

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	一軸偏心した木質構造物の剛性・粘性付与による捩れ応答制御と地震応答予測法
Title(English)	Torsional response control by supplemental stiffness and damping for timber structure with uni-axial eccentricity and seismic response prediction rule
著者(和文)	山崎義弘
Author(English)	Yoshihiro Yamazaki
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8783号, 授与年月日:2012年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:笠井 和彦
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第8783号, Conferred date:2012/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

平成二十三年度 学位論文

一軸偏心した木質構造物の剛性・粘性付与による
振れ応答制御と地震応答予測法

TORSIONAL RESPONSE CONTROL BY SUPPLEMENTAL
STIFFNESS AND DAMPING FOR TIMBER STRUCTURE WITH
UNI-AXIAL ECCENTRICITY AND SEISMIC RESPONSE
PREDICTION RULE

指導教員 笠井和彦 坂田弘安

東京工業大学大学院 総合理工学研究科 人間環境システム専攻

博士課程 09D30030 山崎義弘

謝辞

本研究を行うにあたり、終始、熱心なご指導、ご助言を賜りました恩師東京工業大学教授・Ph.D・笠井和彦先生、東京工業大学教授・工学博士・坂田弘安先生に深く感謝の意を表します。

本論文の副査をして頂いた東京工業大学教授・工学博士・翠川三郎先生、東京工業大学教授・工学博士・元結正次郎先生、東京工業大学准教授・工学博士・古谷寛先生には、本論文をまとめるにあたり貴重なご助言を頂きました。心から感謝致します。

第2章、第3章の実験は、多くの方々のご指導・ご協力のもとに行うことができました。当時笠井研究室助教・大木洋司氏、笠井研究室助教・松田和浩氏、和田研究室助教・吉敷祥一氏には実験の進行にあたり多くのご教示を頂きました。実験の遂行にあたり、当時笠井研究室修士課程・加藤史人君、西澤恵二君、村田真一郎君、小橋知季君、関川久範君、馬場勇輝君には惜しみないご協力を頂きました。試験体の製作には、株式会社住宅構造研究所代表取締役・金井建二氏、住友スリーエム株式会社・所健氏よりご協力を頂きました。心より感謝致します。

修士課程・博士課程合わせて5年間在籍した笠井研究室・坂田研究室のメンバー、元笠井研究室秘書・大久保元子氏、笠井研究室秘書・高野みさえ氏、坂田研究室補佐員・小野口弘美氏には、終始暖かい励ましを頂きました。心より感謝致します。

最後に、日常生活を献身的に支えてくれた妻の章子、両親に感謝の意を記し、謝辞とさせていただきます。

2012年3月2日

山崎義弘

要旨

本研究「一軸偏心した木質構造物の剛性・粘性付与による揺れ応答制御と地震応答予測法」は、我が国が経験してきた大地震において、木造住宅を倒壊に至らしめる一因となった揺れ振動を抑制するためにパッシブ制振技術を適用し、さらにそのような建物の設計法を構築するための基礎研究として貢献することを目的としたものである。

住宅には建築計画上の理由から開口部が不可欠であり、これが構造的弱点となって揺れ振動が誘発されることが知られている。開口部を保持したまま架構の剛性や耐力を高める方法として、方杖や垂れ壁による補強が用いられてきたが、このような従来の耐震補強では柱に局所的に大きな応力が発生するため折損が生じる可能性がある。そこで、方杖型粘弾性ダンパーによって剛性ととも減衰性を高め、さらにその効率を改善するように工夫を施した制振補強法を提案する。制振部材はその高いエネルギー吸収能力により、変位と加速度をともに低減できるため、柱の折損などの損傷を防止することができ、開口部の補強に適したものと言える。

本研究を遂行するにあたり、① 必要剛性・粘性を確保するための制振壁単体の性能評価、② 建物の全体挙動を制御するための必要制振壁量と配置の評価、③ 建物内の全ての耐力壁・制振壁を有効化する水平構面の必要性能評価、という三つの課題を段階的に扱うこととした。これらは階層をなしており、順に解決することで制振壁単体の局所挙動から、建物の全体挙動まで様々なレベルでの評価が可能となる。

本論文は全8章からなり、第2章は上述の①を、第3章から第5章は②を、第6章は③を扱うものである。以下に各章の内容を概説する。

第1章「序論」では、まずは研究背景を述べ、本研究の意義を示した。そして、幅広い領域の既往研究と関連させながら、本研究の目的や位置づけを述べた。

第2章「開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験」では、方杖型制振壁の動的載荷実験を行い、その評価法を提案した。実験では部材や接合部に生じる力や変形を詳細に計測し、制振効率の低下を招きかねない要因を考察するための有益なデータを得た。また、ダンパーを含まない2状態の架構（ダンパー部を非拘束にした状態と拘束した状態）の実験に基づく制振効率予測法を提案した。これにより、実験結果のシミュレーションや、様々なダンパー量に対する制振壁の性能の可視化が可能となった。

第 3 章「振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験」では、開口を有する 1 層木質立体架構に様々な配置で制振壁を配置した試験体の振動台実験を行った。また、非線形挙動を示す試験体を等価な線形構造に置換し、剛性と粘性の配置がシステムの動的特性に及ぼす影響を考察した。そして、剛性付与が局所的な応答低減に、粘性付与が全体的な応答低減に有効なことを明らかにした。

第 4 章「非比例減衰構造の地震応答予測法と制振設計法」では、非比例減衰構造の地震応答が定常的であることに着目し、従来の実数モード解析で得る解に、非比例減衰による応答増分を定常理論から求め、解を重ね合わせるといふ新しいアプローチを提案した。この手法は、煩雑な複素固有値解析に基づくスペクトル解析法と同等な予測精度を有することを示した。さらに、振れを抑制しながら地震応答を目標値以内に収めるための簡易な制振設計法を提案した。

第 5 章「非線形・非比例減衰構造の定常理論による地震応答予測法」では、並進と振れをともなう非比例減衰の 2 自由度系を、定常理論により 1 自由度系に縮約する手法を提案した。また、既往の等価線形化手法を縮約 1 自由度系に適用することで、木質構造のような強い非線形構造にも本理論を拡張可能であることを示し、その有効性を多数の時刻歴解析により示した。

第 6 章「非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界」では、木造住宅の特性を加味しながら、概ね剛床と言えるクライテリアの設定法を提案した。まず、既往の剛床仮定に基づく運動方程式を、水平構面のせん断変形という自由度を新たに追加することで非剛床構造に拡張した。理論の煩雑さを軽減するため、2×2 スパンまでのモデルを対象としたが、この理論が 3 スパン以上の構造に対しても適用できる可能性が極めて高いことを示した。

第 7 章「在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計」では、ここまで示してきた木造住宅の制振設計に必要な様々な理論、解析法、設計法を駆使しながら、一連の設計作業の手順と注意事項を示した。また、建築基準法で要求される最低限の壁量をもつが、偏心率が基準法の制限値を超えるような木造住宅モデルに対する制振設計例を示し、第 2 章で提案した方杖型制振壁を用いて合理的な設計が可能であることを示した。

第 8 章「結論」では、各章で得られた結論を総括して述べ、今後の研究課題についてもまとめた。

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	6
1.2.1 木質構造に対してパッシブ制振技術を取り入れた研究	
1.2.2 方杖型架構に関する研究	
1.2.3 捩れ振動に関する研究	
1.3 研究の目的	25
1.4 研究の対象	26
1.5 論文の構成	28
参考文献	

第2章 開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験

2.1 はじめに	30
2.2 実験概要	31
2.2.1 方杖型制振壁の特徴	
2.2.2 試験体	
2.2.3 載荷方法と計測計画	
2.3 実験結果	36
2.3.1 全体挙動	
2.3.2 部材・接合部の挙動	
2.3.3 動的特性	
2.3.4 変形分担	
2.3.5 柱仕様の違い	
2.3.6 状態 N,R 実験	
2.4 ダンパーを含まない架構の実験に基づく制振効率予測法	42
2.4.1 既往変換法の非線形領域への拡張	
2.4.2 非線形要素からなるバネ系の作成	
2.4.3 様々なダンパー量に対する制振壁の性能の可視化	
2.5 ダンパーを含まない架構の解析に基づく制振効率予測法	47
2.5.1 解析モデル	
2.5.2 動的特性の比較と考察	
2.6 他の制振壁との比較による包括的性能評価	50

2.6.1	骨組特性値の物理的解釈と制振効果の指標の提案	
2.6.2	異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価	
2.7	おわりに	54

参考文献

付録 2.A	状態 R 実験における接合部の挙動
付録 2.B	非線形領域における水平バネ系への変換法
付録 2.C	擬似ブレースの等価剛性評価
付録 2.D	擬似ブレースの荷重-変形関係

第 3 章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

3.1	はじめに	60
3.2	実験計画概要	61
3.2.1	試験体の設定	
3.2.2	実験に用いた耐力壁と制振壁の仕様	
3.2.3	試験体パラメータと設計意図	
3.2.4	計測計画	
3.2.5	加振スケジュール	
3.3	実験結果	66
3.3.1	各壁のせん断力-変形関係	
3.3.2	システムの全体応答	
3.3.3	最大応答変位	
3.3.4	最大応答加速度	
3.3.5	各壁の消費エネルギー	
3.4	並進・振れ応答と剛性・粘性のバランスに関する考察	73
3.4.1	伝達関数を用いた固有周期と減衰定数の評価	
3.4.2	線形構造への近似手法とその制度	
3.4.3	1 層偏心建物の動的特性	
3.4.4	各試験体の剛性・粘性のバランス	
3.4.5	最大応答変位と等価線形化に基づくスペクトル解析	
3.5	おわりに	80

参考文献

付録 3.A	壁倍率の算定
付録 3.B	$M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ の符号について

付録 3.C 非比例減衰が固有周期と減衰定数に与える影響

付録 3.D システムの 1 次減衰定数と粘性配置の関係

第 4 章 非比例減衰構造の地震応答予測法と制振設計法

4.1	はじめに	100
4.2	構造モデルと提案する地震応答制御法	101
4.2.1	考慮する構造モデル	
4.2.2	本研究で提案する揺れを考慮した地震応答制御法	
4.3	実数モードを用いた非比例減衰系のスペクトル応答予測法	106
4.3.1	実数モードによる非比例減衰系の再現	
4.3.2	モード間の相関を考慮した修正法	
4.3.3	精度検証	
4.4	揺れを考慮した性能曲線	113
4.4.1	性能曲線の支配パラメータ	
4.4.2	性能曲線の作成	
4.5	揺れを考慮した地震応答制御法	117
4.5.1	性能曲線を用いた簡易設計法	
4.5.2	設計例	
4.5.3	精度検証	
4.6	おわりに	121

参考文献

付録 4.A 主架構とダンパーの弾力半径比について

付録 4.B 最大層せん断力の低減について

第 5 章 非線形・非比例減衰構造の定常理論による地震応答予測法

5.1	はじめに	128
5.2	線形構造を対象とした定常応答解	129
5.2.1	考慮する構造モデル	
5.2.2	定常応答解	
5.3	ランダム外乱に対する定常応答解の適用	132
5.3.1	縮約 1 自由度系の作成	
5.3.2	縮約 1 自由度系の動的特性	
5.3.3	地震動との同調	

5.3.4	精度検証	
5.4	非線形構造への拡張	138
5.4.1	等価線形システムの作成	
5.4.2	非線形定常応答の評価	
5.4.3	非線形ランダム応答の評価（共振外乱漸増載荷解析）	
5.4.4	地震応答低減の理論	
5.4.5	地震応答解析による精度検証	
5.5	本理論に基づく簡易応答予測法	147
5.6	おわりに	150

参考文献

付録 5.A	Ritz Vector を用いた固有ベクトルの近似解法
付録 5.B	定常応答解の傾向
付録 5.C	縮約 1 自由度系の動的特性と実数モード解析の動的特性の関係

第 6 章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

6.1	はじめに	156
6.2	1×1 スパンの場合の前提条件	158
6.2.1	考慮する構造モデル	
6.2.2	既往の評価法との比較	
6.3	運動方程式	160
6.3.1	剛床の場合	
6.3.2	非剛床の場合	
6.4	システムの動的特性	165
6.4.1	捩れの支配特性値の想定範囲	
6.4.2	システムの動的特性	
6.4.3	水平構面の剛性を考慮した等価偏心率	
6.5	システムの地震応答の分析	171
6.5.1	スペクトル一定領域における 1 次モード応答	
6.5.2	最大応答変位分布の傾向	
6.6	2×2 スパンの場合の前提条件	175
6.7	構造モデルの自由度縮約と運動方程式	175
6.7.1	考慮する構造モデル	
6.7.2	領域内の釣り合い	
6.7.3	モデル全体の釣り合い	

6.7.4 振動特性値を用いた運動方程式の表記	
6.8 動的特性評価	182
6.8.1 対象モデル	
6.8.2 捩れの支配特性値の想定範囲	
6.8.3 動的特性の比較	
6.9 地震応答評価	186
6.9.1 評価法	
6.9.2 結果と考察	
6.10 おわりに	191

参考文献

付録 6.A 水平構面のせん断剛性に関する定義	
付録 6.B 木質構造における水平構面のせん断変形と質量の変位	
付録 6.C 本研究で考慮した壁量	
付録 6.D $\beta/\omega_\theta = 0$ のときの固有値	
付録 6.E 非剛床モデルと等価剛床モデルの関係	
付録 6.F 4自由度系への縮約の証明	
付録 6.G 各領域における水平構面のせん断弾性係数が異なる場合	
付録 6.H 局所座標系から全体座標系への変換	
付録 6.I 田の字型プランの内壁に偏りがある場合と多スパンへの展開	

第7章 在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計

7.1 はじめに	204
7.2 設計思想と目標性能	204
7.3 制振設計フロー	206
7.4 制振例	209
7.5 レベル3地震動に対する検討	218
7.6 おわりに	220
参考文献	

第8章 結論

8.1 各章のまとめ	222
8.2 今後の課題	225

付録 A 関連論文

付録 B 在来軸組構法による木造戸建住宅の地震応答解析

B.1	はじめに	229
B.2	対象とする木造住宅	230
B.3	耐力要素のモデル化	232
B.3.1	筋かい耐力壁	
B.3.2	方杖型耐力壁	
B.3.3	方杖型制振壁	
B.4	地震応答解析	243
B.4.1	解析モデル	
B.4.2	解析ケースと入力地震動	
B.4.3	解析結果と考察	
B.5	おわりに	257
	参考文献	

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.2 既往の研究

1.2.1 木質構造に対してパッシブ制振技術を取り入れた研究

1.2.2 方杖型架構に関する研究

1.2.3 捩れ振動に関する研究

1.3 研究の目的

1.4 研究の対象

1.5 論文の構成

参考文献

1.1 研究の背景

我が国では過去20年を遡ってみても、多くの大地震を経験しており、その度に多数の木造住宅が被害を受けたことが報告されている。写真1.1～1.8に示すのは、1995年兵庫県南部地震、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2007年新潟県中越沖地震における木造住宅の被害例である。日本建築学会が行った阪神・淡路大震災の被害調査によれば、①間口が狭く、接道面に大きく開口を取った住宅、②1階にガレージを持つ住宅、などが大破や倒壊など甚大な被害を被ったことを報告しており⁷⁾、写真1.1～1.8はそのような被害の典型例を集めたものである。これらは偏った壁配置による剛性偏心が原因となり、地震時に揺れ振動が生じることで、剛性や耐力が低い構面、すなわち開口部への損傷集中が引き起こされたと考えられる。

それではなぜ、木造住宅において揺れ振動が主要因と考えられる地震被害が多いのかを紐解いてみる。



写真1.1 接道面に開口を大きく取った木造住宅の被害¹⁾(1995年兵庫県南部地震)



写真1.2 1階にガレージを持つ木造住宅の被害²⁾(1995年兵庫県南部地震)



写真1.3 店舗併用住宅の被害³⁾(2004年新潟県中越地震)



写真1.4 1階が2面開口となった木造住宅の被害³⁾(2004年新潟県中越地震)



写真 1.5 接道面に大きく開口を取った木造住宅の被害⁴⁾(2007年能登半島地震)



写真 1.6 接道面に大きく開口を取った木造住宅の被害⁵⁾(2007年能登半島地震)



写真 1.7 接道面に大きく開口を取った木造住宅の被害⁵⁾(2007年能登半島地震)



写真 1.8 1階にガレージを持つ木造住宅の被害⁶⁾(2007年新潟県中越沖地震)

住宅に開口部が不可欠であることは言うまでもなく、採光のために南側に開口を多く取るため、ほとんどの住宅で剛性偏心が生じていると考えて良いだろう。前述のように、都市部に建つ間口が狭い住宅や、店舗併用住宅、1階にガレージを持つ住宅などでは、接道面に大きく開口を取らなければならないため、特に大きな剛性偏心が生じている。村上らが阪神・淡路大震災後に行った兵庫県東灘区の調査によれば、偏心率が0.3以上の極めて高い木造住宅も散見されることが分かった⁸⁾。

木造住宅の設計で最も一般的に用いられる壁量計算法では、2000年の建築基準法改正まで偏った壁配置に対する規制が無く、このことが契機になって「釣り合い良い配置の検討(告示1352号)」が加わった。これにより、四分割法による検討、あるいは偏心率が0.3以下であることの確認が義務づけられた。ところで、他構造では偏心率0.15がクライテリアとされており、許容応力度等計算では偏心率0.15以上の場合に形状係数によるペナルティが科される。木造住宅の設計においてクライテリアが0.3に緩和されているのは、河合の検討によるもので、構造用合板耐力壁のように比較的靱性が高い耐力壁を用いたケースでの時刻歴応答解析結果が基とされている⁹⁾。したがって、筋交いなど変形性能が劣る耐力壁を

用いた場合にも、偏心率 0.3 の規制が妥当であるのかに関して疑問も残るが、これまで、この規制に問題があることの報告はされていない。

また、揺れ振動による地震被害を増幅させる要因の一つとして、木質構造の低い水平構面剛性の影響が挙げられる。通常、耐震設計や構造解析は「剛床仮定」を基に行われることがほとんどであるが、木質構造物の水平構面はせん断剛性が低いものが多く、剛床仮定が成立しないケースが多いことが、実験的・解析的に示されている(1.2 節)。その場合、建物の一体性が悪く、有効に機能しない耐力壁も生じるため、揺れに対して脆弱になることが知られている。

品確法の壁量計算や許容応力度計算など、近年できた比較的高度な設計法であれば、水平構面の必要床倍率や許容耐力が定められ、検定が必要とされるが、現在でも最も広く用いられる建築基準法の壁量計算法では仕様規定によって火打ち梁を設けることが定められているのみである。よって、水平構面のせん断剛性の確保について十分な配慮が欠けている木造住宅が多い可能性もあり、実際、水平構面の剛性が不足していたために揺れが増幅されたと見られる地震被害も報告されている⁷⁾。

それでは次に、釣り合い良い配置の検討を行っていないような既存の古い木造住宅の地震被害を減らすための社会的な動向や現状について述べる。

我が国には約 2500 万戸の木造戸建住宅が存在し、その約 40%にあたる約 1000 万戸は耐震性が不十分であると推定されている¹⁰⁾。一方で、木造住宅の耐震性能を向上させるため、耐震診断や耐震補強工事に対する助成金制度を設ける自治体も存在するが、一向に耐震化率が向上していないことが指摘されている。

木造住宅の耐震化が進まない理由として、文献 10 によれば以下のことが報告されている。

- ① 費用の負担 静岡県調査によれば、工事費の平均は約 178 万円である。
- ② 生活面での煩わしさ 日常生活では窓などの開口部が減り、壁が増えるなど、居住性が悪くなることが多い。また、工事期間の引越しが煩わしいこともある。
- ③ 耐震改修工事の効果に対する信頼性の欠如 耐震性の違いを補強前後で正しく評価し、それを一般市民に分かりやすく提示できない限りは、適切な耐震補強法も認知されない。
- ④ 情報不足 悪徳業者によるリフォーム詐欺が横行する中で、信頼して相談できる仕組みが出来ていない。

上記①に関連し、文献 11 によれば、日本住宅耐震補強事業者共同組合が耐震診断を実施した 61419 件のうち、回答を得た 9245 件のアンケート結果から、耐震補強工事費用として

100万円未満を希望する人が全体の約7割に上ることが報告されている。このことから、我が国の耐震化率が向上しない現実が浮き彫りとなってくる。建築構造に携わる者の一人としてできることは、まず上記4項目のうち①～③を考慮し、安価かつ居住性を保持した補強の提案、そして木造住宅の耐震性能を定量的に評価する方法を確立することであろう。

前述のように揺れ振動による地震被害を軽減するには、まず剛性偏心を小さくすることが重要である。開口を取ったまま、その部分に剛性と耐力を付与する方法として、古くから方杖部材を設けることがある。1.2節で詳述するが、方杖は柱の折損を引き起こす可能性があるため、現在では倉庫や体育館など比較的大きな空間を必要とする構造でしか見られない。開口を設けるというハンディキャップのもとでは、剛性や耐力が劣るのは避けられないだろう。さらに、開口部は柱の曲げによる弾性変形が主であり、柱が曲げ破壊に至るまでに吸収するエネルギー量が乏しい(1.2節)。よってこれらを踏まえた補強法を考える必要がある。

木造住宅の安価で効率の良い耐震補強方法として、これまで中高層建物に対して培われてきた制振技術を適用する例が増え始めている。詳細は1.2節で述べるが、優れたエネルギー吸収による地震応答の低減、架構の剛性や耐力の調節のしやすさなど、メリットは多いと考えられる。上述した方杖による開口部補強の問題点を、十分に解決しうる方法と言える。よって本研究では、方杖型ダンパーによる制振補強を軸に、木造住宅の揺れ応答を抑制し、耐震性を高めるための研究を行っていく。

参考文献

- 1) <http://www.city.kasugai.lg.jp/bosai/taishin/006415.html>
- 2) <http://www.zokei.ac.jp/newdoc/?p=237>
- 3) 新潟県中越地震 地震・地盤被害調査速報, 東洋大学緊急災害調査団ら, www.fps.chuo-u.ac.jp/~hrsk/files/onizuka.pdf
- 4) 能登半島地震被害調査速報, 東建ジオテック, www.tokengeotec.co.jp/2007noto/2007NotoEQ_Rep01.pdf
- 5) 筆者の妻の提供
- 6) 新潟県中越沖地震被害調査速報, 長岡工業高等専門学校尾上篤生ら, www.nagaoka-ct.ac.jp/ci/onoue/cyuetsuoki_01.pdf
- 7) 日本建築学会ほか: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会
- 8) 村上雅英ほか3名: 阪神・淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点, 日本建築学会構造系論文集, 第481号, pp.71-80, 1996.3
- 9) 河合直人: 耐力壁の釣合い良い配置のための簡便法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.237-238, 2001.7
- 10) 国土交通課 大塚路子: 住宅耐震化の現状と課題, Issue brief Number 568 (2007.3.8)
- 11) 日本木造住宅耐震補強事業者協同組合, <http://www.mokutaikyo.com/data/>

1.2 既往の研究

1.2.1 木質構造に対してパッシブ制振技術を取り入れた研究

まず、木質構造に対してパッシブ制振技術を取り入れた研究を紹介するが、近年、この種の研究開発は非常に数多く、その中で本研究と関連がある代表的なものを取り上げる。

曾田らは小型な圧効きオイルダンパーによる制振補強を提案した¹²⁾。木質構造における接合部が引張りに対して弱い点を克服するため、圧縮にのみ抵抗するオイルダンパーを用いている点の特徴である。また、ダンパーを付与した架構を詳細に解析モデル化したこと、提案システムの制振効果を実験的・解析的に示したことなどで、質・量ともに優れた研究と言える。

野島らは木質構造における仕口の回転を利用した仕口型ダンパーを開発した¹³⁾。ダンパーには粘弾性体を利用しており、その温度依存性などを実験により詳細に調べている。また、簡易な力学モデルに基づく設計法にも展開しており、いわゆる限界耐力計算の関西版マニュアル¹⁴⁾にも掲載されていることから、社会への認知度も高いと思われる。

同様に佐藤らも粘弾性ダンパーを用いた方杖型ダンパーの開発を行った¹⁵⁾。しかし、仕口型や方杖型の制振システムに共通して言えることは、これらは周辺部材の変形によるダンパー変形のロスが大きく、さらに制振壁の耐力が少なめである割には、非常に大きなダンパー力が必要とされることである。したがって、開口を取ることができるというメリットがある反面、比較的少容量のダンパーを住宅に対して多数設置することが前提となる。しかしながら、本研究のように捩れ応答の抑制を目的とした場合には、ある程度剛性と耐力を高めた制振システムが必要とされる。

解析的検討まで含めた研究としては、先に挙げた曾田らの他に、五十田らの研究が挙げられる¹⁶⁾。五十田らはオイルダンパーを持つ間柱型制振壁を開発し、その制振壁を用いた2層木質架構の振動台実験によって有効性を検証した。また、笠井・岩崎らの手法¹⁷⁾を基に、制振壁を簡易な水平バネ系に変換する手法に展開し、振動台実験結果を解析的に追跡することに成功している。さらにこの解析モデルを基に、制振壁の性能評価法の妥当性を検証している。すなわち、精密診断法¹⁸⁾で用いられているような、等価減衰定数による壁の耐力の割り増しが合理的であるか否かを、*Incremental Dynamic Analysis (IDA)* を用いて検証した。このように、制振壁の評価法を、現行の評価法に落とし込むレベルまで検討を行った例は、他にないだろう。

そして最後に、笠井・坂田らの研究を紹介する。笠井・坂田らは制振壁の開発に先立って接合部の実験から行い、制振壁の設計に関してかなり緻密な研究を積み重ねてきた^{19),20)}。また、状態 NR 実験に基づく制振壁の性能予測法など、実務で使える有用な手法を数多く提案している。そして、制振壁を組み込んだ木質架構の振動台実験により、優れた制振効果を示した²¹⁾⁻²³⁾。

さらに、応答スペクトルを用いた簡易な応答予測法を提案している。これにより、パッシブ制振構造設計・施工マニュアルに掲載されている、性能曲線による制振設計法が、木質構造物まで展開できることが示された²⁴⁾。

1.2.2 方杖型架構に関する研究

ところで、本研究では開口を有する制振システムとして方杖型ダンパーによる制振補強を提案しており、既往の木質構造における方杖型架構や垂れ壁の研究についても紹介する。

鎌田らは幅が 4P (3640mm) の軸組に 2 本の木製方杖部材をボルト接合した架構の実験を行った²⁵⁾。そして、方杖部材が圧縮力に対して引張り力には半分以下の力しか伝達できないこと、層間変形角 $1/30\text{rad}$ 以上では柱の割れが生じ、耐力低下が起こることなどを明らかにした。鎌田の実験では柱：方杖ともスギの 120° 角の部材を用いており、その場合の壁倍率は 0.2 程度しかないことを示した。また、同じ架構形状で方杖ではなく土塗り小壁を有する架構の実験結果との比較も行っている。小壁を有する架構では壁倍率が 0.23 で、方杖架構より若干高い程度だが、層間変形角が大きくなるにつれて小壁に徐々にひび割れが生じることで、架構としての塑性変形能力は方杖架構よりかなり優れている。つまり、方杖架構・小壁を有する架構とも、柱の曲げによる弾性変形が卓越するため、初期剛性は同程度であるが、方杖架構は柱の折損により急激な耐力低下が生じるため変形性能が劣り、方杖架構の方がやや壁倍率が低くなるのである。

岩井らは方杖による耐震補強効果を調べる実験を行った²⁶⁾。幅 2P の軸組に 2 本の木製方杖部材をボルト接合した試験体、さらに柱の曲げ変形を抑制するため添え柱を設けた試験体の比較を行った。その結果、添え柱無しでは壁倍率 0.3 程度、添え柱有りでは壁倍率 0.55 程度となり、添え柱による補強の有効性を明らかにした (ただし、1998 年当時の壁倍率は現行の定義とは異なることに注意されたい)。なお、岩井らの実験では柱・方杖とも 105° 角の部材を用いている。

一方、村上らは半割材 ($105 \times 45\text{mm}$) を用いて既存軸組の両面からボルト締め (M12) するディテールの方杖架構の実験を行った²⁷⁾。このディテールの場合、ボルトを曲げ降伏さ

せることができれば安定した履歴を得ることができ、さらに添え柱によって柱の補強を行っており、耐震補強を意識した試験体である。実験結果は 1/30rad 付近で添え柱の断面欠損部分から曲げ引張りによる割裂が生じ、その後も 1/15rad まで荷重が徐々に上昇し、柱の致命的な折損までは至らなかった。幅 4P で方杖部材が 2 本の試験体の場合、1/100rad 時で 5kN 程度、1/15rad 時で 15kN 程度の耐力が得られ、他の方杖型架構に比べるとややエネルギー吸収が富んだ履歴ループとなった。

また、後藤らは方杖架構で柱の折損が生じる弱点を改善するため、アーチ型架構の実験も行っている²⁸⁾。アーチ型架構ではアーチに生じる軸力を添え柱に軸力として伝達するため、方杖型のように柱に曲げモーメントが生じにくい。方杖架構に比べ、アーチ型架構では初期剛性や最大耐力が 1.5 倍程度に上昇し、さらにアーチ型架構の柱脚接合部を補強することで、変形性能も向上することなどを報告している。幅 2P の軸組で、柱に 105 角の部材を用いた場合の結果として、方杖架構で壁倍率 0.48、アーチ型架構で 0.9、アーチ型架構 (柱脚補強) で 1.22 を得た (ただし、1997 年当時の壁倍率は現行の定義とは異なることに注意されたい)。このように、アーチ型架構は比較的高い耐震性能を有しているものの、アーチ部材として湾曲材が必要であることから、コスト面での問題を指摘している。

これらの研究を見ても、方杖架構は壁倍率が低く、さらに柱の折損を生じさせかねないことが分かり、現代の木造住宅では敬遠されていることも理解できる。これと対比するため、構造用合板などの面材を釘打ちし、垂れ壁とした架構の研究にも触れておく。

林らは幅 2P の軸組に乾式パネルや石膏ボードなどの面材を垂れ壁として用いた架構の実験を行った²⁹⁾。面材は受け材を介して軸組に接合する真壁タイプとしており、柱はスギの 105 角と 150 角で比較している。105 角の柱で乾式パネルを用いた場合は、1/10rad 程度で柱の折損が生じ、105 角の柱で石膏ボードを用いた場合は、1/100rad 程度で石膏ボードの圧壊が始まり、1/30rad 程度で石膏ボードが面外にはらみ、耐力低下が生じた。また、150 角の柱で乾式パネルを用いた場合は、柱の折損が生じなかった。このように、柱の折損が生じるか否かは、柱の断面寸法の他に、垂れ壁に用いる面材の強度・固定度にもよることが分かる。

筆者が修士論文の研究で行った垂れ壁の実験でも、同様の結果が見られた³⁰⁾。幅 2P の軸組に構造用合板 (9mm 厚) を軸組に釘 (N50) で接合した垂れ壁 (大壁タイプ) の実験を行い、変動要因は釘ピッチ (75mm と 150mm の 2 種) とした。なお、柱は 105 角のスプルー集成材である。

釘ピッチ 75mm の試験体では、1/15rad まで釘の損傷がほとんど見られず、柱にひび割れが生じることで若干の耐力低下が起こった。架構の変形は主に柱の曲げ変形によると思われる。従来、構造用合板を用いた耐力壁に比べてエネルギー吸収に乏しい履歴を示した。こ

第1章 序論

れに対し釘ピッチ 150mm の試験体では、1/30rad までを超えたあたりで釘のめり込みや胴縁の抜け出しが見られたが、その後も耐力低下は生じず、釘の塑性変形により変形が進行していった。釘ピッチ 75mm の試験体に比べ釘などの損傷が大きいため、低いエネルギー吸収能力はやや改善された。

両者の壁倍率の比較を表 1.1 に示す。驚くことに、釘ピッチ 150mm の試験体の方が壁倍率が高い結果となった。その理由は、釘ピッチ 75mm の試験体は終局耐力によって決まる指標 $P_u(0.2/D_s)$ 以外は釘ピッチ 150mm の試験体に比べて 1.5 倍程度に高まっているが、 $P_u(0.2/D_s)$ のみ 0.65 倍に低下したためである。すなわち、釘ピッチを小さくすると、初期剛性や最大耐力の上昇は見込めるが、変形性能が低下し、結果として壁倍率としての評価は低下するのである。

表 1.1 筆者が実験を行った合板垂れ壁の壁倍率評価

釘ピッチ (mm)	$P_{1/120}$ (kN)	$2/3P_{\max}$ (kN)	$P_u(0.2/D_s)$ (kN)	P_y (kN)	P_a (kN)	壁倍率
75	2.18	6.15	1.27	4.57	1.27	0.35
150	1.53	3.74	1.93	3.19	1.53	0.43

以上をまとめると、面材を垂れ壁とした架構は、方杖架構と同様、高い壁倍率を期待することはできないが、柱を太くすること、面材の強度や固定度を高めることなどで、初期剛性や耐力を高める効果が期待できる。しかしその場合、柱の折損が危惧され、架構としての塑性変形能力が劣るため、壁倍率としては低下してしまうという矛盾が生じる。したがって、剛性を高めながら、かつ塑性変形能力 (エネルギー吸収能力) を高めることは困難であり、これを達成するには添え柱などによる柱の補強が不可欠であることが分かる。また、柱と方杖の仕口はボルト接合のため、引張りに対して弱く、大変形経験後の接合部の緩みなどが危惧されほか、ボルト穴による断面欠損で柱の曲げ耐力が低下してしまうことから、いかに柱-方杖接合部の性能を高め、断面欠損を減らすことができるかも重要である。

1.2.3 捩れ振動に関する研究

一口に捩れ振動と言っても、多数の問題がある。木質構造に特化しなければ、大まかに以下の6つが挙げられる。

- 1) 多層偏心
- 2) 二軸偏心
- 3) 粘性偏心 (非比例減衰)
- 4) 非剛床
- 5) 耐力偏心・非線形性
- 6) 総合的研究

それぞれの既往研究について概説する。なお、第2章から第6章のはじめに、関連する研究を再度まとめて述べる。

1) 多層偏心

図 1.1 のように、剛性偏心が生じた多層構造物を対象とした先駆的な研究として、1934年に棚橋が自由振動周期や強制振動解を誘導し、捩れ振動が構造物を倒壊に至らしめる要因になり得ることを示した³¹⁾。1950年代には小堀らが非線形構造を対象として非定常捩れ振動の運動方程式を誘導し、発展を遂げてきた³²⁾。

その後、1970年代には志賀や Chopra らが様々な理論展開を行った^{33),34)}。その一つに、彼らは各層の質量中心と質量回転半径、剛性偏心距離、そして弾力半径が等しい場合には、以下のような性質があることを導いている。

「剛性偏心が生じた N 層構造物 ($3N$ 自由度系, 図 1.1(a)) の動的特性は、剛性偏心を無視した多層構造物 (N 自由度系, 図 1.1(b)) の動的特性と、剛性偏心を考慮した 1 層構造物 (3 自由度系, 図 1.1(c)) の動的特性を用いて評価可能である」

このことは、剛性偏心が生じた N 層構造物の剛性マトリクス ($3N \times 3N$) が、剛性偏心を無視した多層構造物の剛性マトリクス ($N \times N$) と、剛性偏心を考慮した 1 層構造物の剛性マトリクス (3×3) の直積で表されることから導かれている。例えば、2 層構造物 ($N=2$) の場合、6 自由度系の固有値問題を解く代わりに、2 自由度系と 3 自由度系の固有値問題を解くことによって厳密な解が得られ、有用な知見である。なお、剛性偏心が一軸の場合には、

剛性偏心が生じた N 層構造物は $2N$ 自由度系、剛性偏心を考慮した 1 層構造物は 2 自由度系となる。

しかし、始めに設けた「各層の質量中心と質量回転半径、剛性偏心距離、そして弾力半径が等しい」という条件は、戸建住宅のような小規模構造物では一般的に成立するとは言い難い。なぜなら、戸建住宅という機能上、各階が同一プランになるとは考えにくいからである。

そこで、宮澤らは 2 層偏心構造物を対象とし、1 層と 2 層の剛性中心が質量中心に対して同一方向に偏心している場合 (順偏心と呼ぶ) と、逆方向に偏心している場合 (逆偏心と呼ぶ) の応答を、時刻歴解析により調べた^{35),36)}。また、固有値解析に基づく 1 次モード形を、1 階と 2 階の偏心率を変数として推定する近似式を作成し、応力集中率の形で表した。そして、逆偏心の場合には順偏心の場合よりも応力集中率が低下することなどを示した。

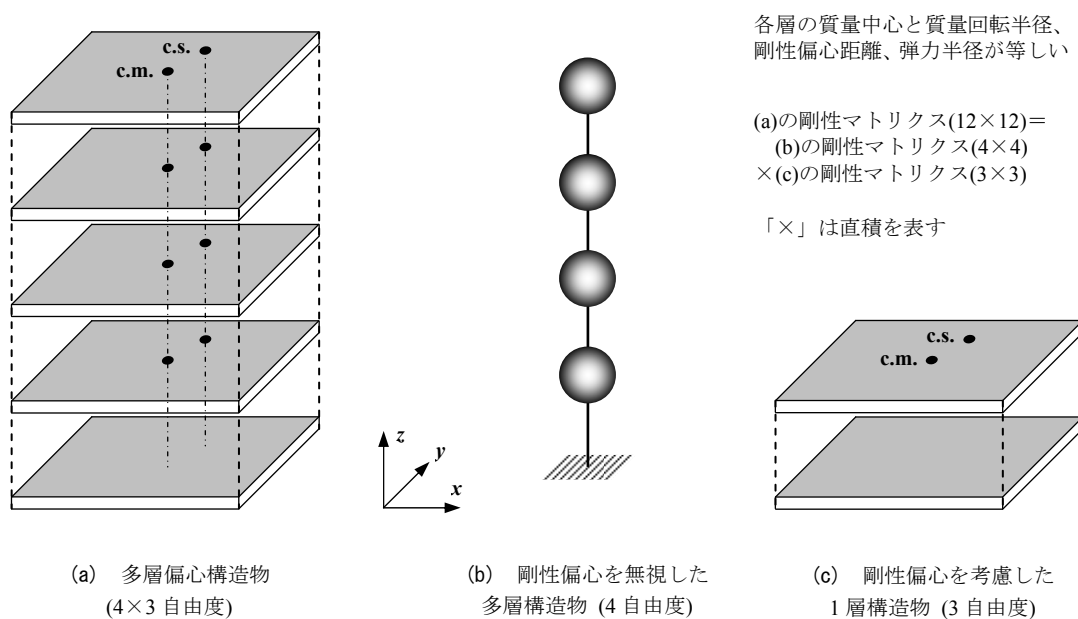


図 1.1 多層偏心構造物の評価法 (4 層の例, $N=4$)

本研究では基礎的な研究として 1 層のモデルを対象とするが、前述した性質により、これは特異な条件下では多層モデルにも適用可能な知見が得られる。また、過去の地震被害調査から 2 階建て住宅の 1 階における層崩壊が多数であることが分かっており、そのような場合には 2 階を剛として 1 層として扱うことができると仮定しても、近似解としては十分な精度を持ちうると思われる。よって、本研究では平屋の住宅、そして宮澤らが指摘した 1 層と 2 層の連成効果は小さいものとして 2 階建ての住宅も対象と考える。

2) 二軸偏心

二軸偏心とは質量中心に対し、剛性中心が x 方向・ y 方向ともに偏心している場合である (図 1.2(a))。このような構造物に対する地震入力を考えた場合、藤井は以下の二つの傾向を得た³⁷⁾。

「1層二軸偏心構造物に2方向の地震入力を与えた場合、1次モードの振動方向と地震動の主軸方向が近くなったとき、最も応答が厳しくなる構面にとってクリティカルな外乱となる」

「地震動の主軸成分の入力方向が1次モードの振動方向に一致する場合、地震動の副軸成分の大きさが柔側構面の応答に与える影響は小さい」

二つ目の傾向より、地震動の主軸方向が1次モードの振動方向に一致する場合、地震入力は一方向(1次モードの振動方向)のみ考慮しておけば、柔側構面の応答予測面では良い近似を与える、ということになる。

ところで、二軸偏心構造物の座標軸を回転させれば、一軸偏心構造物として扱うことができる方向が存在する³³⁾。図 1.2(b)は x 軸と y 軸で定義された座標系では二軸偏心となる構造物が、軸を時計回りに ψ 回転した u 軸と v 軸で定義された座標系では一軸偏心となることを示している。藤井が得た結論を併せると、図 1.2(b)に示す構造物の1次モードの振動方向が u 軸に一致する場合、地震入力は u 軸に平行な1方向のみ考慮すれば良い、と言える。ただし、1次モードの振動方向が u 軸方向に必ずしも一致するとは言えない。

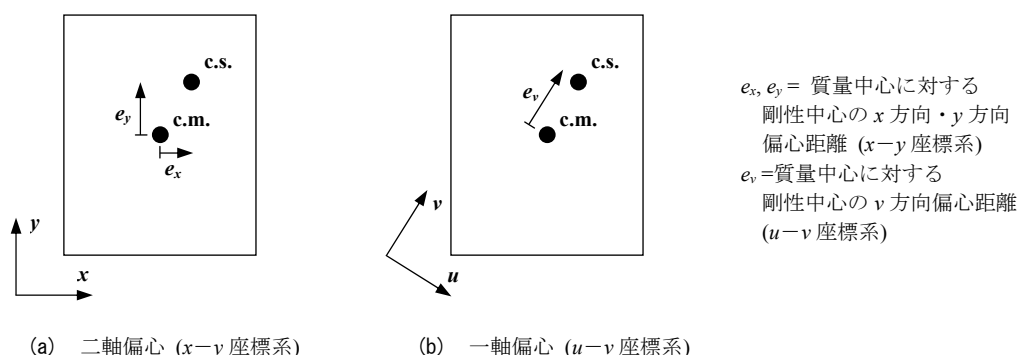


図 1.2 二軸偏心構造物の評価法

本研究で対象とする木造住宅について、上述の傾向を考えてみる。木造住宅で剛性偏心が大きくなるのは、1.1 背景で述べたように、間口が狭く接道面に大きく開口を取った住宅や、1階にガレージを持つ住宅である。そのような住宅は基本的に都市部に密集しているため、間口に直交する方向の壁量は多く、さらに壁配置のバランスも良いと考えられる。したがって、間口に平行な方向の壁量が少なく、壁配置のバランスも悪いとし、この方向が1次モードの振動方向に一致すると仮定しても十分妥当と言えるため、本研究では一軸偏心のみ扱うこととする。

3) 粘性偏心

構造物の剛性偏心に起因した捩れ振動を抑制しながら効果的に地震応答を低減する手法として、剛性や耐力が低い構面に制振ダンパーを付与することが考えられる。制振ダンパーをエネルギー吸収部材として捉えれば、履歴系ダンパー・粘性系ダンパーを問わず広い意味で粘性(減衰)を付与することに他ならない。したがって、ダンパーを付与した制振構造では、剛性偏心だけでなく粘性偏心という概念を定義しなければ、定量的な評価へ展開することはできない³⁰⁾。

そして、剛性偏心と粘性偏心の偏心量が一致しない場合、明らかに剛性マトリクスと減衰マトリクスが比例関係にないため、いわゆる「非比例減衰系」となる。そのため、ダンパーの配置計画に関しては、時間積分による時刻歴応答解析を用いた試行錯誤的な検討がなされている³⁸⁾⁻⁴⁴⁾。その結果、捩れによって変形が大きくなる構面に対し、ある程度の大きさのダンパーを付与することで、並進と捩れを効果的に抑制できることが見いだされている。しかし、上述した粘性偏心やそれに類似した概念を定義し、モデルの振動特性を一般化した指標で定式化しようと試みた例は数少なく、代表例として Chopra, Goel の研究が挙げられる³⁸⁾⁻⁴⁰⁾。最近では半田らが剛性と減衰に偏心がある構造を対象に、ダンパー偏心比という指標を定式化し、複素固有値解析に基づく動的特性と地震応答について詳細に検討した例がある⁴⁵⁾。

また、時刻歴解析によらない解析法として応答スペクトル法がある。Igusa らは複素固有値解析から得られる複素数のモードを近似的に実数で表し、さらに各複素モード間相関係数を用いて、応答スペクトル法を適用する手法を提案した。しかし、煩雑な計算を要するため、簡便な予測手法とは言い難い⁴⁶⁾。応答スペクトル法のメリットとは、その簡便性の他に、地震応答を「システムの動的特性」と「地震動の特性(応答スペクトル)」に分離して表すことができる点にあり、本研究も応答スペクトルを用いた地震応答予測法を軸に研究を進める。

実験的研究に関しても多数の蓄積があると言える。例えば、鉄骨構造に弾塑性ダンパーを用いた例として山田哲らの実験⁴⁷⁾、木質構造に粘弾性ダンパーを用いた例として野口らの研究が挙げられる⁴⁴⁾。このように多様な構造に対し各種ダンパーを用いた研究が行われている。

4) 非剛床

水平構面が曲げモーメントやせん断力に対して柔性を持つため、いわゆる「剛床仮定」が成立しない場合があることは、古くは1950年に谷が指摘している⁴⁸⁾。この頃は、壁式構造における組立コンクリート床版などのスラブが地震力に直交する方向に非常に長いとき、水平構面に曲げ・せん断変形が生じ、鉛直構面のせん断力分布が剛床時に比べ異なることが懸念され、これが研究動機となっていた。そして、谷は門型構造を例として、地震力によって水平構面に曲げ・せん断変形が生じる場合のたわみ角法の一般式を誘導した。大澤も同様の検討を行い、地震力に直交する方向の壁による、水平構面の曲げ変形の拘束効果を数値的に調べた⁴⁹⁾。また、山田孝一郎は水平構面の曲げ・せん断によるたわみ式から地震力分布の修正を行い、等分布地震力に比べて放物線分布地震力が作用するとき方が、床版の水平剛性が約8割に低下することを導いた。さらに、壁やラーメンが負担するせん断力について、剛床仮定に基づく解からの補正係数を誘導した⁵⁰⁾。海外の研究者達も同様に、主に細長いスラブの曲げ・せん断変形を考慮する必要性を説いている^{51),52)}。S.K.Jain は曲げ・せん断変形を考慮した水平構面が端部の壁で支持された系を1次元分布質量系と捉え、その微分方程式を誘導し、動的特性の厳密解を得る手法を示している⁵²⁾。

ただし、ここまで挙げた研究は揺れ振動との関連を論じたものではない。つまり、剛性偏心が無い場合や、地震力に直交する方向の壁の存在を無視した場合を主な対象としているのである。床剛性が構造物の揺れ応答に及ぼす影響を解析的に示した例の先駆けとしては、松本らの研究が挙げられる⁵³⁾。松本らは1×1スパンの簡易な立体振動モデルとホワイトノイズ入力を考慮し、偏心率、床剛性、鉛直構面の降伏耐力を変化させたパラメトリック解析を行った。そして、水平構面をほぼ剛と見なして良い床剛性の下限値を試算しており、床剛性が低い木造建物を意識した、設計のための提言を示している。同年(1986年)には、山口が木質構造の水平構面の実験結果に基づく解析モデルを作成し、床剛性や耐力壁線間距離に制限を与える必要性を説いた⁵⁴⁾。その後は木質構造分野を中心として、多数の実験的・解析的研究が報告されている。

実験的研究として、青木らの模型実験が挙げられる⁵⁵⁾。これは1層の軸組構法を再現した1/2縮尺模型を対象に行ったものであり、壁量が等しくても、壁のバランスが悪い、つま

り偏心率が高いと1次固有振動数が低下することの他に、床の面内剛性が低くても同様に1次固有振動数が低下することを実験的に示した。

実大実験では、阿川・腰原らの研究が代表的である^{56),57)}。1層の試験体に限られるが、壁配置や床剛性などを変化させて多数の静的実験と動の実験を行った。青木らと同様に、床剛性が低いと1次固有振動数が低下することなどを示した。

一方、解析的研究は簡易な骨組モデルの時刻歴解析が多く、偏心率や床剛性を変数としたパラメトリックな検討がなされている。非剛床構造の最も本質的な課題は、どの程度の床剛性があれば概ね剛床と見なせるか、であると考えられ、山田明、山田耕司、野口らの研究が挙げられる⁵⁸⁾⁻⁶⁰⁾。

さらに、現行の設計法を剛床仮定が成立しない場合にも拡張する例もある^{61),62)}。梶川ら、小谷らの研究は、1×1 スパンの耐力壁構造を対象とし、質量中心に静的地震力が作用する場合の力の釣り合いと変形の適合条件から、応力集中率や捩れ補正係数を導出したものである。応力集中率や捩れ補正係数とは、捩れが無い場合に各構面がその剛性に比例して水平力を負担するのに対し、捩れがある場合に各構面が負担する水平力の割合が変化することを考慮し、その増加(減少)割合を各構面ごとに算出したものである。剛床で質量中心に静的地震力を与えた場合の理論解は、木質構造の許容応力度設計でも使用されている⁶³⁾。

その他では、村上は水平構面のせん断変形を考慮した靱性設計法を提案した⁶⁴⁾。日本建築防災協会が発行した文献による精密診断法では、床倍率が低い場合に建物が保有する耐力を低減する指標が示されている¹⁸⁾。また、新壁量計算法と呼ばれる、住宅の品質確保の促進等に関する法律(品確法)で定められた設計法では、建築基準法で定められた仕様規定に比べてやや高度化され、水平構面の床倍率の検討が義務づけられている⁶⁵⁾。必要床倍率値は、境界条件や必要壁量などにより決定されるが、その基盤となる考えは、「鉛直構面(耐力壁)よりも水平構面が先行破壊することを防止し、耐力壁の終局耐力を担保すること」である。海外でも Basu らが水平構面の曲げ・せん断剛性が低い立体偏心骨組の静的解析を行い、剛床仮定に基づく場合との応力分布の比較を示した例もある⁶⁶⁾。

ここまで様々な設計法を紹介したが、その全てが静的地震力(例えば、質量に比例した地震力分布)を考慮したものであり、捩れや水平構面の変形によって変化する慣性力分布の変動を考慮したもの、つまり動的な特性を考慮し、振動問題として取り扱った設計法は無い。捩れ振動問題に関して、1970年代頃から理論が発展してきたが^{33),34)}、これまで非剛床構造の捩れ振動を対象とした厳密な理論は無いのである。

簡便な解析法という意味では、青木らが3×3スパンの1層構造の運動方程式をマトリクス表示した例があり、弾性範囲内では実験結果を精度良く再現できることが示されている⁵⁵⁾。しかし、そこで導かれた全体剛性マトリクスは、各構面の剛性値を用いて表した変形と力の釣り合い式(要素剛性マトリクス)の重ね合わせに留まっており、あくまで構造物の解析法と位置づけられる。この手法をさらに応用すれば、変形の適合条件からさらに自由度を縮約することが可能であり、システムの動的特性を決定づける振動特性値を陽な形で表すことができるのである(本論文の第6章がそれに該当する)。

5) 耐力偏心・非線形性

架構が大きく塑性化したときに捩れ挙動は、弾性時の剛性偏心よりも耐力偏心の影響の方が顕著であることが指摘されている。荒木は木質耐力壁と鋼構造ラーメンフレームを平面的に併用した混構造の実験を行い、弾性時に剛性偏心が生じていなくても、弾塑性時には木質耐力壁とラーメンフレームの耐力の違いから耐力偏心が生じ、捩れ挙動が見られることを示した⁶⁷⁾。

一般的には、著しく履歴性状の異なる構造要素を平面的に併用することは少ないと考えられるが、上述のようにラーメンフレームを用いて開口部を保持するような設計は、狭小な土地に建つ住宅などでは十分に可能性がある。したがって、これまでの「剛性偏心」とは異なる「耐力偏心」の指標が必要と考えられ、荒木は各構造要素の剛性を耐力に読み替えて定義した「耐力偏心率」を指標として、静的増分解析による検討を行っている。しかし、静的解析における地震力分布の設定の仕方に起因すると考えられるが、実験結果の予測精度面で改良の余地があると言える。

また、鉄筋コンクリート分野においては、中埜らが定義した耐力偏心率によって、弾塑性応答時の最大捩れ応答角が推定できることなどが示されている⁶⁸⁾。

このように、耐力偏心の程度を表す指標を定義し、それを用いて非線形領域での捩れ応答を定量的に論じようとする試みがあるが、この考えは木質構造ならびに制振構造には適さないと思われる理由が二つ挙げられる。第一に、木質構造の耐力要素(耐力壁など)の骨格曲線は複雑であり、小変形時から緩やかな非線形性が見られ、明確な降伏点が無いまま剛性低下が進行し、そしてある程度の2次勾配を持った塑性域が進展していくため、いわゆる耐力値を耐力要素ごとに定義できないことがある。同様のことは制振構造で用いる速度依存型ダンパーについても言え、例えば粘弾性ダンパーではその線形性が応答制御の面で有効な場合もあり、耐力を定義することができない。第二に、骨格曲線の耐力のみに基づく指標では、履歴性状の違いを考慮できないことがある。ここで言う履歴性状の違いと

はエネルギー吸収能力の違いを意味している。3)の粘性偏心で述べたが、エネルギー吸収に富む制振ダンパーを局所的に付与した場合、線形構造では非比例減衰となるため、剛性分布のみに基づく評価法は不適である。したがって、特に制振構造を対象とした場合、各構造要素のエネルギー吸収能力を考慮した評価法が不可欠と言える。

以上より、本研究では非線形構造を対象とする場合、構造要素の力学特性における振幅依存性を考慮し、ある地震入力に対する応答を明示できる性能評価型設計法(地震応答予測法)を提案することを最終目標とする。

例えば、非線形挙動を示す多層構造物の地震応答予測として、限界耐力計算が広く用いられている。ここでは、揺れ振動をともなう構造物に対する限界耐力計算の適用を考え、その問題点を挙げてみる。

限界耐力計算では、始めに他自由度系のモデルを1自由度系に縮約する必要がある。この縮約は、高さ方向の外力分布を A_i 分布(限界耐力計算では B_i 分布と呼ぶ)により決定した静的漸増载荷解析に基づき行うか、1次モードに比例した地震力分布を考慮した静的漸増载荷解析に基づいて行う。しかし、揺れともなう構造物の場合、高さ方向の外力分布が A_i 分布により決定できないだけでなく、揺れによって水平方向の地震力分布が変化するため、各層の地震力を質量中心に作用する集中荷重としては、揺れを小さめに評価してしまう。したがって、揺れをともなう構造物の線形から非線形領域にかけての外力分布を、どのようにして決定するかが鍵となる(図1.3)。

藤井はこれを1次モード形に比例した変形モードが得られるように制御した「変位モード強制型静的漸増载荷解析」を行うことで克服し、等価線形化手法へと展開した⁶⁹⁾⁻⁷¹⁾。この手法では、各要素の割線剛性を用いて各ステップで算出される等価線形系の1次モードに相似な強制変形を与える解析を行うが、特殊な解析プログラムを要するため、本来の目標である予測法の簡便性という理念にやや反すると言えるが、藤井はこの手法を用いた一連の研究により、以下のことを指摘している。

「非線形領域の変形モードは、各要素の最大変形に基づく割線剛性によって評価した1次モード形から評価できる」

「各ステップでの変形モードを1次モード形と相似に強制することで、塑性化によるモード形の変化を考慮することが可能となり、高精度の予測ができる」

これらのことから、捩れをともなう構造物に対して限界耐力計算を適用する際、通常の A_i 分布を用いた荷重増分型の静的解析結果を用いると、著しく予測精度が低下する可能性がある。なお、倉本らも同様の展開を行っており⁷²⁾、非線形構造の等価線形化手法に基づく地震応答予測法としては確立されつつある。

一方、主に伝統構法による木造住宅では、上述とは別の理由から変位増分型の静的解析による 1 自由度系への縮約法が、限界耐力計算において用いられている。その理由とは、変形性能に優れた木造住宅では、架構の一部が破壊に至っても、建物としては水平耐力を保持するような領域、すなわち荷重-変形関係が負勾配となる領域にまで安全限界変形角を拡げるためである。そのため、文献 14 では荷重増分型の解析の他に、変位増分型による静的漸増荷重解析の略算法が掲載されているが、上述のごとく、この手法は負勾配の領域まで評価可能とするためのものであり、非線形領域 (負勾配ではない) での変位モードの予測精度は、通常の A_i 分布を用いた荷重増分型の手法と同等程度である。

以上のことから、捩れをともなう構造物に対しても性能評価型設計法が確立されつつあると言えるが、3)で述べた粘性偏心、特に非比例減衰の影響を加味した設計法は無い。今後急速に普及することが予想される制振構造を対象とした場合、このことは到底無視されるものではなく、既往の手法の精度検証、ならびにその改善について今後研究がなされるべきである。

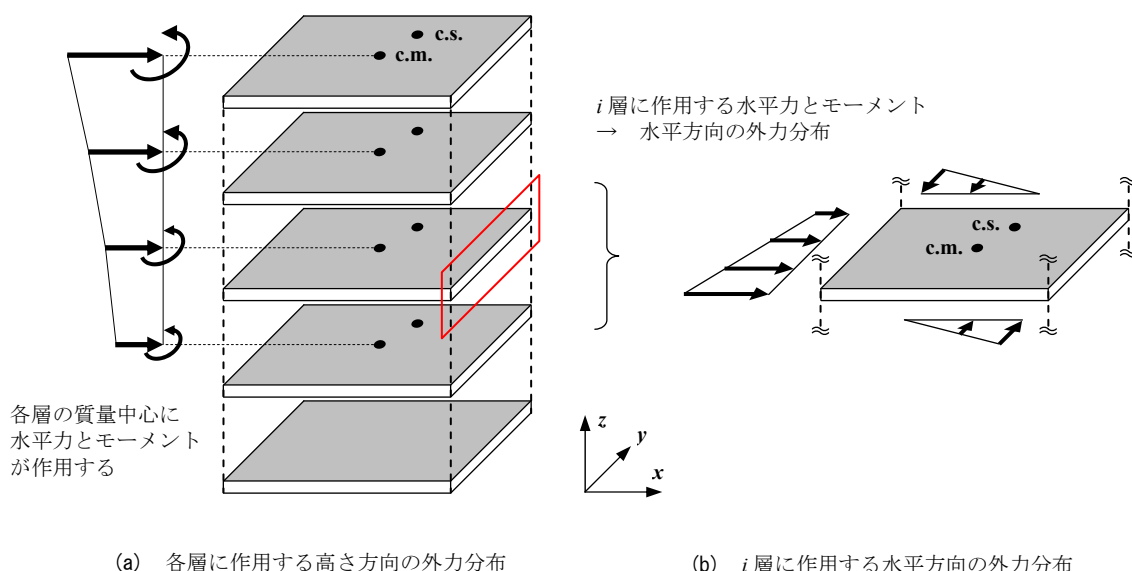


図 1.3 多層偏心構造物に作用する外力

6) 総合的研究

最後に、上述した様々な問題を総合的に扱った研究を紹介する。

実験的研究としては、清水らが行った伝統的木造住宅の実大震動台実験がある⁷³⁾。試験体は弾性時の偏心率は0.3に収まるが床倍率が0.6程度で、一般に剛床とは言い難い仕様である。地震入力時は顕著な捩れ振動が見られたが、水平構面が大きくせん断変形するような挙動は見られなかった。このことについては、本論の第6章でも検討を行う。

解析的研究としては、生田らが行った3次元骨組モデルの時刻歴解析がある⁷⁴⁾。水平構面を非剛床とし、偏心率を変数とした多数のモデルの解析を行うことで、偏心率が地震最大応答に及ぼす影響を調べた。この研究では2方向の地震入力を考慮しており、その結果、一軸偏心よりも二軸偏心の方が捩れが大きくなることを示した。ただし、このモデルでは水平構面を剛節した梁組でモデル化しており、その精度に若干の疑問がある。

参考文献

木質構造に対してパッシブ制振技術を取り入れた研究

- 12) 曾田五月也, 宮津裕次, 松永裕樹 : 方杖型圧効きオイルダンパによる木造住宅の制振に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 649 号, pp.559-566, 2010.3
- 13) 野島千里, 檜原健一 : 仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発 その 4 QM タイプの性能評価と抵抗機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.91-92, 2005.7
- 14) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 : 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, 2005.3
- 15) 邵立, 佐藤孝典, 寺田岳彦, 堀江竜巳, 半澤徹也, 西村拓也 : 粘弾性ダンパーを用いた制震住宅の開発 その 1 方杖型ダンパーの制震効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.995-996, 2000.7
- 16) 篠原昌寿, 五十田博, 石本篤史 : オイルダンパー制振壁を持つ 2 層木質架構の地震時応答変位の解析的再現と木造用制振壁の評価値の妥当性, 日本建築学会構造系論文集, 第 648 号, pp.377-384, 2010.2
- 17) 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, 第 605 号, pp.37-46, 2006.7
- 18) 日本建築防災協会 : 木造住宅の耐震診断と補強方法, pp.74-75, 2006.6
- 19) 坂田弘安, 笠井和彦, 和田章, 宮下健 : 合板パネルによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 594 号, pp.65-73, 2005.8
- 20) 笠井和彦, 坂田弘安, 和田章, 宮下健 : K 型ブレースによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, pp.51-59, 2005.12
- 21) 笠井和彦, 和田章, 坂田弘安他 3 名 : 変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 594 号, pp.101-110, 2005.8
- 22) 坂田弘安, 笠井和彦, 和田章他 4 名 : 速度依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 615 号, pp.161-168, 2007.5
- 23) 坂田弘安, 笠井和彦, 大木洋司, 松田和浩 : 在来軸組戸建木造住宅を対象とした 2 層木質制振架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 631 号, pp.1607-1615, 2008.9
- 24) 日本免震構造協会 (JSSI) : パッシブ制振構造設計・施工マニュアル, 2005.9

方杖型架構に関する研究

- 25) 渡邊宏, 鎌田輝男 : 方杖をもつ木造軸組の耐力特性について, 日本建築学会中国支部研究報告集(28), pp.85-88, 2005.3
- 26) 岩井哲, 中治弘行 : 方杖・袖壁による木造在来軸組構造の耐震補強効果の定量的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.93-94, 1998.7

- 27) 村上 雅英, 田原賢, 秋山真一, 稲山正弘 : 木造住宅の耐震補強に関する実験 その1 店舗、車庫、狭小住宅等を対象とした耐震補強実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.229-230, 1997.7
- 28) 後藤正美, 秦正徳, 鈴木有 : 開口部を持つ木造軸組の補強法の提案とその実験的検討, 日本建築学会技術報告集(5), pp.108-113, 1997.12
- 29) 高橋遥希, 宮本慎宏, 森井雄史, 林康裕 : 静的載荷実験に基づく垂壁付木造軸組の変形性能評価, 日本建築学会近畿支部研究報告集(49), pp.261-264, 2009.5
- 30) 山崎義弘 : 剛性偏心した木造戸建住宅の制振部材による揺れ応答制御と地震応答評価法, 東京工業大学修士論文, 2009.3

揺れ振動に関する研究

—多層偏心—

- 31) 棚橋諒 : 構造物の揺れ振動の問題, 建築雑誌, 第 48 剛, pp.333-349, 1934.4
- 32) 小堀鐸二, 金多潔 : 構造物の非線型揺れ振動に就いて, 日本建築学会研究報告, 第 30 号, pp.1-4, 1955.5
- 33) 志賀敏男 : 構造物の振動, 共立出版, pp.140-184, 1976.6
- 34) C. L. Kan and A. K. Chopra : Effects of Torsional Coupling on Earthquake Forces in Buildings, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 103, No.4, pp. 805-819, 1977.4
- 35) 宮澤健二, 疋田慎二, 西村彰敏 : 木質系住宅の水平構面剛性と立体動的偏心に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.277-278, 2010.9
- 36) 疋田慎二, 宮澤健二 : 木質系住宅の立体動的偏心に関する研究, 構造工学論文集, Vol.57B, pp.387-392, 2011.3

—二軸偏心—

- 37) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士, 坂田弘安, 和田章 : 地震動の主軸方向が単層 2 軸偏心建物の応答に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.683-684, 2005.7

—粘性偏心—

- 38) W. Lin and A. K. Chopra : Understanding and Predicting Effects of Supplemental Viscous Damping on Seismic Response of Asymmetric One-Story Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.30, No.2, pp.1475-1494, 2001
- 39) R.K.Goel “Effects of Supplemental Viscous Damping on Seismic Response of Asymmetric-plan Systems” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.27, No.2, pp.125-141,1998
- 40) R.K.Goel “Simplified Analysis of Asymmetric Structures with Supplemental Damping” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.30, No.2, pp.1399-1416,2001

- 41) 田村良一：剛性偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の損傷分散に着目した耐震補強弾塑性ダンパーを用いた場合，日本建築学会大会学術講演梗概集，2000
- 42) 新田山直紀，村上勝英ほか：大きな偏心を有する建物における変形制御設計(その2)振動応答解析による検討と設計判断，日本建築学会大会(北海道)学術講演梗概集，2004
- 43) 中村満喜男：減衰特性の偏心によるねじれ振動の研究 応答解析による最適減衰定数，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp.441-442，2000.7
- 44) 野口弘行，大浦和香子，吉田傑，梶川久光，小林正人：偏心を有する木質建物の粘弾性ダンパーによる地震応答制御，日本建築学会構造系論文集，第 600 号，pp.123-130，2006.2
- 45) 半田潤，吉富信太，辻聖晃，竹脇出：剛性と減衰に偏心のあるモデルにおける減衰定数と地震応答の特徴，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp.749-750，2011.8
- 46) R.Sinha and T. Igusa：CQC and SRSS Methods for Non-Classically Damped Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, No.2, pp.615-619, 1995
- 47) 山田哲，和田智子，薩川恵一，前澤将男，北村春幸，和田章：履歴ダンパーが耐力・剛性偏心して取り付けられた 1 層鋼構造骨組の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 590 号，pp.111-119，2005.4

—非剛床—

- 48) 谷資信：床剛性に依る横力分布について，日本建築学会研究報告，第 9 号，pp.101-104，1950.11
- 49) 大澤胖：横力分布係数に及ぼす床版変形の影響 第 2 報 一層建築物の場合，日本建築学会研究報告，第 19 号，pp.134-137，1952.9
- 50) 山田孝一郎：建築物の床版変形を考慮せる実用的横力分布法 1 層建築物の場合，日本建築学会論文報告集，第 69 号，pp.273-276，1961.10
- 51) R. Shepherd, R.A.H. Donald：The influence of in-plane floor flexibility on the normal mode properties of buildings, Journal of Sound and Vibration, Volume 5, Issue 1, pp.29-36, 1967.1
- 52) Sudhir K. Jain, Paul C. Jennings：Analytical models for low-rise buildings with flexible floor diaphragms, Volume 13, Issue 2, pp.225-241, 1985.3
- 53) 松本善太，松島豊：構造物のねじれ地震応答に及ぼす床剛性の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，B 分冊，pp.735-736，1986.7
- 54) 山口修由：床剛性と耐力壁間の距離との関係について，日本建築学会大会学術講演梗概集 C 分冊，pp.1211-1212，1986.7
- 55) 青木謙治，槌本敬大，安藤直人：軸組構法による木造立体架構の水平変形性状に与える耐力壁配置の影響 第 2 報 弾性せん断バネモデルによる共振周波数，共振モードの予測，木材学会誌，第 48 卷 6 号，pp.439-448，2002.11
- 56) 腰原幹雄，阿川将樹，大橋好光，宮澤健二，坂本功：偏心を有する木質面材耐力壁構造の静的挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 558 号，pp.165-171，2002.8

- 57) 阿川将樹, 腰原幹雄, 佐藤孝浩, 大橋好光, 宮澤健二 : 偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp.157-164, 2002.8
- 58) 山田明, 鈴木三四郎 : 床剛性を考慮した軸組木造長屋モデルの直交壁効果に関する考察 2 方向の地震入力を受ける場合, 日本建築学会構造系論文集 第 634 号, pp.2143-2150, 2008.12
- 59) 山田耕司 : 床剛性と雑壁を考慮した木造軸組建物の最大変位応答分布, 日本建築学会構造系論文集, 第 586 号, pp.131-137, 2004.12
- 60) 野口弘行, 和木洋, 内山善明, 渡邊康志 : 水平構面剛性を考慮した 2 層木質建物の振動性状に関する研究 その 4 壁量・壁配置に関する簡易構造検討法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.225-226, 2008.7
- 61) 梶川久光, 野口弘行 : 1 層箱形建物における剛床仮定の適用範囲に関する研究 : 木質立体建物の床剛性を考慮した水平ねじれ挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 第 595 号, pp.79-85, 2005.9
- 62) 小谷竜城, 景山誠, 村上雅英, 稲山正弘 : 水平構面の剛性を考慮した偏心率及びねじれ補正係数の提案及び検証 1 スパンモデルの場合, 日本建築学会構造系論文集, 第 654 号, pp.1483-1490, 2010.8
- 63) (財)日本住宅・木材技術センター : 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版), pp.75-76, 2009.6
- 64) 村上雅英, 稲山正弘 : 偏心を有する柔床壁式構造物の靱性設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 530 号, pp.93-98, 2000.4
- 65) 国土交通省住宅局住宅生産課ほか : 日本住宅性能表示基準・評価方法基準技術解説(新築住宅)2010, 工学図書(株), pp.111-125, 2010.10
- 66) Dhiman Basu and Sudhir K. Jain : Seismic Analysis of Asymmetric Buildings with Flexible Floor Diaphragms, Journal of Structural Engineering, Volume 130, Issue 8, pp.1169-1176, 2004
- 耐力偏心・非線形性—
- 67) 荒木康弘 : 鋼構造と木質構造を平面的に併用した構造物の耐震安全性に関する実験的研究, 日本鉄鋼連盟 2009 年度鋼構造研究・教育助成事業報告集, pp.281-285, 2009
- 68) 日野泰道, 中埜良昭, 楠浩一 : 鉄骨系架橋が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状に関する研究 耐力偏心に基づく偏心率と最大ねじれ回転角の検討, 日本建築学会関東支部研究報告集(69), pp.77-80, 1999.2
- 69) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士 : 1 方向地震入力を受ける多層 1 軸偏心建物の各構面最大応答変位の推定手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.99-106, 2004.9
- 70) 藤井賢志 : 粘弾性制震部材を用いた鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の地震応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 634 号, pp.2195-2204, 2008.12

71) 藤井賢志：任意方向からの水平1成分地震動を受ける偏心建物の柔側構面最大応答の上限値の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第653号, pp.1247-1256, 2010.7

72) 星龍典, 倉本洋：多層偏心建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第616号, pp.89-96, 2007.6

—総合的研究—

73) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究 部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集, 第657号, pp.2001-2008, 2010.11

74) 生田 寛, 川瀬 博, 多賀 直恒：偏心を有する在来構法木造住宅の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第540号, pp.33-40, 2001.2

1.3 研究の目的

本研究は、我が国が経験してきた大地震において、木造住宅を倒壊に至らしめる一因となった揺れ振動を抑制するためにパッシブ制振技術を適用し、さらにそのような建物の設計法を構築するための基礎研究として貢献することを目的としたものである。

住宅には建築計画上の理由から開口部が不可欠であり、これが構造的弱点となって揺れ振動が誘発されることが知られている。開口部を保持したまま架構の剛性や耐力を高める方法として、方杖や垂れ壁による補強が用いられてきたが、このような従来の耐震補強では大変形時に柱の折損が生じる可能性がある。そこで、方杖型ダンパーによって剛性ととも減衰性を高め、さらにその効率を改善するように工夫を施した制振補強法を提案する。制振部材はその高いエネルギー吸収能力により、小さな力で応答を抑制できるため、柱の折損を防止することができ、開口部の補強に適したものと言え、本研究は実務的な面でも非常に意義がある。

1.1 研究の背景、1.2 既往の研究で述べてきたことから分かるように、上述した方杖型ダンパーによる制振補強を達成するには様々な課題を解決する必要がある。図 1.4 に本研究の対象の概念図を示す。本研究の主要なキーワードとして「木質構造」、「制振構造」、「揺れ振動」の三つが挙げられる。これらは学術大系として個別に発展を遂げてきたため、本研究の特徴はこれらを複合的に扱う際に生じる諸問題を解決することにある。これについて、学術的な観点からの問題点を整理すると、以下のようになる。

まず、木質構造と制振構造を扱う場合、ダンパーを支持する接合部や架構部材で比較的変形が生じやすいため、壁や部材レベルでの詳細な検討が必要である。また、ダンパーを支持する部材には、木質構造特有の非線形性が宿命的に生じるため、これを考慮した評価法の構築、さらに実験に基づく性能把握が必要となる。

木質構造と揺れ振動を扱う場合、古くから非剛床の問題が懸念されてきた。これは木造住宅の揺れ振動による地震被害を助長した一因と考えられている。従来の耐震設計法は「剛床仮定」を前提とするため、この非剛床の問題を解決しない限り、建物の揺れ挙動を精確に再現できず、制振ダンパーによって揺れを改善する際にも、ダンパーにエネルギー消費を依存した構造システムを形成できないという大きな問題が生じる。

制振構造と揺れ振動を扱う場合、非比例減衰の問題が挙げられる。近年のコンピュータの発達により、時間積分による時刻歴解析が比較的容易に行われるようになったが、これを除く各種設計法・解析法は、実数モードで表される比例減衰を前提としているため、制

振構造のような高減衰かつ非比例減衰となるシステムに適用できる新しい設計法が必要となる。

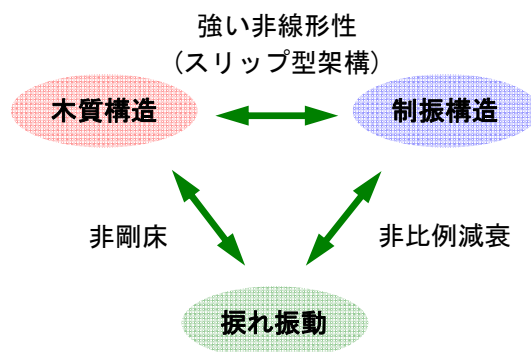


図 1.4 本研究の対象

本研究で提案する制振補強法が世の中に普及されることを期待するためには、効く制振の仕組みの理解を促すような、簡便かつ合理的な評価法・設計法が望まれる。そのため、本研究では非線形構造を対象とした場合にも、等価線形化手法を基盤とし、一貫して線形応答スペクトルを用いた地震応答予測法を展開していく。これにより、システムの構成要素が質量、剛性、粘性に絞られ、これらの量とバランスのみで議論できるようになる。

1.4 研究の対象

1.2 既往の研究で述べたが、一口に振れ振動と言っても様々な問題がある。その中で本研究は、「1層の一軸偏心した構造に一方向の地震動が入力される場合」を対象にする。かなり基本的なモデルに限定することになるが、この基本モデルの理論さえ確立させることができれば、あとはより多自由度になるときに理論の煩雑さをいかに簡略化できるかがポイントとなり、これは本研究の主旨とは異なるため今後の課題としておく。

前述した非剛床の問題は、木質構造分野において非常に重要な課題であるため、非剛床の場合についてやや詳しく検討を行う章を設けるが、これは本研究の中では「十分に剛床と言えるクライテリアを理論に基づき探る」ことが位置づけであり、他の章ではそのクライテリアを満足する範囲の構造を対象とし、剛床仮定に基づき進める。このことは、理論を簡便にすることのみが目的ではなく、制振効率を高めるためには水平構面が剛床と言える程度の剛性を有していることが不可欠と考えるためである。

また、本研究で対象とするのは壁式の木質構造物であり、具体的には伝統構法や在来軸組構法、杵組壁工法などの木造戸建住宅を意識している。伝統構法を壁式構造と呼ぶかは意見の分かれるところだと思われるが、耐力壁を主な水平抵抗要素としている限りは、差し支えないだろう。長屋などの集合住宅の場合、長屋特有の非常に細長く、多スパンに渡る大きな水平構面を考慮する必要がある、それには特別の検討を要するため、本研究では対象に含めないことにする。ただし、水平構面が剛床と言えるほど十分な剛性を有していることを確認できたならば、本研究の対象となり得る。

使用するダンパー種別は Kelvin モデルに置換できるもの、すなわち粘弾性ダンパーやオイルダンパーとする (第4章)。これらは剛性と粘性を同時に付与できるという利点の他に、数学的にも非常に扱いやすく、制振効果の発現メカニズムが明快なためである。さらに、非比例減衰という学術的にも意義のある問題に取り組むことで、まずはこの分野での基礎理論の構築に主眼を置いている。

弾塑性ダンパーなど非線形性が強いダンパーを用いる構造物については、建物諸元が決められた場合の地震応答予測法 (第5章) の対象とはするが、その逆、すなわちある地震に対して目標性能を満たすように建物諸元を改善する、という設計行為 (第4章) の対象とはしない。ただし、第3章で述べるように非線形性を有する制振壁の等価な剛性と粘性を実験によらずに定義できれば、線形のダンパーと同じ扱いが可能となり、本研究で示す様々な理論、解析法、そして設計法を応用することが可能になると考えている。

1.5 論文の構成

論文の構成を以下に示す。

- 第1章 序論
- 第2章 開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験
- 第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験
- 第4章 非比例減衰構造の地震応答予測法と制振設計法
- 第5章 非線形・非比例減衰構造の定常理論による地震応答予測法
- 第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界
- 第7章 在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計
- 第8章 結論

本研究を遂行するにあたり、以下の三つの課題を段階的に扱うこととした。

- ① 必要剛性・粘性を確保するための制振壁単体の性能評価
- ② 建物の全体挙動を制御するための必要制振壁量と配置の評価
- ③ 建物内の全ての耐力壁・制振壁を有効化する水平構面の必要性能評価

これらは階層をなしており、順に解決することで制振壁単体の局所挙動から、建物の全体挙動まで様々なレベルでの評価が可能となる。前述の通り本研究では剛床仮定に基づく設計法の確立を目指すため、③は②を成立させる前提条件を明示するものとなる。第2章は①を、第3章から第5章は②を、第6章は③を扱うものである。以下に各章の概要を述べる。

第2章「開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験」では、方杖型制振壁の動的載荷実験を行い、その評価法を提案する。ダンパーを含まない2状態の架構の実験に基づく既往の制振効率予測法を、接合部などで非線形挙動が生じる木質構造にまで適用範囲を拡張する。さらに、方杖型制振壁に限らず、異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価を行う。

第3章「振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験」では、開口を有する1層木質立体架構に様々な配置で制振壁を配置した試験体の振動台実験を行う。実験結果については筆者の修士論文で詳細に示したため³⁰⁾、その後の分析や詳細な解析結果についてまとめた章である。立体架構を簡便な解析モデルに置換すること、等価な線形解析モデルによる実験結果の追跡が可能であることなどを示す。

第4章「非比例減衰構造の地震応答予測法と制振設計法」では、非比例減衰系を対象とした実数モードによる新しいアプローチを提案する。さらに、振れを抑制しながら地震応答を目標値以内に収めるための簡易な制振設計法を提案する。

第5章「非線形・非比例減衰構造の定常理論による地震応答予測法」では、並進と振れをともなう2自由度系を、線形定常理論により1自由度系に縮約する手法を示す。そして、既往の非線形一質点系における等価線形化手法に修正を加えて適用し、木質構造のような複雑な復元力履歴を有する主架構、あるいは弾塑性ダンパーをもつシステムのような、強い非線形構造の地震応答予測法を提案する。

第6章「非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界」では、剛床仮定が成立しない構造の運動方程式を導出する。前半は簡便な1×1スパンのモデルを対象とするが、後半は2×2スパンのモデルを対象とし、より汎用性の高い理論を構築する。そして、木造住宅の特性を加味しながら、概ね剛床と言えるクライテリアの設定法を提案する。

第7章「在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計」では、ここまでに示してきた木造住宅の制振設計に必要な様々な理論、解析法、設計法を駆使しながら、一連の設計作業の手順を示す。

第8章「結論」では、各章で得られた結論を総括して述べ、今後の研究課題についてまとめる。

第2章 開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験

- 2.1 はじめに
 - 2.2 実験概要
 - 2.2.1 方杖型制振壁の特徴
 - 2.2.2 試験体
 - 2.2.3 載荷方法と計測計画
 - 2.3 実験結果
 - 2.3.1 全体挙動
 - 2.3.2 部材・接合部の挙動
 - 2.3.3 動的特性
 - 2.3.4 変形分担
 - 2.3.5 柱仕様の違い
 - 2.3.6 状態 N,R 実験
 - 2.4 ダンパーを含まない架構の実験に基づく制振効率予測法
 - 2.4.1 既往変換法の非線形領域への拡張
 - 2.4.2 非線形要素からなるバネ系の作成
 - 2.4.3 様々なダンパー量に対する制振壁の性能の可視化
 - 2.5 ダンパーを含まない架構の解析に基づく制振効率予測法
 - 2.5.1 解析モデル
 - 2.5.2 動的特性の比較と考察
 - 2.6 他の制振壁との比較による包括的性能評価
 - 2.6.1 骨組特性値の物理的解釈と制振効果の指標の提案
 - 2.6.2 異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価
 - 2.7 おわりに
-
- 付録 2.A 状態 R 実験における接合部の挙動
 - 付録 2.B 非線形領域における水平バネ系への変換法
 - 付録 2.C 擬似ブレースの等価剛性評価
 - 付録 2.D 擬似ブレースの荷重-変形関係

参考文献

2.1 はじめに

建物には水平剛性が高い壁がある構面と低い構面が存在するため、平面計画上それらのバランスを保てないと地震で振れが生じる。木造住宅の水平力に対する抵抗要素として開口の無い全面壁が主であるが、住宅では採光などのため必然的に南側に多くの開口を取り、また1階に店舗やガレージを持つ戸建住宅では接道面が全面開口となる例もあるため、振れ振動問題は特に木造住宅で重要である¹⁾。

この問題の解決策として、開口部に剛性を付加して極力剛性偏心を矯正しながら変位を抑制し、さらにそれだけでは上昇してしまう加速度や力を抑制するために粘性も付加することが、大地震でも建物の機能保持・倒壊防止にとって必要なことと考えられる²⁻⁵⁾。

戸建木造住宅の開口部を保持しながら、その部分に水平剛性と粘性を付加する装置の代表的なものとして、粘弾性体からなる方杖ダンパー・仕口ダンパーを用いた制振壁がある⁶⁻⁸⁾。これらは周辺部材の変形によりダンパー変形のロスが大きく、さらに制振壁の耐力が少なめである割には、非常に大きなダンパー力が必要とされる。これにより木質架構における接合部の軟化が生じる可能性が出てくるため、制振効率が低くなることも危惧される。したがって、上述の傾向を踏まえた上で、制振壁の動的特性や最大力、部材の変形や力などの評価法が必要である。また、評価法の確立のためには、木質架構の局所的な変形を知るため、極力現実に近い実験も併せて行う必要がある。既往の評価法はダンパーの容量が小さいものに限定されているが⁶⁻⁸⁾、本研究ではより幅広い範囲で制振壁の性能を議論する。

第2章の目的は、開口を取る典型である方杖型の木質制振壁を対象とし、その動的挙動の把握、これまでとは全く異なる性能評価法、そしてそれを用いた設計の注意点や考え方を示すことである。笠井・岩崎^{9,10)}は、様々な形式の弾性架構と様々なダンパーをもつ制振構造を、自由度縮約により単純なバネ系に変換し、時刻歴解析や力学特性の評価を簡易に行う方法を提案したが、本論ではそれを非線形特性をもつ木質架構へと展開する。また、方杖ダンパーは粘弾性ダンパーに限定するが、文献9,10により、例えば鋼材の方杖ダンパー¹¹⁾を用いた構造にも、ここで示す変換法や力学特性評価法が転用できることを述べておく。

2.2節では、方杖型制振壁の試験体詳細と、動的載荷実験の概要を述べる。2.3節では、実験結果を述べる。全体挙動、部材・接合部の挙動、動的特性、変形分担、そして柱仕様の違いの影響等を示す。2.4節では、木質制振壁を水平バネ系に変換する手法を述べ、例として実験を行ったシステムの幾何学的形状で、ダンパー量と制振壁の性能の関係を可視化する方法を示す。2.5節では、2.4節と対比して架構の幾何学的形状や部材の曲げ剛性を变化させた骨組解析を行う。部材や接合部の特性さえモデル化できれば、幾何学的形状の影響はその都度実験を行わずに評価可能となることを示す。また、方杖サイズを小さくしていくことで仕口ダンパーを再現することも試み、方杖型架構との性能比較を行う。2.6節では、方杖型の制振壁に留まらず、異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価へと展開

する。同時に、骨組特性値の物理的解釈により、制振効果の指標を提案する。

2.2 実験概要

2.2.1 方杖型制振壁の特徴

図 2.1(a)のように木質住宅の揺れ応答を抑制するため、開口部を有する構面に水平剛性と粘性を付加する機構として、本論では方杖型制振壁を考慮する。本論で行う実験および評価法の対象となるのは方杖型制振壁のみであり、その壁単体での動的挙動に着目する。

まずは理想化して架構部材を剛リンクとした場合、図 2.1(b)のように、架構頂部に 1 の水平力を加えると、ダンパー部に 2.6 という大きな力が生じ、1 の変形を与えると、ダンパー部には 0.2 の変形しか生じない。つまり、ダンパー部は力が集まりやすい反面、変形量が小さい。したがって、取り付け部材や接合部に高剛性・高耐力が求められ、さらに実際には架構部材も剛リンクでなく変形するため、ダンパー変形はさらに小さく、これにより力の集中度が少なくなり、ダンパーのエネルギー吸収が少なくなる。これらの影響を簡易に評価する方法の提案が本論の主題であり、またそれを実証するためにも、制振効率をできるだけ損なわないように工夫を施した方杖型制振壁を考案し、次項から述べる実験を行った。

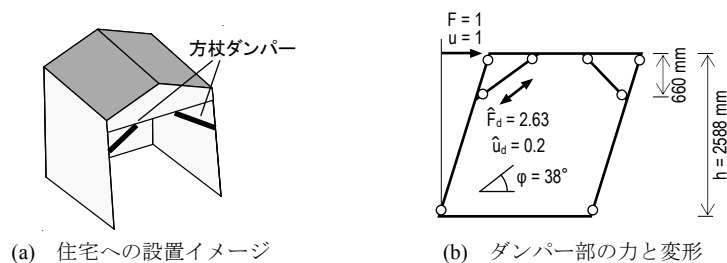


図 2.1 提案する方杖型制振壁

2.2.2 試験体

代表的な試験体の立面図を図 2.2 に、全ての試験体のリストを表 2.1 に示す。試験体は計 5 体あり、柱(スプルース集成材 E95-F315, 105×105mm), 土台(欧州赤松集成材 E95-F315, 105×105mm), 梁(欧州赤松集成材 E105-F300, 105×180mm)を短ほぞと L 型の仕口金物^{2,3)}(内使い L 型, 短期許容引張り耐力=12.5kN)で接合した軸組からなる。軸組工法住宅を想定した試験体ではあるが、これと同等の構造性能を有すると考えられる枠組壁工法など他の工法でも可能な制振壁の試験体であると考えている。以下、各試験体の特徴を述べる。

2-VB : 幅 2P(=2×910mm)の軸組に、方杖型の粘弾性ダンパー(Vicoelastic brace)を 2 本付

第2章 開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験

加したものである。以下、2-VBのように表記する。柱の曲げによるダンパー変形の損失を極力抑えるため、後述するような柱の補強を行っている。

3-VB：幅3Pの軸組に、方杖型の粘弾性ダンパーを2本付加したものである。以下、3-VBと表記する。軸組の幅と添え柱の向き以外は2-VBと同様であり、開口幅の違いによる影響を比較する。

2-VB&1-WP：幅2Pの開口と1Pの耐力壁を並べたものである。2Pの開口には方杖型の粘弾性ダンパーを2本付加し、隣接する耐力壁により、見かけ上、片側の柱を補強したような効果を期待する。耐力壁は構造用合板(9mm厚)を釘(N50@100mm)で接合したものである。以下、2-VB&1-WPと表記する。

なお、2-VBのダンパー部をそれぞれ解除・固定した試験体を、2-VB(状態N)、2-VB(状態R)と表記する^{2,10)}。

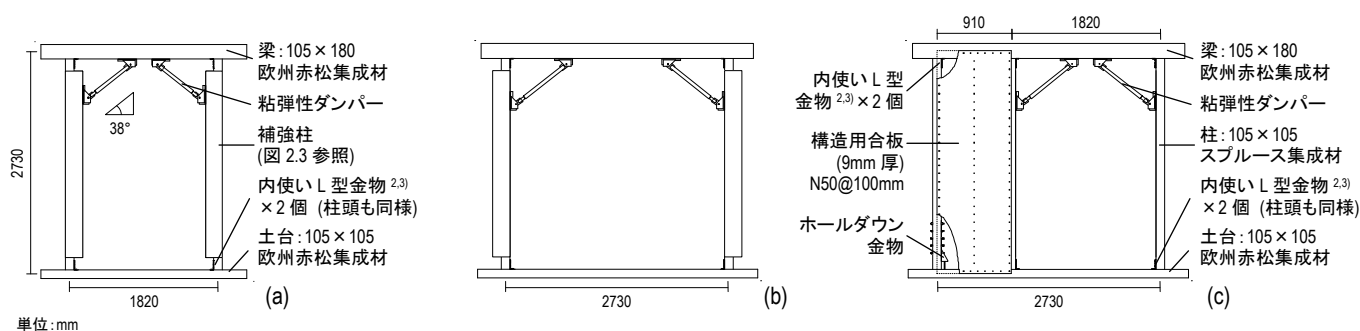


図 2.2 試験体立面図 (a) 2-VB, (b) 3-VB, (c) 2-VB&1WP)

表 2.1 試験体リスト

名称	ダンパー部	柱の仕様	
		左	右
2-VB	粘弾性体	補強柱	補強柱
3-VB	粘弾性体	補強柱	補強柱
2-VB&1-WP	粘弾性体	合板柱	通常柱
2-VB(状態N)	解除	補強柱	補強柱
2-VB(状態R)	固定	補強柱	補強柱

使用した粘弾性ダンパーを図 2.3(a)に示す。径の異なる2本の鋼管の間に薄いアクリル系粘弾性体を挟み込み、両端に溶接した鋼板とブラケットを介して軸組にピン接合するブレース型ダンパーである。円筒型粘弾性体の貯蔵剛性は、半径方向に柔性を加算することで $\hat{K}'_d = 2\pi G' / \ln(r_2 / r_1)$ のように得られる。ここで、 G' = 粘弾性体の貯蔵せん断剛性であり、文献 15 の式(18)を用いる。また、 r_1, r_2 = 円筒型粘弾性体の内径および外径、 l = 粘弾性体のダンパー軸方向長さである。図 2.3(b)はダンパーの取り付け方法の詳細を表しており、ブラ

第2章 開口を有する方杖型木質制振架構の動的載荷実験

ケットと架構部材はビス($\phi 6$, 90mm)を18本用いて接合する。また、柱の曲げ剛性を高めるため、2-VBと3-VBでは柱の内法に柱と同断面の添え柱をイソシアネート系接着剤で接着し、さらに柱の表裏から鋼板(2.3mm厚)をビス($\phi 6$, 75mm)と接着剤を用いて接合する。この柱を「補強柱」と呼び、後述する曲げ実験を行った。その他、2-VB&1-WPの耐力壁が隣接する柱を「合板柱」、無補強の柱を「通常柱」と呼ぶ。全試験体で、水平面から 38° の角度でダンパーを取り付け、軸組内部に高さ2000mm程度の開口を設けられるようにした。

2-VB, 3-VBの補強柱(柱2本+鋼板)、および添え柱のみ接着した柱(柱2本)の曲げ剛性を把握するため、3点曲げ実験を行った。両端を単純支持した柱の中央部にアクチュエータにより鉛直荷重を与えた。

図2.4は実験より得た鉛直荷重 F と、中央部のたわみ δ の関係である。2種の実験値はともに集成材や鋼板のヤング係数・降伏応力の規格値を用いた評価値にほぼ一致した。ここで、評価値とは添え柱や鋼板が一体となった場合の曲げ剛性である。なお、柱1本の場合の剛性(規格値)も示しているが、これに比べて柱2本+鋼板では約16倍、柱2本では約8倍の初期剛性を有していることが分かった。

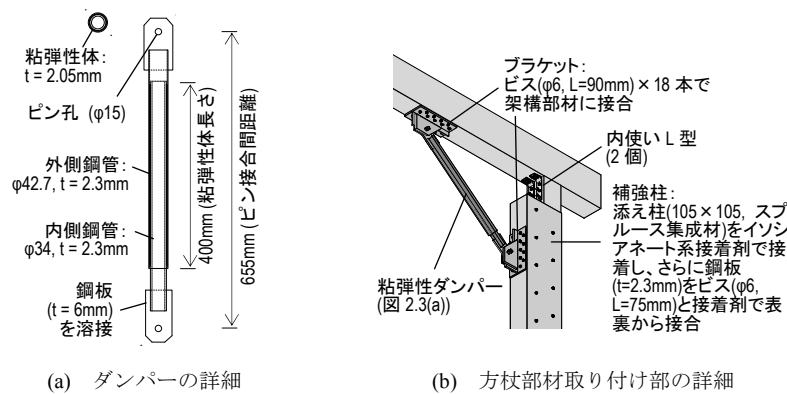


図 2.3 方杖部材の取り付け方法 (2-VB の場合)

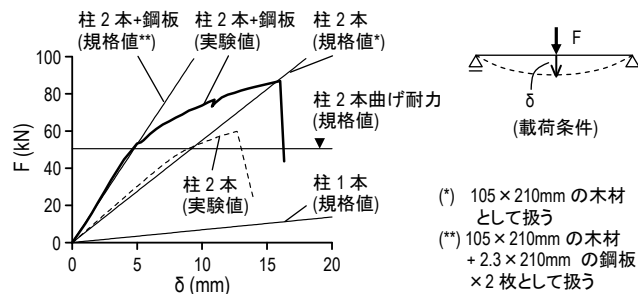


図 2.4 補強柱の曲げ実験結果

2.2.3 載荷方法と計測計画

試験体を図 2.5(a)に示す載荷装置に設置し、面内せん断実験を行った。土台をローラー支承された基礎梁に固定し、試験体の梁には図 2.5(b)に示す加力治具を取り付け、反力フォークを介して反力フレームに接合し、水平動のみ拘束する。動的アクチュエータによって基礎梁に強制変位を与えることで、試験体に変形が生じる。試験体に働く層せん断力は、加力治具に取り付けた PC 鋼棒の変動軸力から算出した。また、試験体の層間変形は、反力フレームとは独立した計測用フレームを用いて計測した絶対変位 d_1, d_2 から算出した。

図 2.6 に示すように、ダンパー接合部におけるブラケットの滑り・浮き上がり、柱-横架材接合部の浮き上がり・せん断滑り・回転の他、粘弾性体の温度、ホールダウン金物のボルト軸力等、計 37~57 点の計測を行った。ダンパー力は鋼管に貼付した歪ゲージによって計測した。粘弾性体の温度は、各振幅の載荷前に $20 \pm 0.3^\circ\text{C}$ 以内になるように調節した。また、ホールダウン金物のボルトには 10kN の初期張力を与え、試験開始後の締め直しは行っていない。

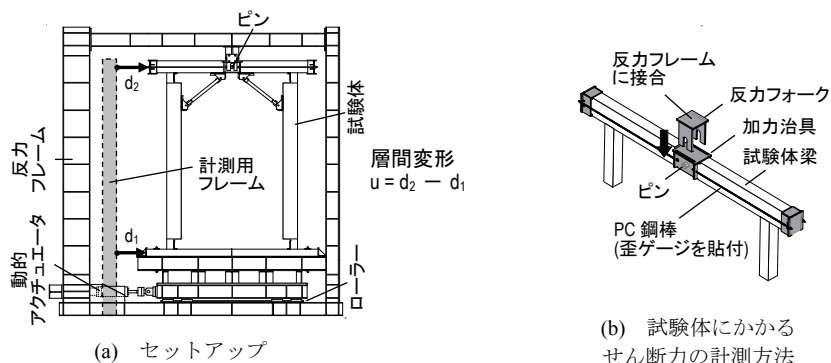


図 2.5 実験方法

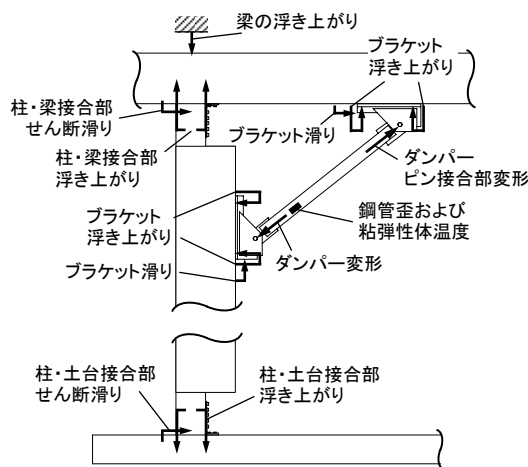


図 2.6 ダンパー接合部と柱・梁接合部周辺の計測

2.2.4 載荷スケジュール

図 2.7 に示すように、載荷は層間変形角 θ を制御し、各 3 サイクルずつの正弦波とした。各層間変形角 3 サイクルごとに載荷を止め、試験体の観察や粘弾性体の温度調整を行った。 $\theta = 1/240, 1/120$ の載荷は、これより大きな変形を経験した後の挙動を調べるため 2 回ずつ行った。また、動的載荷の加振振動数は、既往研究と同様の概念に基づき設定した²⁾。すなわち、小変形の弾性域では高い振動数とし、変形が大きくなるに従って加振振動数を低下させる。なお、2-VB(状態 N)、および 2-VB(状態 R)に関しては静的載荷とした。

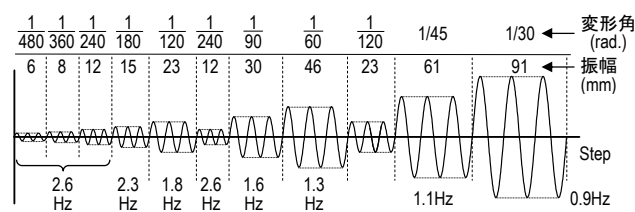


図 2.7 強制変形履歴
(各振幅の間に粘弾性体の温度を $20 \pm 0.3^\circ\text{C}$ に調整)

2.3 実験結果

本節では、2-VB, 3-VB, そして2-VB&1-WPの動的載荷実験結果を示す。2-VB&1-WPでは2本のダンパーの挙動が大きく異なるため、それぞれを区別する必要がある。全試験体ともに、紙面左側を「ダンパー1」、右側を「ダンパー2」と定義した。

2.3.1 全体挙動

$\theta = 1/120$ rad. までの層せん断力-変形関係およびダンパー履歴を図2.8(a)に示す。2-VBおよび3-VBは、小振幅から楕円型の履歴となり、高いエネルギー吸収能力を有している。2-VBに比べ、3-VBの方がダンパー変形がやや小さく、架構の剛性も若干低いが、ほぼ同程度の性能と言える。2-VB&1-WPは、他に比べて架構の剛性が非常に高いが、 $1/120$ rad. で既に架構が非線形化していることが分かる。また、ダンパー1に比べ、ダンパー2の変形量が極端に小さい。

$\theta = 1/30$ rad. までの層せん断力-変形関係およびダンパー履歴を図2.8(b)に示す。2-VBおよび3-VBは、最も振幅が大きい $\theta = 1/30$ rad. の3サイクルにおいて、架構の剛性が徐々に低下しているが、これは粘弾性体の温度上昇に伴うダンパーの剛性低下が主な要因であると考えられる。2-VB&1-WPは、耐力壁の剛性劣化の影響が強く表れ、スリップ型の履歴形状になった。

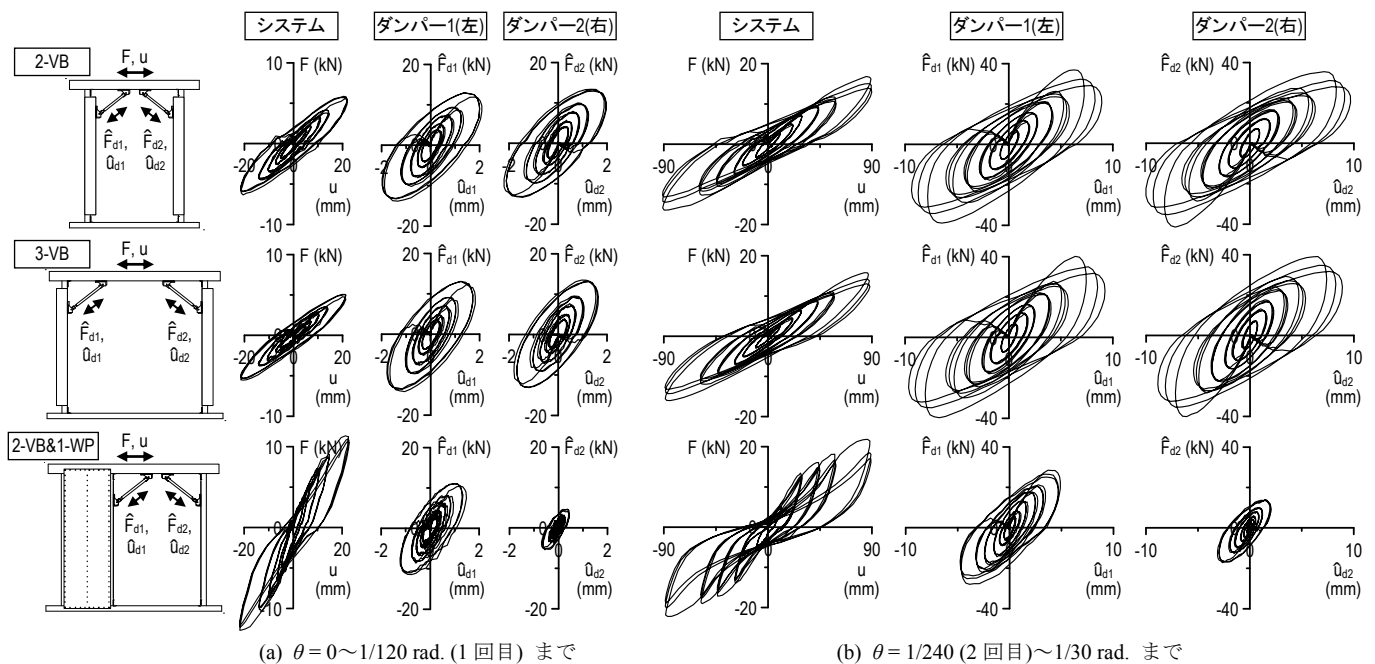


図2.8 層せん断力-変形関係とダンパー履歴

2.3.2 部材・接合部の挙動

接合部をピンと仮定すれば、力の釣り合いから部材力を算出することができる。実験より得た F と \hat{F}_d を用いれば、図 2.9(a) のように求まる。さらに、完全ピンであれば $\hat{F}_d = 2.63F$ の関係にあり、これを用いれば図 2.9(b) のような力の配分となる。システムの力を 1 とした場合、ダンパー力 = 2.63, 柱頭のせん断力 = 1.56 となり、ダンパー周辺では局所的に大きな力が作用する。また、図 2.9(a) 右に示すブラケットの拡大図より、ダンパー力の作用線はブラケットと架構部材を接合するビスの中心から下側に偏心し、これにより架構内部に大きな開口を設けることが可能となるが、図中のブラケット下端には偏心軸力により大きな引張り力が作用することに注意が必要である。

図 2.10 は柱-横架材接合部の挙動であり、柱脚部の浮き上がりや、柱頭部のせん断滑りが比較的大きいことが分かる。図 2.11 はブラケットの浮き上がり・滑り挙動であり、 $\theta = 1/30$ rad. でも浮き上がり・滑りとも 0.5mm 以下に抑えることができ、さらにスリップ挙動も見られなかった。図 2.12 はダンパーピン接合部の挙動であり、0.1mm 以下のガタが見られ、弾性変形も生じているが、ガタと弾性変形を併せても 0.2mm 程度に抑えられている。

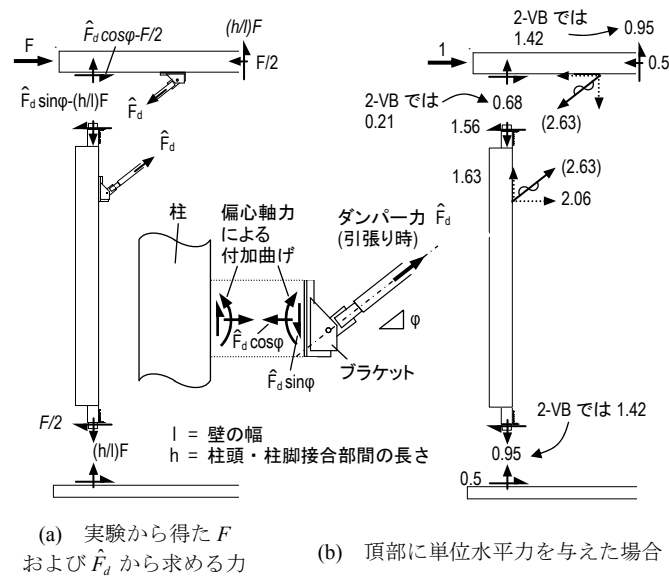


図 2.9 部材・接合部の力の配分

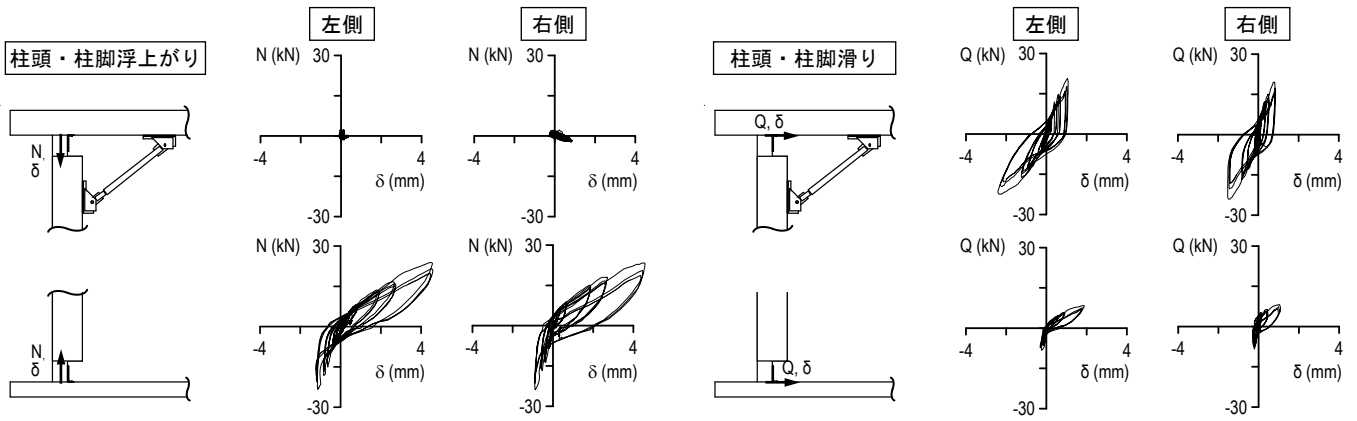


図 2.10 柱-横架材接合部の挙動 (2-VB)

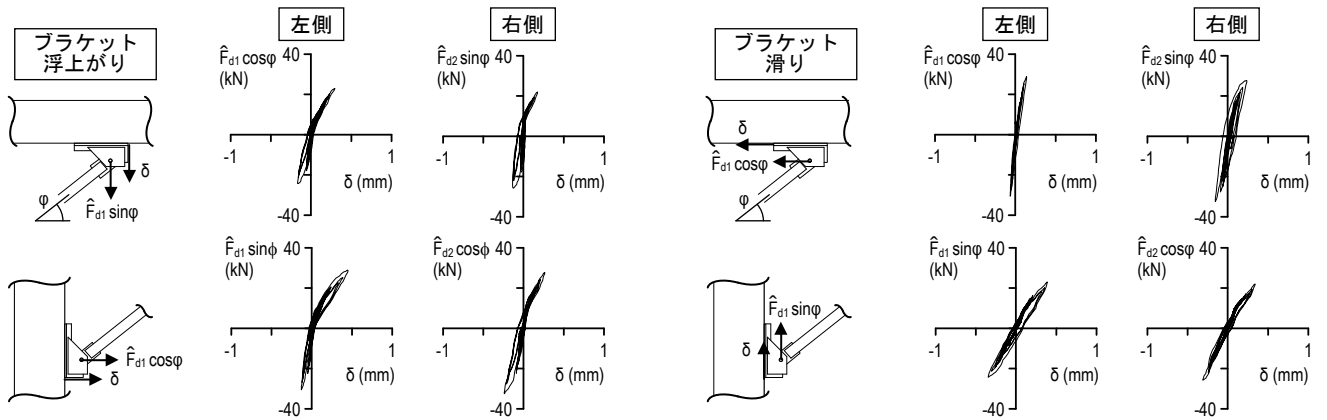


図 2.11 ブラケットの浮き上がり・滑り挙動 (2-VB)

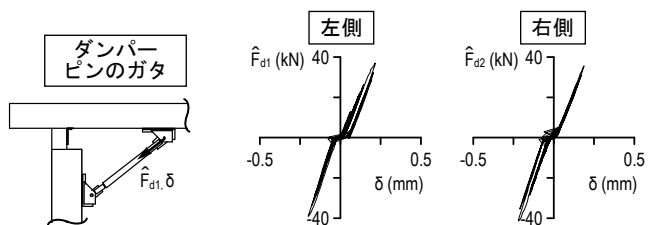


図 2.12 ダンパーピン接合部の挙動 (2-VB)

2.3.3 動的特性

各振幅における等価剛性 k' および等価減衰 h_{eq} を求めた。算出に際しては、載荷開始後の1/2周期を除き、その後の1ループの履歴を用いた。 W = 最大変形時の歪エネルギー、 ΔW = 1サイクルの消費エネルギーとすれば、 h_{eq} は次式から得られる。

$$h_{eq} = \Delta W / (4\pi W) \quad (2.1)$$

まず、等価剛性の変化を図2.13(a)に示す。なお、1/1240 rad. や 1/120 rad. の2回目の結果は示していない(後述する図2.13(b)も同様)。2-VB&1-WP は、振幅の増加とともに剛性が著しく低下した。ダンパーはほぼ線形であるため、耐力壁の特性が強く表れた架構であると言える。2-VB と 3-VB は、振幅の増加に伴う剛性低下が小さい。

次に、等価減衰の変化を図2.13(b)に示す。2-VB が最も高く、0.18~0.19、3-VB は小変形時にやや上昇傾向にあり、0.15~0.17 であった。2-VB&1-WP はやや低めで0.12~0.13 であった。

ここで、大振幅経験後の性能について考察する。 $\theta = 1/240, 1/120$ rad. について、1回目に対する2回目の載荷における k' および h_{eq} の低下率を表2.2に示す。2-VB と 3-VB は、 k' 、 h_{eq} ともにあまり低下しないことが分かる。2-VB&1-WP は、 h_{eq} はほとんど低下しないが、 k' に関しては1/240 rad. で0.65倍、1/120 rad. で0.56倍に低下した。

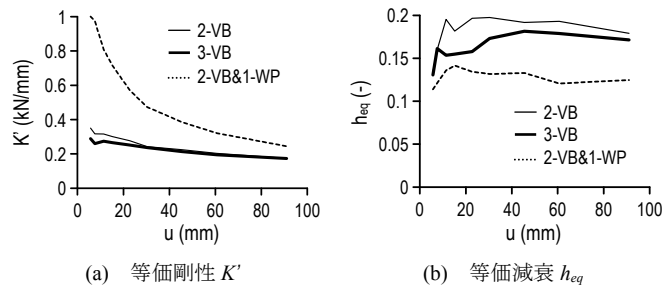


図 2.13 動的特性値の変化

表 2.2 大振幅経験後の低下率

	1/240 rad. (2回目/1回目)		1/120 rad. (2回目/1回目)	
	K'	h_{eq}	K'	h_{eq}
2-VB	0.95	0.91	0.86	0.96
3-VB	0.94	0.98	0.94	1.00
2-VB&1-WP	0.65	0.99	0.56	0.96

2.3.4 変形分担

2-VB, 3-VB, および 2-VB(状態 R)の変形分担を図 2.14 に示す。ここで、 u_d = ダンパー変形の寄与であり、図 2.1(b)の幾何学的関係より、 $u_d = \hat{u}_d/0.2$ として求めた。 u_p, u_{bra} = ダンパーピン接合部、ブラケットの変形の寄与であり、 u_a, u_s = 柱脚の浮き上がり、柱頭・柱脚のせん断滑りの寄与である。これらは全て計測データより計算でき、残りの寄与分 $u_m (= u - u_d - u_p - u_{bra} - u_a - u_s)$ を、架構部材の曲げ、せん断、軸方向変形の寄与とした。これらは $\theta = 1/120 \text{ rad.}$ の 1 サイクル目の載荷で、 $+1/120\text{rad.}$ と $-1/120\text{rad.}$ での値の平均値で定義した。

2-VB と 3-VB の u_d は、それぞれ 44, 37%であった。2-VB に比べ、3-VB は梁の曲げ変形が大きくなるため、 u_m が 49%と大部分を占め、 u_d が減少した。他の寄与は個別に見ると小さいが、総和 ($u_p + u_{bra} + u_a + u_s$) は無視し得ない割合である。2-VB(状態 R)は後述する剛なダンパーを付加した架構のため $u_d = 0$ となり、その結果 $u_m = 71%$ となった。方杖型架構が柱の曲げ剛性にいかに依存しているかが分かる。

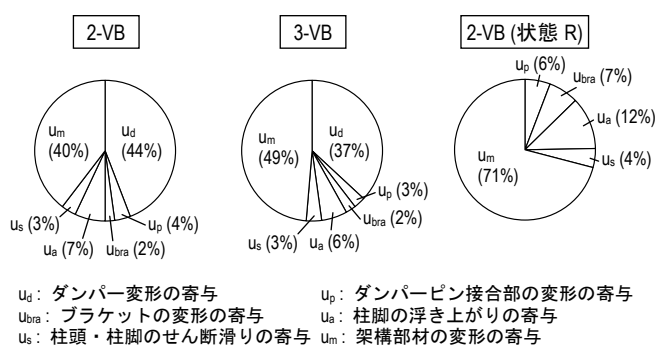


図 2.14 制振壁の変形分担 ($\theta = 1/120 \text{ rad.}$ 時)

2.3.5 柱仕様の違い

ダンパーを接合した柱の仕様毎に、ダンパー変形と層間変形の比 \hat{u}_d/u を求め、これらの比較を図 2.15 に示した。 u と \hat{u}_d には若干の位相差が存在するため、それぞれの最大値の比とした。なお、幾何学的には $\hat{u}_d/u = 0.2$ であり、これは柱の仕様によらない上限値となる。

通常柱は $\hat{u}_d/u = 0.03$ 程度であったが、合板柱は 0.07, 補強柱は 0.11 となり、それぞれ通常柱に対して 2 倍、3~4 倍程度となった。合板柱は振幅 u の増加とともに若干減少傾向にあったが、これは合板を接合している釘の緩みによるものと考えられる。通常の耐力壁構造ではこのような局所的な損傷を避けることはできないが、ダンパーを接続する周辺部のみ釘の増し打ちを行い、合板柱の曲げ剛性を高めておくことも可能と考えられる。

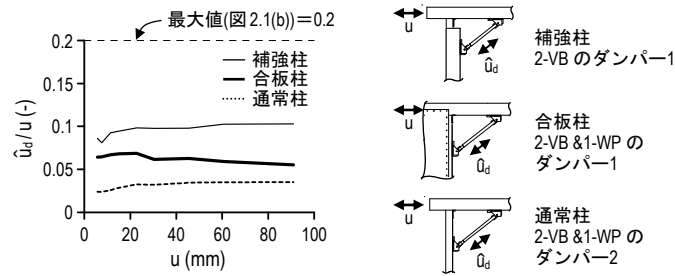


図 2.15 柱仕様の違いによるダンパー変形量の比較

2.3.6 状態 N, R 実験

2-VB(状態 N)および 2-VB(状態 R)の静的載荷実験より得た層せん断力-変形関係を図 2.16 に示す。状態 N,R における架構の層間変形と層せん断力を、それぞれ u_N, F_N および u_R, F_R と呼ぶ¹⁰⁾。図中には 2-VB の $\theta = 1/120$ と $1/30$ rad. の載荷で得た履歴を重ねて示している。状態 R は 2-VB に比べ最大力が高くなるが、木質構造特有のスリップ型履歴となった。その他、接合部の挙動等は付録 2.A に示した。

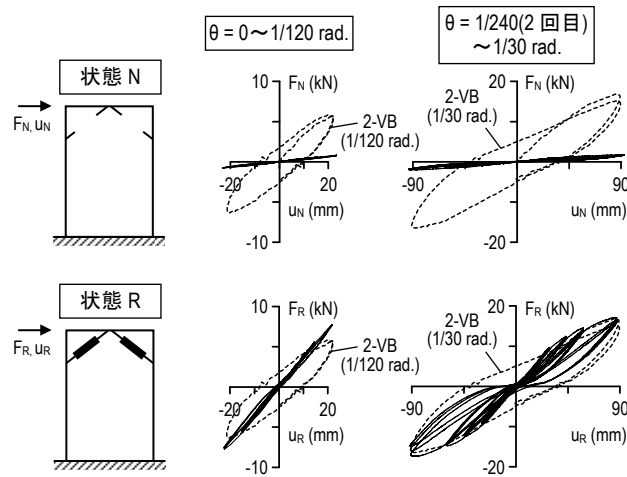


図 2.16 2-VB(状態 N)および 2-VB(状態 R)の層せん断力-変形関係の実験値 (破線は 2-VB の実験値)

2.4 ダンパーを含まない架構の実験に基づく制振効率予測法

2.4.1 既往変換法の実験領域への拡張

文献 10 は、任意の制振構造を図 2.17 のように、それぞれ剛性 K_{ds}, K_{bs}, K_{fs} をもつ「擬似ダンパー」、「擬似ブレース」、「擬似フレーム」の 3 要素からなる水平バネ系 (2 自由度系) に縮約した。バネ定数は、図 2.18 のようにダンパーを除去した状態 N (No-damper) と、ダンパーを剛にした状態 R (Rigid-damper) から得る 4 種の骨組特性値で表された¹⁰⁾。そのうち 1 特性値が他に従属するため (文献 10 の式(5)), 本論では 4 種のうち、実験から非常に簡単に得られる 3 種の骨組特性値 ($K_N, K_R, \hat{\alpha}_N$) のみを用いる。 K_N, K_R はそれぞれ状態 N, R の架構剛性つまり $F_N/u_N, F_R/u_R$ (2.3.6 項) であり、 $\hat{\alpha}_N$ は状態 N での層間変形に対するダンパー部変形の比である。「 \wedge 」は、傾いたダンパーの軸方向の力や変形から得た値を意味する。

図 2.17 にも状態 N, R を考えて図 2.16 と比較すれば、バネ系の擬似フレーム、擬似ブレースの剛性は、それぞれ $K_{fs} = K_N, K_{bs} = K_R - K_N$ (文献 10) であると理解できる。また、文献 10 では弾性架構を対象としたため $K_N = F_N/u_N, K_R = F_R/u_R$ が一定であったが、ここでは木質架構が緩やかな非線形性を有するため、一定とならない。これは、図 2.16 の F_R-u_R 関係と F_N-u_N 関係の包絡線を抽出した図 2.19 から理解できる。また、このことは、本論では K_{fs} と K_{bs} が非線形バネ要素であることも示す。後述するように、非線形バネの等価剛性を算出するため、状態 N, R 実験から得た F_N-u_N 関係、 F_R-u_R 関係の包絡線を最小二乗法により 4 次関数に近似しておく。すなわち、

$$F_R = \sum_{i=0}^4 a_i (u_R)^i, \quad F_N = \sum_{i=0}^4 b_i (u_N)^i \quad (a_i, b_i = \text{定数}) \quad (2.2a, b)$$

図 2.19 のように、著しく耐力低下が生じない場合には、4 次関数で良い近似が得られる。なお、式(2.2)は $u_R \geq 0, u_N \geq 0$ の場合である。 $\hat{\alpha}_N$ は既往研究²⁾と同様に、実験では架構の非線形化の影響を殆ど受けず、 $\hat{\alpha}_N = 0.18$ でほぼ一定であったため、以後、この値を用いる。

このように非線形の架構を有するにも関わらず、線形バネ系に変換するメリットは、前節で示した柱・梁や様々な非線形の接合部の変形バランスによって性能が決まる制振壁が、たった 3 つの線形バネ要素に縮約されることにある。この縮約を用い、2.4.2 項ではダンパー剛性 \hat{K}'_d が既知の場合にバネ系を作成する手法とその精度を、2.4.3 項では \hat{K}'_d を変化させ、理想的な制振性能を決定する手法を示す。

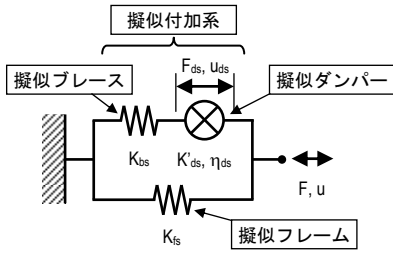


図 2.17 制振構造を表す水平バネ系

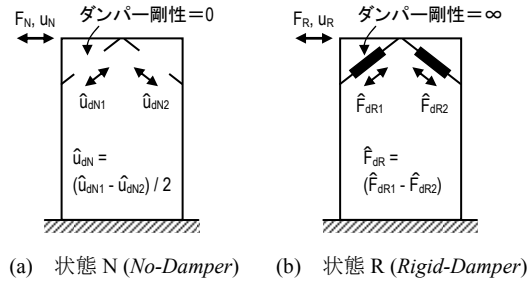


図 2.18 制振構造の状態 N,R の定義

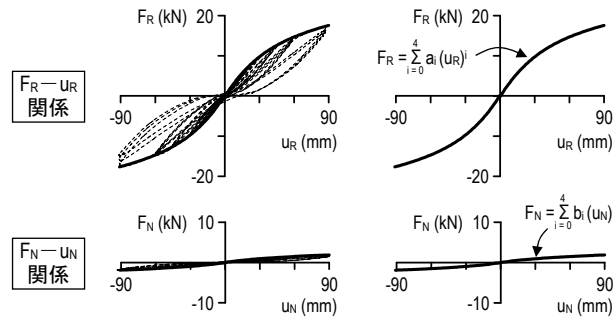


図 2.19 F_R-u_R 関係と F_N-u_N 関係の 4 次関数による近似

2.4.2 非線形要素からなるバネ系の作成

状態 N,R 実験より得た $\hat{\alpha}_N$, F_N-u_N 関係, F_R-u_R 関係 (式(2.2)), および付加するダンパー剛性 \hat{K}'_d と損失係数 η_d を用いて、制振壁の実験結果、特に定常履歴を時刻歴解析によりシミュレーションできる線形のパネ系を作成する。制振壁の変形振幅 u_0 と円振動数 ω が与えられたとして、バネ系作成の手順を以下に述べる(付録 2.B, 2.C)。

- 1) 擬似フレームの割線剛性 K_{fs} を、式(2.2b)の u_N に u_0 値を代入して、2.4.1 項を考慮しながら、次式から求める。

$$K_{fs} = K_N = \left\{ \sum_{i=0}^4 b_i (u_0)^i \right\} / u_0 \quad (2.3)$$

- 2) 擬似ダンパーの貯蔵剛性 K'_{ds} を次式から求める¹⁰⁾。

$$K'_{ds} = \hat{\alpha}_N^2 \hat{K}'_d \quad (2.4)$$

- 3) 擬似ブレースの変形振幅 u_{bs0} 値を用い、割線剛性 K_{bs} を次式で求める(付録 2.B)。なお、1 回目の計算のみ $u_{bs0} \approx 0.5u_0$ と仮定する。

$$K_{bs} = \sum_{i=0}^4 (a_i - b_i) (u_{bs0})^i / u_{bs0} \quad (2.5)$$

- 4) 手順 2),3)の K'_{ds} と K_{bs} から、 u_{bs0} 値を次式^{13,14)}で再評価し、手順 3)で用いた値と±10%以上異なる場合、手順 3)から再度繰り返す。

$$u_{bs0} = u_0 \sqrt{1 + \eta_{as}^2} K'_{as} / K_{bs} \quad , \quad K'_{as} = \frac{K'_{ds} K_{bs}}{K'_{ds} + K_{bs} / \Gamma_b}$$

$$\Gamma_b = 1 + \frac{\eta_d^2}{1 + K_{bs} / K'_{ds}} \quad , \quad \eta_{as} = \frac{\eta_d}{1 + (1 + \eta_d^2) K'_{ds} / K_{bs}} \quad (2.6a-d)$$

ただし、 K'_{as} 、 η_{as} = 擬似付加系(図 2.17)の貯蔵剛性と損失係数である。また、擬似ダンパーと元の粘弾性ダンパーの損失係数は等しく、 $\eta_{ds} = \eta_d = 1$ と仮定する^{10,13)}。

次に、上述の手順により作成したバネ系の時刻歴解析を行い、実験結果と比較することで、モデルの再現性を確認する。ダンパー部の構成則には文献 15 のアルゴリズムを用いた。図 2.20 に、2-VB の $\theta = 1/120, 1/60$ rad の定常載荷を行ったときの実験結果とバネ系による解析結果の比較を示す。システムの剛性や最大力、エネルギー吸収量、ダンパー変形など、実験値を高精度で予測できている。粘弾性体の温度上昇を考慮したため¹⁵⁾、サイクル毎に低下する貯蔵剛性も解析により再現できている。その際、バネ系では比熱と密度の積である sp を、 $\hat{\alpha}_N$ で割っておく必要があるため、注意されたい。また、別法として図 2.17 の水平バネ系を、状態 N,R 実験を行わずダンパー付き架構実験のみから作成できるが¹⁶⁾、その場合は評価できる制振壁の荷重レベルに限られることに留意されたい。

なお、本論で示したバネ系により、時刻歴解析だけでなく、既往のパッシブ制振構造の理論に基づく制振壁の性能の可視化も容易にできることを次節で示す。

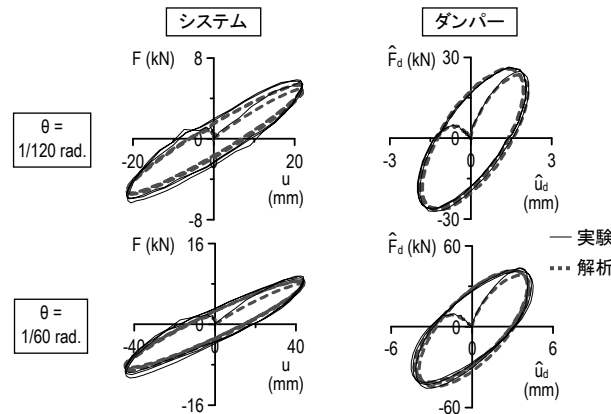


図 2.20 線形に近似した水平バネ系による定常履歴の解析結果

2.4.3 様々なダンパー量に対する制振壁の性能の可視化

本項では、架構の状態 N,R 実験結果を与条件、制振壁に付加するダンパー量をパラメータとして、制振壁の動的特性・最大応答、部材の最大応答の理論解を可視化する手法を述べる。この手法を用いて適正なダンパー量を求めておけば、後はその制振壁の性能確認の実験のみ行えば良く、開発に要する労力を大幅に省くことができる。

まず、前節と同様に制振壁の u_0 と ω を既知とし、擬似フレーム剛性 K_{fs} を式(2.3)から求めておく。また、 η_d も不変で 1 とする。

- 1) システムに付加するダンパー量 K'_{ds}/K_{bs} を仮定し、式(2.6a)から擬似ブレースの変形振幅 u_{bs0} 値を求める。ただし、 η_{as} は式(2.6d)から求め、 K'_{as}/K_{bs} は K_{bs} が未知のため次式で評価する。

$$\frac{K'_{as}}{K_{bs}} = \frac{K'_{ds}/K_{bs}}{K'_{ds}/K_{bs} + 1/\Gamma_b} \quad (2.7)$$

- 2) 1)で得た u_{bs0} 値を用い、式(2.5)から K_{bs} を求める。また、1)で仮定した K'_{ds}/K_{bs} と式(2.7a)の K'_{as}/K_{bs} から、 K'_{ds} と K'_{as} も求まる。

- 3) システムの貯蔵剛性 K'_s 、損失剛性 K''_s 、等価減衰 h_{eqs} 、最大力 F_0 を次式から得る。

$$\begin{aligned} K'_s &= K'_{as} + K_{fs} \quad , \quad K''_s = 2h_{eqs}K'_s \\ h_{eqs} &= \eta_{as}K'_{as}/2K'_s \quad , \quad F_0 = \sqrt{1 + 4h_{eqs}^2} K'_s u_0 \end{aligned} \quad (2.8a-d)$$

また、擬似ダンパーの最大変形 u_{ds0} と最大力 F_{ds0} は、

$$u_{ds0} = \sqrt{\eta_{as} K'_{as} / \eta_{ds} K'_{ds}} u_0, \quad F_{ds0} = \sqrt{1 + \eta_{ds}^2} K'_{ds} u_{ds0} \quad (2.9a,b)$$

- 4) 擬似ダンパーの応答を元の制振壁におけるダンパー稼働方向の応答に変換する¹⁰⁾。ダンパーの最大変形 \hat{u}_{d0} と最大力 \hat{F}_{d0} は、

$$\hat{u}_{d0} = \hat{\alpha}_N u_{ds0}, \quad \hat{F}_{d0} = F_{ds0} / \hat{\alpha}_N \quad (2.10a,b)$$

以上が、ある仮定した K'_{ds} / K_{bs} に対する計算手順であり、他の K'_{ds} / K_{bs} については 1)~4) の計算を繰り返し行う。また、接合部に生じる最大力は式(2.10b)の \hat{F}_{d0} 値と図 2.9(b)の関係を用いて算出する。

図 2.21 に $u_0 = 22.8 \text{ mm}$ ($\theta = 1/120 \text{ rad.}$) での 2-VB において、様々な擬似ダンパー貯蔵剛性 K'_{ds} に対する、システムの動的特性値・最大応答、部材最大応答の関係を示す。図中の黒丸は、2-VB の K'_{ds} 値(= 0.35 kN/mm, 1.8Hz・20°C時), 三角と白丸は、それぞれ h_{eqs} , K'_s を最大にする K'_{ds} 値に対応する。図 2.21 から分かる知見を以下に述べる。

実験に用いた 2-VB は、高めの K'_{ds} 値を与えたため、高い K'_s を有しており、 h_{eq} は 0.15 となった。これとは別に、 K'_s よりも h_{eq} を重要視したい場合には、かなり低めの K'_{ds} 値で十分であり、そのとき $h_{eq} = 0.25$ が得られるが、壁倍率は 1 を下回ってしまう。ここで、1/120rad. での F_0 値が 3.6 kN (= 1.96 kN × 1.82 m) のときに壁倍率 = 1 と定義した。 K'_s を最大にする K'_{ds} 値では、 K'_s , h_{eqs} をともに高めに設定できるように思われるが、壁倍率 = 1.4 となり、実験で用いた制振壁よりも低くなる。また、本評価法では図 2.21(b)のように部材の最大応答も分かるため、部材力の極端な上昇を避け、周辺部材の健全性も保てるようにダンパー量を調節することも可能となる。粘弾性ダンパーの K'_{ds} 値が低温時と高温時で異なる場合には、図 2.21 から制振壁の性能がどの程度変化するかを確認することもできる。

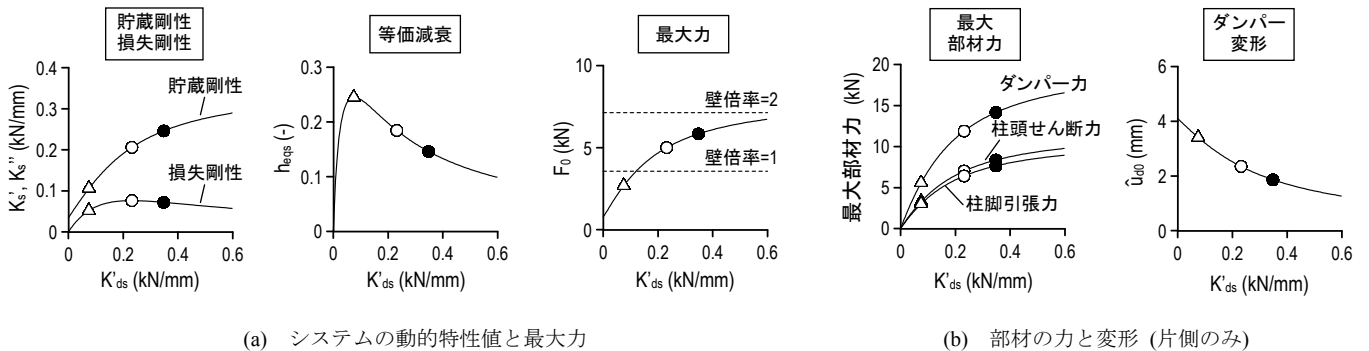


図 2.21 状態 N,R 実験に基づく 2-VB の動的特性値・最大応答の評価結果 (黒丸は 2-VB の K'_{ds} 値、三角と白丸はそれぞれ h_{eqs} , K'_s を最大にする K'_{ds} 値から得られる特性値)

2.5 ダンパーを含まない架構の解析に基づく制振効率予測法

2.4.3 項では、ある幾何学的形状を持つ方杖型架構の状態 N,R 実験を行い、その架構においてダンパー量を変化させた場合の影響を考察した。しかし、その幾何学的形状や部材の特性を変えた場合には再び実験が必要となるが、本節ではこれを全て解析的に行う。その際、接合部の挙動を再現する必要があるが、これは次節で述べるように、前節の実験結果を基にモデルを作成する。

2.5.1 解析モデル

解析モデルを図 2.22 に示す。柱-横架材接合部は、軸方向バネ、せん断バネ、および回転バネを用いて再現する。これらのバネは個別に特性が与えられているため、軸力・せん断力・曲げモーメントの連成の影響を考慮できない。しかし、バネ定数は制振壁の実験結果に基づいて決定しており、ゆえに実験を行った制振壁の形状やダンパー剛性のもとでは、複合応力下でのバネ定数を考慮していることになり、実験結果の予測としては妥当な解析モデルと判断した。なお、制振壁の形状やダンパー剛性が変化すれば、当然接合部に生じる複合応力のバランスが崩れ、バネの特性が変化する可能性も考えられるが、ここではそのまま用いている。

軸方向バネとせん断バネのバネ定数は、2-VB(状態 R)の $\theta = 1/120 \text{ rad}$ の載荷で得た履歴から、最大変形時の割線剛性を求めて設定した(付録図 2.A1)。回転バネに関しては、2-VB(状態 N)の $\theta = 1/120 \text{ rad}$ の載荷で得たシステムの等価剛性が得られるように、バネの回転剛性を設定した。なお、これらの 3 種バネは全て弾性とした。ダンパーと架構部材の接合部には、ブラケットの滑りや浮き上がり、およびピン接合部のガタや弾性変形(付録図 2.A2, 図 2.A3) を再現する軸方向バネを付加した。

変動要因は、図 2.22 に示す長さ a 、開口部の幅、そして柱の曲げ剛性である。図 2.23 に示すように、 $a = 165, 330, 495, 660, 825 \text{ mm}$ の 5 種、開口幅は 2P, 3P, 4P, 5P の 4 種を検討する。 $a = 660 \text{ mm}$ は実験に用いた 2-VB や 3-VB に相当し、 $a = 165 \text{ mm}$ は仕口ダンパーのような小型の制振デバイスを想定している。また、柱の補強効果を見るため、柱の曲げ剛性 $(EI)_p$ をスプルー集成材(105×105mm, E95-F315) 1 本の曲げ剛性 $(EI)_1$ で基準化した $(EI)_p = (EI)_1, 12.8(EI)_1$ の 2 種を検討する。本論で用いた補強柱は $(EI)_p = 16(EI)_1$ であったが(2.2.2 項)、これを 2 割低めにした曲げ剛性を補強柱のモデルとして用いた。これは、方杖型架構内では明らかに図 2.4 に示す曲げ実験とは荷重の作用位置が異なり、さらに $(EI)_p = 16(EI)_1$ とした骨組解析では実験結果に比べて K_R を過大評価していたことを勘案したためである。

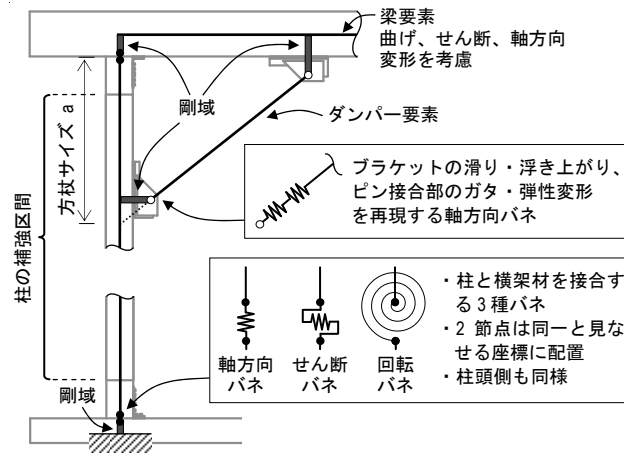


図 2.22 解析モデル図

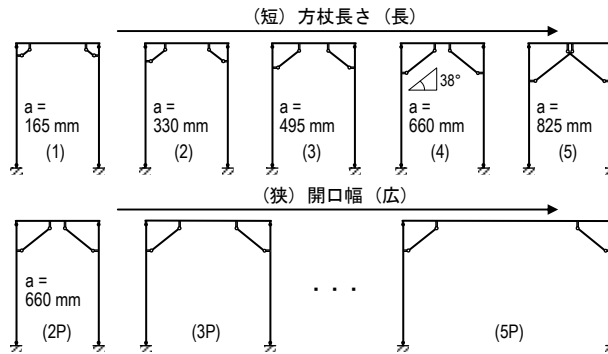


図 2.23 解析モデルの変動要因

2.5.2 動的特性の比較と考察

まず、解析モデルの状態 N,R における Pushover 解析から、骨組特性値を得る。そして、2.4.3 項と同様の手順を踏み、ダンパー量 K'_{ds} とシステムの動的特性値・最大応答、部材最大応答の関係を得る。

図 2.24 に方杖の長さを変化させた解析値に基づく評価結果を示す。まず図 2.24(a)に示す柱補強ありの場合、 a が小さいとき、 K'_{ds} を増やしても K'_s の増加がすぐに頭打ちになる。また、 h_{eqs} のピークを与える K'_{ds} も非常に小さい。これは、擬似ブレース剛性 K_{bs} が低いため、あまり大きなダンパーを付加しても擬似ブレースの変形が増加し、 h_{eqs} も増加しないことを表している。また、 a が小さいモデルほど、 K'_{ds} が小さくても \hat{F}_{d0} や柱頭せん断力が大となり、方杖が短い架構ほど、システムとして得られる力が小さくても、局所的に大きなダンパー力が発生し、その周辺の部材力も増加するのである。

次に図 2.24(b)に示す柱補強無しの場合、非常に大きなダンパーを付加しても ($K'_{ds} = \text{大}$),

第2章 開口を有する方杖型木質制振架構の動的载荷実験

壁倍率 = 1 に満たない。また、 $a = 165 \text{ mm}$ のような小型のダンパーでは、 h_{eqs} は最大でも 0.05 程度しか得られず、方杖長さ a とともに柱の曲げ剛性がいかに重要であるかが分かる。

図 2.25 に開口の幅を変化させた解析値に基づく評価結果を示す。2.3.3 項で示した 2-VB と 3-VB の実験と同様に、開口幅が 2P と 3P の場合、各評価値にほとんど差が生じなかった。開口幅がさらに広がると各評価値は徐々に低下し、5P の場合では実験に用いたダンパー量 $K'_{ds} = 0.35 \text{ kN/mm}$ のときに壁倍率 = 1.3, $h_{eq} = 0.1$ となった。

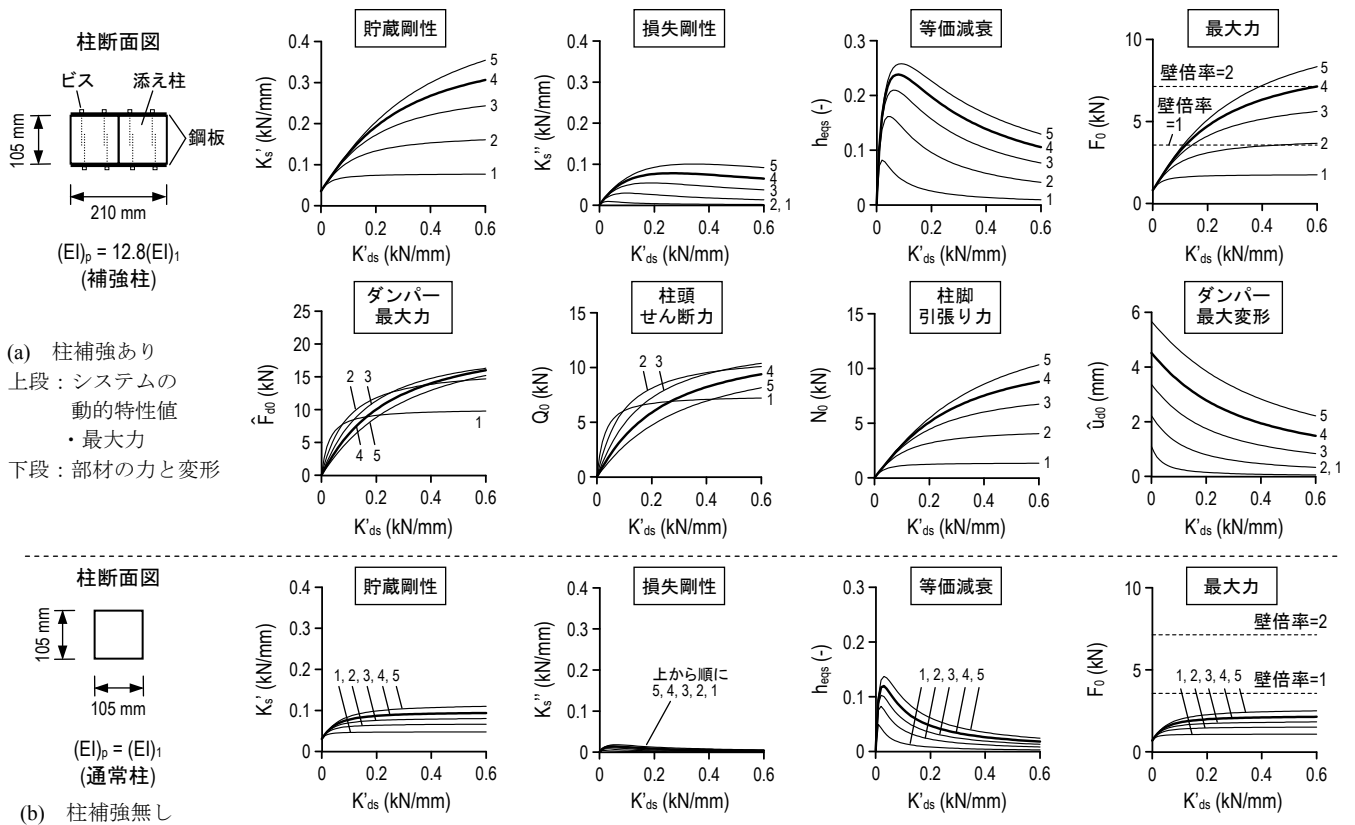


図 2.24 方杖の長さを変化させた解析値に基づくシステムの動的特性値・最大力・部材最大応答の評価結果 (図中の 1~5 の順に、 $a = 165, 330, 495, 660, 825 \text{ mm}$, 太線は実験に用いた $a = 660 \text{ mm}$ のとき)

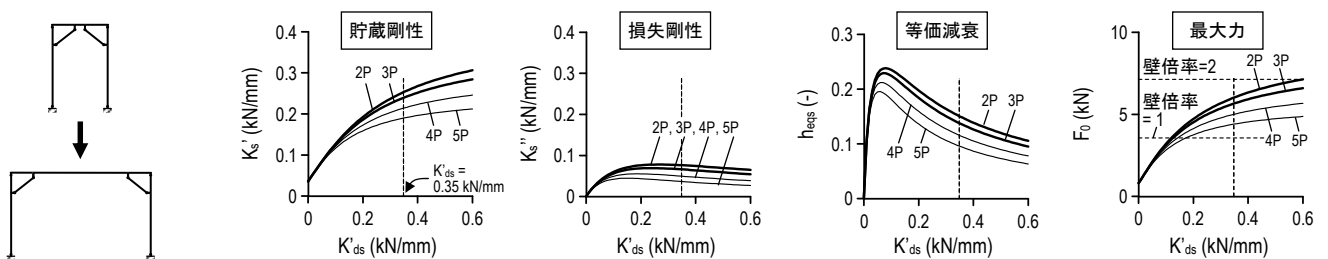


図 2.25 開口の幅を変化させた解析値に基づくシステムの動的特性値・最大力の評価結果 (太線は実験に用いた 2P および 3P のときであり、 $K'_{ds} = 0.35 \text{ kN/mm}$ の破線は実験に用いたダンパー量)

2.6 他の制振壁との比較による包括的性能評価

ここまでは、方杖型制振壁を例にしてその性能評価法を示してきた。しかし、提案手法は架構種別を問わず任意形式の制振壁に対して適用でき、さらにそれらを包括的に扱い、性能比較を行うことができるのが大きなメリットでもある。

そこで第2章の最後に、方杖型制振壁以外の制振壁との比較を示しておく。まず、骨組特性値の物理的解釈を示し、これらを用いて制振効果を表す指標を提案する。この指標とは、ダンパーを付与する前の架構において、その架構が制振化後にどの程度の性能を持ちうるかを表現したものである。そして、各制振壁における指標の比較から、様々な架構形式の特徴などを挙げる。

2.6.1 骨組特性値の物理的解釈と制振効果の指標の提案

弾性域において、4種骨組特性値の間には次式の関係があることを述べた(文献10の式(5))。

$$K_N = (1 - \alpha_N \alpha_R) K_R \quad (2.11)$$

式(2.11)を用いて、4種骨組特性値を用いた制振効果を表す二つの指標を提案する。

K_N および K_R は、それぞれ制振架構の剛性の下限値、上限値を表している。これらの差は、ダンパーによってシステムに付加される付加系剛性の最大値を表す。つまり、一つ目のパラメータとして、次式を提案する。

$$K_R - K_N = \alpha_N \alpha_R K_R \quad (2.12)$$

ただし、

$$\alpha_N \alpha_R \leq 1 \quad (2.13)$$

式(2.12)は、水平バネ系に変換したときの疑似ブレースの剛性 K_{bs} に等しい。また、この値が大きいほど、大きな制振効果が得られることも容易に想像できる。したがって、本質的には架構の $(K_R - K_N)$ あるいは $\alpha_N \alpha_R K_R$ を高めることが重要であり、特に α_N と α_R の積は式(2.13)のように1を超えないため、 $\alpha_N \alpha_R$ がなるべく1に近ければ良い。

一つ目のパラメータである式(2.12)は、あくまで付加系剛性の最大値を表しており、元の主架構 (フレーム) との力の分担比は表していない。そこで、二つ目のパラメータとして次式を提案する。

$$\alpha_N \alpha_R = (K_R - K_N) / K_R \quad (2.14)$$

上式右辺は、状態 R におけるダンパーの負担力とシステムの負担力の比を表している。当然、上式が 1 となれば、システムの力は全てダンパーが負担しており、式(2.12)で示したように、制振架構として効率が低いことを示す。

以上、二つのパラメータをまとめる。

- (1) $K_R - K_N$ ($= \alpha_N \alpha_R K_R$) : 付加系剛性の最大値であり、値が大きいほど優れている。つまり、制振効果のポテンシャルを表す。剛性 (kN/mm など) の単位を持つ絶対量である。
- (2) $\alpha_N \alpha_R$ ($= (K_R - K_N) / K_R$) : 状態 R におけるダンパー負担力とシステム負担力の比を表す。1 に近いほど、ダンパーに力が集中していることを表す相対量である。

このように、 α_N と α_R の積が高いことが、制振架構において有利になることが分かる。続いて、 $\alpha_N \alpha_R$ が等しくても (同じ性能を有していても)、① α_N 大かつ α_R 小のケースと、② α_N 小かつ α_R 大のケースについて、それぞれの特徴を考察してみる。

① α_N 大かつ α_R 小のケース (間柱型、トグル型など)

長所 : α_R 小のため、ダンパー力が小さくて済む。したがって、剛性や耐力が小さいダンパーで良いため、ダンパー取り付け部材を小型化することが可能となる。

短所 : α_N 大のため、大きなダンパーストロークが必要となる。

② α_N 小かつ α_R 大のケース (方杖型、仕口型など)

長所 : α_N 小のため、ダンパーストロークが小さくて済む。

短所 : α_N 小のため、ピン接合部の遊びなどの僅かな変形ロスが、ダンパーへの変形集中を阻害する。また、 α_R 大のため、剛性や耐力が高いダンパーが必要となり、ダンパー取り付け部材にも高い剛性と耐力が要求される。

②で挙げた長所はそれほど有効なものではなく、むしろ短所に挙げたデメリットの方が大きいと考えられる。一方、①ではストロークの大きいダンパーさえ開発できれば、施工性や経済性の他、既存の躯体が劣化している場合がある耐震改修の際に優れていると考えられる。トグル型など増幅機構を有する架構がこれに該当する¹⁸⁾。しかし、②の代表例と

して挙げられる間柱型の場合、ダンパーに生じる力がそれほど大きくなくても、それを支える梁部材との接合部近傍に比較的大きな曲げモーメントや軸力が作用するため、ダンパーが過度に力を発揮しないようにするなどの配慮が必要な場合もある¹⁹⁾。

2.6.2 異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価

評価対象とするのは、方杖型制振壁に加え、文献2,5のKブレース型制振壁である。

単位長さの壁が1/120rad時に1.96kNの耐力を有するときの剛性を基準剛性 K_0 とし、この K_0 を用いて議論を進める。これにより、方杖型制振壁とK型制振壁の1/120rad時における K_{bs} を単位長さあたりで表せば、それぞれ $2.4K_0$, $7.7K_0$ (kN/mm/m)となる。ところで、 $K_{bs} = K_R - K_N$ であり、前項で示した指標の一つ、つまり制振効果のポテンシャルを表すものであった。つまりダンパーにより付与できる壁倍率の最大値が、それぞれ2.4, 7.7であることを意味する。このように、方杖型架構がブレース型架構に比べてかなりハンディキャップを負っていることが理解できる。なお、もう一つの指標 $\alpha_N \alpha_R$ に関しては、どちらの制振壁もほぼ1であり、ダンパーに力が集中している。

続いて、 $K_{bs} = K_0, 2K_0, 4K_0, 6K_0, 8K_0, 10K_0$ の6種架構に、 $K'_{ds}/K_{bs} = 0 \sim 2$ でダンパー量を変化させたときの粘弾性システムの K'_a, K''_a の理論解(単位長さあたりの値)を図2.26に示す。 K'_{ds}/K_{bs} を増加させると、 K'_a は単調に増加する一方、 K''_a はある極大値を超えると減少する傾向がある。また、 K'_{ds}/K_{bs} が等しくても K_{bs} を高くすれば、 K'_a, K''_a が比例的に増加し、構造的に有利となる。 K''_a の最大値を与える K'_{ds}/K_{bs} は、 K''_a の理論解を K'_{ds}/K_{bs} で偏微分することで、次式のように得られる¹⁷⁾。

$$K'_{ds}/K_{bs} \Big|_{K''_a=\max} = 1/\sqrt{1+\eta_d^2} \quad (2.15)$$

式(2.15)右辺で $\eta_d = 1$ とすれば、 $K'_{ds}/K_{bs} = 0.71$ となる。つまり、付加系の損失剛性を最大にするダンパー量(K'_{ds}/K_{bs})は、ダンパーの損失係数 η_d のみの関数であることが分かる。図2.24, 図2.25では横軸を K'_{ds}/K_{bs} ではなく K'_{ds} としたため、 K_{bs} が高いシステムほど K''_a を最大にする K'_{ds} も高くなっていた。

図2.26に実験に用いた方杖型制振壁とKブレース型制振壁の相当値を、それぞれ黒丸と白丸でプロットしている。これら2種制振壁は、 K_{bs} の大きさが決定的に異なり、付加できる剛性量が格段に異なることが分かる。 K'_{ds}/K_{bs} はともに0.9程度で、等しい K_{bs} の中では高い K''_a を有している。図2.26はこのような制振効果の検討に有用であるとともに、異なる

架構形式の制振壁の性能比較を容易にすることができる。

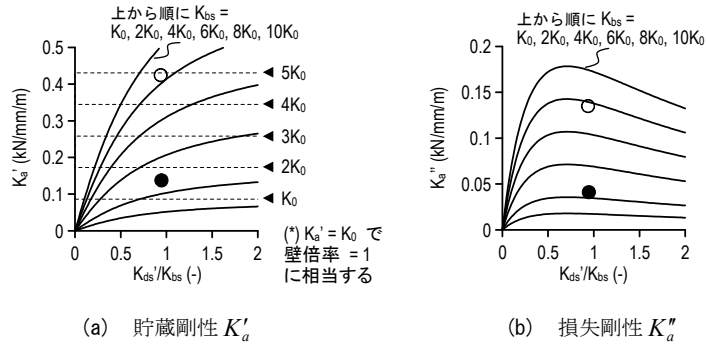


図 2.26 木質架構と粘弾性ダンパーの剛性バランスと制振効果の関係 (黒丸：方杖型制振壁、白丸：K型制振壁)

2.6 おわりに

第2章では、方杖型制振壁の動的挙動の把握、および簡易な評価法から設計における考え方までを述べた。以下にまとめる。

- 1) 補強柱に接合するダンパーは、通常柱に接合する場合に比べて変形が3~4倍になった。補強柱を用いた制振壁は優れたエネルギー吸収能力を有し、大振幅経験後も性能が劣化しなかった。
- 2) 耐力壁を隣接した柱(合板柱)は、見掛けの曲げ剛性が高められ、通常柱に接合する場合に比べてダンパーが2倍程度変形した。
- 3) 制振壁の水平バネ系への変換法を非線形領域まで拡張し、ダンパー量と制振壁の性能の関係を可視化する手法を提案した。
- 4) 上記の提案手法は、方杖型制振壁の実験で得たシステムの剛性・最大力・消費エネルギー量を高精度で予測できた。
- 5) 方杖型架構の骨組解析により、架構の幾何学的形状や柱の曲げ剛性の違いがシステムの特性に与える影響を示した。
- 6) 方杖部材が長いほど制振効率は増加し、仕口ダンパーのような小型の制振デバイスは効率の面で劣ることを示した。
- 7) 状態 N,R 実験より求まる骨組特性値を用いて、架構の制振効果を表す指標を提案した。これにより、異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価が可能となった。

なお、第2章では状態 N,R の非線形性があまり強くない場合に限って、文献10の手法を非線形領域に拡張した。提案した手法は、図2.17に示すダンパーの並列バネ (K_{fs}) の非線形性は問題なく、直列バネ (K_{bs}) が強非線形の場合は精度が悪くなると考えられる。ただし、そのような架構は制振効果が著しく劣るため、本研究の対象とはしない。

参考文献

- 1) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，pp.228-231，1998.3
- 2) 笠井和彦，坂田弘安，和田章，宮下健：K型ブレースによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動，日本建築学会構造系論文集，第598号，pp.51-59，2005.12
- 3) 坂田弘安，笠井和彦，和田章，宮下健：合板パネルによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第594号，pp.65-73，2005.8
- 4) 笠井和彦，坂田弘安，米華さとみ，宮下康信：粘弾性ダンパーを組み込んだ木質架構の動的挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.50B，pp.349-360，2004.3
- 5) 山崎義弘，笠井和彦，坂田弘安，大木洋司：剛性偏心した木質立体架構の粘弾性ダンパーによる捩れ応答制御，日本建築学会構造系論文集，第655号，pp.1961-1700，2010.9
- 6) 野島千里，樫原健一：仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発 その4 QMタイプの性能評価と抵抗機構，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.91-92，2005.7
- 7) 邵立，佐藤孝典，寺田岳彦，堀江竜巳，半澤徹也，西村拓也：粘弾性ダンパーを用いた制震住宅の開発 その1 方杖型ダンパーの制震効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2分冊，pp.995-996，2000.7
- 8) 曾田五月也，宮津裕次，松永裕樹：方杖型圧効きオイルダンパによる木造住宅の制振に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第649号，pp.559-566，2010.3
- 9) 笠井和彦，城台顕：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，第558号，pp.125-132，2002.8
- 10) 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，第605号，pp.37-46，2006.7
- 11) 吹田啓一郎，井上一朗，竹内一郎，宇野暢芳：座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.153-160，2003.9
- 12) 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.103-112，2010.1
- 13) 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，日本建築学会構造系論文集，第580号，pp.51-59，2004.6
- 14) 笠井和彦，湊直生，川鍋佳史：粘弾性ダンパーの等価剛性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，第610号，pp.75-83，2006.12
- 15) 笠井和彦，寺本道彦，大熊潔，所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則（その1 線形領域における温度・振動数依存のモデル化），日本建築学会構造系論文

- 集, 第 543 号, pp.77-86, 2001.5
- 16) 篠原昌寿, 五十田博, 石本篤史 : オイルダンパー制振壁を持つ 2 層木質架構の地震時応答変位の解析的再現と木造用制振壁の評価値の妥当性, 日本建築学会構造系論文集, 第 648 号, pp.377-384, 2010.2
 - 17) 山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安, 大木洋司 : 財産保持に優れた制振住宅に関する開発の経過報告 その 29 状態 NR 実験に基づく木質制振架構の水平バネ系への変換と制振効果の理論的考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.395-396, 2010.9
 - 18) 北村尚久, 石丸辰治, 石垣秀典, 秦一平, 山中祐一, 魚津忠弘 : トグル制震装置を設置した伝統木造架構の実大振動実験 その 1 制震補強前・補強後の架構の動的特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.739-740, 2006.7
 - 19) 徳山純一郎, 後閑章吉, 石川理都子, 佐野剛志, 笠井和彦, 瀬戸口貴紀 : 粘弾性体と摩擦ダンパー(ブレイキダンパー)の直列接合からなる制振装置 その 8 間柱型制振装置の設計と実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.553-554, 2010.7

付録 2. A 状態 R 実験における接合部の挙動

2-VB(状態 R)の柱-横架材接合部、ブラケット、ダンパーピン接合部の挙動を図 2.A1, 図 2.A2, 図 2.A3 に示す。これらの図中に破線で示した履歴は、2-VB の $\theta = 1/30 \text{ rad.}$ の結果である。状態 R では2-VB に比べて部材力が大きくなり、接合部の変形も増加した。左側の柱は柱頭部のせん断滑りが、右側の柱はブラケットの浮き上がりが主要因となり、システムの耐力が頭打ちとなったと考えられる。ダンパーピン接合部は、ダンパー引張り時は弾性であるが、圧縮時にはダンパー力が増加し、降伏点が見られた。このように、2-VB(状態 R)では $1/30 \text{ rad.}$ でダンパー周辺の接合部各所がほぼ同時に降伏した。

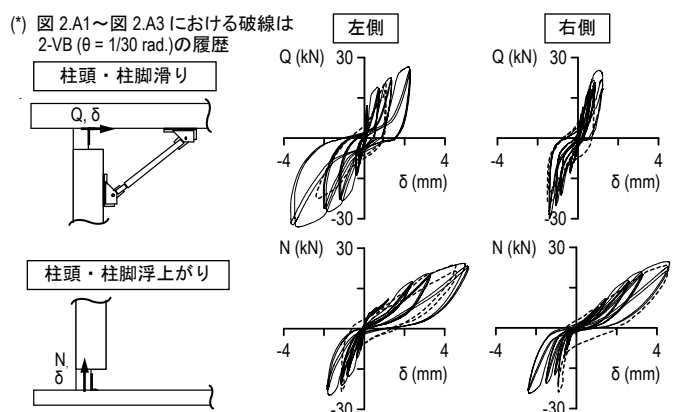


図 2. A1 柱-横架材接合部の挙動 (2-VB(状態 R))

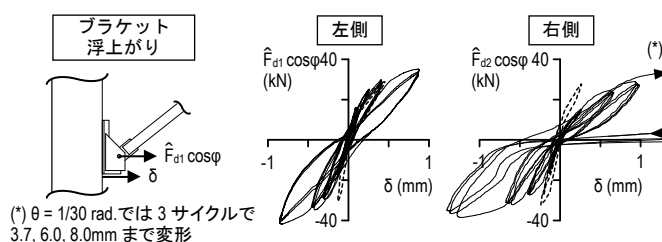


図 2. A2 ブラケットの浮き上がり・滑り挙動 (2-VB(状態 R))

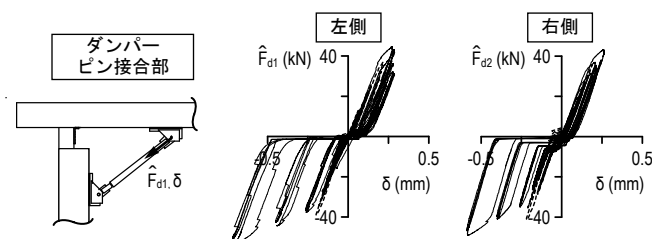


図 2. A3 ダンパーピン接合部の挙動 (2-VB(状態 R))

付録 2. B 非線形領域における水平バネ系への変換法

弾性ダンパーを持つ水平バネ系(図 2.17)の力の釣り合いは、次式で表される。

$$F = K_N u + \frac{\hat{\alpha}_N^2 \hat{K}_d (K_R - K_N)}{\hat{\alpha}_N^2 \hat{K}_d + K_R - K_N} u \quad (2.A1)$$

式(2.A1)を非線形領域に拡張するため、次のように書き換える。

$$\begin{aligned} F &= F_{fs} + F_{as} \\ F_{fs} &= K_N u = [F_N(u_N)/u_N] u \\ F_{as} &= \frac{\hat{\alpha}_N^2 \hat{K}_d (K_R - K_N)}{\hat{\alpha}_N^2 \hat{K}_d + K_R - K_N} u = \frac{F_{ds}/u_{ds} [F_R(u_R)/u_R - F_N(u_N)/u_N]}{F_{ds}/u_{ds} + F_R(u_R)/u_R - F_N(u_N)/u_N} u \end{aligned} \quad (2.A2a-c)$$

ここに、 $F_N(u_N)$, $F_R(u_R)$ は、それぞれ状態 N,R に変形 u_N , u_R を与えたときの力を表し、 K_N , K_R はそのときの割線剛性とした。式(2.A3a)が示すように、システム力は擬似フレーム力 F_{fs} と擬似付加系力 F_{as} の和で表される。式(2.A2b),式(2.A2c)において、 $u_N = u$, $u_R = u_{bs} = u - u_{ds}$ とすれば、

$$\begin{aligned} F_{fs} &= F_N(u) \\ F_{as} &= \frac{F_{ds}/u_{ds} [F_R(u_{bs})/u_{bs} - F_N(u)/u]}{F_{ds}/u_{ds} + F_R(u_{bs})/u_{bs} - F_N(u)/u} u \end{aligned} \quad (2.A3a,b)$$

式(2.A3b)中の $[F_R(u_{bs})/u_{bs} - F_N(u)/u]$ は擬似ブレース剛性を表す項であるため、 u_{bs} のみを用いて表した方が理解しやすい。したがって、状態 N が比較的線形に近く $F_N(u)/u \approx F_N(u_{bs})/u_{bs}$ と考え、式(2.A3b)を次のように近似する。

$$F_{as} = \frac{F_{ds}/u_{ds} [F_R(u_{bs})/u_{bs} - F_N(u_{bs})/u_{bs}]}{F_{ds}/u_{ds} + F_R(u_{bs})/u_{bs} - F_N(u_{bs})/u_{bs}} u = \frac{K_{ds} K_{bs}}{K_{ds} + K_{bs}} u = K_{as} u \quad (2.A4)$$

ここに、 K_{as} = 擬似付加系剛性であり、

$$K_{bs} = [F_R(u_{bs}) - F_N(u_{bs})]/u_{bs} \quad , \quad K_{as} = K_{ds} K_{bs} / (K_{ds} + K_{bs}) \quad (2.A5a,b)$$

よって、擬似ブレースと擬似フレームの荷重と変形は、次式により表される。

$$F_{bs} = F_R(u_{bs}) - F_N(u_{bs}) = \hat{\alpha}_N \hat{\alpha}_R F_R(u_{bs}) \quad , \quad u_{bs} = u_R \quad (2.A6a,b)$$

$$F_{fs} = F_N(u_{fs}) \quad , \quad u_{fs} = u_N = u \quad (2.A7a,b)$$

ここで、式(2.A6a)の中辺から右辺への変換は文献 10 の式(5)の関係を用いた。 $\hat{\alpha}_R$ は状態 R での層せん断力に対するダンパー部力の比である。

付録 2. C 擬似ブレースの等価剛性評価

2.4.2 項で提案した擬似ブレースの等価剛性の算出法は、 F_N-u_N 関係と F_R-u_R 関係の包絡線を 4 次関数に近似することで、機械的に計算可能な手法とした。その別法として図解的に等価剛性を求める手法をここに提示する¹⁷⁾。

式(2.A6)より、擬似ブレースの荷重-変形関係($F_{bs}-u_{bs}$)を求め、これと擬似ダンパーの貯蔵剛性 K'_{ds} を傾きに持つ直線を重ねて描く(図 2.A4)。ある荷重における擬似ブレース変形 u_{bs0} と擬似ダンパー変形 u_{ds0} の和が、想定したシステムの変形 u_0 に等しくなる荷重を図解的に求め、この変形 u_{bs0} における擬似ブレースの等価剛性を求める。ただし、粘弾性ダンパーの力と変形には位相差があるため、上述した手法から求まる u_{bs0} と u_{ds0} の変形分担には誤差が含まれるが、位相差を考慮した 2.4.2 項の手法に比べ、15%以下の差であった。

付録 2. D 擬似ブレースの荷重-変形関係

式(2.A6a)に示した擬似ブレース荷重 F_{bs} の 2 通りの計算方法の比較を図 2.A5 に示す。 $(F_R - F_N) - u_{bs}$ 関係に比べ、 $\hat{\alpha}_N \hat{\alpha}_R F_R - u_{bs}$ 関係の荷重は 1 割程度高くなったが、いずれの関係を用いても 2.4.2 項で行った実験結果の予測には大きな影響は与えなかった。

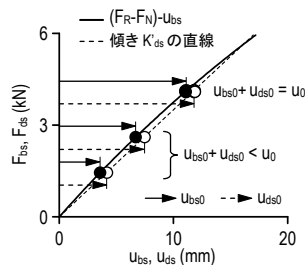


図 2. A4 擬似ブレースの等価剛性算出法 ($u_0 = 22.8 \text{ mm}$ とした場合)

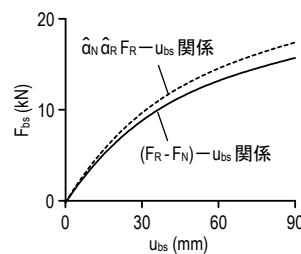


図 2. A5 2 種の擬似ブレース荷重-変形関係の計算法

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

3.1 はじめに

3.2 実験計画概要

3.2.1 試験体の設定

3.2.2 実験に用いた耐力壁と制振壁の仕様

3.2.3 試験体パラメータと設計意図

3.2.4 計測計画

3.2.5 加振スケジュール

3.3 実験結果

3.3.1 各壁のせん断力-変形関係

3.3.2 システムの全体応答

3.3.3 最大応答変位

3.3.4 最大応答加速度

3.3.5 各壁の消費エネルギー

3.4 並進・振れ応答と剛性・粘性のバランスに関する考察

3.4.1 伝達関数を用いた固有周期と減衰定数の評価

3.4.2 線形構造への近似手法とその制度

3.4.3 1層偏心建物の動的特性

3.4.4 各試験体の剛性・粘性のバランス

3.4.5 最大応答変位と等価線形化に基づくスペクトル解析

3.5 おわりに

付録 3.A 壁倍率の算定

付録 3.B $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ の符号について

付録 3.C 非比例減衰が固有周期と減衰定数に与える影響

付録 3.D システムの1次減衰定数と粘性配置の関係

参考文献

3.1 はじめに

1995年の阪神・淡路大震災では、狭小な土地に建つ間口の狭い都市型住宅や、1階に店舗やガレージを持つことで接道面が全面開口となった住宅において、地震時の振れ応答が主要因となり、倒壊あるいは大破等の被害を受けた例が多い^{1),2)}。耐力要素が損傷することでエネルギーを吸収する耐震構造の考え方では、開口部等の構造的弱点を保護し、振れ応答を効果的に抑制する手段は無いだろう。

剛性偏心が生じた木造戸建住宅に対する制振部材の適用例として、野口らは粘弾性ダンパーを用いた地震応答制御の有効性を、立体模型による振動台実験と地震応答解析を行なって検証した⁸⁾。しかし、耐力壁を弾性として扱っている点やダンパーの取り付け方法等、実際の木造住宅の地震時挙動を再現するために考慮しなければならない点が多い。曾田らは小型な圧効きオイルダンパーによる制振補強⁹⁾を提案したが、住宅1棟に対してダンパーが多数必要であり、振れを抑制することを前提としていない。腰原・阿川らは木質面材耐力壁構造の実大実験^{10),11)}を行い、弾性域から塑性域にかけての振れ挙動を理論的に再現する応力集中度という指標を提案し、剛性偏心と耐力偏心に関する理論体系を確立させてきた。

筆者の修士論文では剛性だけでなく粘性の偏心も考慮した1層線形構造を対象として、4種の「振れの支配特性値」を定義し、これらと振れ応答との関連を論じた¹²⁾。この結果、剛性中心と粘性中心の相対的な位置関係の違いにより、振れ応答の傾向が大きく異なることを時刻歴解析より示した。また、その最大応答を簡易に予測する手法を提案した。この粘性偏心の影響を加味した応答予測法および設計法は、個別の時刻歴解析を除き、未だ存在しないのが現状である。

第3章では粘弾性ダンパーを付加した制振壁を用いることで、付加剛性と付加減衰による振れ応答の抑制効果を取り上げる。木質耐力壁に対する制振壁の特異性は、高いエネルギー吸収能力と線形性であり、これらの特性が、剛性偏心した木質立体架構においても有効に機能するために必要な設計法を抽出することが大きな目的である。つまり、今後増加すると考えられる制振技術の健全な普及のためには、振れ応答を効果的に制御する制振設計法を周知・確立させる必要があり、第3章はその基礎的研究と位置付けられる。

2.2節、2.3節では、文献3-5で提案された制振壁を様々な配置で設置した実大1層試験体の振動台実験を行い、弾性域から塑性域にかけての最大応答や各壁の消費エネルギーの分布を示す。2.4節では非線形挙動を示す各壁を、等価な剛性・粘性を持つ線形モデルに置換する手法を示し、これらのバランスと並進・振れ応答の関連を考察する。なお、第3章では水平構面は剛床仮定が成立するものとして扱う。

3.2 実験計画概要

3.2.1 試験体の設定

図 3.1 に示すように、試験体は短辺(x 方向)が 1820 mm、長辺(y 方向)が 2730 mm、階高が 2730 mm の 1 層である。軸組は柱(スプルー集成材, 105×105mm)、土台(オウシュウアカマツ集成材, 105×105mm)、梁(105×180mm)で構成される。水平構面は剛床仮定が成立するものとし、床面の仕様を 28mm 厚の構造用合板貼り(CN75 釘@75mm)とした。振動台上に設置した鉄骨基礎梁の上に試験体の土台を固定し、ずれを防止した。後述するが、本試験では構面ごとのせん断力を計測するため、基礎梁および土台は構面ごとに切り離している。

耐力壁や制振壁は建物の四周に配置し、 x 方向の 1 構面は大きな開口を設けることで剛性を低下させ、この構面を「柔側」、反対の構面を「剛側」とし、それぞれの壁を「柔側壁」、「剛側壁」と呼ぶ。また、直交する 2 構面の壁を「直交壁」と呼ぶ。

y 方向正側に剛性中心が偏心した一軸偏心建物で、振動台により x 方向にのみ地震入力を与えた。質量には偏りがなく、過去の実験⁵⁻⁷⁾と同様の概念に基づき、12kN の錘を積載した。なお、軸組以外の質量は建物平面内に均等に分布していると仮定し、錘は床面に均した時と等しい回転慣性になるように 5 箇所分散して配置した。

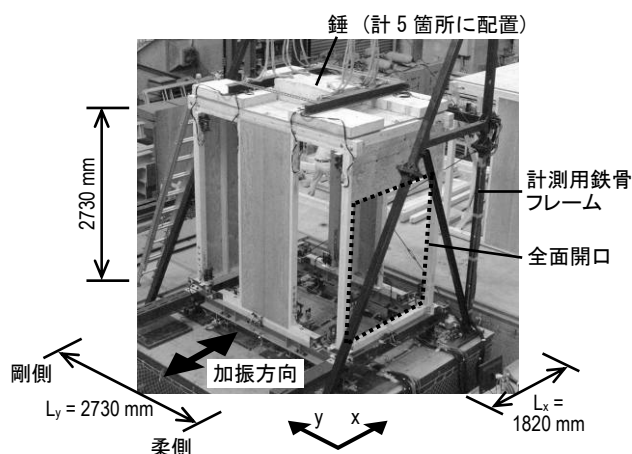


図 3.1 試験体のセットアップ

3.2.2 実験に用いた耐力壁と制振壁の仕様

各通りの壁立面図を図 3.2 に示す。耐力壁は 9mm 厚の構造用合板を釘(N50)で接合したもので、柔側壁(X1)には垂れ壁(以下、合板垂れ壁)を、剛側壁(X2)と直交壁(Y1,Y2)には全面壁(以下、合板全面壁)を用いた。制振壁はアクリル系粘弾性体¹³⁾を付加したもので、柔側壁(X1)には開口を設けた方杖型制振壁を、剛側壁(X2)と直交壁(Y1,Y2)には K 型制振壁を用いた。

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

方杖型制振壁⁵⁾には改良を加え、柱の内法に柱と同断面の添え柱(スプルー集成材, 105×105mm)をイソシアネート系接着剤で接着し、さらに柱の表裏から鋼板(2.3mm厚)をビスと接着剤で接合し、柱の曲げ剛性を高めた。事前に行った柱の曲げ試験から、柱1本(105×105mm)の約16倍の曲げ剛性を有することを確認した。

振動台実験に先立ち行なった耐力壁の静的载荷実験と、制振壁の動的载荷実験^{3,5)}の結果を図3.3に示す。動的载荷の加振振動数の設定法は文献3,4に示した通り、振幅に応じて変化させた。例えば、変形角が1/240, 1/120, 1/30 rad.の時、それぞれ2.6, 1.8, 0.9 Hzとした。合板垂れ壁はほぼ弾性に近い柱の曲げ抵抗と合板を接合している釘のせん断抵抗による直列系であることから、合板全面壁に比べて弾性的な挙動である。方杖型制振壁とK型制振壁は粘弾性ダンパーを付加したことにより、小変形時から楕円型の履歴形状となる。さらに大変形時にも木質構造に特有なスリップ性状はほとんど見られない。後述するが、図3.3(d)では実験で得たせん断力を0.7倍にして示している。

また、各壁の壁倍率として合板垂れ壁 = 0.4, 合板全面壁 = 3.3, 方杖型制振壁 = 1.6, K型制振壁 = 5 を得た。ここで言う壁倍率とは、1/120 rad.時の耐力を基準耐力(= 1.96 kN)と壁長で除した値である(付録3.A)。K型制振壁に関しては合板全面壁に比べて剛性と耐力が非常に高かったため、本試験ではK型制振壁に付加する粘弾性ダンパーの量を、通常の0.7倍にした。これは、既往の予測法³⁾より、1/240 rad.時の耐力が合板全面壁と等しくなるダンパー量に相当する。本制振壁の剛性はダンパー剛性に大きく依存するため、ダンパー量を0.7倍にした時の履歴は、図3.3(d)と同等程度であると考えられる。

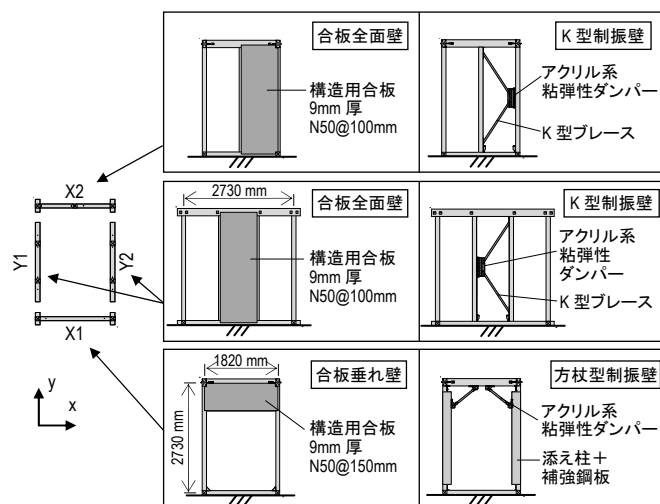


図 3.2 各通りの壁立面図

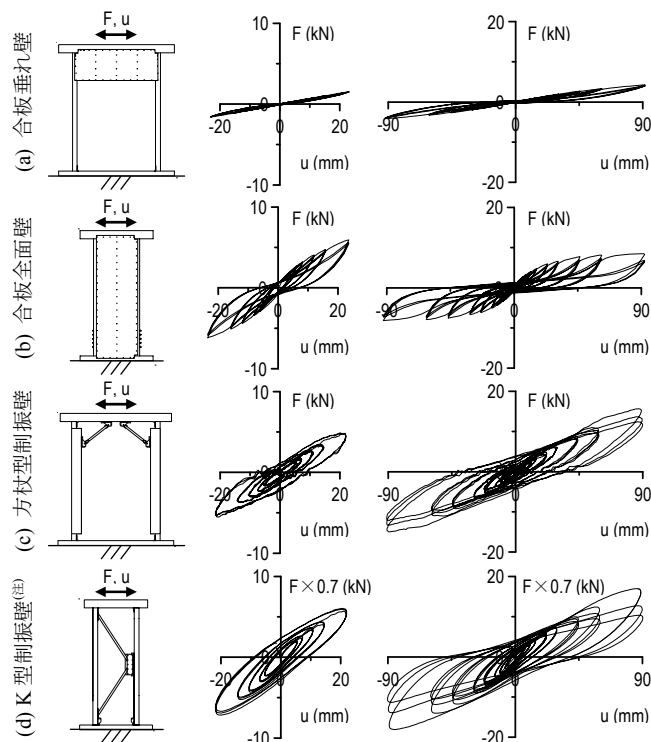


図 3.3 耐力壁と制振壁の単体実験結果

(注) K 型制振壁は実験で得たせん断力 F の 0.7 倍を示している

3.2.3 試験体パラメータと設計意図

試験体の一覧を図 3.4 に示し、以下にそれぞれの設計意図を述べる。

No.1: 全ての構面が耐力壁で構成された非制振試験体である。図 3.3 の実験結果より算出した $1/200 \text{ rad}$. 時の割線剛性を用いて計算した結果、剛性偏心の指標である偏心率 $R_{ex} = 0.56$ であった。木造軸組構法住宅の設計では $R_{ex} \leq 0.3$ が要求されており、非常に大きな剛性偏心を有していると言える。質量中心(以下、重心, *center of mass*)と剛性中心(*center of stiffness*)が一致しないため、慣性力と復元力の合力によって偶力が生じ、慣性モーメントが発生する(図 3.5(a))。

No.2: 方杖型制振壁を用い、建物の構造的弱点である開口部に剛性と粘性を付加した試験体である。重心と剛性を近付けることで前述の偶力の発生を抑え、さらに柔側壁の粘性力によって慣性モーメントを減衰させることで、振れを効果的に抑制するものである(図 3.5(b))。

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

No.3 : No.2 の剛側壁を K 型制振壁にした試験体である。

No.4 : 直交壁を K 型制振壁にすることで、振れを利用して減衰定数の増加を狙った試験体である(図 3.5(c))。

No.5 : 剛側壁を K 型制振壁にした試験体である。慣性力と復元力、さらに粘性力により大きな偶力が発生し(図 3.5(d))、振れを抑えるというよりは、建物の並進変位を低減させる目的である。

No.6 : 剛側壁と直交壁を K 型制振壁にした試験体である。

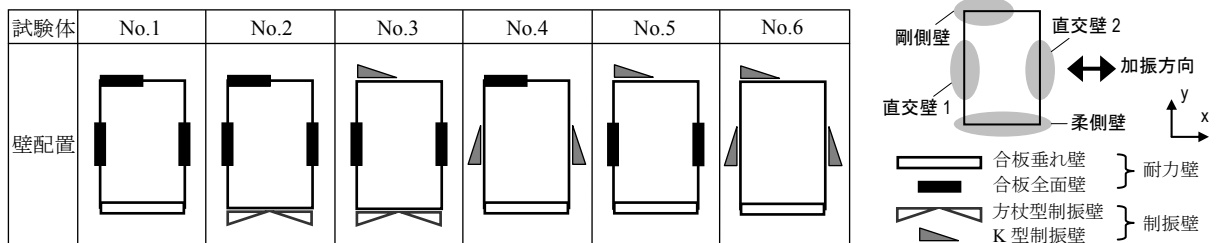


図 3.4 試験体一覧

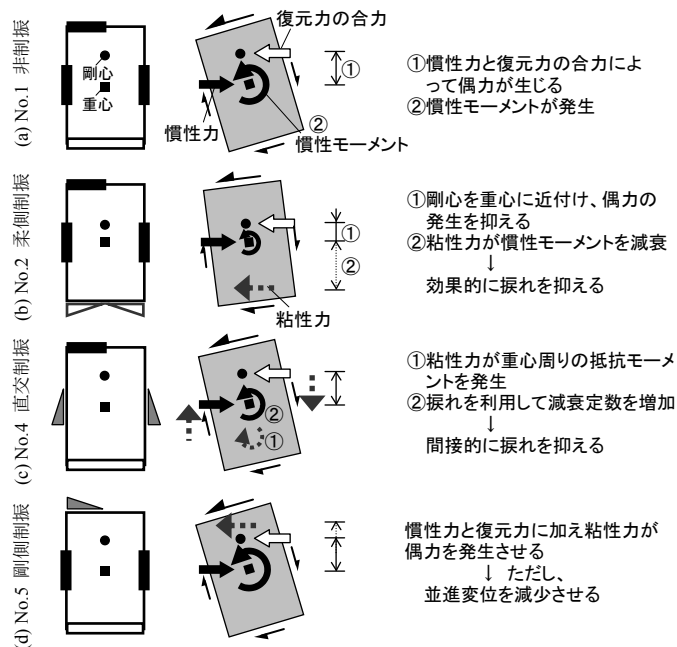


図 3.5 代表的な試験体の設計意図

3.2.4 計測計画

図 3.6 に示すように、試験体各部の変位および各壁の変形は、計測用鉄骨フレームから試験体までの相対変位を計測し、剛床仮定に基づき幾何学的に求めた。なお、試験体の応答変位、加速度から剛床仮定が妥当であることを確認している。各壁のせん断力は、基礎梁下部に設置したせん断型ロードセルで計測されるせん断力と、土台上に設置した加速度計で計測される試験体下部の慣性力の差から求めた。この測定方法により、 x 方向の各壁のせん断力とが、試験体上部の慣性力から求まる層せん断力と良好な精度で一致していることを確認した。

また、これらの他に、ダンパー変形、粘弾性体温度、柱頭・柱脚の浮き上がり、引き寄せ金物の軸力等を計測した。粘弾性体の温度は、各加振前に $20 \pm 0.3^\circ\text{C}$ に収まるように管理した。

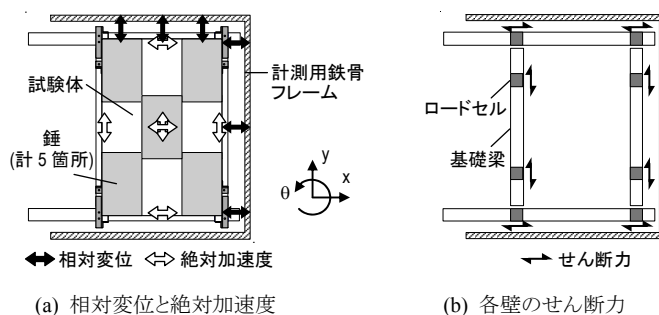


図 3.6 試験体各部の変位とせん断力の計測

3.2.5 加振スケジュール

加振スケジュールを表 3.1 に示す。地震波は主要動の継続時間や卓越周期が異なる 1995JMA Kobe NS 波と 1952Taft EW 波を採用した。まず、最大加速度を $0.1g$ に基準化した神戸波（以下、 $0.1g$ 神戸波と称し、他も同様に表記する）を入力し、次いで $0.2g$ 神戸波、 $0.2g$ Taft 波、 $0.6g$ 神戸波を入力した。その後、再度 $0.2g$ 神戸波 ($0.2g$ 神戸波(2))を入力後、柱脚の引き寄せ金物の締め直しを行い、 $0.83g$ 神戸波(原波)を入力した。試験体 No.2, No.3, No.6 は、その後 $1g$ 神戸波加振も行った。各加振後には土台上の加速度記録から求めた変位応答スペクトル S_d 、擬似加速度応答スペクトル S_{pa} が目標波のスペクトルに良好な精度で一致したことを確認した。各地震入力の間には最大加速度を $0.05g$ に基準化したホワイトノイズ加振(以下、WN と称す)を行い、後述する伝達関数を用いた動的特性評価を行った。

表 3.1 加振スケジュール

加振No.	加振波	最大加速度
1	JMA Kobe NS	0.1g
2	JMA Kobe NS	0.2g
3	Taft EW	0.2g
4	JMA Kobe NS	0.6g
5	JMA Kobe NS	0.2g
引き寄せ金物の締め直し		
6	JMA Kobe NS	0.83g(原波)
引き寄せ金物の締め直し *		
7	JMA Kobe NS	1g *

* は試験体 No.2, No.3, No.6 で行なった
(注) 各加振前後に最大加速度 0.05g の
ホワイトノイズ(WN)を入力

3.3 実験結果

3.3.1 各壁のせん断力-変形関係

まずは、正方向の各変位、部材力、合力の定義を図 3.7 に示す。変位は重心の並進変位を u_x 、回転を θ と表す。また、本論では剛床仮定が成立するものとし、柔側壁・剛側壁の変位量 u_{x1}, u_{x2} が、それぞれ $u_{x1} = u_x + \theta(L_y/2)$, $u_{x2} = u_x - \theta(L_y/2)$ となる。

3.2.4 項で述べたように、図 3.7(b) に示す各壁の反力 ($F_{x1}, F_{x2}, F_{y1}, F_{y2}$) を個別に計測した。また、図 3.7(c) に示すように、外力として x 方向慣性力 $m(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)$ 、慣性モーメント $I\ddot{\theta}$ が生じる。ここに、 m, I = 試験体上部の質量、回転慣性、 \ddot{u}_g = 地動加速度である。これらに釣り合う合力を、以下のように定義する。

$$F_x = F_{x1} + F_{x2} \quad , \quad m(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g) = F_x \quad (3.1a,b)$$

$$M = M^{(x)} + M^{(y)} \quad , \quad I\ddot{\theta} = M$$

$$M^{(x)} = (F_{x1} - F_{x2})(L_y/2) \quad , \quad M^{(y)} = (F_{y1} - F_{y2})(L_x/2) \quad (3.2a-d)$$

ここに、 $F_x = x$ 方向層せん断力、 M = 慣性モーメント、 $M^{(x)}, M^{(y)} = x$ 方向・ y 方向の壁による抵抗モーメントである。

0.2g 神戸波、0.6g 神戸波、0.2g 神戸波(2)そして 0.83g 神戸波入力時における各壁のせん断力-変形関係を、図 3.8 に示す。各加振について、左側に柔側壁と剛側壁、右側に直交壁の履歴を示している。ただし、直交壁(2)に関しては変形に(-1)を乗じている。

No.1 は、0.2g 神戸波では柔側壁、剛側壁、直交壁ともに線形的な挙動であるが、0.6g 神戸波では柔側壁、剛側壁の剛性が劣化した。0.83g 神戸波では、柔側壁、剛側壁の剛性劣化が進行し、さらに直交壁の最大変形も 1/120rad に達したことで、履歴にスリップ性状が表れている。

No.2 と No.3 は、柔側壁を方杖型制振壁にし、剛性と粘性を付加したため、柔側壁の履歴

の傾きが No.1 に比べて大きく上昇し、かつ太い楕円型の形状となった。また、柔側壁と剛側壁の変形差が No.1 に比べてかなり縮まり、直交壁の変形も小さくなった。No.2 は 0.83g 神戸波で剛側壁の変形角が $1/120\text{rad}$ に達し、若干の剛性劣化が生じた。

No.4 は直交壁が楕円型の履歴であるが、柔側壁や剛側壁と比較すると、変形はかなり小さい。これは、試験体平面の辺長比が $x : y = 2 : 3$ であり、回転によって直交壁に生じる変形が小さいためである。

No.5 は剛側壁が非常に太い楕円型の履歴になり、多くのエネルギーを消費した。3.2.2 項で述べたように、K 型制振壁は $1/240\text{rad}$ 時に合板全面壁と等しい耐力値となるようにダンパー量を設定していたが、本試験での合板全面壁の剛性と耐力が図 3.3 で示した静的載荷実験よりも高かったため、小変形時には K 型制振壁の方が剛性が低くなった。

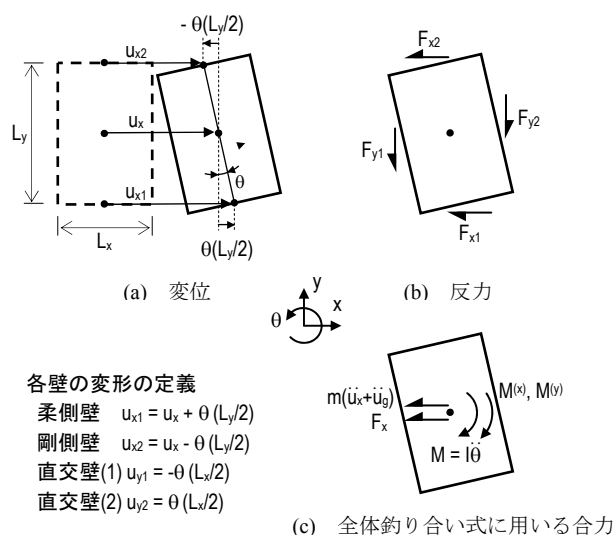


図 3.7 正方向の各変位、部材力、合力の定義

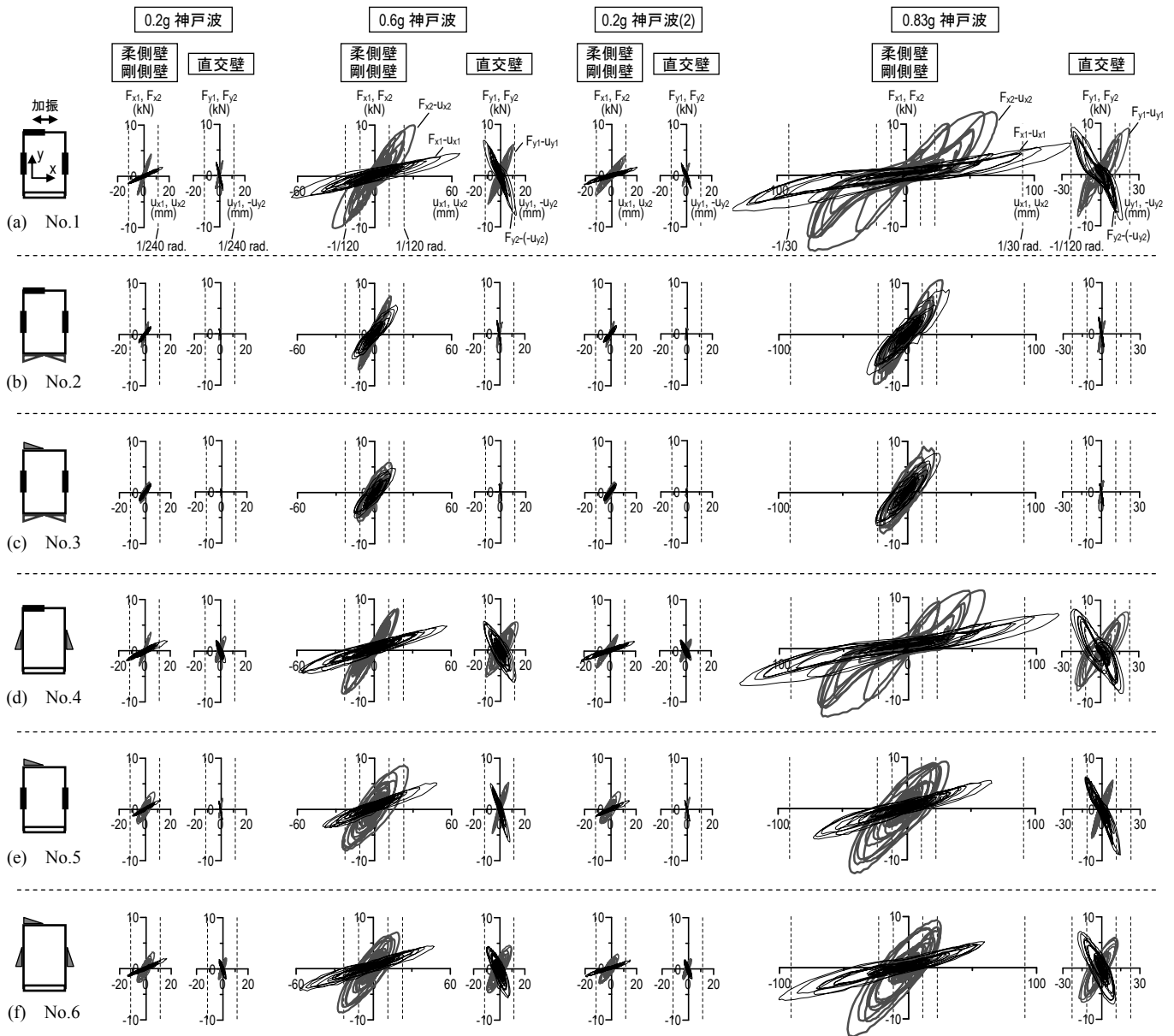


図 3.8 各壁のせん断力-変形関係

3.3.2 システムの全体応答

図 3.9 に 0.2g 神戸波入力時におけるシステムの全体応答として、 F_x-u_x 関係、 $M-\theta$ 関係、 $M^{(x)}-\theta$ 関係と $M^{(y)}-\theta$ 関係を示す。 F_x-u_x 関係の傾きは並進剛性を表し、 $M-\theta$ 関係の傾きは振れ剛性を表す。また、全試験体とも、ある θ に対して $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ が異符号となるような挙動を示した。このような現象が生じる条件は、付録 3.B で証明した。非制振の No.1 でも、小変形時から F_x-u_x 関係、 $M^{(x)}-\theta$ 関係や $M^{(y)}-\theta$ 関係は丸みを帯び、エネルギーを消費した。これに対し、No.2 と No.3 は柔側壁への剛性付加が、並進剛性と振れ剛性の上昇、さらに剛性中

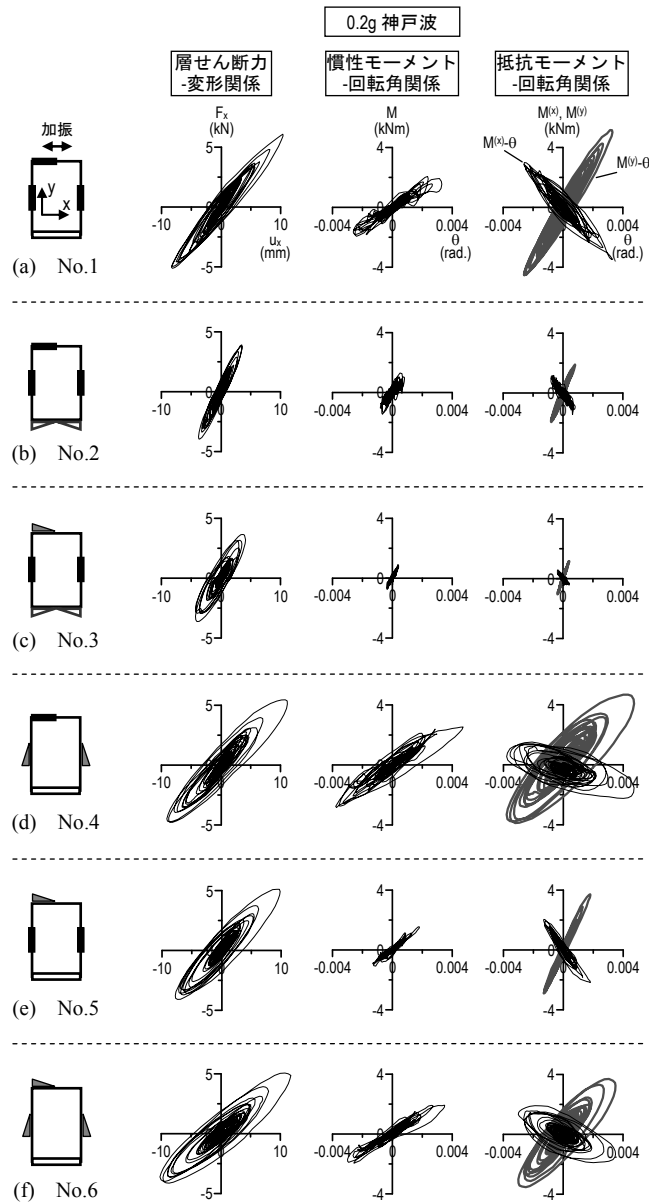


図 3.9 0.2g 神戸波入力時におけるシステムの全体応答

心を重心に近付けたことにより、 u_x , θ がともに減少した。No.4, No.5, No.6 は No.1 に比べて並進剛性がやや低下したが、それぞれ F_x - u_x 関係が太い楕円となり、多くのエネルギーを消費した。これらの試験体は、並進の剛性低下と減衰付加が生じた結果、No.1 に比べて u_x は同程度となり、 F_x はやや低下した。No.4 は直交壁の制振化のみで、並進の減衰性能が高まったことが分かる。また、直交壁を制振化した No.4, No.6 は、 $M^{(x)}$ - θ 関係と $M^{(y)}$ - θ 関係が太い楕円となり、多くのエネルギーを消費した。

3.3.3 最大応答変位

次に、0.1g 神戸波、0.2g 神戸波、0.6g 神戸波、および 0.83g 神戸波入力時の、柔側壁・剛側壁の最大応答変位 $u_{x1,max}$, $u_{x2,max}$ を図 3.10 にまとめた。横軸は試験体 No. を表し、0.83g 神戸波入力時に重心の変位が小さかった順に No.3, No.2, No.5, No.6, No.4, No.1 と並べ替えた。また、縦軸は対数軸で表している。

全加振を通して、No.2 と No.3 は他の試験体に比べて変位が低減され、揺れも小さくなった。No.4 は全加振を通して No.1 とほぼ同程度の変位であった。No.5, No.6 は、小加振時には No.1 と同程度の変位であるが、0.83g 神戸波加振時では柔側・剛側ともに変位がやや低減されたが、No.2, No.3 ほどの大きな効果はなかった。

次に、0.2g 神戸波の 1 回目と 2 回目の結果を図 3.11 に示す。全試験体とも、2 回目は既に 0.6g 神戸波を経験したことで架構が非線形化し、変位が大きくなった。しかし、No.2 や No.3 は上述した揺れ応答の抑制により木質架構の損傷が抑えられ、2 回目の加振での変位上昇が非常に少ないことが分かる。図 3.12 は 0.2g 神戸波と 0.2g Taft 波の変位応答スペクトル S_d の比較である。これより、両加振の応答量に大差はないと言える。図 3.12 には、後述する等価線形化による固有値解析(3.4.2 項)より得た 1 次固有周期と減衰定数を用い、時刻歴解析から得た応答推定値も併せて示した。木質住宅のような短周期構造物は、変位が周期の 2 乗に比例する傾向にあり、No.2 と No.3 は短周期化により変位が著しく低減された。No.4, No.5, No.6 は No.1 に比べて長周期化しているが、付加減衰により変位の上昇が抑えられている。

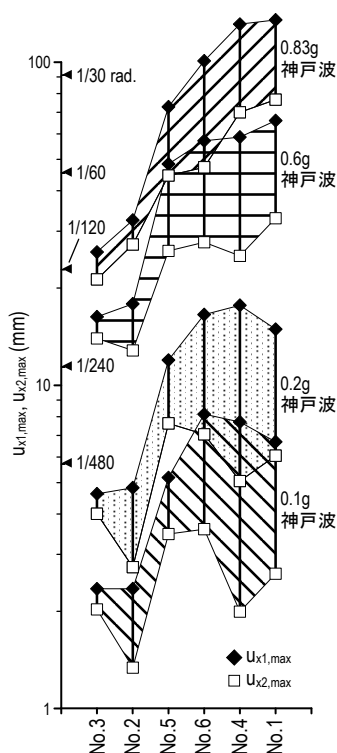


図 3.10 神戸波入力時の最大応答変位の比較

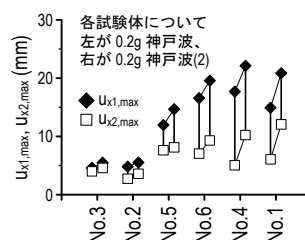


図 3.11 0.2g 神戸波加振における 1 回目と 2 回目の応答変位比較

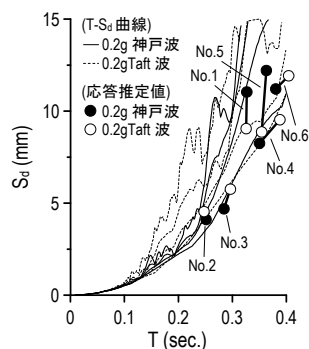


図 3.12 神戸波と Taft 波の変位応答スペクトル S_d の比較

3.3.4 最大応答加速度

本項では、0.2g 神戸波、0.83g 神戸波入力時の最大応答加速度(絶対加速度)として Case1, Case2 の 2 種ケースの応答を示す。Case1 では並進加速度 $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g) = \max$ となる時刻での $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)_{\max}$ と $\ddot{\theta}_{\max 1}$ を、Case2 では角加速度 $\ddot{\theta} = \max$ となる時刻での $\ddot{\theta}_{\max 2}$ を表 3.2 に示した。

全体的に、各試験体の振れの大小は応答変位の傾向と類似している。また、 $\ddot{\theta}_{\max 1}$ と $\ddot{\theta}_{\max 2}$ は必ずしも等しくなく、重心の並進加速度が最大となるのとは異なる時刻で、大きな角加速度が生じる。特に、0.83g 神戸波入力時のような塑性域では、 $\ddot{\theta}_{\max 1}$ に比べて $\ddot{\theta}_{\max 2}$ が非常に大きくなった。No.1 は 8.79 rad/s^2 となり、これを直交壁での y 方向並進加速度に換算すると、 800 cm/s^2 となる。振動台による x 方向への入力加速度の最大値がおよそ 821 cm/s^2 であることを考慮すれば、非常に大きな加速度が直交壁にも加わることが分かる。Case2 のような大きな角加速度が直交壁の損傷をもたらすため、注意が必要である。また、No.2 の $\ddot{\theta}_{\max 1} < 0$ となり、剛側壁に最も大きな加速度が生じた。

表 3.2 重心の最大応答加速度

試験体	0.2g神戸			0.83g神戸		
	Case1		Case2	Case1		Case2
	$(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)_{\max}$	$\ddot{\theta}_{\max 1}$	$\ddot{\theta}_{\max 2}$	$(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)_{\max}$	$\ddot{\theta}_{\max 1}$	$\ddot{\theta}_{\max 2}$
No.1	384	0.70	1.14	1509	2.76	8.79
No.2	258	0.09	0.68	1271	-0.58	3.65
No.3	246	0.17	0.30	1083	0.64	0.91
No.4	358	0.92	1.12	1385	2.26	7.36
No.5	336	0.50	0.56	1235	0.21	4.02
No.6	326	0.73	0.86	1290	1.19	4.13

Case1: 重心加速度 $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g) = \max$ のとき、Case2: 重心角加速度 $\ddot{\theta} = \max$ のとき
 $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)_{\max}$: 重心の最大加速度 cm/s^2
 $\ddot{\theta}_{\max 1}, \ddot{\theta}_{\max 2}$: 重心の最大角加速度 rad/s^2 (それぞれ Case1, Case2 を表す)

3.3.5 各壁の消費エネルギー

本項は各壁が消費したエネルギー量の検討を行うが、その前に、後述する固有値解析より算出した 1 次固有周期 T_1 と入力エネルギーの速度換算値 V_e の関係を図 3.13 に示す。ここで、入力エネルギーは各壁のせん断力-変形関係の履歴面積の総和から求めた。周知のように、木質住宅が属する短周期領域では T_1 と V_e が概ね比例関係にある。本研究で対象としたような非比例減衰系においても、上記傾向が見られた。したがって、1 次モードの短周期化は、応答変位とともに系への入力エネルギーを減らす効果がある。

次に、0.2g 神戸波と 0.83g 神戸波入力時の、入力エネルギーに対する、各壁が消費したエネルギーの割合を図 3.14 に示す。ここで、耐力壁の消費エネルギーは釘の塑性変形や木材

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

のめり込み等の損傷と考えることができる。一方、方杖型制振壁は壁全体の消費エネルギーに対するダンパーの消費エネルギーが 60~80%であり、K 型制振壁では 80~90%であったことを別途確認している。ゆえに、制振壁の消費エネルギーは、その大部分が粘弾性ダンパーにより熱エネルギーに変換され、ダンパー構面の他の要素におよぼ損傷を抑えたと解釈できる。

0.2g 神戸波入力では、No.1 は柔側耐力壁に約 40%の消費エネルギーが集中した。No.2 の柔側制振壁と No.5 の剛側制振壁は、それぞれ約 60, 70%を、No.4 は直交制振壁であるにも関わらず、約 50%のエネルギーを消費した。No.3 は柔側制振壁と剛側制振壁ではほぼ 100%を消費した。これに対し、0.83g 神戸波入力では、耐力壁の損傷に伴う履歴吸収エネルギーが増加する。No.4 は柔側耐力壁と剛側耐力壁の損傷を防ぐことができず、制振壁で消費したエネルギーの割合が減少した。

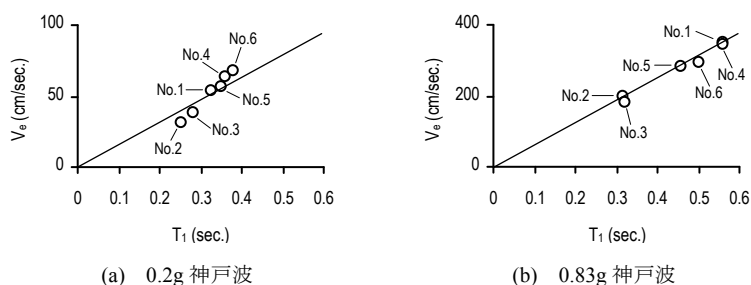


図 3.13 試験体の 1 次固有周期と入力エネルギーの速度換算値

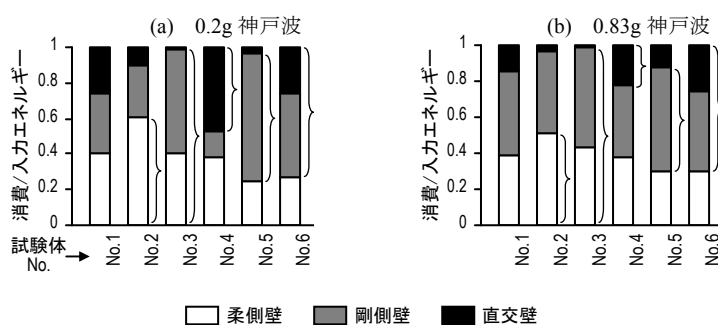


図 3.14 各壁が消費したエネルギーの割合
(波括弧は制振壁による消費エネルギーの分担)

3.4 並進・振れ応答と剛性・粘性のバランスに関する考察

前節の実験結果より、試験体の最大応答量とその分布は、各壁の剛性と粘性の量やバランスによって大きく異なることが分かった。本節では、本来非線形である各壁の剛性と粘性を線形として扱う手法を示し、システムの応答との関連を考察する。

3.4.1 伝達関数を用いた固有周期と減衰定数の評価

加振時に得られた加速度記録から伝達関数を求め、試験体の固有周期と減衰定数を評価した結果を示す。試験体の土台上で計測した加速度記録を入力、屋根面上の重心位置で計測した加速度記録を出力とし、それぞれのフーリエスペクトルの比から伝達関数を求める。ここで得た伝達関数に、比例減衰系を仮定した線形 2 自由度系の理論伝達関数を最小二乗法によりカーブフィットさせることで、試験体の 1 次・2 次固有周期 T_1 , T_2 , および減衰定数 h_1 , h_2 を得た(付録 3.C)。ここで、全試験体で 1 次モードは x 方向並進が卓越し、2 次モードは回転が卓越したモードであった。また、 T_2 は 0.1 秒程度であり、図 3.12 から 2 次モードの変位応答への影響が極めて少ないと考えられる。したがって、以下では全て 1 次モードの結果について言及する。

0.1g 神戸波, 0.2g 神戸波, 0.6g 神戸波, 0.83g 神戸波と、これらの前後に行った WN 加振で得た T_1 と h_1 を表 3.3, 表 3.4 に示す。表中の神戸波加振の括弧内の値は、後述する固有値解析より得た値である。3.3.3 項で述べたように、No.2 と No.3 は短周期になり、減衰も付加された。神戸波入力の前後の WN 加振の結果から、 T_1 , h_1 ともにほぼ変化がなく、各要素が神戸波加振後も健全な状態に保たれたことが分かる。No.2 は 0.83g 神戸波入力時に T_1 の伸び、 h_1 の上昇が見られるが、これは粘弾性体の温度上昇による軟化が原因であると考えられる。No.1, No.4, No.5, No.6 は 0.6g, 0.83g 神戸波で T_1 の伸びや h_1 の上昇が著しく、大きく損傷した。ゆえに、最も変形が大きい柔側壁の制振化により振れ応答を抑制しなければ、架構を無損傷に保つことはできないと言える。

表 3.3, 表 3.4 の T_1 , h_1 と、伝達関数より求まる刺激関数を用いて実験の最大変位を予測した結果、全加振・試験体で平均的に 2 割程度小さくなることを別途確認した。また、並進応答に対する振れ応答の割合も実験結果と異なっていた。次項では、より精度の高い等価線形化手法を提案し、これに基づく検討を行う。

表 3.3 伝達関数より算出した試験体の1次固有周期 T_1

入力波	WN	神戸波					WN
Max acc. (g)	0.05	0.1	0.2	0.6	0.83	0.05	
試験体No.	1	0.27	0.28 (0.31)	0.30 (0.33)	0.38 (0.46)	0.50 (0.56)	0.42
	2	0.23	0.24 (0.25)	0.23 (0.25)	0.26 (0.29)	0.32 (0.32)	0.24
	3	0.25	0.24 (0.27)	0.24 (0.28)	0.25 (0.33)	0.26 (0.32)	0.27
	4	0.30	0.31 (0.32)	0.32 (0.36)	0.41 (0.45)	0.50 (0.56)	0.44
	5	0.28	0.29 (0.34)	0.30 (0.35)	0.35 (0.41)	0.40 (0.46)	0.31
	6	0.32	0.33 (0.38)	0.35 (0.38)	0.40 (0.47)	0.44 (0.50)	0.36

加振順 → 単位: sec.

表 3.4 伝達関数より算出した試験体の1次減衰定数 h_1

入力波	WN	神戸波					WN
Max acc. (g)	0.05	0.1	0.2	0.6	0.83	0.05	
試験体No.	1	2.2	5.6 (6.7)	4.8 (10.7)	14.7 (17.1)	12.7 (15.5)	15.0
	2	5.6	7.5 (7.9)	9.3 (13.2)	14.9 (21.6)	24.6 (21.9)	6.3
	3	14.0	16.7 (14.0)	16.6 (24.6)	18.5 (33.9)	20.6 (32.0)	14.1
	4	8.6	8.8 (10.4)	10.9 (13.8)	19.5 (18.7)	12.4 (17.5)	16.0
	5	12.2	13.4 (15.7)	12.7 (22.3)	20.6 (23.1)	24.6 (23.6)	12.6
	6	12.7	14.7 (12.0)	16.2 (17.0)	17.2 (24.0)	18.0 (24.4)	15.1

加振順 → 単位: %

3.4.2 線形構造への近似手法とその精度

スリップ型履歴を有する木質耐力壁と粘弾性ダンパーを持つ制振壁を、統一的に Kelvin モデルに置換する手法を以下に示す。図 3.8 で示した各壁のせん断力-変形関係は、木質耐力壁・制振壁を問わず、変形の増大に伴い少なからず剛性が低下した。そこで、壁の剛性は各加振の最大変形時の割線剛性で定義する(図 3.15)。また、壁のせん断力-速度関係の傾きを最小二乗法で求め、これを粘性係数とした¹⁴⁾(図 3.16)。なお、各壁の速度は変形の微分より得た。図 3.15, 図 3.16 は 0.83g 神戸波入力時における壁の剛性、粘性係数の評価例であり、(a)は No.1 の合板垂れ壁、(b)は No.2 の方杖型制振壁の履歴である。制振壁はスリップ性状がほとんど見られず、線形的な挙動であることが分かる。

本手法の精度を検証するため、図 3.17 に示す擬似立体モデルにより時刻歴解析を行った。このモデルは第 2 節、第 3 節の振動台実験を再現するもので、剛床を表す平板に質量を 4 分割して配置し、各壁を表す Kelvin モデルを接続したものである。試験体の回転慣性を考慮し、重心(図心)から後述する r_m (式(33.c))離れた位置に質量を配置した。

解析結果の例を図 3.18 に示す。入力は 0.2g, 0.83g 神戸波であり、試験体 No.1 を対象とした。図 3.18 (a)は柔側耐力壁と剛側耐力壁の履歴を実験結果と比較している。線形に置換した解析モデルでも実験の最大変形を概ね捉えている。図 3.18 (b)は重心変位 u_x の時刻歴を示している。各壁の最大変形時の割線剛性を用いたため、最大変形を経験するまでは解析の周期が短めとなるが、最大変形を経験後は解析と実験の周期が類似している。ここでは示していないが、制振壁を用いた試験体は線形性が強いいため、実験結果の予測精度も良好で

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

あった。全試験体・加振で精度を調べた結果、20%以内の誤差で最大変位を予測できた。

このように、強い非線形性を有する木質構造においても、最大変位を高精度で予測可能な等価な線形構造への近似が可能であることが分かった。また、上述の手法で求まる各壁の剛性と粘性係数を用い、実固有値解析により得た T_1 と h_1 を、表 3.3、表 3.4 の括弧内に示した。これらは後述する式(3.5)、付録 3.D の式(3.A3)より求まる。ただし、WN 加振では応答変位が小さかったため評価していない。伝達関数より得られる評価値に比べて、 T_1 は長めに、 h_1 は大きめになる傾向がある。

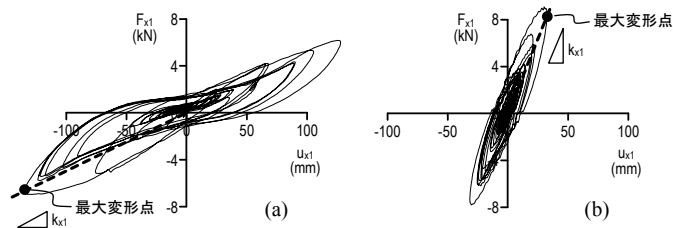


図 3.15 壁の剛性の評価 (例：0.83g 神戸波入力)

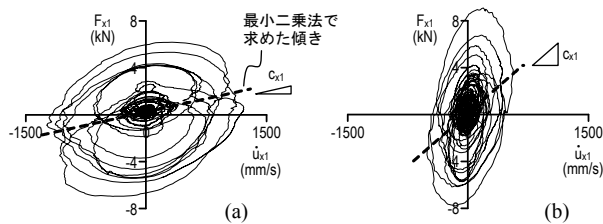


図 3.16 壁の粘性係数の評価 (例：0.83g 神戸波入力)

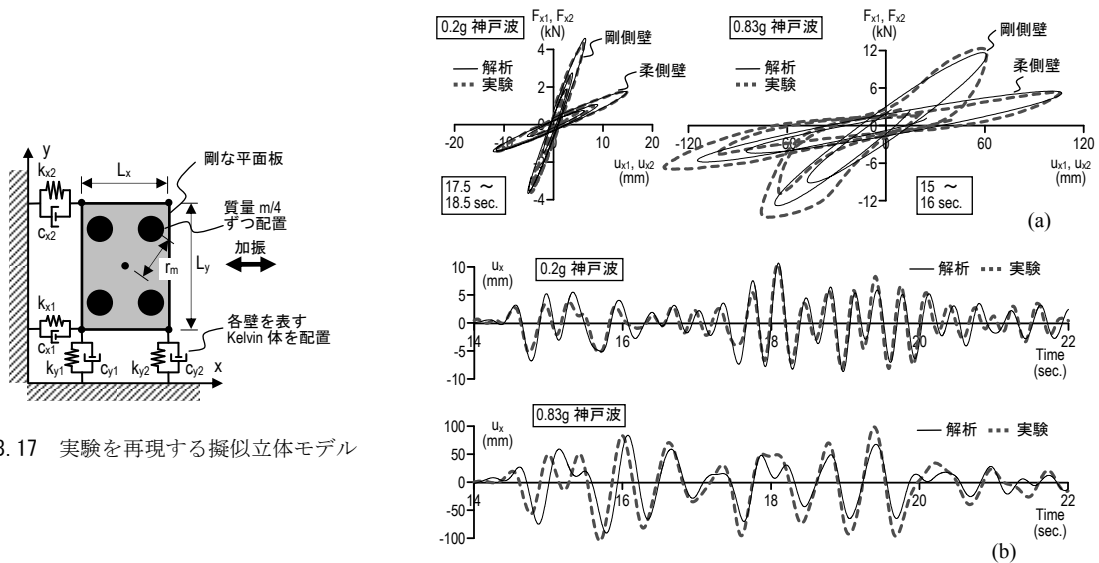


図 3.17 実験を再現する擬似立体モデル

図 3.18 線形に置換した解析と実験結果の比較 (No.1 の例)

3.4.3 1層偏心建物の動的特性

前項のような手法で線形構造への置換が概ね妥当であったため、筆者が修士論文で示した線形理論に基づく1層偏心建物の動的特性を導出する。ここでは重要な式のみを示しておく。まず、変位ベクトル \mathbf{u} を次のように定義する。

$$\mathbf{u} = \{ u_x \quad \Delta u_x \}^T$$

$$\Delta u_x = r_m \theta, \quad r_m = \sqrt{I/m} \quad (3.3a-c)$$

Δu_x は重心から回転半径 r_m 離れた点の、重心に対する x 方向相対変位であり、3.3.1 項で定義した $\Delta u_{x1}, \Delta u_{x2}$ との関係は、

$$\Delta u_{x1} = \Delta u_{x2} = \Delta u_x \left\{ (L_y/2)/r_m \right\} \quad (3.4)$$

減衰項を無視した実固有値問題を解くことで、1次モードの固有円振動数 ω_1 、固有ベクトル ϕ_1 、刺激係数 β_1 は次式のように得られる¹²⁾。

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2} \omega_x^2 \left[1 + \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_x} \right)^2 - \sqrt{ \left\{ 1 + \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_x} \right)^2 \right\}^2 - 4 \left\{ \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_x} \right)^2 - \bar{e}_y^2 \right\} } \right] \quad (3.5)$$

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \left\{ 1 - (\omega_1/\omega_x)^2 \right\} / \bar{e}_y \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

$$\beta_1 = \phi_{11} / (\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2) \quad (3.7)$$

式(3.5)中の $\bar{e}_y, \omega_\theta/\omega_x$ は文献12で定義した4種の振れの支配特性値のうち、剛性に関する2種パラメータである。それぞれの物理的な意味は、 \bar{e}_y = 剛性偏心の大きさ、 ω_θ/ω_x = 並進の円振動数と振れの円振動数の比であり、各壁の剛性の大きさと位置や、質量分布より求まる。式(3.5)より、 ω_θ/ω_x が小さく、 \bar{e}_y が大きいほど ω_1 は低下し、応答変位の増加に繋がる。すなわち、振れ剛性の低下や剛性偏心の増加は、固有ベクトルの振れ成分 ϕ_{21} だけでなく、建物全体の変位を増大させるため、木質住宅の振れ応答を制御する必要性は極めて高いと言える。

3.4.4 各試験体の剛性・粘性のバランス

等価線形化によって得た各試験体の剛性・粘性のバランスを図 3.19 に示す。剛性・粘性の大きさを、それぞれ黒と白の長方形の長さで表した。粘性の大きさは、粘性係数 c と式(3.5)の ω_1 を用い、壁単体の等価減衰定数 $h_{eq} = c\omega_1 / (2k) = 0.2$ のときに剛性と等しい長さとした¹⁴⁾。ただし、 $c\omega_1$ は一般に損失剛性を表すが、本論では単に粘性と呼ぶ。また、剛性中心、粘性中心の位置と、式(3.6)より求まる 1 次モード形も併せて示した。モード形は全ての試験体で重心変位 = 1 に基準化し、柔側壁と剛側壁の変位を図中に示した。つまり、並進応答に対する振れ応答の比を各試験体で比較している。対象とした入力地震動は概ね弾性域と言える 0.2g 神戸波と、塑性域である 0.83g 神戸波の 2 波とした。

柔側壁に剛性を付加した(No.2, No.3)は剛性中心が重心に近くなり、No.1 に比べてモード形の振れが小さい。No.5 は剛性中心が比較的重心に近く、同様に振れが小さくなった。ゆえに、まずは剛性中心を重心に近付けることが、振れの抑制に繋がる。No.4, No.6 は直交壁の剛性が低く、モード形の振れがやや大きくなった。直交壁の剛性を高めることも振れ応答を抑制することは知られているが、その影響の度合いは辺長比に依存する。付録 3.B に示す手法を用いて、直交壁の剛性が振れ剛性に寄与する割合を計算した¹²⁾。例えば、0.2g 神戸波の No.1 の剛性バランスを用いると、本論の試験体のように辺長比 $x:y=2:3$ の場合、振れ剛性に対する直交壁の寄与分は 52%であるのに対し、 $x:y=3:2$ とすると、84%となる。ゆえに、本論の試験体では振れ剛性に対する直交壁の寄与分が少なく、直交壁への剛性付加が振れ応答の抑制に対して効果を発揮しにくいと言える。

また、図 3.19 に示す各試験体の剛性・粘性バランスと、表 3.4 に示す固有値解析で得た h_1 の関連を分析してみる。上述のように、各壁の粘性を表す白い長方形が、剛性を表す黒の長方形と等しい長さの時、壁単体での $h_{eq} = 0.2$ となる。これより、No.1 の全ての壁から分かるように、耐力壁は弾性域(0.2g 神戸波)で小さい h_{eq} を、塑性域(0.83g 神戸波)ではやや大きめの h_{eq} を持つ。ただし、0.2g 神戸波での応答変位は No.1 に比べて No.2 は半分程度であり(図 3.10)、No.1, No.2 の剛側壁は同種(合板全面壁)でありながら、No.2 の剛側壁の方が h_{eq} は小さい。

K 型制振壁(No.3, No.5, No.6 の剛側壁、No.4, No.6 の直交壁)は、単体で 25%以上の h_{eq} を有している。しかし、No.4, No.5, No.6 では、最も変形が大きい柔側壁の h_{eq} が低いため、0.2g 神戸波での h_1 は K 型制振壁の h_{eq} から大きく低下する(表 3.4)。0.83g 神戸波では耐力壁の損傷により壁単体の h_{eq} が増加するため、 h_1 も増加した。一方、方杖型制振壁(No.2, No.3 の柔側壁)は、単体で 20%程度の h_{eq} である。No.3 は剛側の K 型制振壁との組み合わせにより、0.2g 神戸波では他の試験体に比べ最も高い h_1 となった(表 3.4)。No.2 は上述したように 0.2g 神戸波での剛側壁・直交壁の h_{eq} が特に低いため、 $h_1 = 13.2\%$ であった(表 3.4)。ただし、このときの No.2 の応答変位は、No.1 では 0.1g 神戸波の変位にほぼ等しく、等しい応答変位で両者の h_1 を比較すれば、No.1 は $h_1 = 6.7\%$ であり、No.2 は No.1 の約 2 倍の h_1 になったと言

える。このように、方杖型制振壁は、K型制振壁に比べて半分程度という比較的小さい粘性でも h_1 を高めることができた。これは、モード形より明らかなように、変形が大きい壁への粘性付加がもたらしたと考えられる。

以上より、壁単体の h_{eq} だけが重要なのではなく、モード形を見て変形が大きい箇所に高減衰の制振壁を与えることが、システムの h_1 の上昇に大きく寄与することを、図 3.19、表 3.4 は表している。

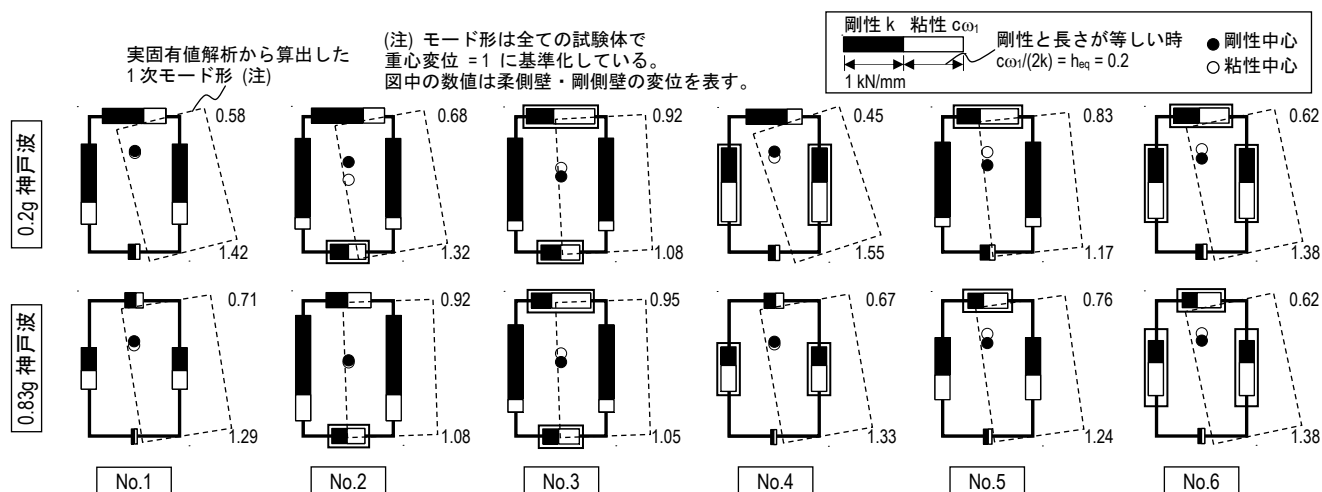


図 3.19 剛性・粘性のバランスと1次モード形 (制振壁は□で囲んで示した)

3.4.5 最大応答変位と等価線形化に基づくスペクトル解析

耐力壁は変形量に応じて剛性が劣化するが、制振壁は剛性劣化が極めて少ないため、塑性化により各壁の剛性バランスが変化する(図 3.19)。本項では、塑性化の進展により各試験体の最大応答変位の分布がどのように変化するか分析するため、並進応答 $u_x = \max$ のときの、並進応答に対する振れ応答の比を $\Delta_1 (= \theta(L_y/2) / u_x)$ と表し、各試験体で比較をする。この Δ_1 は、並進に対する振れの相対的な大きさを表す無次元量である。また、2次モード応答の寄与が小さく、さらに非比例減衰による複素モード化の影響が小さければ¹²⁾、式(3.6)の1次固有ベクトル形状が、試験体の最大応答変位分布に相似形になると考えられる。したがって、各壁の剛性と式(3.6)から、固有値解析に基づく Δ_1 の解析値が求まり、異なる2種の手法から Δ_1 を得ることができる。

実験および固有値解析による Δ_1 の比較を図 3.20 に示す。各試験体について左から 0.1g 神戸波、0.2g 神戸波、0.2g Taft 波、0.6g 神戸波、0.83g 神戸波の順に示した。まずは各試験体の塑性化に伴う Δ_1 の実験値の変化について述べる。

No.2 のような柔側壁へのダンパー付加は、弾性時に多少剛性中心が重心から離れていて

も、剛側耐力壁が塑性化により剛性劣化し、次第に剛性中心が重心に近付く。よって塑性域では Δ_1 が大きく低下する。逆に、No.5, No.6 のような剛側壁へのダンパー付加は、柔側耐力壁の塑性化により、剛性中心が重心からさらに離れるため、他の試験体のように Δ_1 が低下しない。また、0.83g 神戸波で No.1 は全ての壁の剛性が劣化したが、No.4 では直交制振壁の剛性劣化が少ない。したがって、直交壁へのダンパー付加は、柔側耐力壁や剛側耐力壁の剛性劣化を防ぐことはできないが、揺れ剛性に対する直交壁の寄与分を保持することができ、 Δ_1 が弾性時より大きく低下する。

次に、 Δ_1 の実験値と解析値を比較する。全体的に両者は良い対応を示したことが分かる。つまり、非比例減衰の程度にもよるが、最大応答変位の分布は、剛性配置でほぼ決定され、実固有値解析から求まる1次モード形によって推定できることを、図3.20は表している。

これより、最大応答を与える変位ベクトル \mathbf{u}_{\max} (式3a)は、3.4.2項の等価線形化で得た1次モードの動的特性を用い、次式より得られる。

$$\mathbf{u}_{\max} = \beta_1 \phi_1 S_d(\omega_1, h_1) \quad (3.8)$$

並進応答と揺れ応答の割合は、右辺の刺激関数 $\beta_1 \phi_1$ が決定し、これは剛性バランスが支配する。また、これら並進応答と揺れ応答の絶対量は、変位スペクトル S_d が決定し、 ω_1 および h_1 により決まる。式(3.8)を用いて重心の最大変位 $u_{x,\max}$ の予測を行った結果を図3.21に示す。図3.20と同様に各地震波での精度を示しており、20%以内でばらつきはあるものの、全試験体とも平均的に良好な精度で予測できている。

粘弾性ダンパーを用いた揺れ応答制御法では、柔側壁や直交壁への高い付加剛性によって、式(3.8)右辺の $\beta_1 \phi_1$ における揺れ成分を抑制し、並進のみに近付けることができる。同時に、短周期化と付加減衰により S_d を低減し、並進・揺れ応答をともに減少させる。つまり、剛性と粘性という異なる要素をそれぞれ効果的に利用することで、局所的な応答と系全体の応答をともに減少させることができ^{15,16)}、剛性のみの補強よりも効果的に応答制御が可能となる。

また、ここで示した等価線形化手法により、非線形構造の応答変位の分布が推定可能となることも分かった。すなわち、「各壁の最大変形の計算」、「剛性の再評価」という収斂計算を行えば、線形構造を対象としたスペクトル解析法¹²⁾への展開も可能と考えられる。

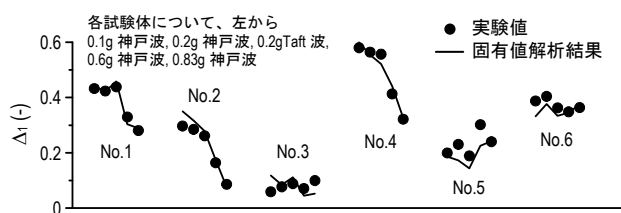


図3.20 並進応答が最大のときの並進応答と揺れ応答の比 Δ_1 (実験値と1次固有ベクトルから評価した解析値の比較)

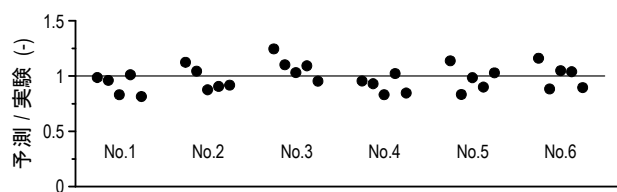


図3.21 線形応答スペクトルを用いた重心変位 u_x の予測精度

3.5 おわりに

剛性偏心した木質立体架構を対象とした、粘弾性ダンパーによる揺れ応答制御法を提案し、その効果を実大振動台実験によって示した。また、試験体の動的特性値の評価や、各壁の等価線形化により得た剛性・粘性のバランスと揺れ応答との関連を述べた。第3章で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 方杖型制振壁による開口部の補強は、剛性偏心の矯正と短周期化、付加減衰により、並進応答と揺れ応答をともに抑制できる。
- 2) 提案した等価線形化に基づく固有値解析より得られる動的特性は、線形理論による伝達関数から得られる値に比べて T_1 は長めに、 h_1 は大きめになる傾向がある。これらに基づくスペクトル解析では、実験の最大変位を高精度で予測でき、非線形構造への適用が可能であることが分かった。
- 3) 2) の等価線形化手法は、第3章では実験結果に基づくものとしたが、「各壁の最大変形の計算」、「剛性の再評価」という収斂計算を行えば、実験結果がなくても全て解析的にスペクトル予測法を適用できる可能性が示唆された。
- 4) 並進応答と揺れ応答の割合は、剛性バランスが支配し、実固有値解析から求まる1次モード形により推定できる。
- 5) 柔側壁へのダンパー付加は、剛側壁のみ塑性化により剛性劣化し、次第に剛性中心が重心に近づく。直交壁へのダンパー付加は、揺れ剛性に対する直交壁の寄与分を保持することができる。よって、塑性域でのモード形が弾性時よりも並進のみに近づく。
- 6) 粘弾性ダンパーを用いた揺れ応答制御法では、適切な壁への付加剛性によりモード形の揺れ成分を抑制し、同時に、短周期化と付加減衰により並進・揺れ応答をともに減少させることができる。特に、変形が大きい柔側壁へのダンパー付加は、付加減衰により h_1 を高める効果が優れており、有効な手法である。

参考文献

- 1) 日本建築学会他: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会
- 2) 村上雅英, 田原賢, 藤田宜紀, 三澤文子: 阪神・淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点, 日本建築学会構造系論文集, 第481号, pp.71-80, 1996.3
- 3) 笠井和彦, 坂田弘安, 和田章, 宮下健: K型ブレースによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第598号, pp.51-59, 2005.12
- 4) 坂田弘安, 笠井和彦, 和田章, 宮下健: 合板パネルによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第594号, pp.65-73, 2005.8
- 5) 坂田弘安, 笠井和彦, 和田章他4名: 速度依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第615号, pp.161-168, 2007.5
- 6) 笠井和彦, 和田章, 坂田弘安他3名: 変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第594号, pp.101-110, 2005.8
- 7) 坂田弘安, 笠井和彦, 大木洋司, 松田和浩: 在来軸組戸建木造住宅を対象とした2層木質制振架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第631号, pp.1607-1615, 2008.9
- 8) 野口弘行, 大浦和香子, 吉田傑他2名: 偏心を有する木質建物の粘弾性ダンパーによる地震応答制御 立体模型による振動台実験と応答構造の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第600号, pp.123-130, 2006.2
- 9) 例えば, 赤名淳平, 曾田五月也: 既存木質構造の圧効きオイルダンパーによる耐震補強 その1 オイルダンパー単体の性能実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2分冊, pp.105-106, 2004
- 10) 腰原幹雄, 阿川将樹, 大橋好光他2名: 偏心を有する木質面材耐力壁構造の静的挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第558号, pp.165-171, 2002.8
- 11) 阿川将樹, 腰原幹雄, 佐藤孝浩他2名: 偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第558号, pp.157-164, 2002.8
- 12) 山崎義弘: 剛性偏心した木造戸建住宅の制振部材による揺れ応答制御と地震応答評価法, 東京工業大学修士論文, 2009.3
- 13) 笠井和彦, 寺本道彦, 大熊潔, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 (その1 線形領域における温度・振動数依存のモデル化), 日本建築学会構造系論文集, 第543号, pp.77-86, 2001.5
- 14) 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, 日本建築学会構造系論文集, 第580号, pp.51-59, 2004.6
- 15) 笠井和彦, 元結正次郎, 大木洋司: 水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性状に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第561号, pp.125-135,

2002.11

- 16) 笠井和彦, 大原和之 : 速度依存制振構造の設計, 2000 パッシブ制振構造シンポジウム論文集, 東京工業大学建築物理研究センター, pp.293-307, 2000.3
- 17) R.Sinha and T. Igusa : CQC and SRSS Methods for Non-Classically Damped Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, No.2, pp.615-619, 1995

付録 3. A 壁倍率の算定

壁倍率の算定には特定変形角時の耐力、降伏耐力、最大荷重の 2/3, および終局耐力と靱性から決まる最小値により決定されるが、本論では特定変形角(1/120rad.)時の耐力のみを用いて壁倍率と称している。

付録 3. B $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ の符号について

3.3.2 項で示した $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ は、ある θ に対して異符号となり、相殺するような挙動を示した。このような現象が生じる条件を示す。

図 3.A1 に示すように、柔側壁・剛側壁・直交壁の剛性をそれぞれ $\alpha k, k, \beta k$, 試験体の x, y 方向の辺長を $L, \gamma L$ とおく。3.4.4 項で述べたように、粘性力により応答変位の分布は変わらないと考え、系に剛性のみ考慮した 1 次モード形に比例する変位が生じたとき、柔側壁・剛側壁の反力 F_{x1}, F_{x2} は以下のように表される。

$$F_{x1} = \alpha k \{ \phi_{11} + \phi_{21} (L/2r_m) \}, \quad F_{x2} = k \{ \phi_{11} - \phi_{21} (L/2r_m) \} \quad (3.A1)$$

上式と式(3.2c)から、 $M^{(x)}$ が求められる。式(3.7)より $\phi_{11}, \phi_{21} > 0$ を仮定しており、 $M^{(x)} > 0$ であれば、 $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ は同符号となる。このような条件を α, β, γ を用いて表せば、

$$\frac{1 + \gamma^2}{3} \left\{ 1 - \frac{3(1 + \alpha + 2\beta\gamma^2)}{(1 + \alpha)(1 + \gamma^2)} - \left(\frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \right)^2 \right\} + 1 > 0 \quad (3.A2)$$

式(3.A2)において、 $\gamma = 0.67, 1, 1.5$ とした時に α, β が満たす領域を図 3.A2 に示した。 $0 < \alpha < 1$ より、 α が 1 に近く、 β, γ が小さいほど、 $M^{(x)} > 0$ となりやすい。本論の試験体は $\gamma = 0.67$ であり、0.2g 神戸波入力時における各試験体の α, β を図 3.A2 に併せて示すと、全て $M^{(x)} < 0$ となることが分かる。

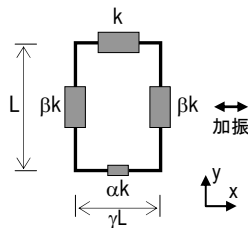


図 3. A1 対象とする構造モデル

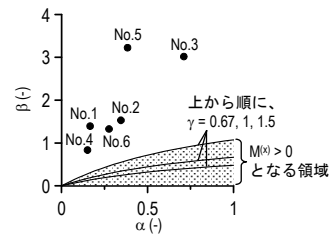


図 3. A2 $M^{(x)} > 0$ となる領域

付録 3. C 非比例減衰が固有周期と減衰定数に与える影響

本論では割愛したが、非比例減衰を考慮した理論伝達関数のカーブフィットによる評価も別途行っている。その結果、比例減衰を仮定した場合と比較して、 T_1 は0.97から0.99倍と微量ながら小さめに評価され、 h_1 は減衰が小さい時に0.84から1.3倍と多少ばらつく結果もあるものの、ある程度高減衰になると概ね等しい値となった。したがって、本論で対象とした構造モデルでは、固有周期と減衰定数が非比例減衰の影響によって大きく変動することは無いと考えられる。ただし、粘弾性ダンパーではなく、剛性をほとんど持たない粘性系ダンパーを用いた場合にはこの限りではなく、別途検証が必要であろう。以下に非比例減衰を考慮した理論伝達関数の導出と、それを用いた検討例を示す。

3. C. 1 多自由度系の伝達関数の導出

3. C. 1. 1 比例減衰系の場合

後述する非比例減衰系（一般粘性減衰系）の伝達関数を導出する前に、その特殊な場合に相当する比例減衰系の伝達関数の導出の流れを示しておく。

式(3.C.1)で表わされる N 自由度系に振幅 $\ddot{u}_{g,\max}$ 、円振動数 ω の正弦波加速度 $\ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t}$ が生じたとき、 s 点における解 $u^{(s)}$ は、式(3.C.2)のようになる。

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{1\}\ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \quad (3.C.1)$$

$$u^{(s)} = \left\{ \sum_{k=1}^N \beta_k \phi_k^{(s)} \frac{-1}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2h_k \omega_k \omega i} \right\} \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \quad (3.C.2)$$

ここに、 $\omega_k, h_k = k$ 次モード固有円振動数、減衰定数であり、 $\beta_k \phi_k^{(s)} = k$ 次モード刺激関数の s 点成分である。また、絶対加速度は、

$$\begin{aligned} \ddot{u}^{(s)} + \ddot{u}_g &= \left\{ \sum_{k=1}^N \beta_k \phi_k^{(s)} \left(\frac{\omega^2}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2h_k \omega_k \omega i} + 1 \right) \right\} \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \\ &= \left\{ \sum_{k=1}^N \beta_k \phi_k^{(s)} \left(\frac{(\omega_k^2 - \omega^2 + 4h_k^2 \omega^2) - i(2h_k \omega^3 / \omega_k)}{(\omega_k^2 - \omega^2)^2 + 4h_k^2 \omega_k^2 \omega^2} \right) \right\} \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \\ &= \ddot{u}_{g,\max} \left\{ \sum_{k=1}^N \beta_k \phi_k^{(s)} \left((A_k^{(s)} \cos \omega t - B_k^{(s)} \sin \omega t) + i(A_k^{(s)} \sin \omega t + B_k^{(s)} \cos \omega t) \right) \right\} \end{aligned} \quad (3.C.3)$$

$$A_k^{(s)} = \frac{(\omega_k^2 - \omega^2 + 4h_k^2 \omega^2)}{(\omega_k^2 - \omega^2)^2 + 4h_k^2 \omega_k^2 \omega^2}, \quad B_k^{(s)} = \frac{-2h_k \omega^3 / \omega_k}{(\omega_k^2 - \omega^2)^2 + 4h_k^2 \omega_k^2 \omega^2} \quad (3.C.4a,b)$$

定常応答解は式(3.C.3)右辺の実数部分のみ考慮すれば良い。したがって、伝達関数（絶対加速度応答倍率）は、

$$\left| \frac{\ddot{u}^{(s)} + \ddot{u}_g}{\ddot{u}_g} \right| = \sum_{k=1}^N \sqrt{\{\beta_k \phi_k^{(s)} A_k^{(s)}\}^2 + \{\beta_k \phi_k^{(s)} B_k^{(s)}\}^2} \quad (3.C.5)$$

3. C. 1. 2 非比例減衰系の場合

本項では非比例減衰系の場合の伝達関数を導出するが、手順は前項で示した比例減衰系の場合と同じである。つまり、以下のような3ステップを踏むことになる。

- ① N 自由度2階連立微分方程式の変数 $\{u\}$ を、固有ベクトルを用いて一般化変位 $\{q\}$ に座標変換する。これにより、微分方程式が非連成化される。
- ② 調和外力に対する各次モード一般化変位 q_k の定常解を求める。
- ③ 各次モードの解の重ね合わせにより、伝達関数（応答倍率）を求める。

3. C. 1. 2. 1 微分方程式の減階と非連成化

前項と同様に、 N 自由度系に調和外力が作用した時の応答を考える(式(3.C.1))。非比例減衰問題を解く手法として広く用いられている Foss の減階法により、式(3.C.1)の2階連立微分方程式を1階連立微分方程式に変換する。

$$[A]\{\dot{U}\} + [B]\{U\} = -\{A\}\{E\}\ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \quad (3.C.6)$$

ここに、

$$[A] = \begin{bmatrix} [m] & [0] \\ [0] & [-k] \end{bmatrix}, \quad [B] = \begin{bmatrix} [c] & [k] \\ [k] & [0] \end{bmatrix}$$

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} \{\dot{u}\} \\ \{u\} \end{Bmatrix}, \quad \{E\} = \begin{Bmatrix} \{1\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (3.C.7a-d)$$

式(3.C.6)の変数 $\{U\}$ は、変位ベクトル $\{u\}$ と速度ベクトル $\{\dot{u}\}$ を縦に並べた $2N \times 1$ のベクトルである。また、 $[A], [B]$ は $2N \times 2N$ の正方マトリクス、 $\{E\}$ は $2N \times 1$ のベクトルとなる。

まずは複素固有ベクトルを求める。式(3.C.6)の右辺を 0 とおき、解を $\{U\} = \{\phi\}e^{i\omega t}$ とおけば、固有方程式が得られる。その行列式 = 0 を解けば、 $2N$ 個の複素固有値 λ_k と複素固有ベクトル $\{\phi_k\}$ ($k = 1, 2, \dots, 2N$) が得られる。なお、各複素固有値 λ_k に対し、その共役複素数も固有値であることを考慮すれば、

$$\{\phi_k\} = \begin{Bmatrix} \lambda_k \{\phi_k\} \\ \{\phi_k\} \end{Bmatrix}, \quad \{\phi_k^*\} = \begin{Bmatrix} \lambda_k^* \{\phi_k^*\} \\ \{\phi_k^*\} \end{Bmatrix} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.8a,b)$$

「*」は複素共役であることを表わす。また、 k 次モードの固有円振動数 ω_k 、減衰定数 h_k は、

$$\omega_k = |\lambda_k|, \quad h_k = -\text{Re}(\lambda_k / |\lambda_k|) \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.9a,b)$$

ここで、変数 $\{U\}$ を複素固有ベクトル $\{\phi_k\}$ と複素一般化変位 q_k を用いて座標変換すれば、

$$\{U\} = \sum_{k=1}^N (\{\phi_k\} q_k + \{\phi_k^*\} q_k^*) \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.10)$$

式(3.C.10)を式(3.C.6)に代入し、左から $\{\phi_k\}^T$ をかけ、複素固有ベクトルの直交性を考慮すれば、

$$\begin{aligned} \{\phi_k\}^T [A] \{\phi_k\} \dot{q}_k + \{\phi_k\}^T [B] \{\phi_k\} q_k &= -\{\phi_k\}^T [A] \{E\} \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \\ \{\phi_k^*\}^T [A] \{\phi_k^*\} \dot{q}_k^* + \{\phi_k^*\}^T [B] \{\phi_k^*\} q_k^* &= -\{\phi_k^*\}^T [A] \{E\} \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.11a,b)$$

なお、上式は複素刺激係数 β_k を用いて次のように書き換えられる。

$$\dot{q}_k - \lambda_k q_k = -\beta_k \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t}, \quad \dot{q}_k^* - \lambda_k^* q_k^* = -\beta_k^* \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.12a,b)$$

ただし、

$$\beta_k = \frac{\{\phi_k\}^T [A] \{E\}}{\{\phi_k\}^T [A] \{\phi_k\}}, \quad \beta_k^* = \frac{\{\phi_k^*\}^T [A] \{E\}}{\{\phi_k^*\}^T [A] \{\phi_k^*\}} \quad (3.C.13a,b)$$

$$\lambda_k = -\frac{\{\phi_k\}^T [B] \{\phi_k\}}{\{\phi_k\}^T [A] \{\phi_k\}}, \quad \lambda_k^* = -\frac{\{\phi_k^*\}^T [B] \{\phi_k^*\}}{\{\phi_k^*\}^T [A] \{\phi_k^*\}} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.14a,b)$$

式(3.C.12)が $2N$ 個の非連成複素モード方程式である。

3. C. 1. 2. 2 複素一般化変位の定常解と応答の重ね合わせ

式(3.C.12)の解を求めるには、複素振幅 C を用いて $q_k = Ce^{i\omega t}$ を代入し、

$$(i\omega - \lambda_k)Ce^{i\omega t} = -\beta_k \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \quad (k = 1, 2, \dots, N)$$

$$\therefore C = \frac{\beta_k \ddot{u}_{g,\max}}{\lambda_k - i\omega} \quad (3.C.15)$$

したがって、複素一般化変位の解は、

$$q_k = \frac{\beta_k u_{g,\max}}{\lambda_k^{(s)} - i\omega} e^{i\omega t}, \quad q_k^* = \frac{\beta_k^* u_{g,\max}}{\lambda_k^* - i\omega} e^{i\omega t} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.16a,b)$$

式(3.C.16)を式(3.C.10)に代入すれば $\{U\}$ が求まるが、考慮すべき $\{u\}$ は $\{U\}$ の下半分である。また、 s 点における変位 $u^{(s)}$ のみ考えれば、

$$u^{(s)} = \sum_{k=1}^N \left[\{\varphi_k^{(s)}\} q_k + \{\varphi_k^{*(s)}\} q_k^* \right]$$

$$= \sum_{k=1}^N \left[\frac{\beta_k \varphi_k^{(s)}}{\lambda_k - i\omega} + \frac{\beta_k^* \varphi_k^{*(s)}}{\lambda_k^* - i\omega} \right] \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \quad (3.C.17)$$

3. C. 1. 2. 3 伝達関数の導出

式(3.C.17)中の $\lambda_k, \lambda_k^*, \beta_k \varphi_k^{(s)}, \beta_k^* \varphi_k^{*(s)}$ は通常、複素数で表わされるから、以下のような書き換えを行なっておく。

$$\lambda_k = \lambda_{kR} + i\lambda_{kI}, \quad \lambda_k^* = \lambda_{kR} - i\lambda_{kI} \quad (3.C.18a,b)$$

$$\beta_k \varphi_k^{(s)} = a_k^{(s)} + ib_k^{(s)}, \quad \beta_k^* \varphi_k^{*(s)} = a_k^{(s)} - ib_k^{(s)} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.19a,b)$$

ただし、 $\lambda_{kR}, \lambda_{kI}, a_k^{(s)}, b_k^{(s)}$ は実数である。式(3.C.18), (3.C.19)を式(3.C.17)に代入し、整理すれば、

$$\begin{aligned}
 u^{(s)} &= \sum_{k=1}^N \left[\frac{2 \operatorname{Re}(\lambda_k^* \beta_k \varphi_k^{(s)}) - 2i\omega \operatorname{Re}(\beta_k \varphi_k^{(s)})}{(\lambda_k - i\omega)(\lambda_k^* - i\omega)} \right] \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \\
 &= \sum_{k=1}^N \left[\operatorname{Re}(X_k^{(s)}) + i \operatorname{Im}(X_k^{(s)}) \right] \ddot{u}_{g,\max} e^{i\omega t} \\
 &= \ddot{u}_{g,\max} \sum_{k=1}^N \left[\operatorname{Re}(X_k^{(s)}) \cos \omega t - \operatorname{Im}(X_k^{(s)}) \sin \omega t \right] + i \ddot{u}_{g,\max} \sum_{k=1}^N \left[\operatorname{Re}(X_k^{(s)}) \sin \omega t + \operatorname{Im}(X_k^{(s)}) \cos \omega t \right]
 \end{aligned} \tag{3.C.20}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 \operatorname{Re}\{X_k^{(s)}\} &= \frac{2(a_k^{(s)} \lambda_{kR} + b_k^{(s)} \lambda_{kI})(\lambda_{kR}^2 + \lambda_{kI}^2 - \omega^2) + 4\omega^2 a_k^{(s)} \lambda_{kR}}{(\lambda_{kR}^2 + \lambda_{kI}^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2 \lambda_{kR}^2} \\
 \operatorname{Im}\{X_k^{(s)}\} &= \frac{-2\omega a_k^{(s)}(\lambda_{kR}^2 + \lambda_{kI}^2 - \omega^2) + 4\omega \lambda_{kR}(a_k^{(s)} \lambda_{kR} + b_k^{(s)} \lambda_{kI})}{(\lambda_{kR}^2 + \lambda_{kI}^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2 \lambda_{kR}^2}
 \end{aligned} \tag{3.C.21a,b}$$

求める定常解は、式(3.C.20)右辺の第一項（実数部分）である。

入力加速度 \ddot{u}_g に対する s 点の絶対加速度 ($\ddot{u}^{(s)} + \ddot{u}_g$) の倍率が求める伝達関数（絶対加速度応答倍率）である。これを $H_{(\omega)}^{(s)}$ とおけば、

$$\begin{aligned}
 H_{(\omega)}^{(s)} &= \left| \frac{\ddot{u}^{(s)} + \ddot{u}_g}{\ddot{u}_g} \right| = \left| \frac{-\omega^2 u^{(s)} + \ddot{u}_g}{\ddot{u}_g} \right| \\
 &= \left| \ddot{u}_{g,\max} \left[\sum_{k=1}^N \left\{ \operatorname{Re}(-\omega^2 X_k^{(s)}) \cos \omega t - \operatorname{Im}(-\omega^2 X_k^{(s)}) \sin \omega t \right\} + \cos \omega t \right] \right. \\
 &\quad \left. + i \ddot{u}_{g,\max} \left[\sum_{k=1}^N \left\{ \operatorname{Re}(X_k^{(s)}) \sin \omega t + \operatorname{Im}(X_k^{(s)}) \cos \omega t \right\} + \sin \omega t \right] \right| / \left| \ddot{u}_{g,\max} (\cos \omega t + i \sin \omega t) \right| \tag{3.C.22} \\
 &= \sqrt{\left[\sum_{k=1}^N \left\{ \operatorname{Re}(-\omega^2 X_k^{(s)}) \right\} + 1 \right]^2 + \left[\sum_{k=1}^N \left\{ \operatorname{Im}(-\omega^2 X_k^{(s)}) \right\} \right]^2}
 \end{aligned}$$

式(3.C.20)の虚数部分なので無視

また、入力加速度からの位相遅れ $\theta_{(\omega)}^{(s)}$ は、

$$\theta_{(\omega)}^{(s)} = \tan^{-1} \left(\frac{\sum_{k=1}^N \left\{ \operatorname{Im}(-\omega^2 X_k^{(s)}) \right\}}{\sum_{k=1}^N \left\{ \operatorname{Re}(-\omega^2 X_k^{(s)}) \right\} + 1} \right) \tag{3.C.23}$$

3.C.1.2.4 Igusa による複素モード刺激関数

Igusa の提案した複素モード刺激関数の定義を以下に述べる¹⁷⁾。

式(3.C.10)で表される変位ベクトル $\{u\}$ は、共役複素数の和の形になっているため、次式のように書き換えられる。

$$\{u\} = 2 \sum_{k=1}^N \left[\operatorname{Re} \left\{ \beta_k \{ \varphi_k \} q_{0k} \right\} \right] \quad (3.C.24)$$

ここに、

$$q_{0k} = q_k / \beta_k \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.25)$$

であり、複素一般化変位 q_k を複素刺激係数 β_k で除したものである。 q_{0k} もまた複素数であり、式(3.C.24)からは動的特性（固有円振動数 ω_k 、減衰定数 h_k ）と一般化変位の関係が不明瞭である。しかし、 q_{0k} は以下のように表わすことができる。

$$q_{0k} = -\lambda_k^* x_k + \dot{x}_k \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.26)$$

ここに、 x_k, \dot{x}_k は固有円振動数 ω_k 、減衰定数 h_k を持つ 1 自由度系に外乱 \ddot{u}_g が入力した時の変位、速度を表わす時間関数である。つまり、

$$\ddot{x}_k + 2h_k \omega_k \dot{x}_k + \omega_k^2 x_k = -\ddot{u}_g \quad (k = 1, 2, \dots, N) \quad (3.C.27)$$

式(3.C.27)を式(3.C.24)に代入し、 s 点の変位 $u^{(s)}$ のみ考えれば、

$$u^{(s)} = 2 \sum_{k=1}^N \left[-\operatorname{Re} \left(\lambda_k^* \beta_k \varphi_k^{(s)} \right) x_k + \operatorname{Re} \left(\beta_k \varphi_k^{(s)} \right) \dot{x}_k \right] \quad (3.C.28)$$

x_k と \dot{x}_k は変位と速度の位相であるため、およそ 90 度の位相差がある。また、 $|\dot{x}_k| \cong \omega_k |x_k|$ と考えることで、式(3.C.28)は近似的に次のように表わされる。

$$\begin{aligned} u^{(s)} &\cong \sum_{k=1}^N \left[\sqrt{\left\{ \operatorname{Re} \left(2\lambda_k^* \beta_k \varphi_k^{(s)} \right) \right\}^2 + \left\{ \operatorname{Re} \left(2\omega_k \beta_k \varphi_k^{(s)} \right) \right\}^2} x_k \right] \\ &= \sum_{k=1}^N \left(B_k^{(s)} x_k \right) \end{aligned} \quad (3.C.29)$$

$$B_k^{(s)} = \sqrt{\left\{ \operatorname{Re}(2\lambda_k^* \beta_k \varphi_k^{(s)}) \right\}^2 + \left\{ \operatorname{Re}(2\omega_k \beta_k \varphi_k^{(s)}) \right\}^2} \quad (k=1,2,\dots,N) \quad (3.C.30)$$

上式の $B_k^{(s)}$ が複素刺激関数である。複素伝達関数のフィッティング時に得られる実数 $\omega_k, h_k, \lambda_{kR}, \lambda_{kI}, a_k^{(s)}, b_k^{(s)}$ から、式(3.C.30)中の複素数 $\lambda_k, \lambda_k^*, \beta_k \varphi_k^{(s)}, \beta_k^* \varphi_k^{(s)}$ が求まり、容易に計算できる。

3.C.2 振れ振動をともなう1層木質立体架構の動的特性評価

3.C.2.1 動的特性評価手法

前節で示した複素モードの式展開より、非比例減衰系の伝達関数 $H(\omega^{(s)})$ (以下、複素モード伝達関数と称す) は式(3.C.22)によって表わされることが分かった。この複素モード伝達関数を用いて、本章で扱った1層木質立体架構の動的特性評価を行なう。以下に、その手法を述べる。

- ①実験より得られた伝達関数と、複素モード伝達関数の各円振動数における誤差の2乗和が最小になるように、パラメータ $\lambda_{kR}, \lambda_{kI}, a_k^{(s)}, b_k^{(s)}$ を決定する ($k=1,2$ であるから、計8種パラメータ)。ここで、実験伝達関数とは重心位置、柔側壁直上(柔側)、剛側壁直上(剛側)の3箇所それぞれの加速度記録と、試験体土台上の加速度記録のフーリエスペクトル比で定義し、3種伝達関数がある(図3.C.1)。
- ②システムの固有円振動数 ω_k と減衰定数 h_k を、式(3.C.9)より求める。
- ③系の刺激関数 $B_k^{(s)}$ は Igusa の手法(式(3.C.30))を用いて求める。
- ④重心、柔側、剛側の3種の実験伝達関数に対して、①から③の手順を踏む。また、③で求めた刺激関数とは別に、重心、柔側、剛側の複素モード伝達関数における各次モードのピーク値を求め、モード図を作成する(図3.C.2(d))。

式(3.C.5)で表される比例減衰系の伝達関数(以下、比較のため実数モード伝達関数と称す)を用いても同様な評価を行い、両者の結果の比較により非比例減衰の影響を考察する(次項)。

まずはその前に、0.05g ホワイトノイズ入力時の試験体 No.1(非制振), No.2(柔側制振), No.4(直交制振)の実験伝達関数のフィッティング例を図3.C.2に示す。実験伝達関数の形状は、実数モード伝達関数、複素モード伝達関数どちらにおいても高い精度で再現できている。比較的強い非比例減衰を与えた No.2 と No.4 においても、1次と2次のピークの谷に当たる部分で、実数モード伝達関数は実験値と若干の誤差が生じた程度であった。全試験体の伝達関数のフィッティングにおいて、最小二乗法の残差(誤差の二乗和)は複素モード

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

伝達関数の方が小さかったため、複素伝達関数の方が高い精度でフィッティングができていると言える。

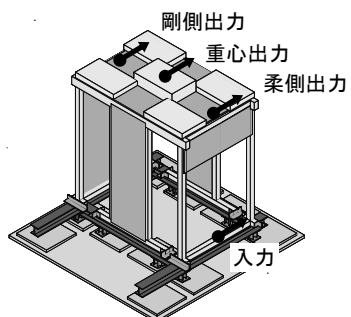


図 3.C.1 実験伝達関数の定義

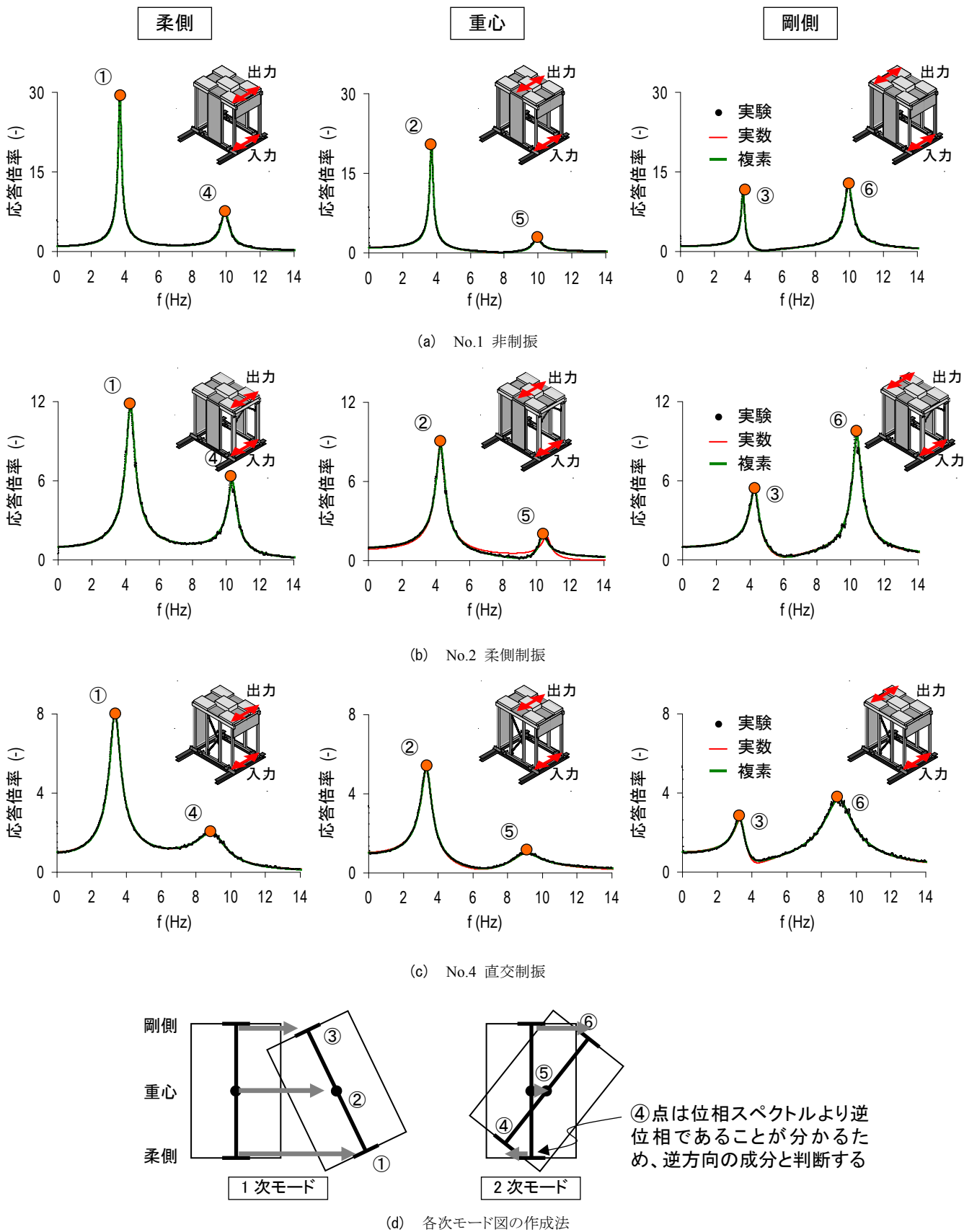


図 3. C. 2 0.05g ホワイトノイズ入力時における伝達関数のフィッティング例

次に、試験体 No.4 の実験位相スペクトルと、実数モードでの式展開により得られる実数モード位相スペクトル、式(3.C.23)で表わされる複素モード位相スペクトルの比較を図 3.C.3 に示す。

伝達関数のフィッティングでは、フーリエスペクトル比（振幅比）を対象としていたため、位相に関する情報はフィッティングの際に参照していなかった。しかし、図 3.C.3 が示すように、複素モード位相スペクトルは高い精度で実験値を再現できている。

また、実数モード位相スペクトルでは外乱振動数が各次固有振動数に一致する時（共振時）に位相差が 90 度となるのに対し、複素位相スペクトルでは必ずしも 90 度とはならない（1 次モードで共振している場合は、図 3.C.3 中に赤丸で示した）。同様に実験位相スペクトルも 90 度とはなっていない。これは非比例減衰系に特有の現象であり、あるモードを抽出した時にそれぞれの自由度が位相差を持って振動していることを意味する。この位相差の大小は、非比例減衰の影響の大小を表していると言える。

そこで、図 3.C.3 の複素モード位相スペクトルから 1 次モード共振時の各点の位相差を求めた結果、柔側 = -86° 、重心 = -81° 、剛側 = -63° であった。これは並進に対して回転の位相が遅れていることを意味し、実験より得た時刻歴波形からも同じ現象が読み取れた。

しかし、他の試験体の場合には、複素モード位相スペクトルが実験値と若干の誤差があり、これによりスペクトルから算出した位相差と、波形より読み取れる位相差の関係が合致しないケースも存在した。当然であるが、実験位相スペクトルより読み取れる位相差は、時刻歴波形より読み取れる位相差と等しい関係にある。したがって、複素モード位相スペクトルから各点の位相差を読み取ることは、フィッティングの精度次第であると言える。

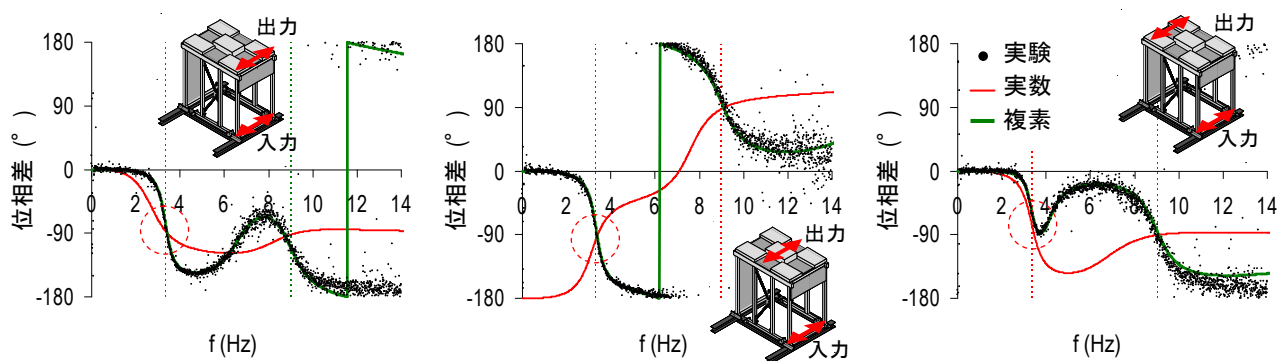


図 3.C.3 位相スペクトルの比較（試験体 No.4）

3.C.2.2 実験結果との比較

3.C.2.2.1 固有周期と減衰定数

実数モード伝達関数と複素モード伝達関数より得た固有周期と減衰定数を、表 3.C.1 に示す。入力は(a)0.05g ホワイトノイズ、(b)0.1g 神戸波、(c)0.2g 神戸波を対象とした。なお、重心、柔側、剛側の3種伝達関数のフィッティング結果から、各3種の T_1, T_2, h_1, h_2 が得られる。

T_1, h_1 は3種ともほぼ等しい値でばらつきが無かったが、 T_2, h_2 は重心位置の伝達関数より求めた値だけ異なる値を示すことがあった。これは、図 3.C.2(d)で示したモード形より、2次モードでは重心位置の成分が他に比べて小さく、伝達関数のピークが表れにくいためである(図 3.C.2(a),(b),(c)からも同様のことが分かる)。したがって、表 3.C.1 に示す T_1, h_1 は重心の伝達関数より求めた値を、 T_2, h_2 は柔側と剛側の伝達関数より求めた値の平均値とした。

全ての試験体、加振において、実数モード伝達関数と複素モード伝達関数では結果に大きな差は見られなかった(0.1g 神戸波入力時の試験体 No.2 の h_2 のみ、実数・複素モード伝達関数で大きな差が生じた)。また、全試験体とも入力(応答変位)が大きくなるにつれて減衰定数が上昇する振幅依存性が見られた。

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

表 3. C. 1 実数モード伝達関数と複素モード伝達関数より得た固有周期と減衰定数

(a) 0.05g ホワイトノイズ入力時(地震入力前)

試験体	T_1 (秒)		T_2 (秒)		h_1 (%)		h_2 (%)	
	Real	Complex	Real	Complex	Real	Complex	Real	Complex
No.1	0.270	0.270	0.101	0.101	2.2	2.2	2.1	2.1
No.2	0.233	0.233	0.097	0.097	5.6	5.8	2.3	2.3
No.3	0.255	0.256	0.108	0.109	14.0	14.6	9.2	9.7
No.4	0.297	0.298	0.111	0.111	8.6	8.7	8.8	8.7
No.5	0.284	0.285	0.108	0.109	12.2	11.0	8.6	9.0
No.6	0.318	0.320	0.124	0.125	12.7	13.0	21.7	22.0

(b) 0.1g 神戸波入力時

試験体	T_1 (秒)		T_2 (秒)		h_1 (%)		h_2 (%)	
	Real	Complex	Real	Complex	Real	Complex	Real	Complex
No.1	0.278	0.280	0.100	0.100	5.6	5.5	2.7	2.7
No.2	0.235	0.234	0.097	0.018	7.5	7.5	9.7	1.8
No.3	0.237	0.246	0.104	0.109	16.7	17.5	9.5	8.4
No.4	0.308	0.309	0.110	0.110	8.8	9.1	8.6	8.5
No.5	0.293	0.297	0.107	0.109	13.4	14.0	9.5	8.7
No.6	0.327	0.334	0.118	0.120	14.7	15.2	30.2	24.0

(c) 0.2g 神戸波入力時

試験体	T_1 (秒)		T_2 (秒)		h_1 (%)		h_2 (%)	
	Real	Complex	Real	Complex	Real	Complex	Real	Complex
No.1	0.297	0.298	0.103	0.104	4.8	4.7	5.5	5.6
No.2	0.235	0.233	0.098	0.098	9.3	8.2	1.6	1.6
No.3	0.237	0.249	0.101	0.111	16.6	18.7	13.0	10.4
No.4	0.316	0.320	0.113	0.126	10.9	11.6	11.6	9.7
No.5	0.301	0.307	0.108	0.116	12.7	13.7	15.3	15.0
No.6	0.346	0.354	0.124	0.125	16.2	17.2	43.9	43.3

3.C.2.2.2 モード形

全試験体ともに地震入力時における応答変位波形は、1次モードが卓越し、高次モード成分はほとんど含まれていなかった。したがって、最大応答変位の分布は、1次モード形によってほぼ決定される。本項では、最大応答変位分布と1次モード形を比較し、フィッティングより得たモード形の妥当性を検証する。

応答変位分布とモード形は、図3.C.4に示すように、並進変位に対する振れ変位の割合（以下、 $\Delta u_x / u_x$ と表記する）で比較する。 $\Delta u_x / u_x$ の実験値は、0.2g 神戸波入力時に重心位置で最大変位を記録した時刻での分布から求まる値で定義する。また、実数モード伝達関数、複素モード伝達関数より求まる1次モード形は、以下に示す4種手法が考えられる。

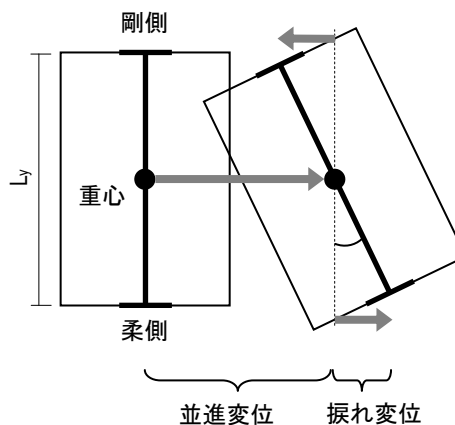


図 3.C.4 1次モード形の比較方法

(a) 実数モード法 ピーク値より算出

3.C.2.1 節で示した手順④のように、重心、柔側、剛側の実数伝達関数における各次モードのピーク値から求める。

(b) 実数モード法 フィッティング係数より算出

式(3.C.5)の実数モード伝達関数に含まれる刺激関数 $\beta_k \phi_k^{(s)}$ 値から求める。

(c) 複素モード法 ピーク値より算出

(a)と同様に、複素モード伝達関数のピーク値より求める。

(d) 複素モード法 Igusa 法より算出

IGUSA 法 (式(3.C.30)) の $B_k^{(s)}$ より求める。

$\Delta u_x / u_x$ の実験値と、上記4手法より求まる値の比較を表3.C.2に示す。なお、1次モード形は振幅依存性がある可能性を考慮し、応答変位の異なる0.05g ホワイトノイズ、0.1g 神戸波、0.2g 神戸波の3加振について算出した。

(a), (b), (c) の3手法は、試験体 No.2, No.3 の $\Delta u_x / u_x$ を過大評価する傾向にある（表中に赤実線で示す）。図3.C.2で示したように、実数モード伝達関数、複素モード伝達関数ともに、

実験伝達関数の形状を精度良く再現できていたため、伝達関数のピーク値よりモード形を求める(a),(c)の二つの手法は、ほぼ等しい結果となった。

(d)は他の手法で実験値と異なる値を示した試験体 No.2, No.3 において、実験値に近い値となった。しかし、他の手法では実験値に近かった No.4 が、(d)では過小評価となった。

ここで、手法(a)と(b)で生じた差について考える。 ω_1 と ω_2 が大きく離れ、互いに影響を与えない場合には、両者の結果は一致するはずである。つまり、図3.C.5に示すように手法(b)は純粋に1次モードのみで振動した時のモード形を表わし、手法(a)は1次モード応答に2次モードの ω_1 成分が含まれた振動形を表わしている。したがって、手法(a)の結果から手法(b)の結果を引いたものが、1次振動系における2次モードの応答と考えられる。

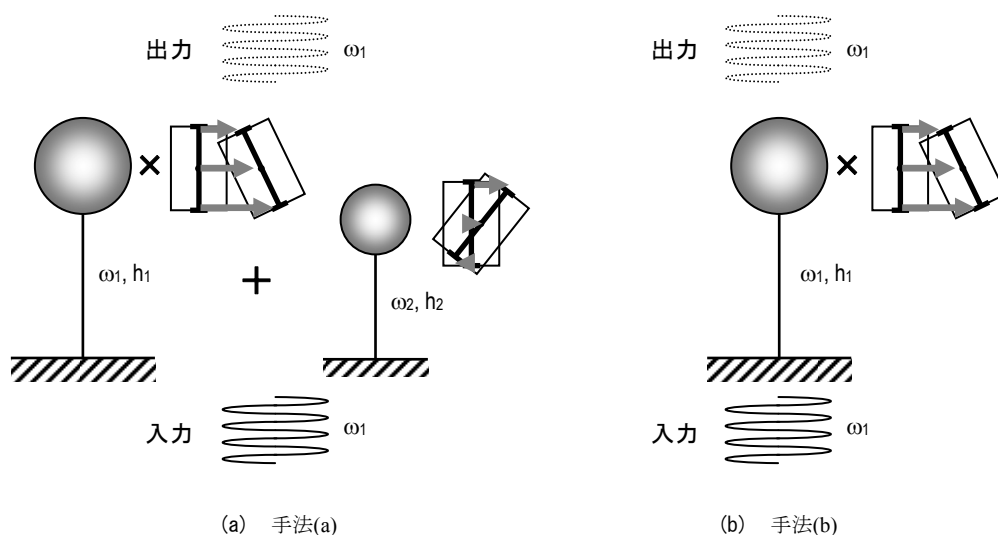


図 3.C.5 手法(a) と手法(b)に生じる差

明瞭なピークが表れる 0.05g ホワイトノイズ加振（表 3.C.2 中に緑波線で示した）における、手法(a)と手法(b)の差を比較すると、No.2 (柔側制振)と No.4 (直交制振)は手法(a)で振れが増加し、No.3 (柔側+剛側制振), No.5 (剛側制振), No.6 (剛側+直交制振) は振れが減少した。

この結果は実数モード伝達関数より得られた結果であるため、実現象を表わしているものなのか不明であり、さらに検証が必要と思われる。

第3章 振れ抑制を目的とした木質制振立体架構の振動台実験

表 3.C.2 1次モード形より求めた並進変位に対する振れ変位の割合比較

(a) 実数モード法 ピーク値から算出

試験体	最大応答値	伝達関数から求めた1次モード形		
	0.2g神戸波	0.05gWN	0.1g神戸波	0.2g神戸波
No.1	0.43	0.44	0.45	0.44
No.2	0.28	0.38	0.39	0.35
No.3	0.08	0.23	0.21	0.17
No.4	0.57	0.57	0.53	0.53
No.5	0.23	0.27	0.24	0.23
No.6	0.41	0.43	0.39	0.37

(b) 実数モード法 フィッティング係数から算出

試験体	最大応答値	伝達関数から求めた1次モード形		
	0.2g神戸波	0.05gWN	0.1g神戸波	0.2g神戸波
No.1	0.43	0.44	0.49	0.51
No.2	0.28	0.37	0.43	0.39
No.3	0.08	0.29	0.46	0.46
No.4	0.57	0.55	0.56	0.58
No.5	0.23	0.32	0.35	0.40
No.6	0.41	0.46	0.51	0.54

(c) 複素モード法 ピーク値から算出

試験体	最大応答値	伝達関数から求めた1次モード形		
	0.2g神戸波	0.05gWN	0.1g神戸波	0.2g神戸波
No.1	0.43	0.44	0.48	0.49
No.2	0.28	0.38	0.42	0.37
No.3	0.08	0.23	0.25	0.23
No.4	0.57	0.53	0.53	0.55
No.5	0.23	0.26	0.26	0.28
No.6	0.41	0.39	0.41	0.38

(d) 複素モード法 Igusa 法から算出

試験体	最大応答値	伝達関数から求めた1次モード形		
	0.2g神戸波	0.05gWN	0.1g神戸波	0.2g神戸波
No.1	0.43	0.44	0.42	0.41
No.2	0.28	0.33	0.29	0.28
No.3	0.08	0.21	0.09	0.05
No.4	0.57	0.55	0.44	0.34
No.5	0.23	0.25	0.25	0.20
No.6	0.41	0.35	0.44	0.46

付録 3.D システムの1次減衰定数と粘性配置の関係

文献 12 で述べたように、非比例減衰系においてもモード歪エネルギー法に基づき、1次モードの減衰定数を次式より算出する。

$$h_1 = h_x \frac{\omega_x \phi_{11}^2 - 2\bar{e}_y \phi_{11} \phi_{21} + (h_\theta/h_x)(\omega_\theta/\omega_x)\phi_{21}^2}{\omega_1 (\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2)} \quad (3.A3)$$

上式の $\bar{e}_y, h_\theta/h_x$ は文献 12 で定義した4種の振れの支配特性値のうち、粘性に関する2種パラメータである。それぞれの物理的な意味は、 $\bar{e}_y =$ 粘性偏心の大きさ、 $h_\theta/h_x =$ 振れに対する粘性抵抗の大きさであり、各壁の粘性の大きさと位置や、質量分布より求まる。また、式(3.A3)より h_1 を高めるための粘性配置法が分かる。本章のように、1次モードの振れ成分 ϕ_{21} が大きい構造を対象とした場合、 h_θ/h_x を高め、 \bar{e}_y を低下($\bar{e}_y > 0$ のため)させることが必要となる。これらを物理的に解釈すれば、それぞれ建物外周部や直交方向に粘性要素を

配置すること(試験体 No.4, No.6)、剛性中心とは逆側に粘性中心を寄せること(同 No.2)である。また、No.5 のような剛側壁を制振化する手法は、 h_x を高める一方で \bar{e}_y も増加するため、 h_1 の上昇が鈍くなる。

第4章 非比例減衰構造の地震応答予測法と制振設計法

4.1 はじめに

4.2 構造モデルと提案する地震応答制御法

4.2.1 考慮する構造モデル

4.2.2 本研究で提案する揺れを考慮した地震応答制御法

4.3 実数モードを用いた非比例減衰系のスペクトル応答予測法

4.3.1 実数モードによる非比例減衰系の再現

4.3.2 モード間の相関を考慮した修正法

4.3.3 精度検証

4.4 揺れを考慮した性能曲線

4.4.1 性能曲線の支配パラメータ

4.4.2 性能曲線の作成

4.5 揺れを考慮した地震応答制御法

4.5.1 性能曲線を用いた簡易設計法

4.5.2 設計例

4.5.3 精度検証

4.6 おわりに

付録 4.A 主架構とダンパーの弾力半径比について

付録 4.B 最大層せん断力の低減について

参考文献

4.1 はじめに

建築計画上の理由から建物に開口部を多く取る必要がある場合、質量中心と剛性中心が一致しないため、地震時に捩れ振動が生じる。このため、剛性や耐力の低い開口部に損傷が集中し、建物に甚大な損傷を被ることがある¹⁾。そこで、各種ダンパーによって地震エネルギーを吸収しながら、効果的に捩れ振動を抑制する試みも行われている^{2)~4)}。特に粘弾性ダンパーを用いた場合、弾性的な剛性と高い粘性によって、剛性偏心の矯正と高減衰化が可能であり、応答制御の面で優れている。

しかし、剛性配置が平面的に偏った構造に対して粘性・粘弾性ダンパーなどを付与する場合、多くの場合で非比例減衰系となる。そのため、実用的な設計法は存在せず、建物に付与するダンパーの量・配置の決定には、時刻歴解析による試行錯誤的な検討を要していた⁵⁾。その結果、いくつかの検討例が報告されているが、いずれも定性的な知見を得るに留まっており、設計の指針となるべき具体的な手法は提示されていないのが現状である。

時刻歴解析によらない地震応答評価法として応答スペクトル法が挙げられる。Igusaらは複素固有値解析に基づき、厳密には複素数表示される刺激関数を近似的に実数で表すことで、非比例減衰系に対するスペクトル法のアプローチを提案した⁶⁾。一方、藤井は静的漸増載荷解析と応答スペクトルを用いて、鉄筋コンクリート造多層偏心建物の地震応答制御手法を提案した⁷⁾。藤井の手法は自由度の高いモデルを対象とし、さらに非線形構造にまで展開しているが、本研究で着目する非比例減衰の影響に関して言及していない。

また、近年では性能指定型の設計法に対する要求が高まっており^{例えば、8)}、付与するダンパーや主架構、地震動の特性など様々な条件が、建物の地震応答に及ぼす影響を明快に説明できる理論が必要と考えられる。そこで筆者は、Igusaらの手法と異なり実数モードと応答スペクトルを用いて簡便に非比例減衰系の近似解を得る手法を修士論文で提案した²⁾。この手法を応用すれば、捩れ応答を支配する構造パラメータと建物の地震応答の関係を包括的に論じることが可能であり、上述の要求に応えることもできる。

第4章では1層の一軸偏心建物を対象とし、ダンパーにより剛性・粘性を付与することで地震応答を制御するための合理的な設計法を提案する。その際、ダンパーの量・配置などの特性と地震応答との関係を可視化した性能曲線を作成し、両者の関係を詳細に分析する。また、付与するダンパーの剛性と粘性のバランスを様々に再現し、幅広い範囲で制振性能を議論する。第4章の構成は以下の通りである。

4.2節では、第4章で考慮する構造モデルの説明を行い、ダンパーによる地震応答制御の概念を示す。4.3節では、修士論文で提案した修正実数モード法と、その精度を簡便に改善する手法を新たに提案する。4.4節では、建物に付与するダンパーの諸元と、捩れを考慮した地震応答の関係を可視化した性能曲線の作成法を示す。4.5節では、性能曲線を用いた簡易設計法を提案する。

なお、第4章では剛床仮定が成立する線形構造を対象とするが、非剛床や非線形構造の場合には、第5章、第6章の理論を応用できると考えており、第4章の位置づけはその基礎を築くことである。また、各層の質量・剛性・粘性の配置が等しい多層建物であれば、1層建物の理論を適用できることが知られており⁹⁾、そのような意味でもまずは1層建物のような単純なモデルの検討が必要である。

4.2 構造モデルと提案する地震応答制御法

4.2.1 考慮する構造モデル

まず、第4章で考慮する構造モデルの説明と、一軸偏心建物の捩れ応答を支配する構造パラメータの導出を行う²⁾。

第4章では主架構にダンパーを付与したときの効果を論じるため、図4.1のように構造モデルにおける主架構 (Frame) の剛性・粘性要素 (図4.1(a)) と、付加系 (Added component) の剛性・粘性要素 (図4.1(b)) に分離して考える。ここで、主架構の粘性要素とは、剛性要素に付属した小さな内部減衰を考慮するものであり、剛性比例型の減衰とする。また、付加系とはダンパーとその支持材の直列体を表し、ダンパーによって主架構に付与される剛性と粘性を表している。しかし、実在のダンパーは剛性や粘性が振動数に依存する性質を有するため、システムの等価円振動数が既知でないとダンパーの特性も不明である¹⁰⁾。そのため、ここではダンパーの剛性と粘性が既知である Kelvin モデルに置換されたものとして理論を構築し、この問題に対して再度4.4節、4.5節で言及する。

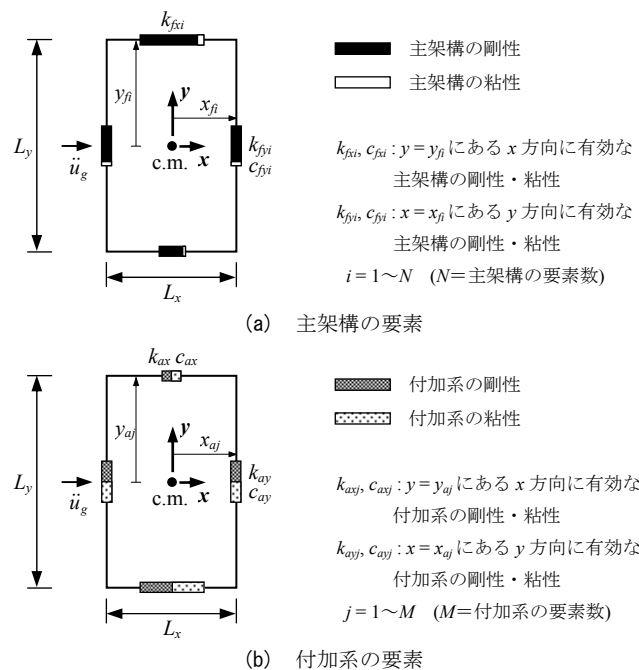


図4.1 構造モデルにおける剛性・粘性要素の配置

図 4.1(a)は主架構の剛性・粘性要素の位置と大きさを表している。 x 方向に有効な剛性要素と粘性要素それぞれで、 i 番目の要素の剛性、粘性を k_{fxi}, c_{fxi} とし、質量中心 $c. m.$ (*center of mass*) からの距離を y_{fi}, y'_{fi} とする。また、 y 方向に有効な要素では同様に k_{fyi}, c_{fyi} とし、質量中心からの距離を x_{fi}, x'_{fi} とする。なお、原点は質量中心に設定する。以上に基づき、

$$K_{fx} = \sum_i k_{fxi}, \quad K_{f\theta} = \sum_i (k_{fxi} y_{fi}^2 + k_{fyi} x_{fi}^2), \quad e_{fy} = \sum_i k_{fxi} y_{fi} / K_{fx} \quad (4.1a-c)$$

$$C_{fx} = \sum_i c_{fxi}, \quad C_{f\theta} = \sum_i (c_{fxi} y_{fi}'^2 + c_{fyi} x_{fi}'^2), \quad e'_{fy} = \sum_i c_{fxi} y_{fi}' / C_{fx} \quad (4.2a-c)$$

式(4.1)において、 $K_{fx}, K_{f\theta}$ = 主架構の x 方向剛性総和、質量中心回りの捩れ剛性、そして e_y = 主架構の剛性偏心距離、つまり質量中心 $c. m.$ から主架構の x 方向剛性の剛性中心 $c.s.$ (*center of stiffness*) までの位置ベクトルの長さであり、ベクトルが y 方向正の場合 $e_{fy} > 0$ となる。ここに、添え字「 f 」は主架構のみの特性を表している。また、式(4.2)では、 $C_{fx}, C_{f\theta}$ = 主架構の x 方向粘性総和、質量中心回りの捩れ粘性と呼び、 e'_{fy} = 主架構の粘性偏心距離、つまり質量中心から主架構の x 方向粘性の粘性中心 $c.d.$ (*center of damping*) までの位置ベクトルの長さであり、 y 方向正の場合 $e'_{fy} > 0$ とする。そして、「主架構の捩れの支配特性値 ($\bar{e}_{fy}, \omega_{f\theta} / \omega_{fx}, \bar{e}'_{fy}, h_{f\theta} / h_{fx}$)」を次のように定義する²⁾。

$$\bar{e}_{fy} = e_{fy} / r_m, \quad \bar{e}'_{fy} = e'_{fy} / r_m, \quad r_m = I / m \quad (4.3a-c)$$

$$\frac{\omega_{f\theta}}{\omega_{fx}} = \sqrt{\frac{K_{f\theta} / I}{K_{fx} / m}}, \quad \frac{h_{f\theta}}{h_{fx}} = \frac{C_{f\theta} / 2I\omega_{f\theta}}{C_{fx} / 2m\omega_{fx}} \quad (4.4a,b)$$

ここに、 m = 質量、 I = 回転慣性、 r_m = 質量回転半径であるが、これらはダンパー付与後も変化しないと考える。また、前述のごとく主架構は剛性比例型の減衰を仮定したため、 $\bar{e}'_{fx} = \bar{e}_{fx}, h_{f\theta} / h_{fx} = \omega_{f\theta} / \omega_{fx}$ となり、よって主架構の剛性要素に関する \bar{e}_{fx} と $\omega_{f\theta} / \omega_{fx}$ のみ計算を行えば良い。

次に、付加系のみについても同様の定義を行う。図 4.1(b)と式(4.1), (4.2)を参照し、 $K_{ax}, K_{a\theta}$ = 付加系の x 方向剛性総和、質量中心回りの捩れ剛性、 e_{ay} = 付加系の剛性偏心距離を得る。ここに、添え字「 a 」は付加系のみのものである。また、 $C_{af}, C_{a\theta}$ = 付加系の x 方向粘性総和、質量中心回りの捩れ粘性、 e'_{ay} = 付加系の粘性偏心距離である。

ここで、主架構や付加系それぞれについて、各要素の損失係数が等しいとする。つまり、

$$\eta_{f1} = \dots = \eta_{fi} = \dots = \eta_{fN} = \eta_f, \quad \eta_{a1} = \dots = \eta_{aj} = \dots = \eta_{aM} = \eta_a \quad (4.5a,b)$$

η_f, η_a = 主架構・付加系の損失係数である。式(4.5a)は主架構に対して剛性比例型の減衰を仮定していることと整合しており、式(4.5b)は付与するダンパーが全て同じ材料からなり、さらに付与する位置に寄らず同一の振動数成分で変形が生じていると仮定することで得られる。また、式(4.5b)の条件から、次式が得られる。

$$e'_{ay} = e_{ay} \quad , \quad \bar{e}_{ay} = e_{ay}/r_m \quad , \quad \bar{e}'_{ay} = e'_{ay}/r_m \quad (4.6a-c)$$

$$C_{ax} = \eta_a K_{ax} / \omega_{eq} \quad , \quad C_{a\theta} = \eta_a K_{a\theta} / \omega_{eq} \quad (4.7a,b)$$

$$C_{fx} = \eta_f K_{fx} / \omega_{eq} \quad , \quad C_{f\theta} = \eta_f K_{f\theta} / \omega_{eq} \quad (4.8a,b)$$

ここで、 ω_{eq} = システムの等価円振動数であり、これを評価しなければ主架構や付加系の粘性を求めることはできないが、式(4.4a), (4.4b)が示すように捩れの支配特性値とは、回転を拘束して並進のみとした場合の固有円振動数・減衰定数と、並進を拘束して回転のみとした場合の固有円振動数・減衰定数の比であることから、式(4.7), (4.8)における ω_{eq} は後述する式(4.9)でキャンセルされる。したがって、ここでは主架構や付加系の各要素の剛性、各要素で同一の損失係数 (η_f, η_a) が分かっているならば良く、各粘性要素の粘性は計算不要である。

以上、「システムの捩れの支配特性値」は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \bar{e}_y &= \frac{K_{fx} \bar{e}_{fy} + K_{ax} \bar{e}_{ay}}{K_{fx} + K_{ax}} = \frac{\bar{e}_{fy} + (K_{ax}/K_{fx}) \bar{e}_{ay}}{1 + K_{ax}/K_{fx}} \\ \frac{\omega_\theta}{\omega_x} &= \frac{\sqrt{(K_{f\theta} + K_{a\theta})/I}}{\sqrt{(K_{fx} + K_{ax})/m}} = \frac{\omega_{f\theta}}{\omega_{fx}} \sqrt{\frac{1 + K_{a\theta}/K_{f\theta}}{1 + K_{ax}/K_{fx}}} \\ \bar{e}'_y &= \frac{C_{fx} \bar{e}'_{fy} + C_{ax} \bar{e}'_{ay}}{C_{fx} + C_{ax}} = \frac{\bar{e}_{fy} + (K_{ax}/K_{fx})(\eta_a/\eta_f) \bar{e}_{ay}}{1 + (K_{ax}/K_{fx})(\eta_a/\eta_f)} \\ \frac{h_\theta}{h_x} &= \frac{(C_{f\theta} + C_{a\theta})/2I\omega_\theta}{(C_{fx} + C_{ax})/2m\omega_x} = \frac{\omega_{f\theta}}{\omega_{fx}} \frac{1 + (K_{a\theta}/K_{f\theta})(\eta_a/\eta_f)}{1 + (K_{ax}/K_{fx})(\eta_a/\eta_f)} \sqrt{\frac{1 + K_{ax}/K_{fx}}{1 + K_{a\theta}/K_{f\theta}}} \end{aligned} \quad (4.9a-d)$$

また、同様に以下を定義する。

$$\omega_x = \sqrt{\frac{K_{fx} + K_{ax}}{m}} = \omega_{fx} \sqrt{1 + K_{ax}/K_{fx}} \quad , \quad \omega_{fx} = \sqrt{K_{fx}/m} \quad (4.10a,b)$$

$$\begin{aligned} h_x &= \frac{(C_{fx} + C_{ax})\omega_x}{2(K_{fx} + K_{ax})} = \frac{\eta_f K_{fx} + \eta_a K_{ax}}{2(K_{fx} + K_{ax})} = h_0 + \frac{\eta}{2} \\ h_0 &= \frac{\eta_f (K_{fx}/K_{ax})}{2(1 + K_{fx}/K_{ax})} \quad , \quad \frac{\eta}{2} = \frac{\eta_a}{2(1 + K_{fx}/K_{ax})} \end{aligned} \quad (4.11a-c)$$

$\omega_x, h_x =$ システムの振れを拘束した場合の固有円振動数・減衰定数、 $h_0 =$ 主架構の持つ小さな初期減衰とする。また、ランダム振動時にはダンパーの減衰効果がやや低下することを考慮し、式(4.11a)右辺第2項の $\eta/2$ に補正係数 a を乗じ、 h_x は次式を用いる¹⁾。

$$h_x = h_0 + \frac{a\eta}{2} \quad (4.12)$$

ここで、 a は粘弾性ダンパーで 0.92、オイルダンパーで 0.8 とする。

式(4.9), (4.10), (4.11)から分かるように、システムの振れの支配特性値や振れを拘束した場合の動的特性値は、主架構のみの場合の値 ($\bar{e}_{fj}, \omega_{fj}/\omega_{fx}$ と $\omega_{fx}, h_{fx}(=\eta_f/2)$) に加えて、付加系に関する4種特性値 ($K_{ax}/K_{fx}, K_{a\theta}/K_{f\theta}, \bar{e}_{ay}, \eta_a$) を用いて表され、システムの地震応答計算に必要なパラメータが全て得られる。

式(4.9), (4.10), (4.11)で定義したパラメータを用いて、 x 方向の地震動入力を受ける一軸偏心建物の運動方程式は次式のように表される²⁾。

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = -\mathbf{m} \{\mathbf{1}\} \ddot{u}_g \quad (4.13)$$

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ \Delta u_x \end{Bmatrix}, \quad \{\mathbf{1}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.14a-e)$$

$$\mathbf{c} = 2h_x \omega_x \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}'_y \\ -\bar{e}'_y & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{k} = \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \end{bmatrix}$$

変位ベクトル \mathbf{u} は、 $u_x =$ 質量中心の並進変位、および $\Delta u_x =$ 質量中心から距離 r_m にある点の、質量中心に対する x 方向相対変位で構成される(図 4.2)。また、質量中心から y 方向に r_m の距離にある2点のうち、主架構の剛性中心に近い側を「剛側(*Stiff side*)」、その反対を「柔側(*Flexible side*)」と呼び、それぞれの変位を $u_f (= u_x + \Delta u_x)$, $u_s (= u_x - \Delta u_x)$ とする(図 4.2)。

式(4.14d), (4.14e)より、システムの振れの支配特性値(式(4.9))が、運動方程式における剛性マトリクス・減衰マトリクスの形状を決定していることが分かる。また、 $\bar{e}'_y = \bar{e}_y$ かつ $h_\theta/h_x = \omega_\theta/\omega_x$ の場合のみ、減衰マトリクスは剛性マトリクスに比例し、よって式(4.14), (4.14)は一般に非比例減衰系を表すため、その厳密なモード解析には、複素固有値問題を解き、得られる複素数の(以後、複素)モードによる応答計算が必要となる。筆者はこれを実数モードのみを用いて近似解を得る手法を修士論文で提案したが、精度をより改善する簡便な修正法を 4.3.2 項で新たに提案する。

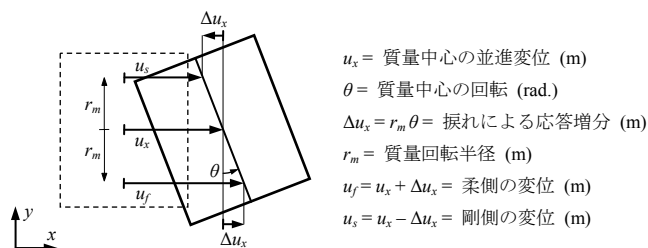


図 4.2 構造モデルの変位の定義

4.2.2 本研究で提案する振れを考慮した地震応答制御法

図 4.3 は非制振構造と制振構造の地震応答の例を示している。非制振構造では、剛性中心と粘性中心が一致する ($\bar{e}_{fy} = \bar{e}'_{fy} > 0$) と考えられ、柔側に大きな変形が生じ、損傷集中が懸念される(図 4.3(a)上)。これに対し、制振構造ではダンパーによって意図的に剛性中心と粘性中心の不一致を生じさせることが可能であり、粘性中心を柔側に近付け($\bar{e}_{fy} > 0, \bar{e}'_{fy} < 0$)、ダンパーの効率的なエネルギー消費を促すことが期待できる(図 4.3(a)下)。ここで興味深いのは、制振構造における柔側と剛側の最大変位がほぼ等しくても、他の時刻では振れが生じていることである。これは図 4.3(b)に示す並進 u_x と回転 θ の時刻歴波形に位相差が生じ、それぞれの最大値の同時性が崩されているためであり、非制振構造のそれとは明らかに性状が異なる。第 4 章では建物平面内の最大変位分布を見掛けの振れ応答と捉えることで、振れを含む建物の地震応答について論議を進める。

このように非比例減衰構造の振れ応答は複雑な挙動を示すが、物理的にも理解しやすい簡易なパラメータのバランスによって、地震応答を制御可能であることを 4.4 節、4.5 節で示す。すなわち、ダンパー量だけでなく、ダンパーの配置を適切に定めることが、本研究で提案する地震応答制御法の鍵であり、これは 4.3 節で述べる実数モードによる簡便な数学的表現があってこそ可能となる。

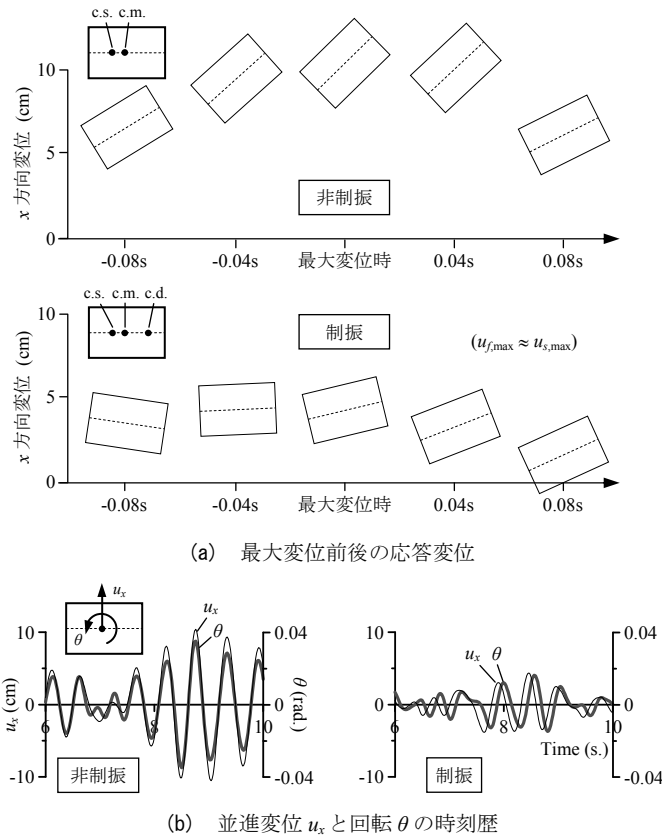


図 4.3 制振ダンパーによる振れ応答制御
(東北大学 NS 位相, $T_x = 0.4$ 秒, $h_x = 0.2$, $\bar{e}_y = 0.3$, $\omega_\theta/\omega_x = 1.73$)

4.3 実数モードを用いた非比例減衰系のスペクトル応答予測法

4.3.1 実数モードによる非比例減衰系の再現

修士論文で示した理論をここで簡単に説明する²⁾。

式(4.13)から減衰項を省いて \mathbf{m} , \mathbf{k} のみに関する通常の実固有値問題を解き、1次・2次モードの固有円振動数 ω_1, ω_2 と固有ベクトル ϕ_1, ϕ_2 を次のように得る。

$$\omega_1^2, \omega_2^2 = \frac{(1 + \omega_\theta^2/\omega_x^2) \mp \sqrt{(1 + \omega_\theta^2/\omega_x^2)^2 - 4(\omega_\theta^2/\omega_x^2 + \bar{e}_y^2)}}{2\omega_x^2} \quad (4.15a,b)$$

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ (1 - \omega_1^2/\omega_x^2)/\bar{e}_y \end{Bmatrix}, \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ (1 - \omega_2^2/\omega_x^2)/\bar{e}_y \end{Bmatrix} \quad (4.16a,b)$$

なお、本研究では1次モードは並進が卓越し、2次モードは振れが卓越するような構造のみを対象とする。

変位ベクトル \mathbf{u} を ϕ_1, ϕ_2 と一般化変位 q_1, q_2 で表し、

$$\mathbf{u} = \phi_1 q_1 + \phi_2 q_2 \quad (4.17)$$

式(4.17)を式(4.13)の変位、速度、加速度ベクトルに代入し、直交条件を用いて整理すると、

$$\begin{aligned} \ddot{q}_1 + 2h_1\omega_1\dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 &= -\beta_1\ddot{u}_g - \hat{C}_{12}\dot{q}_2 \\ \ddot{q}_2 + 2h_2\omega_2\dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 &= -\beta_2\ddot{u}_g - \hat{C}_{21}\dot{q}_1 \end{aligned} \quad (4.18a,b)$$

ここに、 $h_i = i$ 次モード減衰定数、 $\beta_i = i$ 次モード刺激係数である。式(4.18)では、通常の比例系のモード解析と異なり一般化変位 q_1, q_2 が連成する。これは、減衰マトリクス \mathbf{c} が必ずしも直交条件を満たさない、つまり $\phi_1^T \mathbf{c} \phi_2 \neq 0, \phi_2^T \mathbf{c} \phi_1 \neq 0$ となり、 $\hat{C}_{12}, \hat{C}_{21}$ のような通常のモード解析では発生しない項が残るためである。

以後、通常の応答スペクトル法を活用するため、式(4.18)の解は、右辺の2つの荷重項それぞれによる解に分けて求める。すなわち q_i を、地動加速度 \ddot{u}_g による応答 q_{iP} と、非比例減衰による応答増分 q_{iN} に分ける。以上より、

$$q_1 = q_{1P} + q_{1N}, \quad q_2 = q_{2P} + q_{2N} \quad (4.19a,b)$$

式(4.19a,b)をそれぞれ式(4.18a,b)に代入し、以下の4つの式に分ける。

$$\begin{aligned} \ddot{q}_{1P} + 2h_1\omega_1\dot{q}_{1P} + \omega_1^2 q_{1P} &= -\beta_1\ddot{u}_g \\ \ddot{q}_{1N} + 2h_1\omega_1\dot{q}_{1N} + \omega_1^2 q_{1N} &= -\hat{C}_{12}(\dot{q}_{2P} + \dot{q}_{2N}) \end{aligned} \quad (4.20a,b)$$

$$\begin{aligned} \ddot{q}_{2P} + 2h_2\omega_2\dot{q}_{2P} + \omega_2^2 q_{2P} &= -\beta_2\ddot{u}_g \\ \ddot{q}_{2N} + 2h_2\omega_2\dot{q}_{2N} + \omega_2^2 q_{2N} &= -\hat{C}_{21}(\dot{q}_{1P} + \dot{q}_{1N}) \end{aligned} \quad (4.21a,b)$$

式(4.20a), (4.21a)は地震波を入力とする周知の運動方程式であり、その解の最大値は、通常のスเปクトル法から求められる。式(4.20b), (4.21b)は修正外力、つまり非比例減衰に伴う粘性力増分を入力とする運動方程式であり、その解の最大値 ($q_{1N, \max}, q_{2N, \max}$) を周波数領域から以下のように求める。

まず、式(4.20a), (4.21a)の変数の最大値 $q_{1P, \max}, q_{2P, \max}$ は通常の変位スペクトル S_d から得られる。つまり、

$$q_{1P,\max} = \beta_1 S_d(\omega_1, h_1) \quad , \quad q_{2P,\max} = \beta_2 S_d(\omega_2, h_2) \quad (4.22a,b)$$

次に、式(4.20b), (4.21b)右辺の修正外力を円振動数 ω_0 の調和外力と仮定し、以下のように書き換える。

$$\begin{aligned} \ddot{q}_{1N} + 2h_1\omega_1\dot{q}_{1N} + \omega_1^2 q_{1N} &= \hat{C}_{12} \cdot \max|\dot{q}_{2P} + \dot{q}_{2N}| \cdot \sin\omega_0 t \\ \ddot{q}_{2N} + 2h_2\omega_2\dot{q}_{2N} + \omega_2^2 q_{2N} &= \hat{C}_{21} \cdot \max|\dot{q}_{1P} + \dot{q}_{1N}| \cdot \sin\omega_0 t \end{aligned} \quad (4.23a,b)$$

$$\omega_0 = \max[\omega_1, \alpha\omega_1 + (1-\alpha)\omega_2] \quad , \quad \alpha = \left(\frac{\omega_1 h_2}{\omega_2 h_1} \right) \left(\frac{\omega_\theta h_y}{\omega_y h_\theta} \right) \quad (4.24a,b)$$

ここに、 ω_0 は修正外力の卓越円振動数が ω_1 と ω_2 の中間的な円振動数であったことを考慮し、 $(1-\alpha):1$ に内分する値とした。式(4.24b)において、 h_1 小または h_2 大だと α は大きくなり、 ω_0 は ω_1 に近づく。これは系の応答において1次モードが卓越することと整合する。

さらに、後述するように \dot{q}_{iP} と \dot{q}_{iN} ($i=1, 2$) はそれぞれの振動数成分が異なるため、SRSS法で重ね合わせが可能と考える。したがって、

$$\begin{aligned} q_{1N,\max} &= \hat{C}_{12} |H_{1(\omega_0)}| \sqrt{(\dot{q}_{2P,\max})^2 + (\dot{q}_{2N,\max})^2} \\ q_{2N,\max} &= \hat{C}_{21} |H_{2(\omega_0)}| \sqrt{(\dot{q}_{1P,\max})^2 + (\dot{q}_{1N,\max})^2} \end{aligned} \quad (4.25a,b)$$

$$H_{i(\omega)} = \frac{1}{\omega_i^2 - \omega^2 + 2ih_i\omega_i\omega} \quad , \quad |H_{i(\omega)}| = \frac{1}{\sqrt{(\omega_i^2 - \omega^2)^2 + 4h_i^2\omega_i^2\omega^2}} \quad (4.26a,b)$$

ここで、 $H_{i(\omega)} = i$ 次モードの複素周波数応答関数であり、 $|H_{i(\omega)}|$ は $H_{i(\omega)}$ の絶対値を表す。

また、地震入力時における最大速度と最大変位の関連性を考慮し、

$$\begin{aligned} \dot{q}_{iP,\max} &= \xi_i \omega_i q_{iP,\max} \quad (i=1, 2) \\ \xi_i &= (0.6h_i + 0.1)(T_i - 0.8) + 1 \end{aligned} \quad (4.27a,b)$$

と表せば、式(4.25)は二元連立方程式となり、その解が次式のごとく得られる。

$$\begin{aligned}
 (q_{1N,\max})^2 &= \frac{(\hat{C}_{12}|H_{1(\omega_0)}|\omega_2)^2}{1 - (\hat{C}_{12}\hat{C}_{21}|H_{1(\omega_0)}||H_{2(\omega_0)}|\omega_1\omega_2)^2} \left[(\xi_{v2} q_{2P,\max})^2 + (\hat{C}_{21}|H_{2(\omega_0)}|\omega_1 \xi_{v1} q_{1P,\max})^2 \right] \\
 (q_{2N,\max})^2 &= \frac{(\hat{C}_{21}|H_{2(\omega_0)}|\omega_1)^2}{1 - (\hat{C}_{12}\hat{C}_{21}|H_{1(\omega_0)}||H_{2(\omega_0)}|\omega_1\omega_2)^2} \left[(\xi_{v1} q_{1P,\max})^2 + (\hat{C}_{12}|H_{1(\omega_0)}|\omega_2 \xi_{v2} q_{2P,\max})^2 \right]
 \end{aligned} \quad (4.28a,b)$$

ところで、修士論文では指摘していなかったが、式(4.25)から $q_{1N,\max}$, $q_{2N,\max}$ を定常応答解として得る際、 h_1 が低く、さらに式(4.24b)の $\alpha \geq 1$ で ω_0 が ω_1 に一致する場合、式(4.26b)の $|H_{1(\omega)}|$ ならびに $q_{1N,\max}$ が非常に大きくなる。しかし h_1 が低いことはシステムの粘性要素が少ないことを表し、非比例減衰の影響が小さくなる。よって必然的に $q_{1N,\max}$ や $q_{2N,\max}$ は小さくなるはずであり、上述の計算結果と矛盾が生じる。また、 $|H_{1(\omega)}|$ が大きいと、式(4.28)右辺における分数部分の分母が負数になる可能性が生じ、解が得られないということもあった。以上のことから、次式のような条件を加えることにする。

$$|H_{1(\omega_0)}| = \max \left[\frac{1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega_0^2)^2 + 4h_1^2 \omega_1^2 \omega_0^2}}, \frac{10}{\omega_0^2} \right] \quad (4.29)$$

式(4.29)は、円振動数 ω_0 の修正外力に対する1次モードの系の変位応答倍率が10倍を超えない、ということを表す。 $h_1 \geq 0.05$ であれば共振時でも応答倍率が10以下となるため、ダンパーにより h_1 が十分高められていれば式(4.29)が適用されることはない。なお、式(4.29)は式(4.28)が正值になることの必要十分条件ではないが、本研究で考慮した範囲内では式(4.28)は常に正值であった。

4.3.2 モード間の相関を考慮した修正法

修士論文では、応答スペクトルを用いて式(4.20), (4.21)の解の最大値 $q_{1P,\max}$, $q_{1N,\max}$, $q_{2P,\max}$, $q_{2N,\max}$ を求め、これらをCQC法¹²⁾により重ね合わせて最大応答変位の近似解を得る手法を提案した。第4章ではさらにモード間の相関係数に関して修正を加えることで予測精度の改善を行い、より広範囲で高精度な予測法を提案する。

まず、修士論文で用いたCQC法の概要を述べる。地震入力と修正外力では、その周波数成分や位相特性が異なるため、比例減衰応答 (q_{1P} , q_{2P}) と非比例減衰による応答増分 (q_{1N} , q_{2N}) は無相関と考える。したがって、 $q_{1P,\max}$ と $q_{1N,\max}$, および $q_{2P,\max}$ と $q_{2N,\max}$ をそれぞれSRSS法により重ね合わせ、これらを $q_{1,\max}$, $q_{2,\max}$ と定義した。

次に、ホワイトノイズ外乱に対するモード間の相関を考慮した CQC 法を用い、 $q_{1,\max}$ と $q_{2,\max}$ を重ね合わせる。1次モードと2次モードの相関係数を ρ_{12} と表し、次式より求める¹²⁾。

$$\rho_{12} = \frac{8\sqrt{h_1 h_2} (h_1 + r h_2) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4h_1 h_2 r(1+r^2) + 4(h_1^2 + h_2^2) r^2}, \quad r_{12} = \omega_2 / \omega_1 \quad (4.30a,b)$$

式(4.30)は元来、 q_{1P} と q_{2P} の相関を表すものであるが、非比例減衰による応答増分 (q_{1N} と q_{2N}) を加えても、適用可能と考えた(図 4.4(a))。

次に、本研究で提案する重ね合わせ法を以下に述べる。

本来2つのモードしか存在しない2自由度系を、第4章では4つ運動方程式に分解して解を得るため、厳密には ${}_4C_2 = 6$ 種の相関係数を考慮してCQC法を定義するべきである。しかし、第4章では最も卓越する1次の比例減衰応答 (q_{1P}) に対する他のモードの相関、すなわち、 q_{1P} vs. q_{2P} , q_{1P} vs. q_{1N} , q_{1P} vs. q_{2N} の相関のみを考慮することにした。この3種組み合わせのうち、 q_{1P} と q_{2P} の相関に関しては、式(4.30a)の ρ_{12} により評価可能である。また、多数の数値実験の結果、 q_{1P} と q_{1N} はほぼ無相関であったが、 q_{1P} と q_{2N} に関しては明確な相関が見られた。その簡易評価法を以下のように提案する。

まず、1次の比例減衰応答 $q_{1P}(t)$ が円振動数 ω_1 の定常状態にあると考え、次式のように表す。

$$q_{1P}(t) = \beta_1 S_D(\omega_1, h_1) \sin \omega_1 t \quad (4.31)$$

次に、式(4.31)を用いて q_{2N} に関する運動方程式を表す。現実的なモデルで検討した結果、 $q_{1N,\max}$ は $q_{1P,\max}$ に比べて十分小さいことから、式(4.21b)右辺において、 \dot{q}_{1P} の項のみ考慮すれば、

$$\ddot{q}_{2N}(t) + 2h_2\omega_2\dot{q}_{2N}(t) + \omega_2^2 q_{2N}(t) = -\hat{C}_{21}\beta_1 S_D\omega_1 \xi_1(\omega_1, h_1) \cos \omega_1 t \quad (4.32)$$

ここに、 $\xi_1 =$ 速度応答に対する擬似速度応答の補正係数である²⁾。式(4.32)の定常応答解は容易に求められ、 $q_{1P}(t)$ に対する $q_{2N}(t)$ の位相遅れ θ_{14} は、次式より求まる。

$$\begin{aligned} \theta_{14} &= \theta'_{14} + \pi/2 & (\hat{C}_{21} \geq 0) \\ &= \theta'_{14} - \pi/2 & (\hat{C}_{21} < 0) \end{aligned} \quad (4.33)$$

$$\theta'_{14} = \tan^{-1} \frac{2h_2(\omega_1/\omega_2)}{1 - (\omega_1/\omega_2)^2} \quad (4.34)$$

式(4.33)を用いて q_{1P} と q_{2N} の相関係数 ρ_{14} を次式で定義する。

$$\rho_{14} = \cos \theta_{14} \quad (4.35)$$

以上に基づき、CQC 法により応答の重ね合わせを行う。自由度番号 k の最大応答変位 $u_{k,\max}$ を求める場合、次式より得る。

$$u_{k,\max}^2 = \left(\phi_{k1}^2 q_{1P,\max}^2 + \phi_{k2}^2 q_{2P,\max}^2 + 2 \rho_{12} \phi_{k1} \phi_{k2} q_{1P,\max} q_{2P,\max} \right) + \left(\phi_{k1}^2 q_{1N,\max}^2 + \phi_{k2}^2 q_{2N,\max}^2 + 2 \rho_{14} \phi_{k1} \phi_{k2} q_{1P,\max} q_{2N,\max} \right) \quad (4.36)$$

例えば、柔側最大変位を得る場合には $\phi_{ki} = \phi_{1i} + \phi_{2i}$ ($i = 1, 2$) とし、剛側最大変位では $\phi_{ki} = \phi_{1i} - \phi_{2i}$ とすれば良い。

既往の実数モード法とは、式(4.36)右辺の第一括弧内の項のみ考慮するものである。修正実数モード法では、さらに第二括弧内の $q_{1N,\max}$ 、 $q_{2N,\max}$ の項、さらに $q_{1P,\max}$ と $q_{2N,\max}$ の相関を考慮した項を加えている。

以上が修正法の流れであり、概念図を図 4.4(b)に示した。なお、質量中心から距離 r_m にある点 (柔側と剛側) の最大変位ではなく、任意の距離 y にある点の最大変位を求める場合には、式(4.36)で固有ベクトルの回転成分に (y/r_m) を乗じ、 $\phi_{ki} = \phi_{1i} - (y/r_m)\phi_{2i}$ とする。

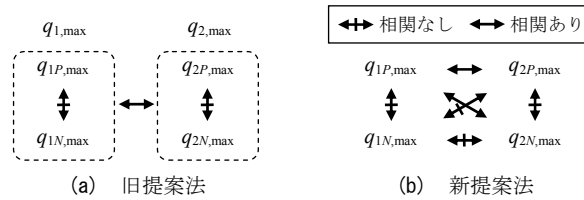


図 4.4 モード間の相関の考慮

4.3.3 精度検証

まずはモード間の相関係数の精度を示す。 q_i をその最大値 $q_{i,\max}$ で基準化したものを $q'_i (= q_i/q_{i,\max})$ と表す。 q'_i と q'_j の相関係数が ρ_{ij} であるとき、 $q'_i - q'_j$ 関係をグラフに表すと、次式の楕円内部に収まる。

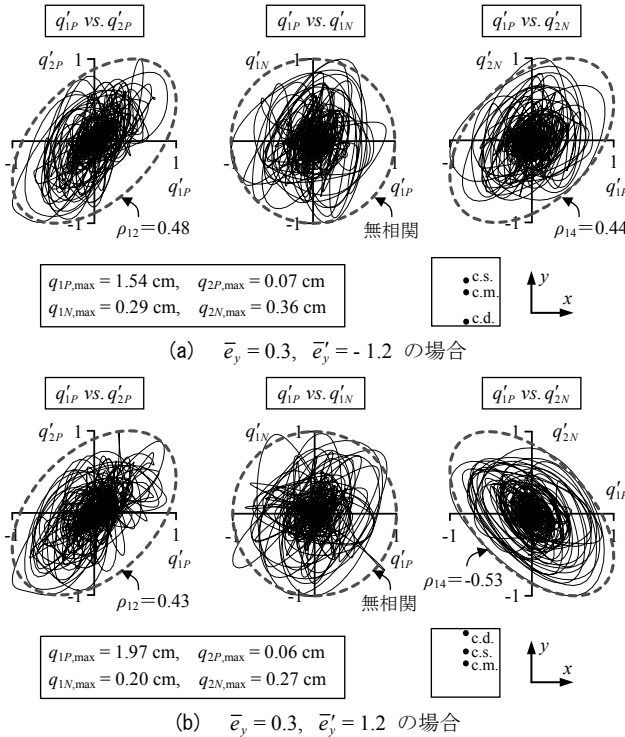
$$q'_j = \pm \sqrt{1 - \rho_{ij}^2} \sqrt{1 - (q'_i)^2} + \rho_{ij} q'_i \quad (4.37)$$

第4章 非比例減衰構造の地震応答予測法と制振設計法

式(4.37)の楕円は傾きが ρ_{ij} であり、その絶対値が小さいほど楕円は太くなる。すなわち、相関係数 $=\pm 1$ では直線、 0 では円となる。

図4.5に、 $q'_{1P} - q'_{2P}$ 関係、 $q'_{1P} - q'_{1N}$ 関係、 $q'_{1P} - q'_{2N}$ 関係と、相関係数(式(4.30a), (4.35))に基づく楕円を示した。図4.5(a)は粘性中心が柔側に寄ったケース、図4.5(b)は剛側に寄ったケースである。修正法では $q'_{1P} - q'_{1N}$ 関係を無相関(式(4.37)における $\rho_{ij} = 0$)としており、両ケースにおいて、その妥当性は保たれている。図4.5(b)において、 $q'_{1P} - q'_{2N}$ 関係は負の相関を有しているが、新たに定義した ρ_{14} (式(4.35))により概ね評価できている。さらに、図中に示した一般化変位の最大値から、非比例減衰の影響が強い構造では、 $q_{1P,max}$ に次いで $q_{1N,max}$ や $q_{2N,max}$ が大きくなることが分かり、よって q_{1P} vs. q_{2P} , q_{1P} vs. q_{1N} , q_{1P} vs. q_{2N} の相関のみ考慮したことが妥当であると判断できる。

続いて、多数の構造モデル・入力地震波を用いて予測精度の統計的検討を行う。設定した振れの支配特性値の組み合わせは表4.1に示す8ケースであり²⁾、さらに各ケースにつき $T_x = 0.4, 1.2$ 秒の2通り、 $h_x = 0.2$ とした。使用した入力地震波は実地震31波と模擬地震1波(BCJ-L2)の計32波とし、予測精度の平均値と標準偏差を図4.6にまとめた。比較する手法は、新修正実数モード法(提案法)、修士論文の旧修正実数モード法、複素モード法⁶⁾の3種である。旧修正実数モード法と複素モード法の予測精度は、 $\bar{e}'_y = -1.2$ or -0.8 のケースでは良好であるが、 $\bar{e}'_y = 1.2$ or 0.8 のケースでやや低下する。これに対し、修正実数モード法はあらゆるケースで高い予測精度であり、これは図4.5に示した $q'_{1P} - q'_{2N}$ 関係の相関を考慮したためであると考えられる。



(a) $\bar{e}_y = 0.3, \bar{e}'_y = -1.2$ の場合

(b) $\bar{e}_y = 0.3, \bar{e}'_y = 1.2$ の場合

図4.5 モード間の相関の検証

(東北大学 NS 位相, $T_x = 0.4$ 秒, $h_x = 0.2, \omega_\theta/\omega_x = h_\theta/h_x = 1.73$)

表4.1 全8ケースにおける $\bar{e}_y, \omega_\theta/\omega_x, h_\theta/h_x$ の値

	\bar{e}_y	ω_θ/ω_x	h_θ/h_x		
(1)	0.30	(1)	1.73	(1)	1.73
(2)	0.50	(2)	1.39	(2)	1.00

<例> Case 1-2-2
 $\bar{e}_y = 0.30,$
 $\omega_\theta/\omega_x = 1.39,$
 $h_\theta/h_x = 1.00$ となる

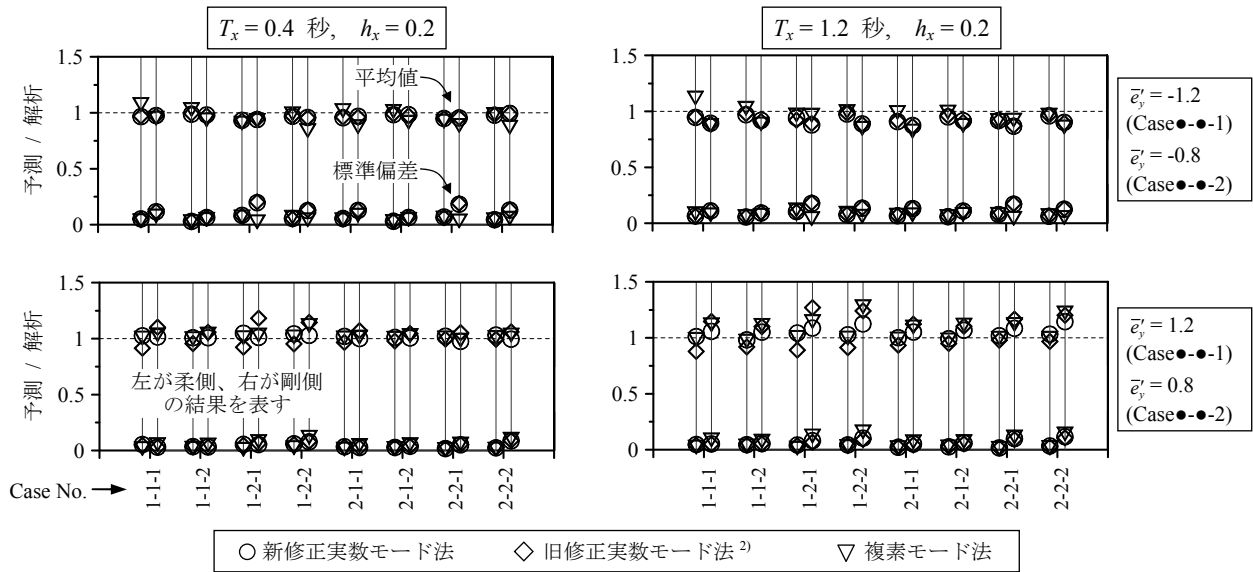


図 4.6 提案法の予測精度統計値

4. 4 振れを考慮した性能曲線

前節で提案した応答予測法と理想化した応答スペクトルから、振れを考慮した性能曲線を導出する。これは笠井らが提案してきた 1 質点系の性能曲線^{例え、8)}とはやや異なり、ある剛性偏心が生じた建物に対して、付与するダンパー量や配置を変化させたとき、建物全体の並進変位に加え、建物の一部に損傷集中を生じさせかねない振れ応答がどのように変化するかを可視化したものである。つまり、主架構と地震波の情報のみから、目標性能を満たすダンパー量・配置を合理的に決定することができるようになる (4.5 節)。そのような手法は既往研究に見られない。

4.4.1 性能曲線の支配パラメータ

4.2 節では付加系の剛性・粘性に基づき定義を行ってきたが、設計を行う上ではダンパーの剛性・粘性などを用いる。前節で定義した付加系に関する特性値 ($K_{ax}/K_{fx}, K_{a0}/K_{f0}, \bar{e}_{ay}, \eta_a$) は、次のように書き換えられる¹⁰⁾。

$$\frac{K_{ax}}{K_{fx}} = \frac{1}{(K_{fx}/K_{dx}) (\eta_d / \Gamma_d) + K_{fx} / K_b}$$

$$\Gamma_d = 1 + \frac{\eta_d^2}{1 + \eta_d (K_b / K_{fx}) (K_{fx} / K_{dx})}$$

$$\eta_a = \frac{\eta_d}{1 + (1/\eta_d + \eta_d)(K_{dx}''/K_{fx})(K_{fx}/K_b)} \quad (4.38a-c)$$

ここに、 K_{dx}'' 、 $\eta_d = x$ 方向に付与するダンパー損失剛性総和・損失係数、 $K_b =$ 支持材剛性である。

また、各ダンパー要素 ($j = 1 \sim M$) の貯蔵剛性を k'_{dxj}, k'_{dyj} とし、各要素についてダンパー貯蔵剛性 (k'_{dxj}, k'_{dyj}) と付加系剛性 (k_{axj}, k_{ayj}) の比が一定とする。つまり、

$$\begin{aligned} k'_{dx1}/k_{ax1} &= \dots = k'_{dxj}/k_{axj} = \dots = k'_{dxM}/k_{axM} \quad , \\ k'_{dy1}/k_{ay1} &= \dots = k'_{dyj}/k_{ayj} = \dots = k'_{dyM}/k_{ayM} \end{aligned} \quad (4.39a,b)$$

式(4.39)の条件から、次式が導かれる。

$$\bar{e}_{dy} = \bar{e}_{ay} \quad , \quad \bar{e}'_{dy} = \bar{e}'_{ay} \quad (4.40)$$

$$\frac{K_{a\theta}}{K_{f\theta}} = \frac{K_{ax}}{K'_{dx}} \frac{K'_{d\theta}}{K_{f\theta}} = \frac{K_{ax}}{K_{fx}} \frac{r_{dx}^2}{r_{fx}^2} \quad , \quad r_{fx}^2 = K_{f\theta}/K_{fx} \quad , \quad r_{dx}^2 = K'_{d\theta}/K'_{dx} \quad (4.41a-c)$$

ここに、 $\bar{e}_{dy}, \bar{e}'_{dy} =$ ダンパーの剛性偏心比・粘性偏心比、 $K'_{dx}, K'_{d\theta} = x$ 方向に付与するダンパー貯蔵剛性総和、貯蔵振れ剛性、そして、 $r_{fx}, r_{dx} =$ 質量中心回りで定義した主架構とダンパーの弾力半径である。

式 (4.38), (4.40), (4.41) より、前述の付加系に関する 4 種パラメータ ($K_{ax}/K_{fx}, K_{a\theta}/K_{f\theta}, \bar{e}_{ay}, \eta_a$) は、 $K_{dx}''/K_{fx}, r_{dx}^2/r_{fx}^2, \bar{e}_{dy}, \eta_d$ と K_b/K_{fx} を用いて書き換えられる。 $K_{dx}''/K_{fx}, r_{dx}^2/r_{fx}^2, \bar{e}_{dy}, \eta_d$ はダンパーの量・配置・力学特性を表し、以下では単に「ダンパー諸元」と呼ぶ。各ダンパー諸元の物理的意味を図 4.7 に示した。これらの中で、 x 方向に付与するダンパー量は K_{dx}''/K_{fx} が、その配置は \bar{e}_{dy} が表しており、本研究では主にこの二つのパラメータの制御によって地震応答を抑制する手法を論じる。

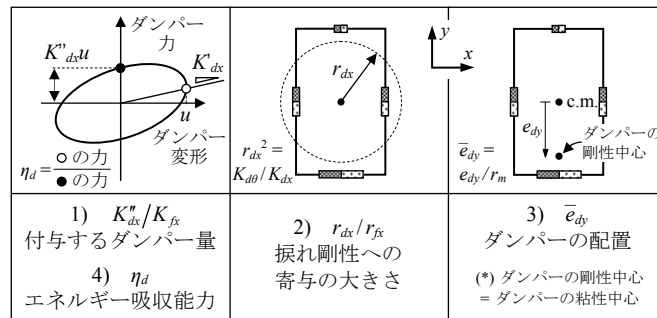


図 4.7 4 種ダンパー諸元値の物理的意味

4.4.2 性能曲線の作成

まず、与条件を挙げると、主架構の捩れを拘束した場合の固有周期 T_{fx} 、減衰定数 h_{fx} ($=\eta_f/2$)、主架構の捩れの支配特性値 \bar{e}_{fj} 、 ω_{fp}/ω_{fx} 、支持部材の剛性比 K_b/K_{fx} 、そして応答スペクトルである。

次に、ダンパー諸元を様々に変化させて応答値の計算を行うが、その際、簡便のため η_d は一定値とする。この根拠は、粘弾性ダンパーの場合には、 η_d が振動数にあまり依存しないため、またオイルダンパーの場合には、 η_d が主架構の固有周期と内部剛性係数からほぼ決まるためであり¹⁰⁾、Kelvin モデルに置換できる一般的なダンパーでは $\eta_d =$ 一定としても差し支えないと判断した。よって、ここでは非制振構造の1次固有円振動数から求めた η_d を用いる。また、 r_{dx}^2/r_{fx}^2 は $x \cdot y$ 両方向のダンパー量や配置によって影響を受けるパラメータであるが、本研究では前述のごとく x 方向に付与するダンパー量と配置に着目するため、 r_{dx}^2/r_{fx}^2 を定数として扱う (付録4.A)。

これらから、捩れを考慮した性能曲線を以下のように作成する。

- 1) \bar{e}_{dy} を想定する値で固定し、 K_{dx}^*/K_{fx} を様々に変化させ、対応するシステムの捩れの支配特性値を求める(式(4.9))。
- 2) 4.3節で示した予測法により柔側と剛側の最大変位 ($u_{f,\max}$, $u_{s,\max}$) を計算する(式(4.36))。ただし、 $q_{1P,\max}$ と $q_{2P,\max}$ は次式から求める。

$$\begin{aligned} q_{iP,\max} &= \beta_i D_{hi} S_{pa} / \omega_i^2 & (S_{pa} \text{ 一定の場合, } i = 1, 2) \\ q_{iP,\max} &= \beta_i D_{hi} S_{pv} / \omega_i & (S_{pv} \text{ 一定の場合, } i = 1, 2) \end{aligned} \quad (4.42a, b)$$

$$D_{hi} = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_0}{1 + \alpha h_i}} \quad (4.43)$$

式中の S_{pa} と S_{pv} は、それぞれ初期減衰 $h_0 (= 0.02)$ での擬似加速度応答値、擬似速度応答値である。式(4.43)は i 次モードの減衰効果係数であり、本論では $\alpha = 75$ を考慮する¹³⁾。

- 3) 2)で求めた $u_{f,\max}$ と $u_{s,\max}$ から、以下を算出する。

$$\bar{u}_x = (u_{f,\max} + u_{s,\max})/2, \quad \Delta\bar{u}_x = (u_{f,\max} - u_{s,\max})/2 \quad (4.44a, b)$$

ここで、 $\bar{u}_x =$ 質量中心の見掛けの最大変位、 $\Delta\bar{u}_x =$ 捩れによる見掛けの応答増分である。また、非制振構造の柔側最大変位に対する、制振構造の柔側最大変位の比を変位低減率 R_d と呼ぶ。

他の \bar{e}_{dy} では再度 1) から同様の手順を踏む。このように、様々な \bar{e}_{dy} と K_{dx}''/K_{fx} に対して得た $R_d - \Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x$ 関係を「振れを考慮した性能曲線」と呼ぶ (付録 4.B)。性能曲線を描く平面の横軸と縦軸は、それぞれダンパーによる制振効果を表しており、 R_d は柔側最大変位の低減率を、 $\Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x$ は変位分布の均一化の程度を示す (図 4.8)。

ところで、柔側に過度に大きなダンパーを付与すると、柔側よりも剛側の最大変位が大きくなる可能性もある。これはダンパーが大きすぎるため、非制振構造のときとは逆側に振れが生じることを表しており、効率の良い制振化とは言えないため、本研究でこのようなケースを対象としない。すなわち、 $R_d - \Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x$ 関係において $\Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x \geq 0$ の部分のみ考慮する。

なお、本研究のような 2 自由度系の場合、2 つのモードがスペクトル一定領域をまたぐ可能性があるが、その場合でも適宜式(4.42a), (4.42b)を使い分ければ問題なく本手法を適用できる。

図 4.9 に $r_{dx}^2/r_{fx}^2 = 1$, $K_b/K_{fx} = 10$ とし、 S_{pa} 一定 ($T_{fx} = 0.4$ 秒) の場合の性能曲線の例を示す。ここでは、主架構の振れの支配特性値 $(\bar{e}_{fy}, \omega_{f0}/\omega_{fx}) = (0.3, 1.73), (0.5, 1.39)$ の 2 ケース (それぞれ図 4.9 左と右) を考慮し、建築基準法で定義された偏心率 R_{ex} は、それぞれ 0.17, 0.39 である。 $\eta_d = 0.3, 1, 30$ の 3 種とし、エネルギー吸収は少ないが堅いダンパー ($\eta_d =$ 小) から、エネルギー吸収に富むが柔らかいダンパー ($\eta_d =$ 大) まで様々に再現する(それぞれ図 4.9 上から下)。また、 $h_{fx} = 0.02$ とした。付与するダンパーの量と配置は、 $K_{dx}''/K_{fx} = 0 \sim 1$, $\bar{e}_{dy} = -1 \sim 1$ を想定した。図 4.9 中の黒丸は非制振構造の応答値を表し、実線は \bar{e}_{dy} を固定して K_{dx}''/K_{fx} を変化させた場合、破線は K_{dx}''/K_{fx} を固定して \bar{e}_{dy} を変化させた場合を表している。

図 4.9 より、 $\eta_d = 0.3$ や 1 のとき、 K_{dx}''/K_{fx} を固定して \bar{e}_{dy} を変化させると、 $\Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x$ が大きく変化することが分かる。つまり、 \bar{e}_{dy} の調節によって振れの大きさを制御することは比較的容易である。これに対し、 $\eta_d = 30$ では $\Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x$ の変化が鈍く、変位モードを矯正する効果は薄いと言える。また、ダンパーを柔側寄りに付与した $\bar{e}_{dy} = -1$ に比べて、剛側寄りに付与した $\bar{e}_{dy} = 1$ では、等しいダンパー量 (K_{dx}''/K_{fx}) でも R_d の低下が鈍く、効率の面で劣る。

ここで、見掛けの振れがゼロ ($\Delta\bar{u}_x/\bar{u}_x = 0$) となる特殊なケースに着目すると、 $\eta_d = 1$ や 30 では \bar{e}_{dy} を大きく負側に設定するか、または大きめのダンパー ($K_{dx}''/K_{fx} =$ 大) を付与し、 R_d 値もかなり低下させる必要がある。したがって、このケースは構造計画上不可能である場合や、応答を過剰に抑制しなければならないことも考えられ、これを設計目標とするのはやや合理性に欠けることが分かる。

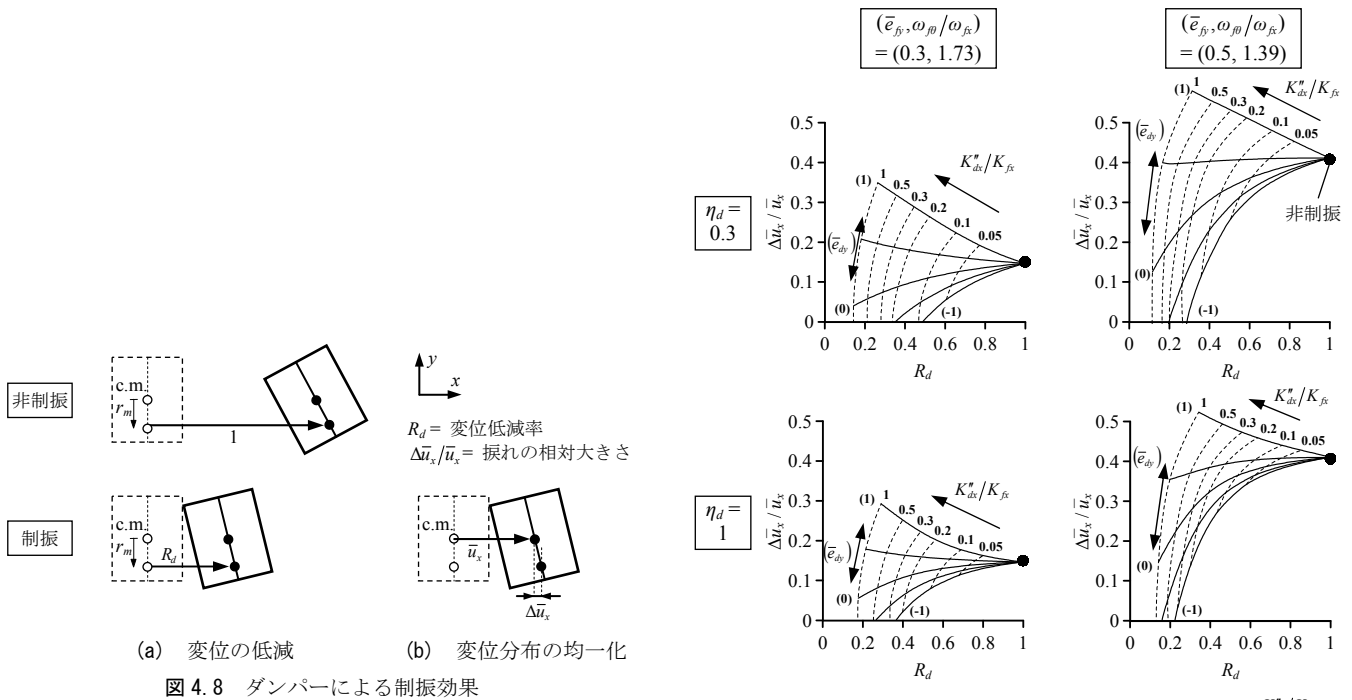


図 4.8 ダンパーによる制振効果

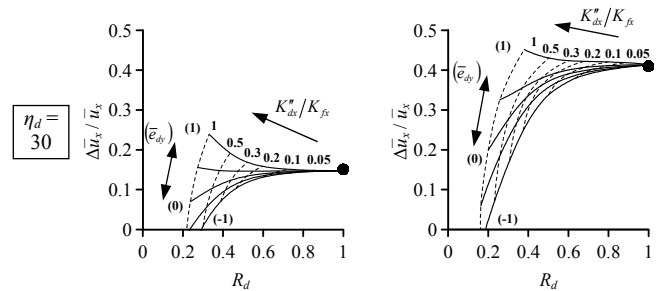


図 4.9 振れを考慮した性能曲線 (S_{pa} 一定, $r_{dx}^2 / r_{fx}^2 = 1$)

4.5 振れを考慮した地震応答制御法

4.5.1 性能曲線を用いた簡易設計法

4.4.2 項で示した「振れを考慮した性能曲線」を用いた簡易設計法を提案する。まず、考慮する主架構モデルを、図 4.10 に示す振動解析モデルで表す。質量が均等に分布した剛床の四隅に、主架構の剛性と粘性を接続する。ここで、主架構の振れの支配特性値 $(\bar{e}_{fy}, \omega_{f\theta} / \omega_{fx}) = (0.3, 1.73), (0.5, 1.39)$ の 2 ケースにおける、各構面の剛性配分を図 4.10 中に示した。主架構に付与するダンパーは、これに直列接続される支持材と併せて付加系要素で表す (図 4.11)。前節まではダンパーを剛性と粘性が既知である Kelvin モデルとして扱ってきたが、ここでは振動数依存性を有する粘弾性ダンパーとオイルダンパーを考慮する。前者の貯蔵剛性 $K'_d(\omega)$ と損失係数 $\eta_d(\omega)$ は、笠井らが提案した分数微分構成則によれば¹⁴⁾,

$$K'_d(\omega) = G \frac{1 + ab\omega^{2\alpha} + (a+b)\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)}{1 + a^2\omega^{2\alpha} + 2a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)} \frac{A_s}{d}$$

$$\eta_d(\omega) = \frac{(-a+b)\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)}{1 + ab\omega^{2\alpha} + (a+b)\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)} \quad (4.45a,b)$$

ここに、 A_s = 粘弾性体のせん断面積、 d = 厚さである。材料はアクリル系、温度は20℃とし、 $G, a, b, \alpha = 3.92 \text{ N/cm}^2, 5.6 \times 10^5, 2.1, 0.558$ を用いる。また、20℃以外ではシフトファクタ λ を用いて ω の代わりに $\lambda\omega$ を代入すればよい。

一方、後者のオイルダンパーはMaxwellモデルで表される。バネの剛性 K_d とダッシュポットの粘性 C_d の間には次式が成立する。

$$K_d = \beta C_d \quad (4.46)$$

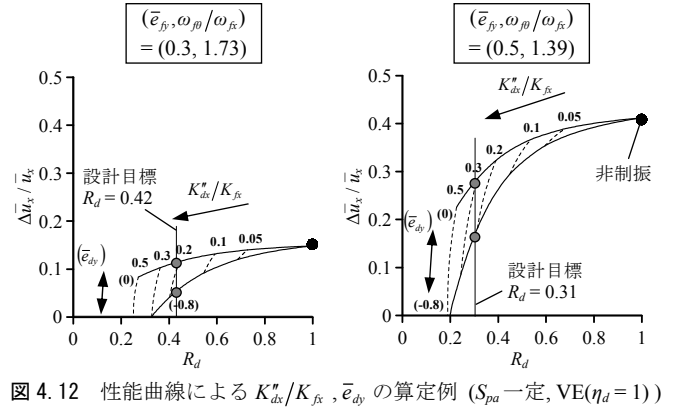
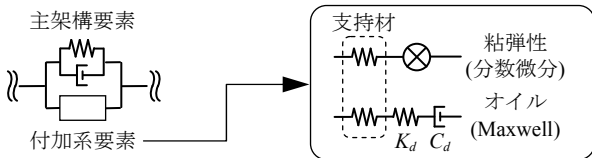
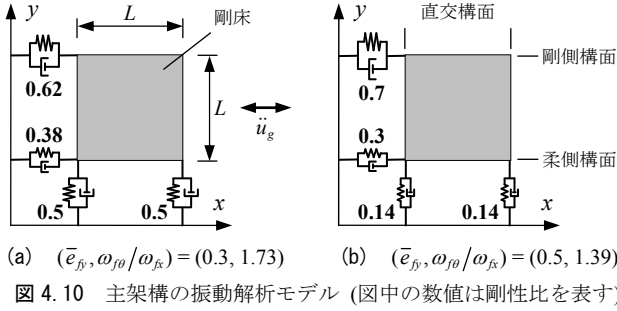
ただし、 β は(1/s)の次元を有し、短周期建物 ($T=0.6\sim 1.4$ 秒) では18、中長周期建物 ($T=1.2\sim 2.5$ 秒) では9とする¹¹⁾。これらから、オイルダンパーの貯蔵剛性 $K'_d(\omega)$ と損失係数 $\eta_d(\omega)$ は¹⁰⁾、

$$K'_d(\omega) = \frac{C_d \beta \omega^2}{\beta^2 + \omega^2}, \quad \eta_d(\omega) = \frac{\beta}{\omega} \quad (4.47a,b)$$

設計目標は、建物平面内で最も変位が大きい柔側の最大変位を目標値以内に収めることとする。柔側の目標変位を、非制振構造の柔側最大変位で除すことで目標 R_d 値が決まり、これを満たす K''_{dx}/K_{fx} と \bar{e}_{dy} を性能曲線から読み取る。その具体的な手順を以下に述べる。

- 1) 非制振構造の ω_1 (式(15a)) から定めた η_d (式(45b)あるいは(47b)) と、設計前に大まかに定めた r_{dx}^2/r_{fx}^2 を用いて性能曲線を作成し、 R_d が目標値となる K''_{dx}/K_{fx} と \bar{e}_{dy} の組合わせを読み取る (図4.12)。
- 2) システムの捩れの支配特性値を計算し (式(4.9))、システムの1次固有円振動数 ω_1 を求める。
- 3) 2)で得た ω_1 を用いて η_d を再計算し、1)と大きく異なれば、ここで得た η_d を用いて1)に戻る。
- 4) 1)で得た K''_{dx}/K_{fx} が得られるようにダンパーの容量 (粘弾性では A_s/d (式(4.45a))、オイルでは C_d (式(4.47(a))) を決定する。また、 \bar{e}_{dy} から各構面へのダンパーの配分を決定する。

なお、手順4)の後に r_{dx}^2/r_{fx}^2 を再計算し、始めに仮定した値と比較する必要があるが、後述する振動解析モデルでは、 K_{dx}''/K_{fx} と K_{dy}''/K_{fy} が等しければ r_{dx}^2/r_{fx}^2 は変化しないため、その過程は省くこととした。



4.5.2 設計例

図 4.12 は $T_{fx} = 0.4$ 秒の非制振構造に対し、粘弾性ダンパー ($\eta_d = 1$) を用いて目標変位 2.8cm に収める場合の K_{dx}''/K_{fx} と \bar{e}_{dy} の算定例である。ここで、 \bar{e}_{dy} は -0.8 と 0 の 2 種で固定して検討する。各ケースでの必要 K_{dx}''/K_{fx} 値を図 4.12 から読み取ると、 $(\bar{e}_{dy}, \omega_{f0}/\omega_{fx}) = (0.3, 1.73)$ の場合は、 $\bar{e}_{dy} = -0.8$ で 0.18、 $\bar{e}_{dy} = 0$ で 0.23 であり、 $(\bar{e}_{dy}, \omega_{f0}/\omega_{fx}) = (0.5, 1.39)$ の場合は、 $\bar{e}_{dy} = -0.8$ で 0.20、 $\bar{e}_{dy} = 0$ で 0.30 となる。つまり、 $\bar{e}_{dy} = 0$ のようにダンパーを均等に付与する場合に比べ、 $\bar{e}_{dy} = -0.8$ のように柔側寄りに多くのダンパーを付与した方が、少ないダンパーで目標変位に収められることが分かる。

上述の手順で求めたダンパー量は、 x 方向に付与する総量であるため、これを \bar{e}_{dy} 値に基づき各構面に分配する。 $\bar{e}_{dy} = -0.8$ となるダンパー配置とは、 x 方向の柔側構面に 0.83、剛側構面に 0.17 の割合でダンパーを配分し、 $\bar{e}_{dy} = 0$ の場合は、 x 方向の二つの構面に均等にダンパーを配分すれば良い。また、直交構面のダンパー量は $K_{dx}''/K_{fx} = K_{dy}''/K_{fy}$ に相当する量を、二つの構面に均等に配分する。

なお、次項で示す多数のケースでの検証において、前節の手順 3)の収斂計算は、粘弾性ダンパーでは不要、オイルダンパーでは 1 回の再計算で前ステップからの変化が 5%以内に収束した。つまり、ここで考慮するダンパーの振動数依存性の影響はあまり大きくなく、4.4.2 項で述べた $\eta_d =$ 一定の仮定が妥当と言える。また、本研究では \bar{e}_{dy} を固定して K_{dx}''/K_{fx}

を定める、という方法を用いたが、実際には \bar{e}_{dy} 値、すなわち x 方向に付与するダンパーの各構面への配分は、予め決まっていない場合もある。しかし、本設計法を修正すれば、手順1)において K_{dx}''/K_{fx} を固定して \bar{e}_{dy} を定めるなど、様々な展開が可能であることから、本論はその一例として前述の設計手順を用いた。

4.5.3 精度検証

多数の主架構モデル、地震波、ダンパーの組み合わせを用いて、本設計法の精度検証を行う。主架構モデルは、 $T_{fx}=0.4$ 秒 (S_{pa} 一定), 1.2 秒 (S_{pv} 一定) の2種を考慮する。 $T_{fx}=0.4$ 秒での目標変位は 3.7cm と 2.8cm の2種、 $T_{fx}=1.2$ 秒では 17.9cm と 13.4cm の2種とする。これらの数値は、非制振構造の捩れを拘束したときの最大変位をそれぞれ 0.67 倍、 0.5 倍した値である。入力地震動はレベル2を想定し、Taft N111E, 八戸 EW, 東北大学 NS の位相特性を持つ模擬地震波と BCJ-L2 波の計4波であり、その詳細は文献8を参照されたい。

図4.13に各 T_{fx} 値、捩れの支配特性値、ダンパー種類での目標変位と解析結果の比較を示す。本設計法により、柔側の最大変位を目標値以内に収められていることが分かる。また、各図中に設計で求めたダンパーの η_d を示している。オイルダンパーは $T_{fx}=1.2$ 秒ではやや高い $\eta_d (=1.6\sim 1.81)$ となるが、 $T_{fx}=0.4$ 秒では粘弾性ダンパーと同程度の η_d (1程度)であった。そのため、特に短周期構造ではオイルダンパー使用時も剛性付与が可能であり、変位モードを矯正する効果が期待できる。

図4.13を詳細に見ると、粘弾性ダンパーを用いた($\bar{e}_{fy}, \omega_{f0}/\omega_{fx}) = (0.5, 1.39)$ のケースのみ、柔側最大変位の解析値が目標値に比べて10%程度小さめとなっているが、これは直交構面のダンパー変形に2次モード(捩れが卓越したモード)の成分が多く含まれ、設計したシステムよりも直交方向のダンパー剛性が上昇したためであることを別途確認している。なお、二方向入力の場合には、さらに y 方向への並進が卓越したモードが加わるが、このモードは x 方向への並進が卓越したモード(本論の1次モード)に近い固有円振動数を有していると考えても差し支えないだろう。つまり、直交構面のダンパー変形に対する2次モードの寄与は相対的に弱まると考えられる。したがって、本研究のように一方向入力の場合においても、ダンパーの貯蔵剛性や損失係数を求める際の等価円振動数を ω_1 で評価しておけば、十分精度が高く、安全側の設計が可能となることが分かる。

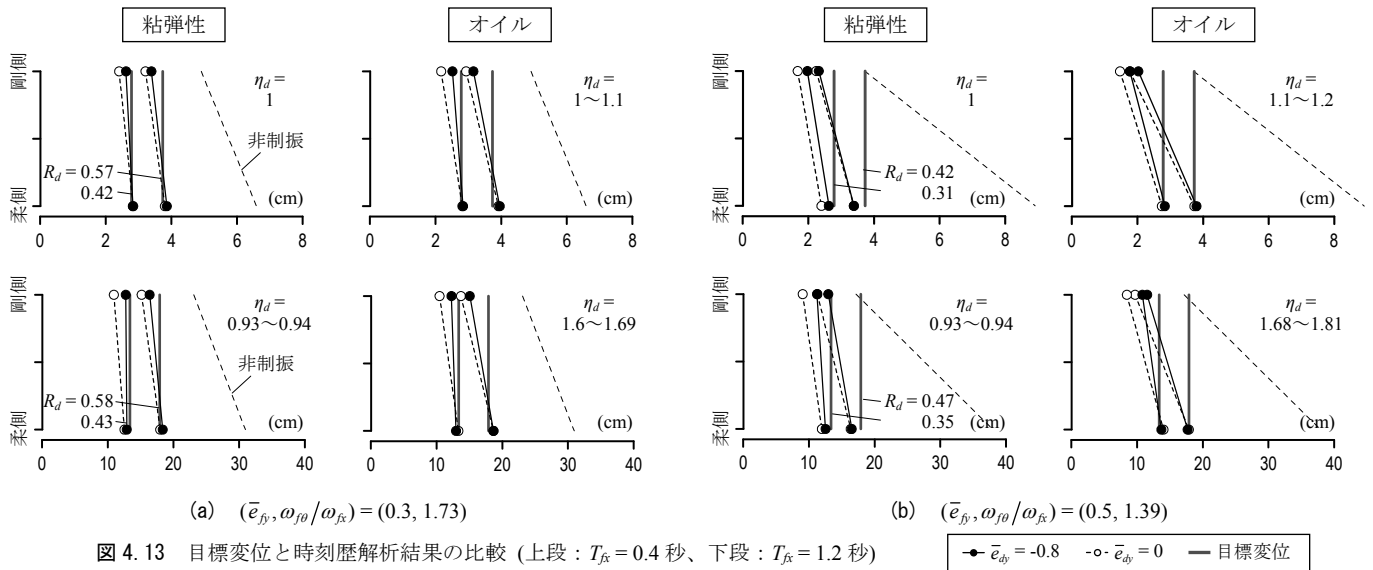


図 4.13 目標変位と時刻歴解析結果の比較 (上段: $T_{\beta} = 0.4$ 秒、下段: $T_{\beta} = 1.2$ 秒)

4.6 おわりに

第4章では、一軸偏心建物を対象とし、ダンパーによって地震応答を制御する際の合理的な設計法を提案した。以下に要約する。

- 1) 筆者が修士論文で提案した高減衰一軸偏心建物の地震応答予測法の修正法を提案した。その修正とは、実数モードで定義された各次モード応答間の相関係数を簡易に評価することであり、既往の各種手法に比べて良好な予測精度を示した。
- 2) 剛性偏心が生じた主架構に対し、付与するダンパー量・配置をパラメータとしてシステムの地震応答がどのように変化するかを可視化した「捩れを考慮した性能曲線」を示した(図4.9)。
- 3) 性能曲線を用い、建物平面内で最も変位が大きくなる柔側の最大変位を目標値に収めるために必要なダンパー量・配置を合理的に定める簡易設計法を提案した。
- 4) 様々な主架構モデル、地震波、ダンパーを用いた時刻歴解析を行った。ダンパーを Kelvin モデルとして構築した本理論が、分数微分構成則で表される粘弾性ダンパーや、Maxwell モデルで表されるオイルダンパーなど、振動数依存性を有するダンパーを持つ制振構造にも適用可能であることを示した。

なお、本研究では対象としなかったが、直交方向にダンパーを付与し、 r_{dx}^2/r_{β}^2 の調節によって地震応答を制御する手法についても、今後扱っていきたい。また、第4章はシステムが非比例減衰系であるという前提の基で進められたため、従来の比例減衰を仮定した手法でも精度が保たれる場合であっても、非比例減衰の影響を考慮していた。よって、非比例

減衰の影響が無視できる範囲の判別式が必要であり、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，pp.228-231，1998.3
- 2) 山崎義弘：剛性偏心した木造戸建住宅の制振部材による捩れ応答制御と地震応答評価法，東京工業大学修士論文，2009.3
- 3) 野口弘行，大浦和香子，吉田傑，梶川久光，小林正人：偏心を有する木質建物の粘弾性ダンパーによる地震応答制御，日本建築学会構造系論文集，第600号，pp.123-130，2006.2
- 4) 山田哲，和田智子，薩川恵一，前澤将男，北村春幸，和田章：履歴ダンパーが耐力・剛性偏心して取り付けられた1層鋼構造骨組の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第590号，pp.111-119，2005.4
- 5) 村上勝英，慶伊道夫，新田山直紀，石井正人：大きな偏心を有する建物における変形制御設計，日本建築学会技術報告集，第20号，pp.71-76，2004.12
- 6) R.Sinha and T. Igusa：CQC and SRSS Methods for Non-Classically Damped Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, No.2, pp.615-619, 1995
- 7) 藤井賢志：粘弾性制震部材を用いた鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の地震応答制御手法，日本建築学会構造系論文集，第634号，pp.2195-2204，2008.12
- 8) 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，第595号，pp.45-55，2005.9
- 9) 志賀敏男：構造物の振動，共立出版，pp.140-184，1976.6
- 10) 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，日本建築学会構造系論文集，第580号，pp.51-59，2004.6
- 11) 日本免震構造協会 (JSSI)：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，2005.9
- 12) A. D. Kiureghian：A Response Spectrum Methods for Random Vibration Analysis of MDF System, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.9, pp.419-435, 1981
- 13) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点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
- 14) 笠井和彦，寺本道彦，大熊潔，所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 その1 線形領域における温度・振動数依存のモデル化，日本建築学会構造系論文集，第543号，pp.77-86，2001.5
- 15) 渡辺基史，滝沢春男：モード別単振子の時刻歴応答間に見られる相関度，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.743-744，1994.7
- 16) 笠井和彦，湊直生，川鍋佳史：粘弾性ダンパーの等価剛性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，第610号，pp.75-83，2006.12

付録 4. A 主架構とダンパーの弾力半径比について

本研究では x 方向に付与するダンパー量と配置に着目し、地震応答を抑制する手法を論じているため、ダンパー諸元の一つである r_{dx}^2/r_{fx}^2 を、付与するダンパーの量や配置に寄らず定数として扱った。しかし、式(4.41b), (4.41c)から分かるように r_{fx} や r_{dx} は、それぞれ主架構とダンパーの x 方向総剛性と捩れ剛性の比を表しており、例えば、直交方向へのダンパー付与を増やせば、 r_{dx}^2/r_{fx}^2 を高めることもできる。そこで本研究では、 x 方向と y 方向に対して同程度の制振化を行うことを前提とし、 $r_{dx}^2/r_{fx}^2 = 1$ を考慮したが、他の r_{dx}^2/r_{fx}^2 値での結果に対する考察をここで述べておく。

図 4.A1 は S_{pa} 一定で $(\bar{e}_{fy}, \omega_{f0}/\omega_{fx}) = (0.3, 1.73)$, $\eta_d = 1$ のケースに限定し、 $r_{dx}^2/r_{fx}^2 = 0.5$ (図 4.A1 左) と 2 (図 4.A1 右) の場合の性能曲線である。 $K_{dx}^*/K_{fx} \geq 0.5$ のような比較的大きなダンパーの場合、 r_{dx}^2/r_{fx}^2 を変化させると性能曲線の形状は著しく変化する。ただし、後述する設計法 (4.5 節) では、このように r_{dx}^2/r_{fx}^2 に対して大きく影響を受けるケースを対象としない。

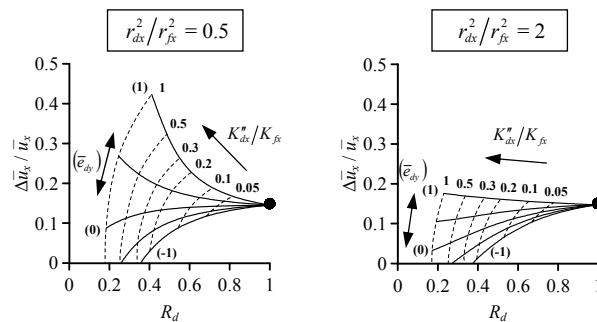


図 4. A1 r_{dx}^2/r_{fx}^2 を変化させた性能曲線
(S_{pa} 一定, $\eta_d = 1$, $(\bar{e}_{fy}, \omega_{f0}/\omega_{fx}) = (0.3, 1.73)$)

付録 4. B 最大層せん断力の低減について

本研究ではシステムの最大変位および変位分布形状の変化について述べたが、制振構造のメリットは他に最大力 (加速度) の低減が挙げられる。笠井らの一質点構造における性能曲線では、変位低減率 R_d と最大せん断力の低減率 R_a の関係を図示しており、これに倣った性能曲線の作成を試みる⁸⁾。なお、捩れが生じる建物は層内の加速度分布が一定ではないが、質量中心における絶対加速度に質量を乗じたものが層せん断力であり、本研究で言う最大力 = 層せん断力として議論を進める。まずは最大力算出のための理論を示す。

質量中心の最大絶対加速度は、最大変位に円振動数の二乗を乗じて得る擬似加速度に、さらに補正係数 ξ_a を乗じて求める。ここで、補正係数 ξ_a とは最大絶対加速度と擬似加速度の比であり、図 4.A2 に示す 8 実地震波と 1 人工地震波の S_a と S_{pa} の比較より以下の統計式を得た。

$$\begin{aligned}
 \xi_a(T) &= \xi_a(0.2)(T/0.2) + (0.2 - T)/0.2 & (T \leq 0.2) \\
 \xi_a(T) &= 1.77h^{2.37} T + 0.282h + 1 & (0.2 \leq T \leq 2) \\
 \xi_a(T) &= \xi_a(2) + 1.17h^{1.68} (T - 2) & (2 \leq T \leq 8)
 \end{aligned} \tag{4.A1a-c}$$

ここに、 T = 固有周期、 h = 減衰定数である。式(4.A1)は T を変数として $T=0.2$ 秒と 2 秒で折れ点を持つ 3 直線を表し、 h が直線の傾きを決定づける。すなわち、 h = 小なら $\xi_a \approx 1$ であるが、 h = 大だと ξ_a は 1 より大きくなり、それは T が長いほど著しい。これは、高減衰構造ほど粘性力によって最大力が上昇する典型的な現象を表すものであるが、ランダム振動時には系の応答の卓越周期が地震動の卓越周期に同調するという傾向があるため¹⁰⁾、 ξ_a には周期への依存性も見られる。つまり、短周期構造では地震動との同調により応答が長周期化しやすいため、系の等価な減衰定数は共振状態を仮定している減衰定数よりも低下し、よって ξ_a はあまり上昇しない。また、その逆も同様に言える。

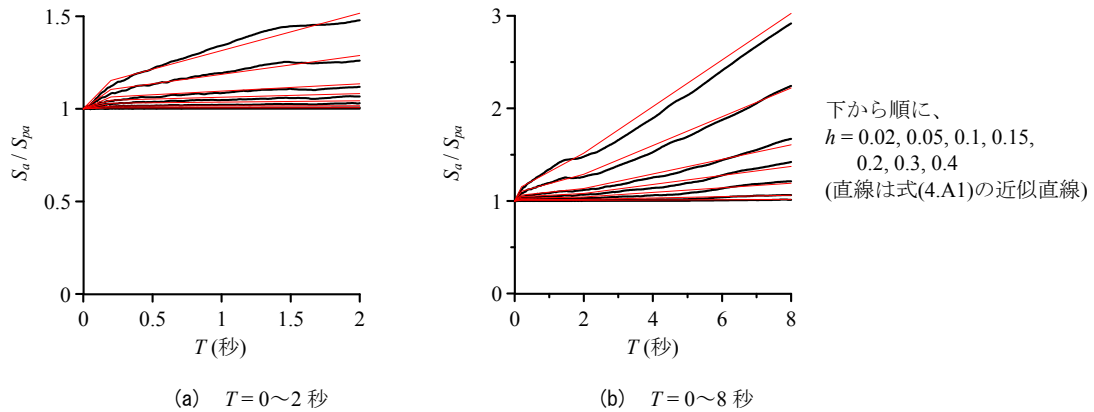


図 4. A2 S_a と S_{pa} の比較 (8 実地震波と 1 人工地震波)

式(4.A1)を用い、質量中心の最大絶対加速度 $|\ddot{u}_x + \ddot{u}_g|_{\max}$ を次式のように求める。

$$\begin{aligned}
 \left[|\ddot{u}_x + \ddot{u}_g|_{\max} \right]^2 &= (\phi_{11} \xi_{a1} \omega_1^2 q_{1P,\max})^2 + (\phi_{12} \xi_{a2} \omega_2^2 q_{2P,\max})^2 + 2\rho_{12(Acc.)} (\phi_{11} \xi_{a1} \omega_1^2 q_{1P,\max}) (\phi_{12} \xi_{a2} \omega_2^2 q_{2P,\max}) \\
 &\quad + (\phi_{11} \xi_{a1} \omega_1^2 q_{1N,\max})^2 + (\phi_{12} \xi_{a2} \omega_2^2 q_{2N,\max})^2 + 2\rho_{14} (\phi_{11} \xi_{a1} \omega_1^2 q_{1P,\max}) (\phi_{12} \xi_{a2} \omega_2^2 q_{2N,\max})
 \end{aligned} \tag{4.A2}$$

$$\rho_{12(Acc.)} = \frac{8\sqrt{h_1 h_2} [h_2 + r_{12}^3 h_1 + 4r_{12} h_1 h_2 (h_2 + r h_1)] \sqrt{r_{12}}}{\sqrt{(1 + 4h_1^2)(1 + 4h_2^2)} [(1 - r_{12}^2)^2 + 4h_1 h_2 r_{12} (1 + r_{12}^2) + 4(h_1^2 + h_2^2) r_{12}^2]} \tag{4.A3}$$

ここに、 ξ_{ai} ($i=1, 2$) は式(4.A1)において $T=T_i$, $h=h_i$ を代入して得た補正係数であり、 $\rho_{12(Acc.)}$ は1次モードと2次モードの絶対加速度の相関係数である¹⁵⁾。 $q_{1N,max}$, $q_{2N,max}$ に関しては、外力が地震動ではなく修正外力のため、式(4.A1)による補正が妥当かどうかは不確かであるが、後述する精度検証結果より、 $q_{1N,max}$, $q_{2N,max}$ に対しても補正を行った方が精度が良好であった。 $q_{1P,max}$ と $q_{2N,max}$ の相関を表す ρ_{14} は定常応答を仮定しているため、絶対加速度に対しても転用した。

また、式(4.30a)に示した ρ_{12} は変位の相関係数であり、これを改めて $\rho_{12(DIS.)}$ と表し、速度の相関係数 $\rho_{12(VEL.)}$ と併せて図 4.A3 に示す。ここで、 $\rho_{12(VEL.)}$ は式(4.30)の $\rho_{12(DIS.)}$ と r_{12} を用いて次式で表される。

$$\rho_{12(Vel.)} = \rho_{12(Dis.)} \frac{h_2 + r_{12}h_1}{h_1 + r_{12}h_2} \quad (4.A3)$$

図 4.A3 は $h_1 = 0.05, 0.1, 0.2, 0.3$ の4種に対し、本研究で対象とするモデル全般に見られた大まかな傾向 $h_2 = 1.5h_1$ を考慮した。 h_1 が低いときには3種の相関係数にほとんど差が見られないが、 h_1 が0.2以上の高減衰になると、 $\rho_{12(Acc.)}$ が $\rho_{12(DIS.)}$ や $\rho_{12(VEL.)}$ に比べてより広帯域に渡る形状となり、 ω_1 と ω_2 が離れていても相関係数が高くなりやすいことが分かる。

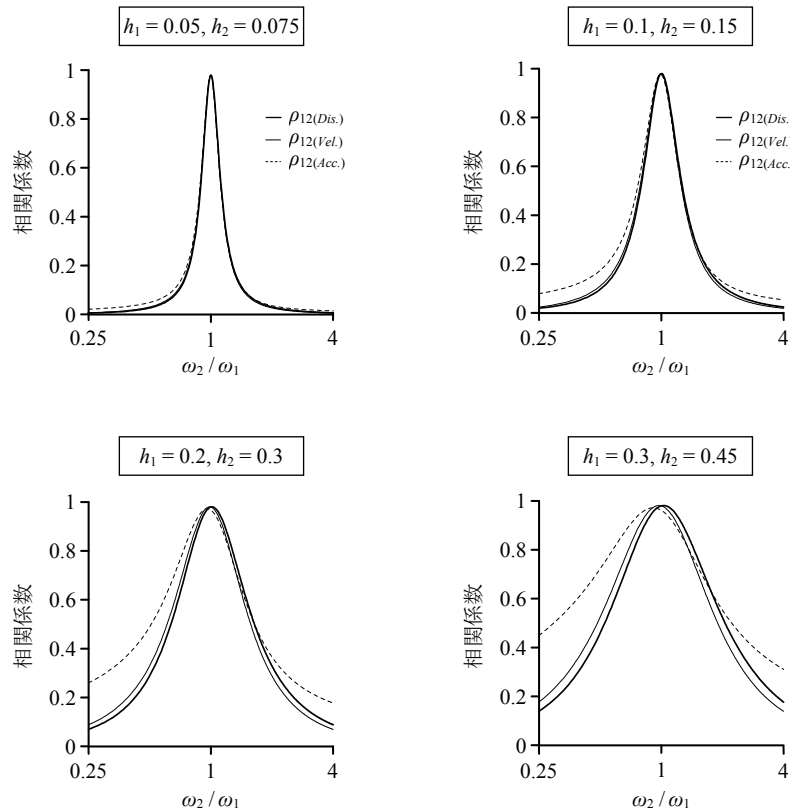


図 4. A3 相関係数の比較

式(4.A2)から得る最大絶対加速度を、表 4.1 に示したケースの時刻歴解析と比較する。31 実地震波と 1 人工地震波に対する予測精度 (= 予測 / 解析) の平均値と標準偏差を表 4.A1 に示す。 $T_x = 0.4$ 秒と 1.2 秒の 2 種で $h_x = 0.2$ を考慮している。 $\bar{e}'_y = -1.2$ or -0.8 のケースで精度が 1 割程度低下するものの、全体的にはばらつきが小さく予測できている。

表 4. A1 最大力の予測精度 (= 予測 / 解析) の一覧

\bar{e}'_y	Case	$T_x = 0.4$ 秒		$T_x = 1.2$ 秒	
-1.2 or -0.8	1-1-1	0.94	(0.11)	0.90	(0.10)
	1-1-2	0.97	(0.07)	0.92	(0.08)
	1-2-1	0.94	(0.13)	0.89	(0.13)
	1-2-2	0.96	(0.08)	0.92	(0.11)
	2-1-1	0.92	(0.17)	0.93	(0.17)
	2-1-2	0.94	(0.11)	0.91	(0.11)
	2-2-1	0.94	(0.16)	0.93	(0.18)
	2-2-2	0.95	(0.11)	0.90	(0.12)
0	1-1-1	1.01	(0.03)	1.00	(0.04)
	1-1-2	1.01	(0.02)	1.01	(0.04)
	1-2-1	1.00	(0.04)	1.00	(0.06)
	1-2-2	1.00	(0.03)	1.01	(0.06)
	2-1-1	1.00	(0.04)	1.00	(0.05)
	2-1-2	1.00	(0.03)	1.00	(0.05)
	2-2-1	1.00	(0.05)	0.99	(0.08)
	2-2-2	0.99	(0.04)	0.99	(0.08)
1.2 or 0.8	1-1-1	1.00	(0.04)	1.01	(0.04)
	1-1-2	1.00	(0.03)	1.02	(0.03)
	1-2-1	0.99	(0.02)	1.01	(0.04)
	1-2-2	1.01	(0.02)	1.03	(0.04)
	2-1-1	0.99	(0.03)	1.02	(0.05)
	2-1-2	1.01	(0.03)	1.04	(0.05)
	2-2-1	0.97	(0.03)	1.03	(0.08)
	2-2-2	0.99	(0.04)	1.08	(0.09)

平均値 (標準偏差)

式(4.A2)を用いれば、非制振構造と制振構造の質量中心における最大絶対加速度の比、つまり最大層せん断力の低減率 R_a を求めることができる。図 4.A4(a)は、 S_{pa} 一定で $r_{dx}^2/r_{fx}^2 = 1$ とした場合の $R_d - R_a$ 関係を表しており、 $\eta_d = 0.3, 1, 30$ について示した。各図において、 \bar{e}'_y を $-1 \sim 1$ で変化させても、グラフの概形はほとんど変わらない。また、これらは等しい η_d 値を有する一質点系の $R_d - R_a$ 関係 (図 4.A4(b)) に酷似していることも分かる。これより、一質点系の理論と同様に、変位と力をともに低減させるためには、ダンパー付与による高減衰化が欠かせないことが分かる¹⁶⁾。

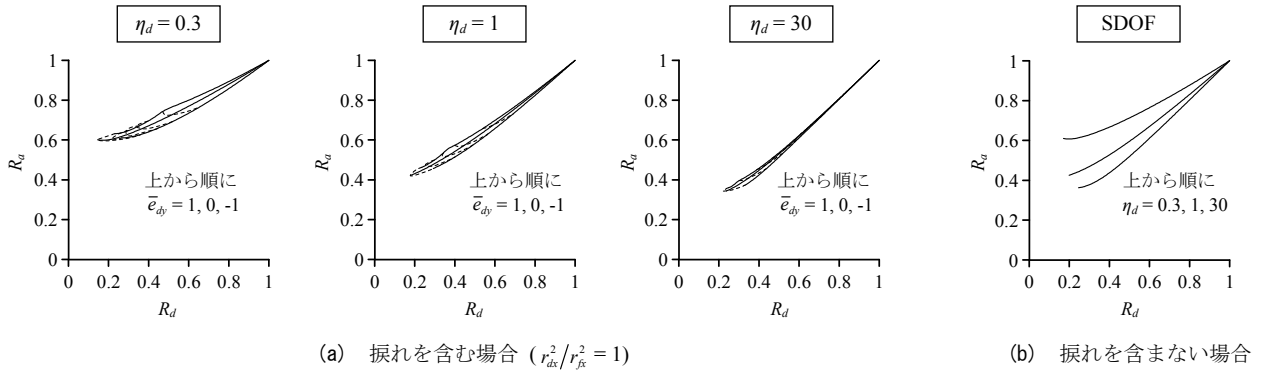


図 4. A2 変位低減率 R_d と最大せん断力の低減率 R_s の関係 (S_{pa} 一定)

第5章 非線形・非比例減衰構造の定常理論による地震応答予測法

5.1 はじめに

5.2 線形構造を対象とした定常応答解

5.2.1 考慮する構造モデル

5.2.2 定常応答解

5.3 ランダム外乱に対する定常応答解の適用

5.3.1 縮約1自由度系の作成

5.3.2 縮約1自由度系の動的特性

5.3.3 地震動との同調

5.3.4 精度検証

5.4 非線形構造への拡張

5.4.1 等価線形システムの作成

5.4.2 非線形定常応答の評価

5.4.3 非線形ランダム応答の評価（共振外乱漸増載荷解析）

5.4.4 地震応答低減の理論

5.4.5 地震応答解析による精度検証

5.5 本理論に基づく簡易応答予測法

5.6 おわりに

付録 5.A Ritz Vector を用いた固有ベクトルの近似解法

付録 5.B 定常応答解の傾向

付録 5.C 縮約1自由度系の動的特性と実数モード解析の動的特性の関係

参考文献

5.1 はじめに

構造物の剛性偏心に起因した捩れ振動を抑制しながら効果的に地震応答を低減する手法として、剛性や耐力が低い構面に制振ダンパーを付与することが考えられる。鉄骨構造に弾塑性ダンパーを用いた例として山田らの実験¹⁾、鉄筋コンクリート構造に粘弾性ダンパーを用いた例として藤井の研究が挙げられる²⁾。このように多様な構造に対し各種ダンパーを用いた研究が行われている^{3),4)}。

線形構造に捩れ振動が生じる場合、それを矯正するために局所的に大きな付加減衰を与えると、減衰マトリクスが質量マトリクスや剛性マトリクスの線形結合で表すことができない非比例減衰系となる。筆者の修士論文⁵⁾および第4章では、強い非比例減衰系に対して従来の実数モード解析によるスペクトル法を適用した場合、解析結果に大きな誤差が生じることを示した。さらに、従来の実数モード解析の修正法も提案し、その高い予測精度も示した。しかし、この手法は線形で粘性系ダンパーを用いた場合に限られる。

一方で、非線形構造を対象とした性能評価型設計法の構築がされており、剛性偏心が生じた構造物の捩れを伴う地震応答の解析法が提案されている^{2),6)}。これらは非線形状態にある構造物を等価な線形系に置換し、その1次モードに比例した外力分布を考慮した静的解析を行うことで等価1自由度系を作成する。そして、この等価1自由度系の応答加速度 S_a —応答変位 S_d 曲線から地震最大応答を求める。ここで生じる課題として、1) 非線形構造の外力分布ならびに1次モード形をどのように設定するか、2) 非比例減衰の影響をどのように考慮するのか、が挙げられる。課題1に対して、倉本は静的解析における各ステップの変位分布を固有ベクトルとして、次ステップの外力増分を計算する手法を用いた。藤井は静的解析における各ステップでの等価剛性に基づく固有値解析から、常に1次モードに比例した変位分布となる変位増分解析を行っている。しかし、課題2に関しては、倉本、藤井ともモード歪エネルギー法の概念を踏襲して等価減衰を計算する手法を用いている。前述のように、非比例減衰系に対する実数モード法の適用性には限度があるため、高い付加減衰がある制振構造を対象とした場合には、非比例減衰の影響を考慮した新たな手法が必要と考えられる。

第5章では1層の一軸偏心建物を対象とし、非線形かつ非比例減衰となる構造物の地震最大応答を応答スペクトルにより予測する手法を提案する。ここで言う非線形性とは、弾塑性ダンパーによるもの、主架構の塑性化によるものの双方を指しており、第5章では主架構の復元力履歴としてバイリニア型とスリップ型を考慮する。

第4章では線形構造を対象とし、実数モード解析より得る固有ベクトルの線形結合から、非比例減衰系の変位モードを再現する、という思想で予測法を構築した。しかし、非線形構造の場合には、その過程が煩雑となるため、第5章では別法として定常理論から得る近似モードを用いた手法を提案する。定常理論を用いるメリットとして、以下の2点が挙げられる。一つ目は、限界耐力計算のように静的解析を行わず、定常応答解から直ちに自由

度の縮約が可能なことである。二つ目は、非線形一質点構造に対して等価線形化手法と定常理論を適用する例を笠井らが多数示しており⁷⁾⁹⁾、これを縮約1自由度系に適用することで地震動のランダム性を簡便かつ合理的に考慮できる点である。第5章の構成は以下の通りである。

5.2節では、本論で考慮する構造モデルの説明を行い、まずは線形構造の場合の調和地動に対する定常応答解を示す。5.3節では、定常応答解を用いて縮約1自由度系を作成する手法を述べ、応答スペクトルによる地震応答予測法を提案する。5.4節では、提案した線形構造に対する定常理論に等価線形化手法を適用することで非線形構造への拡張を行い、多数の地震波に対する精度検証を行う。

5.2 線形構造を対象とした定常応答解

5.2.1 考慮する構造モデル

剛性と粘性が一軸偏心した1層構造に対し、一方向の地震入力を考慮する。各構造要素の粘性は、主架構に起因する小さな内部減衰のほか、ダンパーによる付加減衰も含まれるが、いずれもその粘性係数は振動数依存性が無く既知量とする。5.2節と5.3節では線形構造を対象とするが、5.4節では非線形構造へ拡張する。

なお、第5章では剛床仮定を前提とするが、木質構造のように水平構面の剛性が比較的小さい場合には、第6章で剛床仮定のクライテリアを提案しており、これを満たす構造とする。また、各層の質量・剛性・粘性の配置が等しい多層建物であれば、1層建物の理論を適用できることが知られており¹⁰⁾、そのような意味でも本研究ではまず1層建物での理論を構築する。ただし、5.3節と5.4節の検討ではモデルの固有周期として0.4~1秒程度までを考慮する。

5.2.2 定常応答解

図5.1に示すモデルの運動方程式は、次式のごとく表される⁵⁾。

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = -\mathbf{m} \{\mathbf{1}\} \ddot{u}_g \quad (5.1)$$

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ \Delta u_x \end{Bmatrix}, \quad \{\mathbf{1}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.2a-e)$$

$$\mathbf{c} = 2h_x \omega_x \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}'_y \\ -\bar{e}'_y & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{k} = \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \end{bmatrix}$$

ここで、変位ベクトル \mathbf{u} の u_x は質量中心の x 方向並進変位、 Δu_x は質量中心から r_m 離れた位置の質量中心に対する相対変位であり、回転 θ (rad) によって生じる (図 5.1)。ただし、 r_m は質量回転半径であり、質量 m 、回転慣性 I として $r_m = \sqrt{I/m}$ となる。また、 \bar{e}_y, \bar{e}'_y はそれぞれ剛性偏心比・粘性偏心比であり、 ω_x, h_x はモデルの自由度を並進のみに拘束した場合の固有円振動数と減衰定数、 ω_θ, h_θ はモデルの自由度を回転のみに拘束した場合の固有円振動数と減衰定数である。これらは剛性、粘性の位置と大きさから次式のように得る。

$$K_x = \sum_i k_{xi} \quad , \quad K_\theta = \sum_i (k_{xi} y_i^2 + k_{yi} x_i^2) \quad , \quad e_y = \sum_i k_{xi} y_i / K_x \quad (5.3a-c)$$

$$C_x = \sum_i c_{xi} \quad , \quad C_\theta = \sum_i (c_{xi} y_i^2 + c_{yi} x_i^2) \quad , \quad e'_y = \sum_i c_{xi} y_i / C_x \quad (5.4a-c)$$

$$\omega_x = \sqrt{K_x/m} \quad , \quad \omega_\theta = \sqrt{K_\theta/I} \quad (5.5a,b)$$

$$h_x = C_x / 2m\omega_x \quad , \quad h_\theta = C_\theta / 2I\omega_\theta \quad (5.6a,b)$$

ここに、 K_x, K_θ, e_y はそれぞれ x 方向総剛性、捩れ剛性、剛性偏心距離であり、同様に C_x, C_θ, e'_y はそれぞれ x 方向総粘性、捩れ粘性、粘性偏心距離である。 x 方向と y 方向に有効な i 番目の剛性を k_{xi}, k_{yi} 、その y 座標と x 座標を y_i, x_i とし、粘性に関しても同様に $c_{xi}, c_{yi}, y'_i, x'_i$ として、式(5.3)、(5.4)のように求められる。そして、 \mathbf{k} および \mathbf{c} の形状を決定する 4 種パラメータ ($\bar{e}_y, \bar{e}'_y, \omega_\theta/\omega_x, h_\theta/h_x$) を「捩れの支配特性値」と称した⁵⁾。

第 4 章では強い非比例減衰系に対して実数モードによる展開を行った場合、非比例減衰によってもたらされる応答増分が地震応答時にも定常的であったことを示した。そのため、強い非比例減衰系では定常応答解からの理論展開が有効と考えられる。そこで、式(5.1)の右辺において $\ddot{u}_g = \ddot{u}_{g0} \sin(\omega t - \alpha)$ の調和地動を与え、定常応答を考える。調和地動の円振動数 ω を与えられたものとして、Ritz Vector $\boldsymbol{\phi}$ と定常応答解 \mathbf{u} を以下のように仮定する¹¹⁾ (付録 5.A)。

$$\boldsymbol{\phi} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ (\Delta u_{x0} / u_{x0}) e^{-i\psi} \end{array} \right\} \quad , \quad \mathbf{u} = \boldsymbol{\phi} u_{x0} e^{i\omega t} \quad (5.7a,b)$$

式(5.7b)の虚数部分にのみ着目すれば、

$$u_x = u_{x0} \sin \omega t \quad , \quad \Delta u_x = \Delta u_{x0} \sin(\omega t - \psi) \quad (5.8a,b)$$

ここに、 u_{x0} と Δu_{x0} はそれぞれ u_x と Δu_x の変位振幅、 $\psi = -\arg(\Delta u_x / u_x)$ であり u_x に対する Δu_x の位相遅れである。通常モード解析では、2 自由度系の変位ベクトルを二つの独立なベク

トルの線形和で表すことで任意形状のベクトルを表現するが、式(5.7b)の \mathbf{u} は複素数表示された単一の Ritz Vector ϕ のみで形状と位相差が表されており、以下の式展開から一意に定まる^{12),13)}。ただし、最終的には実数解のみで表される。

式(5.7b)を式(5.1)に代入すれば、以下の2式が得られる。

$$\begin{aligned}
 & -\omega^2 u_{x0} \sin \omega t \\
 & + 2h_x \omega_x [\omega u_{x0} \cos \omega t - \omega \bar{e}'_y \Delta u_{x0} \cos(\omega t - \psi)] \\
 & + \omega_x^2 [u_{x0} \sin \omega t - \bar{e}_y \Delta u_{x0} \sin(\omega t - \psi)] = -\ddot{u}_{g0} \sin(\omega t - \alpha) \\
 & -\omega^2 \Delta u_{x0} \sin(\omega t - \psi) \\
 & + 2h_x \omega_x [-\omega \bar{e}'_y u_{x0} \cos \omega t + \omega (h_\theta / h_x) (\omega_\theta / \omega_x) \Delta u_{x0} \cos(\omega t - \psi)] \\
 & + \omega_x^2 [-\bar{e}_y u_{x0} \sin \omega t + (\omega_\theta / \omega_x)^2 \Delta u_{x0} \sin(\omega t - \psi)] = 0
 \end{aligned} \tag{5.9a,b}$$

上式をそれぞれ $\sin \omega t$ の項と $\cos \omega t$ の項に分離し、次式を得る。

$$\begin{aligned}
 & \sin \omega t [-\omega^2 u_{x0} - 2h_x \omega_x \bar{e}'_y \omega \Delta u_{x0} \sin \psi + \omega_x^2 u_{x0} - \omega_x^2 \bar{e}_y \Delta u_{x0} \cos \psi + \ddot{u}_{g0} \cos \alpha] \\
 & + \cos \omega t [2h_x \omega_x \omega u_{x0} - 2h_x \omega_x \omega \bar{e}'_y \Delta u_{x0} \cos \psi + \omega_x^2 \bar{e}_y \Delta u_{x0} \sin \psi - \ddot{u}_{g0} \sin \alpha] = 0 \\
 & \sin \omega t [-\omega^2 \Delta u_{x0} \cos \psi + 2h_\theta \omega_\theta \omega \Delta u_{x0} \sin \psi - \omega_x^2 \bar{e}_y u_{x0} + \omega_\theta^2 \Delta u_{x0} \cos \psi] \\
 & + \cos \omega t [\omega^2 \Delta u_{x0} \sin \psi - 2h_x \omega_x \omega \bar{e}'_y u_{x0} + 2h_\theta \omega_\theta \omega \Delta u_{x0} \cos \psi - \omega_\theta^2 \Delta u_{x0} \sin \psi] = 0
 \end{aligned} \tag{5.10a,b}$$

式(5.10a), (5.10b)がともに恒等的に成立する条件は、それぞれの二つの [] 内がゼロとなることである。つまり、以下の4式を満たす。

$$\begin{aligned}
 & 2h_x \omega_x \omega \bar{e}'_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi + \omega_x^2 \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi = \omega_x^2 - \omega^2 + \frac{\ddot{u}_{g0}}{u_{x0}} \cos \alpha \\
 & \omega_x^2 \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi - 2h_x \omega_x \omega \bar{e}'_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi = -2h_x \omega_x \omega + \frac{\ddot{u}_{g0}}{u_{x0}} \sin \alpha
 \end{aligned} \tag{5.11a,b}$$

$$\begin{aligned}
 & 2h_\theta \omega_\theta \omega \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi + (\omega_\theta^2 - \omega^2) \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi = \omega_x^2 \bar{e}_y \\
 & (\omega^2 - \omega_\theta^2) \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi + 2h_\theta \omega_\theta \omega \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi = 2h_x \omega_x \omega \bar{e}'_y
 \end{aligned} \tag{5.12a,b}$$

これらから、並進と捩れの定常振幅比 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ 、および位相差 ψ を次式のように求めることができる。

$$\frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi = \frac{2\bar{e}_y h_x \omega_x^3 \omega (h_\theta / h_x) (\omega_\theta / \omega_x) + 2\bar{e}'_y h_x \omega_x \omega [\omega^2 - (\omega_\theta / \omega_x)^2 \omega_x^2]}{(\omega_\theta / \omega_x)^4 \omega_x^4 + [4(h_\theta / h_x)^2 h_x^2 - 2](\omega_\theta / \omega_x)^2 \omega_x^2 \omega^2 + \omega^4}$$

$$\frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi = \frac{\bar{e}_y \omega_x^2 \left[(\omega_\theta / \omega_x)^2 \omega_x^2 - \omega^2 \right] + 4h_x^2 \omega_x^2 \omega^2 \bar{e}'_y (h_\theta / h_x) (\omega_\theta / \omega_x)}{(\omega_\theta / \omega_x)^4 \omega_x^4 + \left[4(h_\theta / h_x)^2 h_x^2 - 2 \right] (\omega_\theta / \omega_x)^2 \omega_x^2 \omega^2 + \omega^4}$$

$$\frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} = f(\omega, \omega_x, h_x, \bar{e}_y, \bar{e}'_y, \omega_\theta / \omega_x, h_\theta / h_x) \quad (5.13a-c)$$

ここで、式(5.13c)右辺の f は式(5.13a), (5.13b)の二乗和平方根を表すものとし、 $\sin^2 \psi + \cos^2 \psi = 1$ から得られることが分かる。式(5.13c)を式(5.11)や式(5.13a), (5.13b)に代入して ψ, α, u_{x0} など全ての未知数が得られる。 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ は式(5.13c)右辺括弧内の7種の変数、すなわち調和地動の円振動数 ω , 捩れ拘束時の動的特性 (ω_x, h_x) , 捩れの支配特性値 $(\bar{e}_y, \bar{e}'_y, \omega_\theta / \omega_x, h_\theta / h_x)$ によって決まる。なお、付録5.Bでは以上の定常応答解に対する支配要因の影響の一例を示した。粘性偏心比 \bar{e}'_y の調節により並進と回転の位相差 ψ を大きくすることで、これらの最大値の同時性を崩すという効果が示され、これを積極的に設計に用いることで変位分布を均一化させることも可能であることを述べておく⁶⁾。

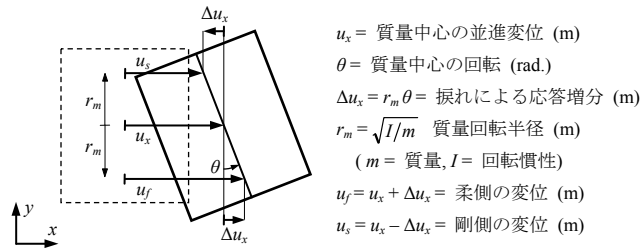


図5.1 構造モデルの変位の定義

5.3 ランダム外乱に対する定常応答解の適用

5.3.1 縮約1自由度系の作成

定常応答から求まる並進と回転の振幅比および位相差 (式(5.13)) がランダム応答でも近似的に成立すると考え、2自由度系を1自由度系に縮約する。式(5.7b)の変位ベクトル \mathbf{u} を時間関数 $u_x(t)$ を用いて $\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi} u_x(t)$ と表して式(5.1)に代入し、その1行目を示すと、

$$\ddot{u}_x(t) + 2h_x \omega_x \dot{u}_x(t) - 2h_x \omega_x \bar{e}'_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} e^{-i\psi} \dot{u}_x(t) + \omega_x^2 u_x(t) - \omega_x^2 \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} e^{-i\psi} u_x(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (5.14)$$

ここで、定常応答で成立する $\dot{u}_x(t) = i\omega u_x(t)$ を用いて書き換えれば、

$$\ddot{u}_x(t) + \left[2h_x \omega_x - 2h_x \omega_x \bar{e}'_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi + \frac{\omega_x^2}{\omega} \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi \right] \dot{u}_x(t) + \left[-2h_x \omega_x \bar{e}'_y \omega \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi + \omega_x^2 - \omega_x^2 \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi \right] u_x(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

$$\therefore \ddot{u}_x(t) + 2h^* \omega^* \dot{u}_x(t) + (\omega^*)^2 u_x(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (5.15a,b)$$

上式は、地動加速度 \ddot{u}_g を受ける 1 自由度系の u_x に関する 2 階微分方程式と見ることができ、これを縮約 1 自由度系の運動方程式とする。そして、縮約 1 自由度系の固有円振動数 ω^* 、減衰定数 h^* は次式のように表される。

$$\omega^* = \sqrt{-2h_x \omega_x \bar{e}'_y \omega \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi + \omega_x^2 - \omega_x^2 \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi}$$

$$h^* = \left[2h_x \omega_x - 2h_x \omega_x \bar{e}'_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \cos \psi + \frac{\omega_x^2}{\omega} \bar{e}_y \frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} \sin \psi \right] / 2\omega^* \quad (5.16a,b)$$

ところで、式(5.16)中に含まれる ω は定常応答では調和地動の円振動数であったが、ランダム応答では系の卓越円振動数と考える。また、 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ と ψ も ω の関数であるため (式(5.13))、縮約 1 自由度系の動的特性は振動数依存性を有していると言える。以下の検討では基本的に $\omega = \omega^*$ とした共振状態を考え、その場合、式(5.16a)は ω^* に関する非線形方程式となり、収斂計算が必要となる。 ω^* が求まれば、式(5.16b)は h^* に関する線形方程式となる。

以上より、円振動数 ω^* 、減衰定数 h^* である 1 自由度系の最大応答変位 (変位応答スペクトル S_d) から u_x の最大値 (u_{x0}) が得られる。また、定常応答時には図 5.1 に示す柔側の変位 $u_f (= u_x + \Delta u_x)$ と剛側の変位 $u_s (= u_x - \Delta u_x)$ の最大値 $u_{f,\max}$, $u_{s,\max}$ が次式のように表される。

$$u_{f,\max} = u_{x0} \sqrt{1 + 2 \cos \psi (\Delta u_{x0}/u_{x0}) + (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2}$$

$$u_{s,\max} = u_{x0} \sqrt{1 - 2 \cos \psi (\Delta u_{x0}/u_{x0}) + (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2} \quad (5.17a,b)$$

なお、円振動数 ω の調和地動による定常応答を求める場合、システム全体が ω で振動しているとする。つまり、本来はモード分解によって 1 次の系と 2 次の系に分けられる二つの系が、ともに ω で振動している状態を考えている。しかし、ランダム応答の場合には 1 次の系と 2 次の系が等しい円振動数で振動しないため、従来のモード解析で言う刺激係数を乗じることで、それぞれの系の寄与分のみ考慮しなければならない。

そこで、式(5.7a)の Ritz Vector を用いて、刺激係数 β^* を定義する。文献 14 では複素数のモード解析における厳密な刺激係数が定義されているが、減衰定数 20%程度までは実数モードと同様な次式で近似できることが分かった。

$$\beta^* = \frac{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{m} \{1\}}{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}} = \frac{1}{1 + (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2 e^{-2i\psi}} \quad (5.18)$$

上式は一般に複素数となるため、 β^* はその絶対値とする。つまり、

$$\begin{aligned} \beta^* &= \left| \frac{1}{1 + (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2 e^{-2i\psi}} \right| \\ &= \frac{1}{\sqrt{[1 + (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2 \cos 2\psi]^2 + [(\Delta u_{x0}/u_{x0})^2 \sin 2\psi]^2}} \end{aligned} \quad (5.19)$$

ところで、無減衰系の場合、位相差 $\psi = 0$ となり、さらに ω^* (式(5.16a))や Ritz Vector $\boldsymbol{\phi}$ (式(5.7a)) は実数モードの 1 次固有円振動数や 1 次モード形に等しくなる (付録 5.C)。式(5.18)では、 $\boldsymbol{\phi}$ を高減衰かつ非比例減衰の場合にも近似的に固有ベクトルとみなしている。 $\boldsymbol{\phi}$ はいわゆる直交条件などを必ずしも満足しないが、後述の精度検証 (5.3.4 節) の結果からも、式(5.19)の刺激係数を考慮する方が精度の改善が見られた。また、この刺激係数を考慮する場合、低減衰の構造では、単に実数モード解析の 1 次モードによる応答のみを考慮した結果とほぼ同等となり、合理的と言える。

5.3.2 縮約 1 自由度系の動的特性

上述のように、式(5.16)で求まる縮約 1 自由度系の動的特性は、既往の実数モード法との連続性を保ちながら、非比例減衰の影響を加味したものである。例として、実数モード解析と複素モード解析^{5),14)}による 1 次モードの動的特性、縮約 1 自由度系の動的特性の比較を図 5.2 に示す。なお、実数モード解析より得る減衰定数とは、モード歪エネルギー法により求めた⁵⁾。

図 5.2 より、 ω^* は実数モード解析の ω_1 より大きくなることが分かり、 \bar{e}_y が負側 (粘性中心が質量中心に対して剛性中心の反対側) にあるほど、 ω^* が大きくなる。このことは、第 4 章で示したように、非比例減衰によってもたらされる応答増分は、実数モードの ω_1 と ω_2 の中間的な卓越円振動数を有していることと整合している。一方、 h^* は \bar{e}_y をある程度負側にすると最大値となり、それ以上 \bar{e}_y を負側にすると h^* は低下する。このように、明らかに複素固有値解析から求まる動的特性とは異なる傾向を示すが、その理由は前述の通り本研

究の手法がモード分解を行わず、物理座標系のみで1自由度系に縮約していることに起因すると考えられる。つまり、縮約1自由度系には一般化座標系で言う2次モードも含まれるため、同様に非比例減衰の影響を考慮した複素モード解析から得る1次モードの動的特性とも差が生じるのである。この差異は単一の振動数成分である定常応答を考える場合には問題とならないが、ランダム応答時には式(5.19)の刺激係数を用いることで、一般化座標系から求まる解と等価なものにしようと試みている。

次に、縮約1自由度系の共振時の動的特性が、非比例減衰系の動的特性を評価できているかを振動数領域より確認する。縮約1自由度系の固有円振動数と減衰定数を用い、次式で表される伝達関数の理論曲線を描く。

$$\left| \frac{\ddot{U}_x}{\ddot{U}_G} \right| = \frac{\omega^2}{\sqrt{[\omega^2 - (\omega^*)^2]^2 + 4(h^*)^2 \omega^2 (\omega^*)^2}} \quad (5.20)$$

ここに、 \ddot{U}_x, \ddot{U}_G はそれぞれ \ddot{u}_x, \ddot{u}_g のフーリエ変換である。

また、実数モード解析から得る伝達関数(次式)を比較する。

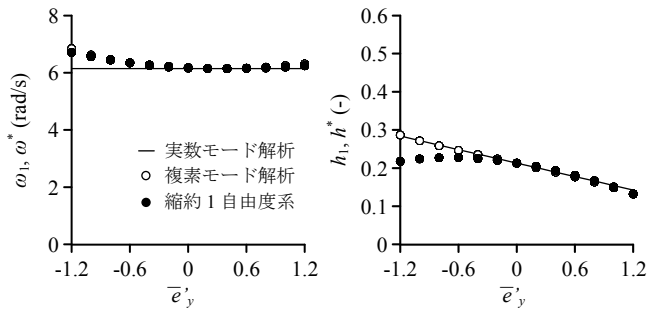
$$\left| \frac{\ddot{U}_x}{\ddot{U}_G} \right| = \sum_{i=1}^2 \frac{\beta_i \phi_i \omega^2}{\sqrt{(\omega^2 - \omega_i^2)^2 + 4h_i^2 \omega^2 \omega_i^2}} \quad (5.21)$$

ここに、 $\beta_i \phi_i$ は実数モード解析から得る*i*次モード刺激関数の並進成分である。これらを時刻歴解析から得られる伝達関数と比較する。

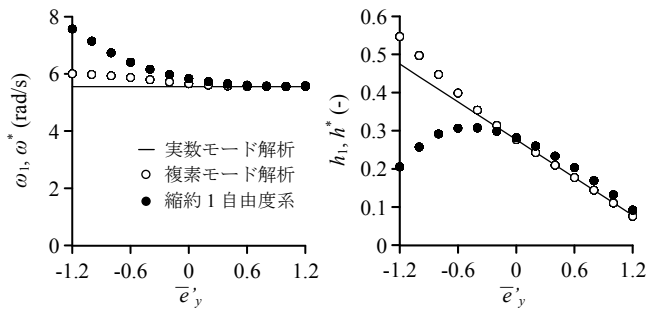
図5.3は $T_x = 1$ 秒、 $h_x = 0.2$ 、 $\bar{e}_y = 0.3$ 、 $\bar{e}'_y = -1.2$ 、 $\omega_\theta/\omega_x = 1.73$ 、 $h_\theta/h_x = 1.73$ のシステムに、BCJ-L2波を入力したときの時刻歴解析から得た u_x の伝達関数である(白丸)。縮約1自由度系の理論伝達関数は、(a) 共振時の ω^* 、 h^* を用いた1自由度系として評価した場合、(b) 外乱の ω に応じて ω^* 、 h^* を変化させた場合、の2種を示した(実線)。

(a) の1自由度系として評価した場合、共振点 ($T = T^*$) 付近では時刻歴解析より得た伝達関数に一致しているが、伝達関数のピークを与える周期は時刻歴解析結果とやや異なっている。一方、(b) のように外乱の ω に応じて ω^* 、 h^* を変化させると、時刻歴解析より得る伝達関数に一致することが分かる。また、実数モード解析より計算した伝達関数(破線)は、時刻歴解析結果と大きく異なっている。

以上のように、縮約1自由度系の共振時の動的特性を用いた伝達関数は、非比例減衰系の伝達関数を概ね再現できており、次項以降で述べるスペクトル法への展開が可能であることを示している。

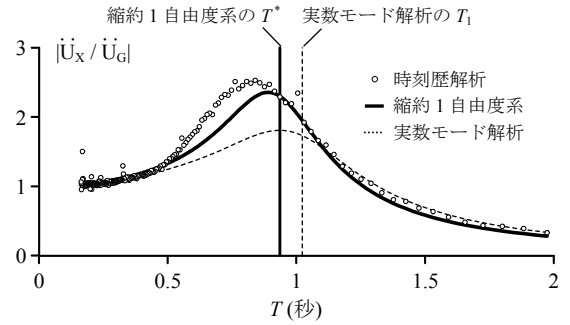


(a) $T_x = 1$ 秒、 $h_x = 0.2$ 、 $\bar{e}_y = 0.3$ 、 $\omega_\theta/\omega_x = 1.73$ 、 $h_\theta/h_x = 1.73$

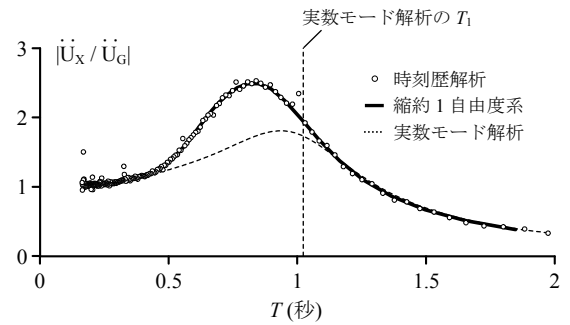


(b) $T_x = 1$ 秒、 $h_x = 0.2$ 、 $\bar{e}_y = 0.5$ 、 $\omega_\theta/\omega_x = 1.39$ 、 $h_\theta/h_x = 1.73$

図 5.2 各種解析法による動的特性の比較



(a) 共振時の ω^* 、 h^* を用いた 1 自由度系とした場合



(b) 外乱の ω に応じて ω^* 、 h^* を変化させた場合

図 5.3 縮約 1 自由度系の伝達関数と時刻歴解析より得た伝達関数 ($T_x = 1$ 秒、 $h_x = 0.2$ 、 $\bar{e}_y = 0.3$ 、 $\bar{e}'_y = -1.2$ 、 $\omega_\theta/\omega_x = 1.73$ 、 $h_\theta/h_x = 1.73$)

5.3.3 地震動との同調

地震動のようなランダム応答時には様々な振動数成分が含まれるが、5.3.1 項で述べたように縮約 1 自由度系の動的特性は振動数依存性を有しているため、系の卓越周期を定めなければならない。縮約 1 自由度系は、基本的にその固有円振動数 ω^* で振動していると考えられるが、短周期や高減衰の構造の地震応答は自由振動成分が抑制され強制振動成分が卓越するため、応答が地動加速度に同調する傾向がある。笠井・大熊は振動数依存性を有する制振構造を表す一質点系を対象とし、地震動の卓越周期を考慮することで、系の加速度応答の卓越周期を定める方法を提案した¹⁵⁾。

第 5 章では非比例減衰系を対象としているが、縮約 1 自由度系の動的特性が振動数依存性を有し、応答の卓越周期を設定しなければ動的特性が一意に定まらないという点では笠井・大熊と同様である。そして、図 5.3(a)で示したように縮約 1 自由度系の共振時の動的特性を用いて時刻歴解析結果を概ね再現できていたことから、振動数依存性のないモデルで得られた地震動との同調傾向が縮約 1 自由度系にも存在し、笠井・大熊の簡易な修正法が適用可能と考える。

まず、地震動の卓越周期は加速度応答スペクトル S_a のピークを与える周期と考え、これを T_g とする。減衰定数が h のときの T_g は、5%減衰における卓越周期 $0.05T_g$ と 25%減衰における卓越周期 $0.25T_g$ を補間し、次式で定める¹⁵⁾。

$$T_g = 0.05T_g + (0.25T_g - 0.05T_g) / (1 + e^{6-40h}) \quad (5.22)$$

固有周期 T 、減衰定数 h である一質点系の加速度応答は、 $T \leq T_g(4.5h + 0.1)$ を満たすときに、地動加速度との相関係数が 0.8 以上となることから、この系の卓越周期 \bar{T} を次式によって定める。

$$\begin{aligned} \bar{T} &= \max[T, T_g(4.5h + 0.1)] & (h \leq 0.2) \\ \bar{T} &= \max[T, T_g] & (h \geq 0.2) \end{aligned} \quad (5.23a,b)$$

文献 15 では、上式のように減衰定数による場合分けを行っていないが、 $h \geq 0.2$ では $T_g(4.5h + 0.1) \geq T_g$ となるため、本研究ではこのような制限を加えた。

5.3.4 精度検証

ここまでに述べた理論を用い、様々な構造モデル、地震波を用いた予測精度検証を行う。第4章で用いた8種ケース(表5.1)に対し、 $T_x = 0.4$ 秒、 $h_x = 0.2$ (左)と $T_x = 1$ 秒、 $h_x = 0.2$ (右)を考慮し、32地震波(実地震31波+模擬地震1波)での予測精度(予測/解析)の平均値と標準偏差を図5.4に示す。各ケースにつき、左が柔側、右が剛側の結果である。前項で述べた地震動との同調を考慮する場合としない場合、さらに比較のため、精度面で定評のある複素固有値解析に基づくスペクトル法(複素モード法)の結果も示した^{5),16)}。

$\omega_\theta/\omega_x = 1.39$ (小)、 $h_\theta/h_x = 1$ (小)のように2次モードの寄与が大きいケース(Case1-2-1, 1-2-2, 2-2-1, 2-2-2)では、縮約1自由度系による手法は複素モード法に比べて精度が低下しており、このようなケースは1自由度系に縮約することの誤差が大きいと考えられる。一方、複素モード法においても $T_x = 1$ 秒で粘性中心が質量中心に対して剛性中心と同じ側にある場合(図5.4下段右)には精度が低下するが、縮約1自由度系による手法ではそれほどの精度低下が生じない。全体的に、縮約1自由度系による手法は複素モード法と同等の精度で、比較的小さいばらつきで予測できている。また、地震動との同調を考慮することにより、特に短周期のモデル($T_x = 0.4$ 秒)で精度の改善が見られた。以上のように、ランダム応答時においても定常理論の有効性を確認することができた。

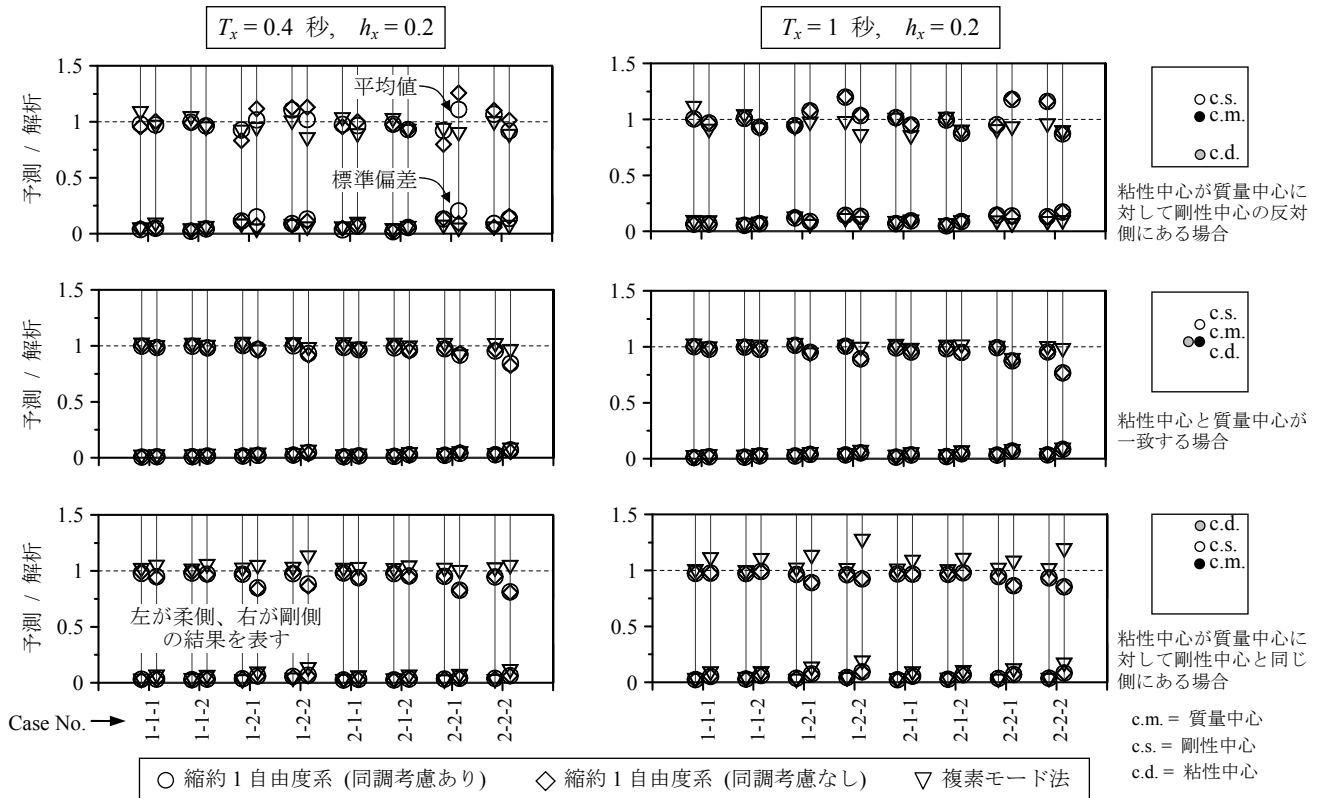


図 5.4 各手法の予測精度統計値

表 5.1 全 8 ケースにおける $\bar{e}_y, \omega_\theta/\omega_x, h_\theta/h_x$ の値

\bar{e}_y	ω_θ/ω_x	h_θ/h_x
(1)	(1)	(1)
(2)	(2)	(2)

<例> Case 1-2-2
 $\bar{e}_y = 0.30,$
 $\omega_\theta/\omega_x = 1.39,$
 $h_\theta/h_x = 1.00$ となる

5.4 非線形構造への拡張

5.4.1 等価線形システムの作成

前節で示した手法を非線形構造に拡張するため、等価線形システムを作成する。ここで、図 5.5(a)に示す擬似立体モデルを考慮し、剛床の四隅にあるバネとダッシュポットの並列体は耐力壁や制振壁を表すものとする。各壁の名称は図 5.5(a)に示す通りである。各壁の復元力履歴は図 5.5(b)に示すスリップ型とし、まずは壁の非線形復元力部分の等価剛性と等価粘性の定義を述べる⁹⁾。なお、後述するようにスリップ型履歴の形状を決定するパラメータの調節により、バイリニア型履歴も考慮できる。

壁の復元力履歴はバイリニアの骨格曲線を持つとし、その弾性剛性、2次剛性比、降伏変形、降伏耐力をそれぞれ k, p, u_y, F_y 、弾性時とスリップ時の履歴の交点での力の値を qF_y とす

る。ここで、 q はスリップ耐力比で劣化特性を表し、 $q = 1$ だと通常のバイリニア型の履歴を意味する。

壁の経験最大変形と塑性率がそれぞれ u_{\max} 、 $\mu = u_{\max}/u_y$ の時、等価剛性 k_{eq} を最大変形時の割線剛性で表すことにすれば、

$$k_{eq} = k(1 + p\mu - p)/\mu \quad (5.24)$$

また、壁に $u = u_{\max} \sin \omega t$ の正弦変形を与えた場合に、非線形バネとダッシュポット (粘性係数 $= c_v$ とする) が1サイクルで吸収するエネルギー量をそれぞれ E_p, E_v とすれば、次式で表される。

$$E_p(\mu) = k u_y^2 (\mu - 1)(1 - p)(1 + q)^2, \quad E_v(\mu, \omega) = \pi c_v \omega (\mu u_y)^2 \quad (5.25a, b)$$

ここで、 $(\mu), (\omega)$ は μ や ω への依存性を表す。非線形バネのエネルギー吸収 E_p を、等価なダッシュポットのエネルギー吸収に置換し、その粘性係数を c_p 、壁の等価粘性係数を c_{eq} とすれば、

$$c_p(\mu, \omega) = \frac{k(\mu - 1)(1 - p)(1 + q)^2}{\pi \omega \mu^2}, \quad c_{eq} = c_p + c_v \quad (5.26a, b)$$

このように、非線形状態にある各壁の等価剛性 (式(5.24)) と等価粘性 (式(5.26b)) を線形システムの式(5.3), (5.4)の $k_{xi}, k_{yi}, c_{xi}, c_{yi}$ に代入し、揺れ拘束時の動的特性 (ω_x, h_x) や揺れの支配特性値 $(\bar{e}_y, \bar{e}'_y, \omega_\theta/\omega_x, h_\theta/h_x)$ が決定されたシステムを等価線形システムと呼ぶ。

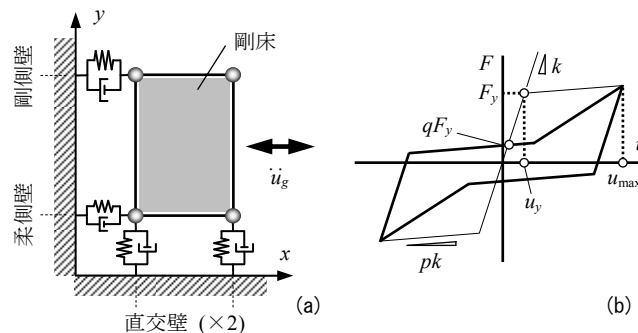


図 5.5 擬似立体モデルとバネの復元力履歴

5.4.2 非線形定常応答の評価

上述の等価線形システムに対し、これまでに展開した線形定常理論を活用することで、非線形問題を解いていく。ここでは円振動数 ω 、加速度振幅 \ddot{u}_{g0} の調和地動に対する非線形定常応答や動的特性を評価し、システムの質量中心における全体挙動 $(u_{x0}, \Delta u_{x0}, \psi)$ を求める手法を示す。まず等価線形システムを構築するためには各壁の最大変形（塑性率）が必要であるが、それには $u_{x0}, \Delta u_{x0}, \psi$ が必要となる。これらを以下の収斂計算により求める。

- 1) 与えられた ω から並進と回転の振幅比 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ と位相差 ψ (式(5.13)), 縮約1自由度系の ω^*, h^* (式(5.16)) を求める。1回目の計算では弾性時の ω_x, h_x や振れの支配特性値 (式(5.3)~(5.6)) を用いる。
- 2) 式(5.20)の $|\ddot{U}_x/\ddot{U}_G|$ を $\omega^2 u_{x0}/\ddot{u}_{g0}$ として、質量中心の並進変位 u_{x0} を求める。また、 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ から Δu_{x0} も求める。
- 3) 各壁の最大変形を次式より求める。

$$\begin{aligned}
 u_{x1,\max} &= u_{x0} \sqrt{1 + 2 \cos \psi (L_y/2r_m)(\Delta u_{x0}/u_{x0}) + (L_y/2r_m)^2 (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2} \\
 u_{x2,\max} &= u_{x0} \sqrt{1 - 2 \cos \psi (L_y/2r_m)(\Delta u_{x0}/u_{x0}) + (L_y/2r_m)^2 (\Delta u_{x0}/u_{x0})^2} \\
 u_{y1,\max} &= u_{y2,\max} = u_{x0} (L_x/2r_m)(\Delta u_{x0}/u_{x0}) \quad (5.27a-c)
 \end{aligned}$$

ここに、 u_{x1}, u_{x2} = 柔側壁と剛側壁の最大変形、 u_{y1}, u_{y2} = 直交壁の最大変形、 $L_x, L_y = x$ 方向・ y 方向の辺長である。式(5.27)中の $(L_y/2r_m)$ や $(L_x/2r_m)$ は回転半径の位置での変位を各壁の位置での変位に変換することを表す。

- 4) 式(5.27)の変形における各壁の等価剛性 (式(5.24)) と等価粘性 (式(5.26b)) を用いて、 ω_x, h_x , 振れの支配特性値を再計算する。

これらが手順1で仮定した値と大きく異なる場合、ここで得た値を用いて手順1に戻る。以上がある与えられた \ddot{u}_{g0}, ω に対する $u_{x0}, \Delta u_{x0}, \psi$ の算定法であり、他の \ddot{u}_{g0}, ω に対しても同様に得られる。これを図5.5(a)の擬似立体モデルの時刻歴解析結果と比較する。

図5.6に示すバネとダッシュポットを持つ2種モデルを考慮した。

Model 1 : 粘性ダンパーを柔側壁に付与

柔側壁は低剛性・低耐力、剛側壁は高剛性・高耐力
 壁は全てバイリニア型 ($q=1$) またはスリップ型 ($q=0.2$)

Model 2 : 弾塑性ダンパーを柔側壁に付与

柔側壁は高剛性・低耐力、剛側壁は低剛性・弾性
 柔側壁と直交壁はバイリニア型 ($q=1$)

弾性時の剛性偏心率は Model 1 で 0.45, Model 2 で 0.21 である。また、捩れ拘束時の減衰定数は、Model 1 で 20%, Model 2 で 5% とし、両モデルとも 2 次剛性比 $p=0.2$ とした。以下では両モデルの捩れ拘束時の弾性固有周期 T_x が等しく設定しており、粘性ダンパーと弾塑性ダンパーの性能比較を行うものではないことを述べておく。

図 5.7 の左側は並進変位の定常振幅 u_{x0} , 中央は回転の定常振幅 $\theta_0 (= \Delta u_{x0} / r_m)$, 右側は並進と回転の位相差 ψ の余弦を表している。図中には共振点を黒丸で示している。図 5.7 より、定常理論による評価が概ね妥当であることが分かる。高い粘性減衰を有する Model 1 はもちろん、履歴減衰が大きい Model 2 においても、共振点付近で並進と回転の位相差が生じている ($|\cos \psi| < 1$)。つまり、弾塑性ダンパーを用いた場合でも、局所的な付加減衰による非比例減衰の影響が表れているものと解釈できる。また、本理論はその影響を高い精度で予測できていることも分かり、非線形領域においても等価線形システムへの線形定常理論の適用が有効であることを示している。

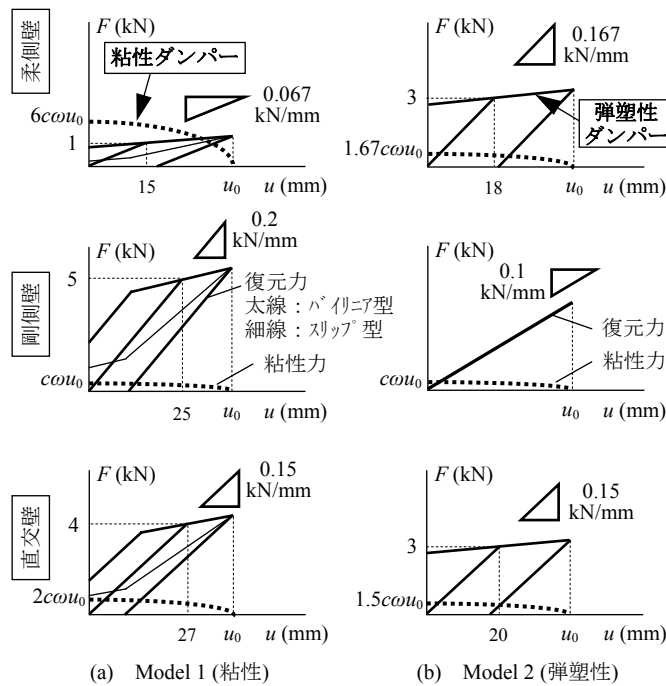


図 5.6 考慮するモデルのバネとダッシュポットの特長

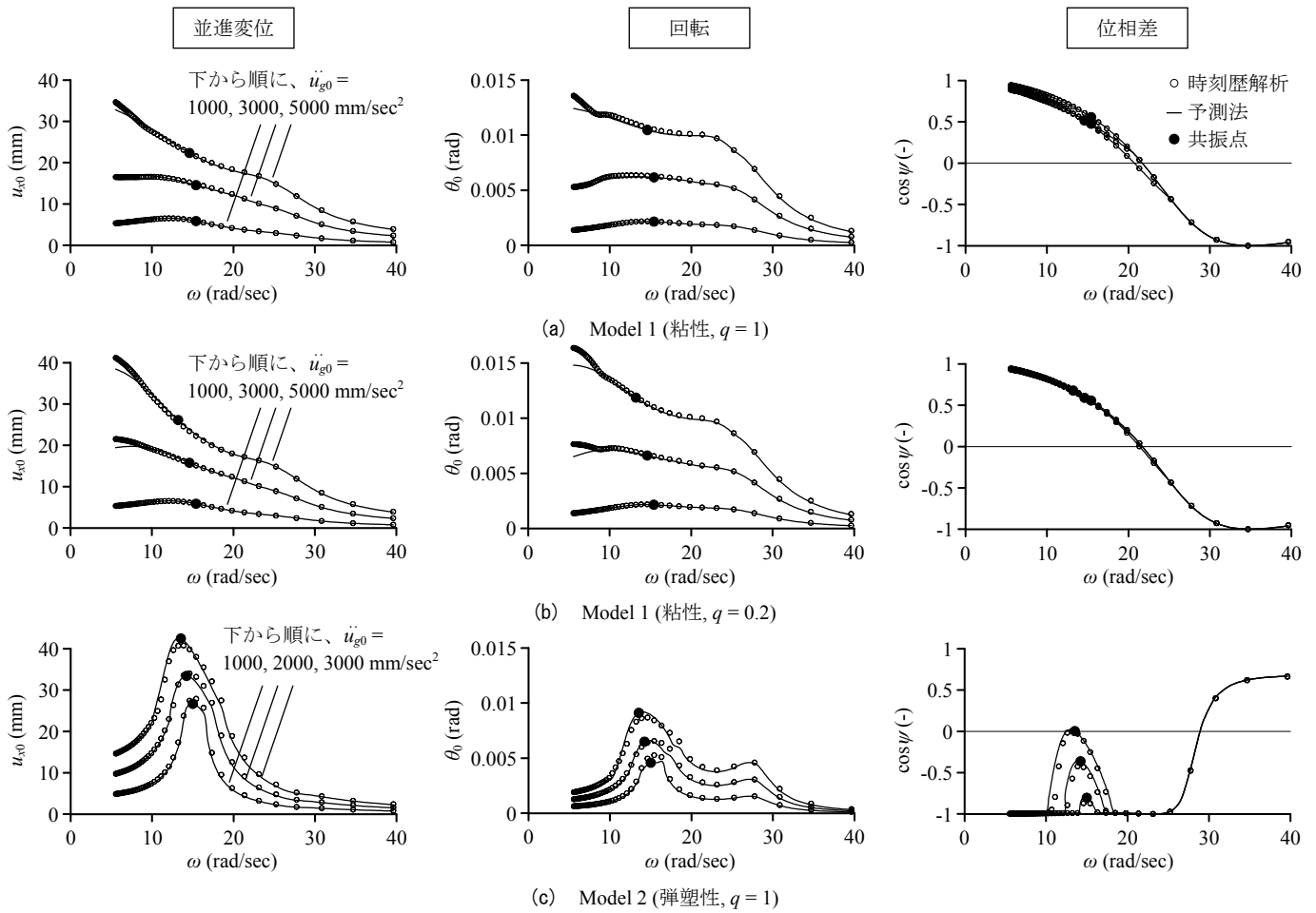


図 5.7 擬似立体モデルの非線形時刻歴解析と縮約 1 自由度系による定常応答予測の比較
(振れ拘束時の弾性固有円振動数 $\omega_x = 2\pi/0.4 = 15.7$ rad/sec)

5.4.3 非線形ランダム応答の評価（共振外乱漸増载荷解析）

前項で精度を確認した定常理論をランダム応答にも展開するため、共振外乱を考慮しながら、縮約 1 自由度系の変位 u_x を漸増させていく解析（共振外乱漸増载荷解析と呼ぶ）を行い、縮約 1 自由度系の非線形挙動を評価する手法を提案する。共振外乱漸増载荷解析は、前項の手順 1~4 が基になっており、異なる点を以下に説明する。

まず、 u_{x0} を固定する（手順 2 は不要となる）。前項では \ddot{u}_{g0} と ω が与えられたが、ランダム応答では \ddot{u}_{g0} が不要であり、 ω は系の卓越円振動数を考慮するため、始めは仮決めした値を用いる。また、手順 1 で刺激係数 β^* (式(5.19)) も求めておく。手順 4 では地震動の卓越周期を考慮した系の卓越周期 \bar{T} (式(5.23)) を評価し、これを用いて $\omega = 2\pi/\bar{T}$ とする。手順 4 から手順 1 へ戻るときは、この ω を用いる。全手順が終了したら、始めに固定した u_{x0} を漸

増し、各 u_x 値における縮約1自由度系の動的特性 ($\omega^*, h^*, \beta^*, \Delta u_{x0}/u_{x0}, \psi$) を評価する。これを後のスペクトル法で用いて、地震最大応答を予測する (次項)。

Model 1 と Model 2 に共振外乱漸増載荷解析を実行した結果を図 5.8 に示す。横軸は並進変位 u_x で、縦軸は上から順に、剛性偏心比 \bar{e}_y と粘性偏心比 \bar{e}'_y 、固有周期 T^* 、減衰定数 h^* 、刺激係数 β^* を示している。図 5.8 から変位を漸増させたときに各壁の降伏によって生じる、剛性・粘性中心の動き、固有周期の伸び、減衰定数の増加といった傾向を掴むことができる。Model 2 では柔側壁 (弾塑性ダンパー) の降伏によって、剛性偏心比 \bar{e}_y が負から正に変化することが特徴で、強い非線形挙動が見られる。また、どちらのモデルも刺激係数 β^* の変化は小さく、ほぼ1で推移している。両モデルとも $u_x = 100\text{mm}$ まで直交壁の降伏は生じなかった。

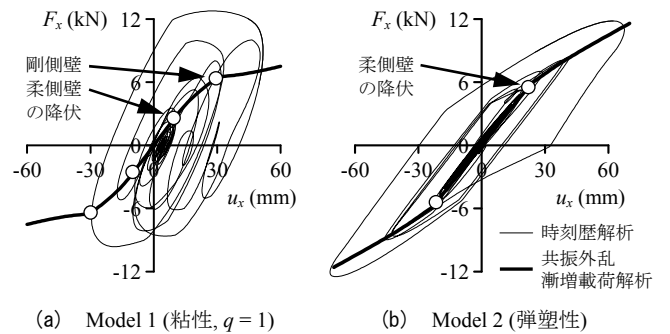
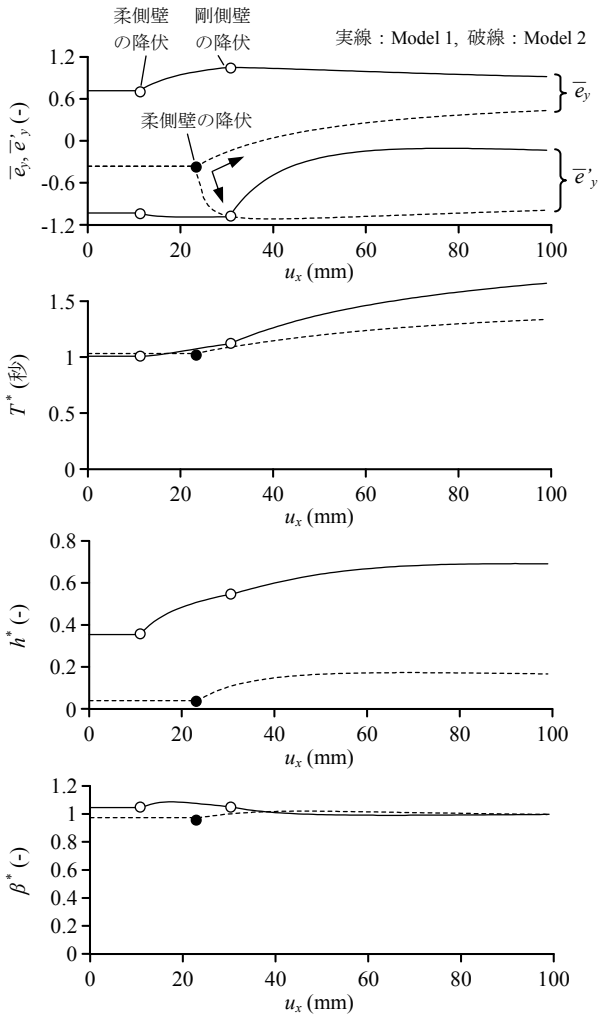


図 5.9 時刻歴解析と共振外乱漸増載荷解析の層せん断力 F_x - 層間変形 u_x 関係の比較 (弾性 $T_x = 0.4$ 秒、JMA 神戸波 NS 成分)

図 5.8 共振外乱漸増載荷解析の結果 (弾性 $T_x = 1$ 秒、Model 1 は $q = 1$)

5.4.4 地震応答低減の理論

ランダム応答では振幅が刻々と変化するため、笠井らは様々な非線形一質点系に対し、周期の変化の影響を速度応答スペクトルの平均化で表し、減衰定数の変化の影響を Newmark-Rosenblueth の平均減衰で表した⁷⁾⁻⁹⁾。ここでは、並進と捩れを縮約して表した 1 自由度系に対して適用してみる。

共振外乱漸増載荷解析で得た縮約 1 自由度系の変位 u_x での固有周期を $T^*(u'_x)$ 、減衰定数を $h^*(u'_x)$ 、刺激係数を $\beta^*(u'_x)$ とする。また、縮約 1 自由度系の最大変位を u_{x0} とし、 $u_x = u_{x0}$ のときの等価速度応答スペクトル値 $\bar{S}_{pv}(T^*(u_{x0}), h^*(u_{x0}))$ を次式から得る。

$$\bar{S}_{pv}(T^*(u_{x0}), h^*(u_{x0})) = \frac{1}{T^*(u_{x0}) - T^*(0)} \int_{T^*(0)}^{T^*(u_{x0})} S_{pv}(T, h_0) dT \quad (5.28)$$

式(5.28)は減衰定数 h_0 の速度応答スペクトルを $T = T^*(0) \sim T^*(u_{x0})$ まで平均化することを表している。ここで、 $h_0 =$ 平均化するスペクトルの減衰定数であり、弾性時の減衰定数 $h^*(0)$ とする。また、縮約 1 自由度系の等価減衰定数 h_{eq} と等価刺激係数 β_{eq} は次式より得る。

$$h_{eq} = \frac{1}{u_{x0}} \int_0^{u_{x0}} h^*(u'_x) du'_x, \quad \beta_{eq} = \frac{1}{u_{x0}} \int_0^{u_{x0}} \beta^*(u'_x) du'_x \quad (5.29a,b)$$

以上より、縮約 1 自由度系の最大変位 $u_{x,max}$ を次式から得る。

$$u_{x,max} = \beta_{eq} D_h \frac{T^*(u_{x0})}{2\pi} \bar{S}_{pv}(T^*(u_{x0}), h_0), \quad D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_0}{1 + \alpha h_{eq}}} \quad (5.30a,b)$$

式(5.30b)は減衰効果係数を示し、 α は実地震波で 25, BCJ-L2 波で 75 を考慮する⁷⁾。式(5.29a)は Newmark-Rosenblueth の平均減衰の概念¹⁷⁾を用いたもので、バイリニア型やスリップ型など様々な復元力履歴の構造に展開されている⁷⁾⁻⁹⁾。

また、式(5.29b)のように刺激係数を平均化するという概念は限界耐力計算などの既往手法にはないが、後述する精度検証結果 (5.4.5 項) から、これを実行することで予測精度が向上することが分かった。別法として各周期でのスペクトル値と刺激係数の積を平均化するという方法も考えられるが、簡便性を考慮し刺激係数のみでの平均化を採用した。したがって、刻々と変化する等価周期の影響や地震動の特性はスペクトルの平滑化で、その他の減衰定数や刺激係数は様々な振幅で平均化することで評価している。なお、システムの変位モードを決定する $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ と ψ は $u_x = u_{x0}$ 時のものを用い、各壁の最大変形は式(5.30a)で求めた $u_{x,max}$ を式(5.27)の u_{x0} に代入して計算する。

ここで、応答予測法の手順をまとめる。

- 1) 共振外乱漸増載荷解析 (5.4.3 項) を行い、各 u_x 値での縮約 1 自由度系の動的特性 (ω^* , h^* , β^* , $\Delta u_{x0}/u_{x0}$, ψ) を得る。
- 2) 式(5.28)から等価速度応答スペクトルを、式(5.29)から等価減衰定数、等価刺激係数を計算する。
- 3) 式(5.30a)から縮約 1 自由度系の最大変位 $u_{x,max}$ を計算する。
- 4) 各壁の最大変形は、手順 3 で得た $u_{x,max}$ と $u_x = u_{x0}$ 時の $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ と ψ を用いて、式(5.27) から得る。

なお、手順 2, 4 で縮約 1 自由度系の最大変位 u_{x0} が必要となるが、次項では時刻歴解析から得る u_{x0} を用いて、手順 4 から得る解の精度を検証する。

5.4.5 地震応答解析による精度検証

図 5.5(a)に示す擬似立体モデルの非線形時刻歴解析との比較により、前項の予測法の精度検証を行う。まず、各モデルに JMA 神戸 NS 波を入力したときの層せん断力-層間変形関係の時刻歴解析による結果と共振外乱漸増載荷解析による結果を図 5.9 に示す。Model 1 では強い非比例減衰のため弾性時に並進と回転の位相差 ψ が 57° も生じており、Model 2 では前述のように強い非線形性を有するが、いずれの場合も骨格曲線を精度良く求められていることが分かる。

続いて、応答スペクトルによる地震応答予測の精度検証方法を以下に述べる。まず、入力地震動の倍率をゼロから徐々に大きくしながら時刻歴解析を行い、擬似立体モデルのいずれかの壁の降伏が生じる倍率を記録する。この倍率に対して、1, 1.5, 2, 4 倍の地震動を入力して再度時刻歴解析を行い、そこで得る u_x の最大値 u_{x0} を記録する。そして、 $u_x = u_{x0}$ に達するまで共振外乱漸増載荷解析を行い、応答スペクトルより質量中心や各壁の最大変位を求める。ここで評価される変位と、先の時刻歴解析より得た変位を比較し、本理論の精度を検証する。ただし、予測法では 1 倍の地震入力に対して全ての壁を弾性に保つため、0.1 倍入力の結果を 10 倍して示す。

図 5.10 は八戸 EW 波を入力したときの時刻歴解析と予測法による最大変位の比較である。予測法は非線形化の進行によって変化する変位モードを精度良く追跡できていることが分かる。図 5.10(a)と(b)の比較より、Model 1 の q 値の違いによる影響が分かる。Model 1 は粘性ダンパーによる高い付加減衰があるため、 $q = 0.2$ でエネルギー吸収が少ない主架構であっても、バイリニア架構 ($q = 1$) に比べてそれほど最大変位が大きくならなかった⁹⁾。

最後に、32地震波（実地震31波＋模擬地震1波）での予測精度の統計値を表5.2に示す。振れ拘束時の弾性固有周期 $T_x = 0.4, 1$ 秒の2種を考慮した。全体的に、本予測法は質量中心や各壁の最大変位を概ね再現できていることが分かる。いずれのケースでも、入力倍率が大きくなるにつれて解析よりもやや大きめに予測する傾向がある。標準偏差は弾性域で0.1程度、入力が大きくても概ね0.2以下で、ばらつきが小さいと言える。

以上より、バイリニア型やスリップ型の主架構に対して、粘性ダンパーを用いた場合（強い非比例減衰系）や弾塑性ダンパーを用いた場合（強い非線形性）のいずれにおいても、本予測法は高い精度を有していることが分かった。なお、第5章では時刻歴解析より得た最大変位を式(5.28), (5.29)に代入して等価速度応答スペクトル、等価減衰、等価刺激係数を得た後、式(5.30a)からスペクトル法により最大変位を予測することで、本論で提案した理論の精度を検証した⁷⁾⁹⁾。これとは別に、時刻歴解析を行わなくても、収斂計算によりスペクトル法のみで最大変位を予測するというのも可能であり、また設計で考慮されるスペクトル一定を用いれば、収斂計算なしで簡易に応答予測が可能となる（次節）。

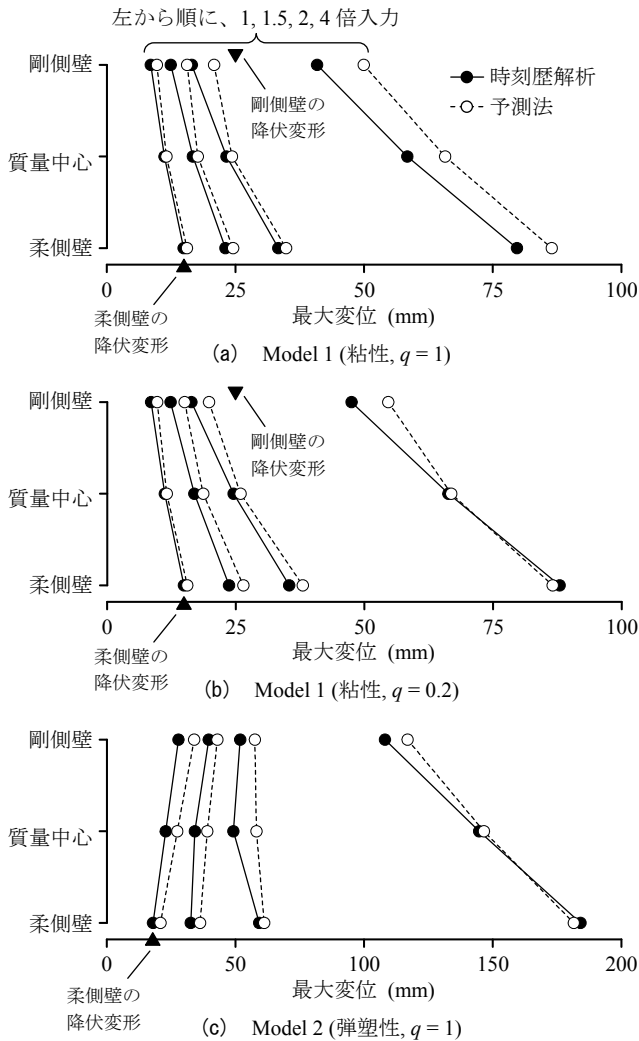


図 5.10 時刻歴解析と予測法による最大変位の比較
(弾性 $T_x = 0.4$ 秒、八戸 EW 波)

表 5.2 予測精度の 32 地震波統計値

(a) Model 1 (粘性, $q = 1$)

	倍率	質量中心	柔側壁	剛側壁	直交壁
$T_x = 0.4$ 秒	1	1.05 (0.09)	1.07 (0.09)	1.01 (0.13)	1.07 (0.13)
	1.5	1.08 (0.10)	1.10 (0.10)	1.09 (0.15)	1.15 (0.13)
	2	1.08 (0.12)	1.09 (0.12)	1.10 (0.17)	1.15 (0.14)
	4	1.15 (0.16)	1.14 (0.15)	1.16 (0.22)	1.07 (0.15)
$T_x = 1$ 秒	1	1.03 (0.08)	1.11 (0.11)	0.91 (0.16)	1.00 (0.15)
	1.5	1.09 (0.09)	1.19 (0.14)	0.99 (0.17)	1.12 (0.14)
	2	1.11 (0.10)	1.22 (0.16)	1.00 (0.20)	1.17 (0.14)
	4	1.21 (0.14)	1.34 (0.22)	1.01 (0.21)	1.22 (0.17)

(b) Model 1 (粘性, $q = 0.2$)

	倍率	質量中心	柔側壁	剛側壁	直交壁
$T_x = 0.4$ 秒	1	1.05 (0.09)	1.07 (0.09)	1.01 (0.13)	1.07 (0.13)
	1.5	1.10 (0.11)	1.13 (0.11)	1.06 (0.15)	1.14 (0.13)
	2	1.09 (0.12)	1.12 (0.13)	1.05 (0.17)	1.13 (0.15)
	4	1.05 (0.14)	1.05 (0.14)	1.09 (0.19)	1.11 (0.14)
$T_x = 1$ 秒	1	1.03 (0.08)	1.11 (0.11)	0.91 (0.16)	1.00 (0.15)
	1.5	1.11 (0.08)	1.23 (0.14)	0.94 (0.17)	1.10 (0.14)
	2	1.14 (0.09)	1.26 (0.16)	0.94 (0.19)	1.15 (0.13)
	4	1.11 (0.11)	1.25 (0.20)	0.94 (0.18)	1.23 (0.15)

(c) Model 2 (弾塑性, $q = 1$)

	倍率	質量中心	柔側壁	剛側壁	直交壁
$T_x = 0.4$ 秒	1	1.05 (0.07)	1.04 (0.07)	1.05 (0.07)	1.01 (0.12)
	1.5	1.15 (0.12)	1.21 (0.14)	1.09 (0.12)	0.87 (0.13)
	2	1.18 (0.16)	1.19 (0.18)	1.12 (0.17)	0.95 (0.22)
	4	1.12 (0.19)	1.08 (0.18)	1.11 (0.18)	0.86 (0.13)
$T_x = 1$ 秒	1	1.04 (0.05)	1.03 (0.05)	1.04 (0.05)	0.95 (0.10)
	1.5	1.16 (0.11)	1.23 (0.09)	1.09 (0.12)	0.90 (0.15)
	2	1.19 (0.15)	1.24 (0.16)	1.11 (0.16)	0.96 (0.19)
	4	1.25 (0.19)	1.21 (0.17)	1.19 (0.18)	0.90 (0.15)

予測 / 解析の平均値と標準偏差 (括弧書き)

5.5 本理論に基づく簡易応答予測法

前節までで、第 5 章で示した理論が広範なパラメータ値をもつ様々なモデルに適用できることを示した。しかし等価線形化手法は最大変形、つまり正解に基づきシステムの固有周期や減衰定数などの動的特性が定められるため、収斂計算を要する (理論の精度検証では時刻歴解析結果を代入した)。ここではスペクトル一定を考慮することで、収斂計算が不要な簡易応答予測法を示す。この手法は設計で考慮されるスペクトル一定という典型的な外乱に対して、応答計算を簡便化するだけでなく、システムの応答傾向を視覚的に掴むことを可能とする。

システムが弾性のときは縮約1自由度系において固有周期 $T^*(0)$ 、減衰定数 $h^*(0)$ をもち、その最大変位を $u_{x,el}$ 、最大変位時の力を $F'_{x,el}$ とすれば、式(5.30a)より以下のように求められる。

$$u_{x,el} = \beta^*(0)T^*(0)\bar{S}_{pv}(T^*(0), h^*(0)) , \quad F'_{x,el} = u_{x,el} \left(\frac{2\pi}{T^*(0)} \right)^2 \quad (5.31a,b)$$

また、縮約1自由度系に塑性化が生じ、そのときの最大変位を $u_{x,max}$ 、最大変位時の力を $F'_{x,max}$ とすれば、塑性化による変位と力の応答倍率は、それぞれ以下ようになる。

$$\frac{u_{x,max}}{u_{x,el}} = D_h \frac{\beta_{eq} T^*(u_{x0}) \bar{S}_{pv}(T^*(u_{x0}), h_0)}{\beta^*(0) T^*(0) \bar{S}_{pv}(T^*(0), h_0)} , \quad \frac{F'_{x,max}}{F'_{x,el}} = \frac{u_{x,max}}{u_{x,el}} \left(\frac{T^*(0)}{T^*(u_{x0})} \right)^2 \quad (5.32a,b)$$

前述の通り、式(5.32a)における D_h の初期減衰 h_0 には、弾性時の減衰定数 $h^*(0)$ を用いる。

さらに、式(5.32a)において擬似加速度 S_{pa} 、擬似速度 S_{pv} 、変位 S_d のスペクトルが一定の場合を考慮すれば、それぞれ次式のように表される^{7),8)}。

$$\begin{aligned} \frac{u_{x,max}}{u_{x,el}} &= D_h \frac{\beta_{eq} T^*(u_{x0})}{\beta^*(0) T^*(0)} \frac{T^*(u_{x0})/T^*(0)+1}{2} & (S_{pa} \text{一定}) \\ \frac{u_{x,max}}{u_{x,el}} &= D_h \frac{\beta_{eq} T^*(u_{x0})}{\beta^*(0) T^*(0)} & (S_{pv} \text{一定}) \\ \frac{u_{x,max}}{u_{x,el}} &= D_h \frac{\beta_{eq} T^*(u_{x0})}{\beta^*(0) T^*(0)} \frac{\ln(T^*(u_{x0})/T^*(0))}{T^*(u_{x0})/T^*(0)+1} & (S_d \text{一定}) \end{aligned} \quad (5.33a-c)$$

それぞれに対応する $F'_{x,max}/F'_{x,el}$ は式(5.32b)より算出する。これらを用いて、簡易に応答を予測する手法を示す。

図5.9で示したように、共振外乱漸増載荷解析によって縮約1自由度系の変形とそのときの力の関係（これを縮約1自由度系の $F'_x - u_x$ 関係と呼ぶ）が得られる。この図において横軸を $u_{x,el}$ 、縦軸を $F'_{x,el}$ で基準化（ $F'_x/F'_{x,el} - u_x/u_{x,el}$ 関係）すれば、これは式(5.33a)、(5.32b)に示した $u_{x,max}/u_{x,el}$ と $F'_{x,max}/F'_{x,el}$ に対応する。したがって、縮約1自由度系の $F'_x - u_x$ 関係の各点における $T^*(u_x)$ 、 $h^*(u_x)$ 、 $\beta^*(u_x)$ を式(5.33a)、(5.32b)に代入して $u_{x,max}/u_{x,el}$ と $F'_{x,max}/F'_{x,el}$ を求め、これらを繋いだ曲線（予測曲線）が縮約1自由度系の $F'_x/F'_{x,el} - u_x/u_{x,el}$ 関係と交差する点が応答値を表す。

図5.11に簡易予測法の適用例を示す。Model 1 ($q = 0.2$) と Model 2 について、弾性時の $T_x = 0.4$ 秒として S_{pa} 一定を考慮し、レベル2地震動の0.5, 0.75, 1, 1.5倍の入力に対する応答値を予測した。ここで、レベル2地震動とは2%減衰で $S_{pa} = 1375\text{cm/s}^2$ のスペクトルをもつ

地震動と定義する¹⁸⁾。4種の入力に対して弾性応答値 $u_{x,el}$, $F'_{x,el}$ がそれぞれ異なるため、縮約1自由度系の $F'_x/F'_{x,el} - u_x/u_{x,el}$ 関係が4本描かれており、それらが予測曲線と交差する点が、それぞれの応答値となる。Model 1, Model 2ともに0.5倍入力では弾性範囲内であるが、入力が大きくなるにつれ、両者の応答倍率の変化は異なる傾向を示す。つまり、Model 1では入力が大きくなるにつれ変位の応答倍率は増加し、力の応答倍率の低下は鈍い。これはシステムの減衰に対してダンパーの粘性減衰の寄与が大きいいため、塑性化による高減衰化の効果が薄く、長周期化による変位の伸びが相対的に顕著になったと考えられる。一方、Model 2では入力が大きくなるにつれ変位の応答倍率はほとんど変化がなく、力の応答倍率の低下が著しい。これは弾塑性システムに見られる典型的な傾向であり、塑性化による高減衰化が長周期化による変位の伸びを抑制しているのである⁷⁾。ただし、入力をさらに大きくすると急激に変位が大きくなるため注意を要する。

以上のように、スペクトル一定領域における簡易応答予測法を示した。これを用いて、粘性ダンパーを用いたシステムと弾塑性ダンパーを用いたシステムの塑性化による応答傾向の比較を行った。本研究では粘性・粘弾性ダンパー付与による揺れ応答制御を題材としてきたが、弾塑性ダンパーを用いた場合の特性も知ることができるようになった。

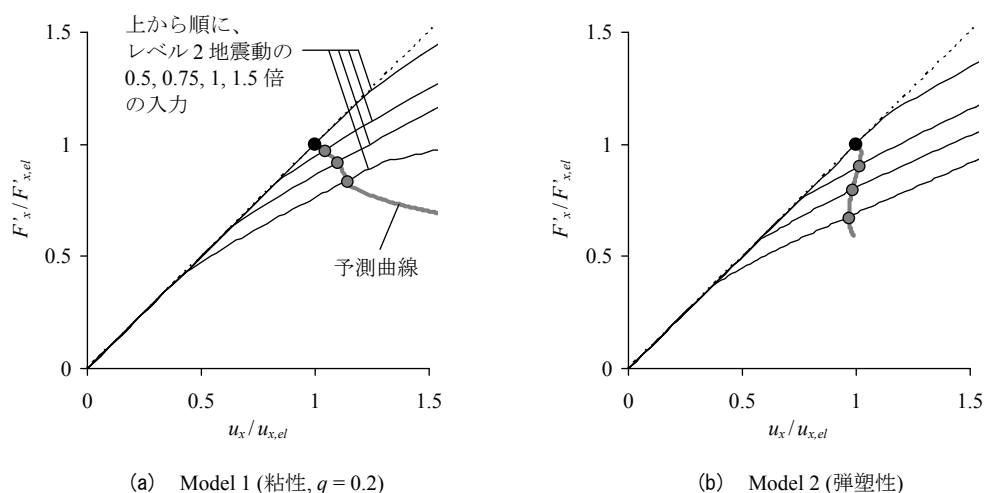


図 5.11 簡易応答予測法の適用例 (S_{pa} 一定)

5.6 おわりに

第5章では、非線形かつ非比例減衰となる構造物の地震最大応答を応答スペクトルにより予測する手法を提案した。以下にまとめる。

- 1) 調和地動に対する定常応答解を用いて、2自由度系を1自由度系に縮約する手法を示した。縮約にあたり、変位ベクトルを定常応答解から得る複素数の Ritz Vector を用いて表す点が特徴である。
- 2) 縮約1自由度系の動的特性は非比例減衰の影響を考慮したものであるが、モード分解を行わずに物理座標系のみで1自由度系に縮約しているため、複素モード解析から得る1次モードの動的特性とも差が生じる。この差異は定常応答を考える場合には問題とならないが、ランダム応答時には式(5.19)の刺激係数を用いることで、一般化座標系から求まる解と等価なものにしている。また、無減衰の場合には実数モード解析による1次モードの動的特性に一致する。
- 3) 縮約1自由度系の動的特性は振動数依存性を有しているため、応答の卓越周期を設定する必要がある。その際、特に短周期構造では地震動との同調を考慮することで精度の改善が見られた。
- 4) 提案した線形定常理論と既往の等価線形化手法に基づき、非線形構造の定常応答を求める手法を示した。
- 5) 弾塑性ダンパーを用いた場合にも、局所的な付加減衰によって並進と回転の位相差が生じ、非比例減衰系に特有の現象が見られた。
- 6) ランダムな非線形挙動を評価する手法として、共振外乱漸増載荷解析を提案した。これは、各振幅での共振外乱を考慮しながら変位を漸増させるものであり、非線形化による変位モードの変化、非比例減衰の影響を考慮している。
- 7) 応答スペクトルによる地震最大応答の予測法を示した。予測法は様々な履歴性状の主架構、ダンパーを付与したシステムの、非線形化の進行によって変化する変位モードを精度良く追跡できており、精度のばらつきも小さかった。
- 8) スペクトル一定を考慮して、収斂計算が不要な簡易応答予測法を提案した。これにより、システムの塑性化による応答傾向を視覚的に掴むことができるようになった。

なお、本研究では1層の一軸偏心建物を対象としたが、多層建物に関しては、前述の通り各層の質量・剛性・粘性の配置が等しければ本論の理論を適用可能である。しかし、この条件を満たさない場合や二軸偏心などでは、考慮すべき自由度やパラメータの数が増加するため、その定常応答解を陽な形で表すことが困難になる。したがって、本研究で扱った2自由度系の理論を近似的にどの程度の多自由度系まで適用可能かを考えた方が容易であり、これについては今後の課題としたい。

また、本研究では2自由度系を近似モード (Ritz Vector) を用いて1自由度系に縮約し、笠井らの一質点系での等価線形化手法に修正を加えて適用した点が重要である。並進のみの2層モデルなど、本研究とは異なる2自由度系にも適用可能と考えられる。

参考文献

- 1) 山田哲, 和田智子, 薩川恵一, 前澤将男, 北村春幸, 和田章 : 履歴ダンパーが耐力・剛性偏心して取り付けられた1層鋼構造骨組の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第590号, pp.111-119, 2005.4
- 2) 藤井賢志 : 粘弾性制震部材を用いた鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の地震応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第634号, pp.2195-2204, 2008.12
- 3) 野口弘行, 大浦和香子, 吉田傑, 梶川久光, 小林正人 : 偏心を有する木質建物の粘弾性ダンパーによる地震応答制御, 日本建築学会構造系論文集, 第600号, pp.123-130, 2006.2
- 4) W. Lin and A. K. Chopra : Understanding and Predicting Effects of Supplemental Viscous Damping on Seismic Response of Asymmetric One-Story Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.30, No.2, pp.1475-1494, 2001
- 5) 山崎義弘 : 剛性偏心した木造戸建住宅の制振部材による捩れ応答制御と地震応答評価法, 東京工業大学修士論文, 2009.3
- 6) 星龍典, 倉本洋 : 多層偏心建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第616号, pp.89-96, 2007.6
- 7) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚 : 等価線形化手法による一質点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
- 8) 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
- 9) 笠井和彦, 西原耕作, 蒲武川, 大木洋司, 坂田弘安, 松田和浩 : スリップ型特性をもつ構造に粘性系ダンパーを用いる場合の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第646号, pp.2227-2236, 2009.12
- 10) 志賀敏男 : 構造物の振動, 共立出版, pp.140-184, 1976.6
- 11) Chopra, Anil K. : *Dynamics of Structure (3rd Edition)*, Prentice-Hall Inc., 2006
- 12) Harn C. Chen and Robert L. Taylor : Solution of viscously damped linear systems using a set of load-dependent vectors, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, No.5, pp.653-665, 1990.7
- 13) Adnan Ibrahimbegovic, Harn C. Chen, Edward L. Wilson and Robert L. Taylor : Ritz method for dynamic analysis of large discrete linear systems with non-proportional damping, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, No.6, 1990.8
- 14) 柴田明德 : 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981
- 15) 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, 日本建築学会構造系論文集, 第580号, pp.51-59, 2004.6
- 16) R.Sinha and T. Igusa : CQC and SRSS Methods for Non-Classically Damped Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, No.2, pp.615-619, 1995

- 17) Newmark, N.M. and Rosenblueth, E. : Fundamentals of Earthquake Engineering., Prentice-Hall Inc., 1971
- 18) 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, 第 595 号, pp.45-55, 2005.9

付録 5. A Ritz Vector を用いた固有ベクトルの近似解法

Rayleigh-Ritz Method とは多自由度系の自由度を縮約する手法の一つであり、系の固有ベクトルを Ritz Vector という近似解で推定する^{12),13)}。従来は運動方程式から減衰項を省き、実数モード固有ベクトルや固有周期を推定する手法であったが、文献 12, 13 などでは非比例減衰系の複素数モードの推定へと展開している。Rayleigh-Ritz Method の中でも Force-Dependent Ritz Vector と呼ばれるものは、始めに静的外力分布を仮定し、その外力から得る静的変位モードを 1 次モードベクトルとする古典的な手法であり、順次高次モードベクトルを抽出することもできる。

第 5 章では外力を調和地動とし、それに対する変位モードを代数的に解くために用いている。一般的な Ritz Vector とはやや異なるが、ある仮定した外力に対する変位モードを求めるという概念を用いているため、Ritz Vector と称した。

付録 5. B 定常応答解の傾向

式(5.13)で得る定常応答解 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ および ψ の傾向を述べておく。図 5.B1 は $\bar{e}_y = 0.5$, $\omega_\theta/\omega_x = 1.73$, $h_\theta/h_x = 1.73$ のシステムに $h_x = 0.05, 0.1, 0.2$ の 3 種と様々な \bar{e}_y を与え、共振時の ω^* (式(5.16a)) を用いて求めた $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ と ψ である。

図 5.B1(a)より、 $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ は \bar{e}_y に関してほぼ偶関数となることが分かり、 $\bar{e}_y = 0$ 付近で最小値となる (調和地動の円振動数 $\omega =$ 一定のもとでは厳密に偶関数となるが、その証明は割愛する)。つまり粘性中心を柔側に寄せ ($\bar{e}_y < 0$)、粘性によって振れを抑制しようとしても、寧ろ $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ は増加することが分かる。一方、図 5.B1(b)より ψ は \bar{e}_y を柔側に寄せるほど増加し、 $\bar{e}_y = -1.2$ のとき ψ は $\pi/2$ に近くなる。したがって、粘性中心を柔側に寄せることは、並進に対する振れの振幅比を低下させる効果はないが、並進と振れに位相差を生じさせ、それらの最大値の同時性を崩すという、重要な効果がある。式(5.17)から分かるように、 $\psi = \pi/2$ では柔側と剛側の最大変位が等しくなり、実質、振れによって特定の構面に損傷集中することが無くなるためである。

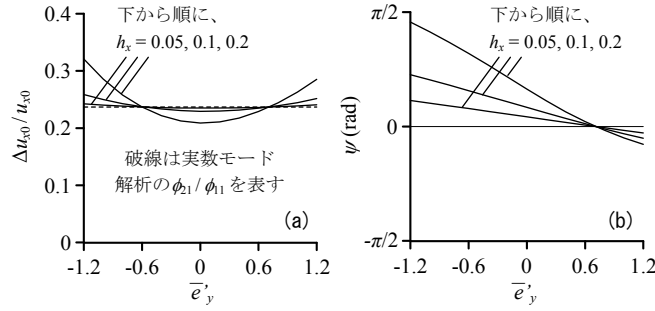


図 5. B1 粘性偏心比 e'_y と定常応答解の関係
($e_y = 0.5$, $\omega_\theta/\omega_x = 1.73$, $h_\theta/h_x = 1.73$)

付録 5. C 縮約 1 自由度系の動的特性と実数モード解析の動的特性の関係

無減衰時の縮約 1 自由度系の固有円振動数 ω^* は、式(5.13), (5.16a)に $h_x = 0$ を代入し、次式を得る。

$$(\omega^*)^2 = \omega_x^2 - \omega_x^2 \bar{e}_y \frac{\bar{e}_y}{(\omega_\theta/\omega_x)^2 - (\omega/\omega_x)^2} \quad (5.A1)$$

上式で $\omega = \omega^*$ とすれば、

$$(\omega^*)^4 - [1 + (\omega_\theta/\omega_x)^2] \omega_x^2 (\omega^*)^2 + \omega_x^4 [(\omega_\theta/\omega_x)^2 - \bar{e}_y^2] = 0 \quad (5.A2)$$

となる。式(5.A2)は式(5.1)の実数モード解析で用いる固有方程式そのものであるため、その解は $\omega^* = \omega_1$ または ω_2 となる。

また、このときの $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ および ϕ は、

$$\frac{\Delta u_{x0}}{u_{x0}} = \frac{\bar{e}_y}{(\omega_\theta/\omega_x)^2 - (\omega_1/\omega_x)^2}, \quad \phi = 0 \quad (5.A3a,b)$$

となる。式(5.A3a)右辺から、実数モード解析より得る 1 次モードの回転成分と並進成分の比 ϕ_2/ϕ_1 を引けば、

$$\begin{aligned} & \frac{\bar{e}_y}{(\omega_\theta/\omega_x)^2 - (\omega_1/\omega_x)^2} - \frac{1 - (\omega_1/\omega_x)^2}{\bar{e}_y} \\ &= \frac{(\omega_1/\omega_x)^4 - [1 + (\omega_\theta/\omega_x)^2] (\omega_1/\omega_x)^2 + [(\omega_\theta/\omega_x)^2 - \bar{e}_y^2]}{\bar{e}_y [(\omega_\theta/\omega_x)^2 - (\omega_1/\omega_x)^2]} \end{aligned} \quad (5.A4)$$

式(5.A4)右辺の分子もまた固有方程式であるため、ゼロとなる。よって、無減衰時の $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ は ϕ_{21}/ϕ_{11} に等しく、Ritz Vector ϕ は実数モード解析の1次固有ベクトルに相似となる。図5.B1(a)では様々な h_x での $\Delta u_{x0}/u_{x0}$ と ϕ_{21}/ϕ_{11} を図示しているが、減衰が小さいほど両者が近接していることが分かる。

第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

- 6.1 はじめに
- 6.2 1×1 スパンの場合の前提条件
 - 6.2.1 考慮する構造モデル
 - 6.2.2 既往の評価法との比較
- 6.3 運動方程式
 - 6.3.1 剛床の場合
 - 6.3.2 非剛床の場合
- 6.4 システムの動的特性
 - 6.4.1 振れの支配特性値の想定範囲
 - 6.4.2 システムの動的特性
 - 6.4.3 水平構面の剛性を考慮した等価偏心率
- 6.5 システムの地震応答の分析
 - 6.5.1 スペクトル一定領域における1次モード応答
 - 6.5.2 最大応答変位分布の傾向
- 6.6 2×2 スパンの場合の前提条件
- 6.7 構造モデルの自由度縮約と運動方程式
 - 6.7.1 考慮する構造モデル
 - 6.7.2 領域内の釣り合い
 - 6.7.3 モデル全体の釣り合い
 - 6.7.4 振動特性値を用いた運動方程式の表記
- 6.8 動的特性評価
 - 6.8.1 対象モデル
 - 6.8.2 振れの支配特性値の想定範囲
 - 6.8.3 動的特性の比較
- 6.9 地震応答評価
 - 6.9.1 評価法
 - 6.9.2 結果と考察
- 6.10 おわりに

- 付録 6.A 水平構面のせん断剛性に関する定義
- 付録 6.B 木質構造における水平構面のせん断変形と質量の変位
- 付録 6.C 本研究で考慮した壁量
- 付録 6.D $\beta/\omega_\theta = 0$ のときの固有値
- 付録 6.E 非剛床モデルと等価剛床モデルの関係
- 付録 6.F 4自由度系への縮約の証明
- 付録 6.G 各領域における水平構面のせん断弾性係数が異なる場合
- 付録 6.H 局所座標系から全体座標系への変換
- 付録 6.I 田の字型プランの内壁に偏りがある場合と多スパンへの展開

参考文献

6.1 はじめに

構造物の全ての水平抵抗要素が一体になって水平力に抵抗できる状態を作り出すには、それらを繋ぐ水平構面を十分強固にする必要があり、我が国に限らず世界各国の耐震設計法は、水平構面は変形しないとする、いわゆる剛床仮定を前提としている場合がほとんどである。また、剛床の必要性は剛性偏心に起因した捩れ振動の抑制という観点からも求められており、水平構面の面内剛性を確保しにくい木質構造、特に既存の古い軸組工法住宅や伝統構法による木造住宅では、その影響が懸念され、多くの研究報告がなされている^{1-6,21,22)}。これらから、建物に捩れが生じても水平構面がその形状を維持すれば、直交壁などが捩れに対して抵抗できるのに対し、水平構面の剛性が不十分な構造では、捩れに対する各壁の抵抗力を伝達できず、水平構面がせん断変形するため、捩れに対して脆弱になることが明らかとなっている。

現行の耐震設計法で用いられる偏心率は、剛床仮定に基づく建物の特性値から求められるため、例えば軸組工法住宅の設計において、品確法の壁量計算法や許容応力度計算法では、水平構面に対して必要な床倍率や許容耐力を定めている^{7,8)}。この思想は、あくまで水平構面の先行破壊を防ぎ、耐力壁が終局耐力まで性能を発揮することを担保するための規定と考えられる。阿川ら²⁾が実験的に示したような、水平構面の変形による建物の固有周期の伸び、変形モードの著しい変化など、建物の動的な性状の変化という観点からも、水平構面に要求される性能を考えてみる必要があるだろう。現行の規準に基づき設計された木造住宅は、多くの実験などにより、その耐震安全性が検証されている中で、水平構面の剛性が建物の耐震性能に及ぼす影響については、未解明な点が残されていると考えられる。

そこで、立体骨組の実大実験や時刻歴応答解析が精力的に行われ、特に木質構造を対象として水平構面のせん断剛性と地震応答の関係が、定性的には明らかとなってきた^{12,18)}。また、水平面内での地震力分布を均一、あるいは質量に比例した地震力分布を仮定することで、この関係を予測する評価法も提案されている^{8-13,23)}。河合は構造用合板耐力壁で構成されるモデルを対象とし、質量に比例した静的地震力を考慮した等価線形化手法による応答予測の精度を調べた²³⁾。剛性偏心が無く、捩れが生じないモデルでは予測結果が良好であったが、一方で剛性偏心が生じたモデルでは、捩れを小さめに評価する傾向も見られた。いずれにせよ、これまでに水平構面の剛性を考慮した新たな耐震設計法の提案が試みられているが、建物の動的特性を理論的に評価した例は見られない。捩れ振動問題に関して、古くは志賀や Chopra らが理論を確立してきたが^{14,15)}、これまで非剛床の捩れ振動を対象とした厳密な理論は無いのである。

木質構造の水平構面は横架材仕口がピン接合に近く、さらに横架材に釘で接合する面材はほとんど変形せず、釘が変形することで、床組自体はほぼ平行四辺形にせん断変形する

21)。このことから第6章では、まず水平構面のせん断変形を考慮した振動解析モデルの自由度縮約法を示し、動的特性や地震応答を評価することで、これまで理論的背景が曖昧であった概ね剛床と言えるクライテリアを探ってみると同時に、従来行われてきた静的地震力による評価法の適用性を検証することが目的である。その際、モデルの自由度縮約によって抽出した無次元振動特性値が地震応答に及ぼす影響を理論に基づき議論することが特徴である。耐力壁形式の木質構造物を対象とするが、その中でも特に水平構面の変形が問題となるのは伝統構法と比較的古い在来軸組構法であり、これらを想定したモデルを用いる。必要に応じ、現行の設計規準などにも言及する。

前半部分(6.2節～6.5節)では、基礎的な検討として水平構面全体が一様にせん断変形しながら振れる変形モードを仮定する。当然、現実にはさらに複雑な変形モードとなる可能性があり、上述の仮定の適用性は限られるが、まずは剛床仮定が成立しない上で、なるべく少ない自由度での検討を行う。これと対比して後半部分(6.6節～6.9節)では、応用として2×2スパンの構造を対象とし、より複雑になる地震力分布や変位モードを精確に評価できる理論を構築する。第6章では一貫して線形構造を対象とすることで論点を明快にするが、将来的には等価線形手法による非線形構造への拡張が可能であると考えている。

6.2節では、1×1スパンの構造モデルの前提条件を述べ、既往の評価法との比較を行う。6.3節では、まず剛床仮定に基づく運動方程式を導出し、これに水平構面のせん断変形という新たな自由度を追加し、非剛床構造へ拡張する。また、その過程で発生する振れの支配特性値も定義する。6.4節では、想定する構造モデルから振れの支配特性値の想定範囲を調べ、水平構面剛性とシステムの動的特性の関係を示す。また、現行の耐震設計法で用いられる偏心率との関係についても論ずる。6.5節では、地震入力を応答スペクトルで定義し、システムの地震最大応答を評価することで、水平構面剛性とシステムの最大応答の関係を示す。

6.6節では、前半部分で考慮したモデルの応用として扱う2×2スパンの構造モデルの特徴を述べ、その自由度を縮約して運動方程式を導出する。また、その過程で無次元振動特性値を抽出する。6.7節では、水平構面の変形挙動に影響を及ぼす振動特性値の物理的意味を分析し、システムの動的特性との関係を検討する。6.8節では、応答スペクトル法によりシステムの地震最大応答を評価する。また、従来の静的地震力を考慮した手法との比較も行う。そして6.7節と6.8節の結果を基に、概ね剛床と言えるクライテリアを探り、その決定要因を考察する。

なお、第6章では2×2スパンまでの検討を行うが、ここで得る様々な結論が、さらに多スパンの場合にも適用できる可能性が高いことを付録6.1で示す。

6.2 1×1 スパンの場合の前提条件

6.2.1 考慮する構造モデル

6.5 節までは図 6.1(左)に示す 1 層 1×1 スパンの耐力壁構造を考慮する。耐力壁は外周部のみに存在し、 x 方向の二つの構面の剛性が不均等であるため、 y 方向に剛性中心が偏心している。また、水平構面（ここでは 2 階の床面を指す）はある程度の柔性を有するものとする。耐力壁や水平構面などの質量は、建物平面内に均等に分布していると考え、全質量を水平構面内で均して扱う。

図 6.2 は慣性力と耐力壁の抵抗力の釣り合いと、これらによる水平構面の応答変位分布を表している。 x 方向にのみ地震入力を与えた場合、建物に生じる慣性力は、剛床かつ無偏心時に限って一様な分布となるが(図 6.2(a))、非剛床時や剛性偏心が生じた場合には、複雑な慣性力分布となる(図 6.2(b), (c))。本論では耐力壁の抵抗力が水平構面の外周部に作用し、さらに比較的小規模の建物を対象とすることで、水平構面は平行四辺形に変形すると仮定する。よって、図 6.2(c)の場合の慣性力分布は、台形あるいは三角形で表され、この外力分布に対する応答を求める。なお、水平構面には吹き抜けなどは無く、一様なせん断剛性を有するものとする。

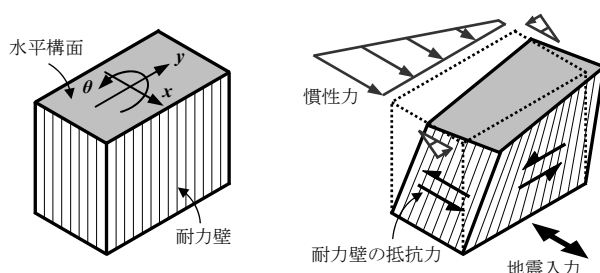


図 6.1 考慮する 1 層 1×1 スパン耐力壁構造

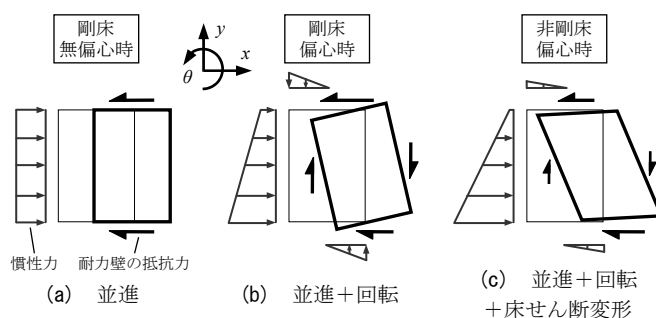


図 6.2 水平構面に加わる慣性力・耐力壁の抵抗力の釣り合いとこれらによる水平構面の応答変位分布

6.2.2 既往の評価法との比較

非剛床構造の振れ応答を対象とした既往の評価法・解析法についてここで詳述し、後述する本手法との違いを示す。

水平構面に振れやせん断変形が生じる建物は、慣性力の分布形状が未知であるため(図 6.2), 振動モデルによる時刻歴解析が唯一の解析手法となる。このことから、非剛床構造の振れ応答の解析では、図 6.3 に示すように水平構面をせん断パネルやブレースで置換したモデルが用いられることが多い^{4,5,11,12,17-19)}。このモデルの時刻歴解析は実建物の地震応答の再現として信頼性が高いものと考えられるが、自由度が高くなるほど、水平構面の剛性と建物の地震応答の関係は定性的にしか把握できなくなる。

1層 1×1 スパンの構造では、静的な力の釣り合いと、水平構面の変形も含めた適合条件から、偏心率や振れ補正係数の導出が試みられているが^{10,11)}、前述のごとく静的な計算法では慣性力分布の変動を考慮しないため(図 6.2), その精度面から適用範囲が限られる。

これらに対して本研究の手法は、図 6.3(b)のような 1×1 スパンの振動解析モデルの自由度を縮約し、建物の地震応答は縮約した運動方程式を解くことで得られるようになる。このように最小限の自由度を与えた簡便な構造モデルの運動方程式に縮約することの利点は、その導出過程で非剛床構造の特性を表す数種の構造パラメータも導出され、これらとシステムの動的特性との関係が明確になることにある。多スパンの場合には、より多くの自由度と構造パラメータが必要であり、煩雑な理論となってしまうため、6.5 節までは 1×1 スパンでの理論の構築を行う。なお、本研究の手法は、図 6.3(b)に示す振動解析モデルの時刻歴解析と等しい解が得られることを述べておく。

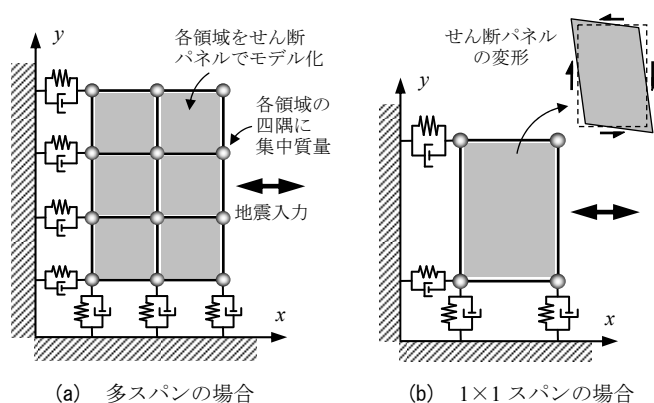


図 6.3 非剛床構造の振れを考慮した振動解析モデルの例

6.3 運動方程式

6.3.1 剛床の場合

図 6.4 は考慮する構造モデルを示し、その変形モードを図 6.5 のように考える。本節では、まず剛床仮定に基づく定式化を述べ¹⁶⁾、水平構面のせん断変形角 $\gamma = 0$ とする。

剛床に対して x, y 各方向に有効な剛性要素および粘性要素を接続し、 x 方向の地震動入力を与える。 x 方向に有効な剛性要素と粘性要素それぞれで、 i 番目の要素の剛性、粘性を k_{xi}, c_{xi} とし、質量中心 $c. m.$ (center of mass) からの距離を y_i, y'_i とする。また、 y 方向に有効な要素では同様に k_{yi}, c_{yi} とし、質量中心からの距離を x_i, x'_i とする。なお、原点は質量中心に設定する。以上に基づき、

$$K_x = \sum_i k_{xi}, \quad K_\theta = \sum_i (k_{xi}y_i^2 + k_{yi}x_i^2), \quad e_y = \sum_i k_{xi}y_i / K_x \quad (6.1a-c)$$

$$C_x = \sum_i c_{xi}, \quad C_\theta = \sum_i (c_{xi}y_i^2 + c_{yi}x_i^2), \quad e'_y = \sum_i c_{xi}y'_i / C_x \quad (6.2a-c)$$

式(6.1)において、 $K_x, K_\theta = x$ 方向剛性総和、質量中心回りの捩れ剛性、そして $e_y =$ 剛性偏心距離、つまり質量中心 $c. m.$ から x 方向剛性の剛性中心 $c.s.$ (center of stiffness) までの位置ベクトルの長さであり、ベクトルが y 方向正の場合 $e_y > 0$ となる。また、式(6.2)では、 $C_x, C_\theta = x$ 方向粘性総和、質量中心回りの捩れ粘性と呼び、 $e'_y =$ 粘性偏心距離、つまり質量中心から x 方向粘性の粘性中心 $c.d.$ (center of damping) までの位置ベクトルの長さであり、 y 方向正の場合 $e'_y > 0$ とする。

質量中心に作用する x 方向の力とモーメントの釣り合いから、

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_x & -C_x e'_y \\ -C_x e'_y & C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & -K_x e_y \\ -K_x e_y & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (6.3)$$

となる。ここに、 $m, I =$ 水平構面の質量と回転慣性、 $\ddot{u}_g = x$ 方向地動加速度、 $u_x, \theta =$ 質量中心の x 方向変位と回転(rad.)である。

さらに、式(6.1), (6.2)から以下のパラメータを定義する。

$$\omega_x = \sqrt{K_x / m}, \quad \omega_\theta = \sqrt{K_\theta / I}, \quad \bar{e}_y = e_y / r_m \quad (6.4a-c)$$

$$h_x = C_x / (2m\omega_x), \quad h_\theta = C_\theta / (2I\omega_\theta), \quad \bar{e}'_y = e'_y / r_m \quad (6.5a-c)$$

ここに、 $\omega_x, h_x = x$ 方向変位のみが生じるよう回転を拘束したモデルの固有円振動数、減衰

第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

定数である。同様に、 $\omega_\theta, h_\theta =$ 回転のみが生じるよう x 方向変位を拘束した場合の固有円振動数、減衰定数である。また、 $\bar{e}_y, \bar{e}'_y =$ 剛性偏心比、粘性偏心比と定義する。 r_m は質量回転半径であり、これを用いて、

$$\Delta u_x = r_m \theta, \quad r_m = \sqrt{I/m} \tag{6.6a,b}$$

という変換を考える。 Δu_x は、質量中心から距離 r_m にある点の、質量中心に対する x 方向相対変位であり、回転 θ によって生じる。これらを用いて式(6.3)を書き換える。すなわち、

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = -\mathbf{m} \{\mathbf{1}\} \ddot{u}_g \tag{6.7}$$

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ \Delta u_x \end{Bmatrix}, \quad \{\mathbf{1}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{6.8a-c}$$

$$\mathbf{c} = 2h_x \omega_x \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}'_y \\ -\bar{e}'_y & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{k} = \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \end{bmatrix}$$

式(6.7)が質量マトリクスで基準化した剛床時の運動方程式である。また、式(6.8)に現れる $\omega_\theta / \omega_x, \bar{e}_y, h_\theta / h_x, \bar{e}'_y$ の合計4種のパラメータを「振れの支配特性値」と呼ぶ¹⁶⁾。

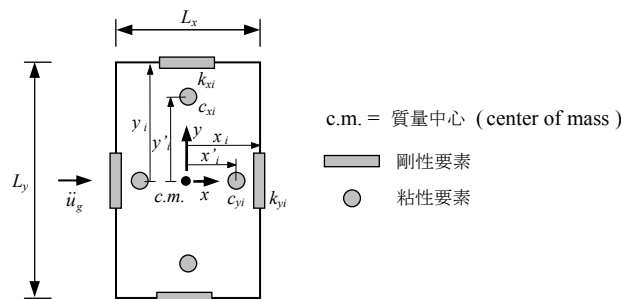


図 6.4 構造モデルにおける剛性要素と粘性要素の位置の定義

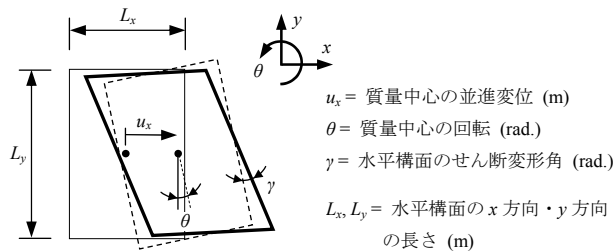


図 6.5 構造モデルの変形モード

6.3.2 非剛床の場合

剛床時は u_x と θ を変数とした 2 自由度系となったが、非剛床ではこれに水平構面のせん断変形角 γ を追加し、3 自由度系となる(図 6.5)。ここで言うせん断変形角とは、いわゆるせん断パネルのひずみテンソル成分としてのせん断ひずみを差す。

図 6.6(a)のように、 x 方向・ y 方向の各力によるモーメントは、水平構面を介して釣り合う。これを図 6.6(b)のように水平構面の端部に作用する集中荷重 Q_x, Q_y によるモーメントとして置き換えると、

$$Q_x L_y = -M^{(x)} - I^{(x)}(\ddot{\theta} + \ddot{\gamma}) \quad , \quad Q_y L_x = M^{(y)} + I^{(y)}(\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}) \quad (6.9a,b)$$

質量中心回りのモーメントの釣り合いは次式となる。

$$Q_x L_y = Q_y L_x \quad , \quad M^{(x)} + M^{(y)} + I\ddot{\theta} + (I^{(x)} - I^{(y)})\ddot{\gamma} = 0 \quad (6.10a,b)$$

ここで、 $M^{(x)}, M^{(y)}$ = x 方向・ y 方向の壁による質量中心回りの抵抗モーメントである。質量中心から $x \cdot y$ 方向に x_{mj}, y_{mj} の距離にある質量 m_j の微小領域を考え(図 6.7)、これに生じる慣性力によるモーメントの積分値から、回転慣性 I と $I^{(x)}, I^{(y)}$ が以下のように得られる。

$$\begin{aligned} I &= \sum_j m_j (x_{mj}^2 + y_{mj}^2) \\ &= I^{(y)} + I^{(x)} \left(= \frac{m}{12} (L_x^2 + L_y^2) \right) \quad , \quad m = \sum_j m_j \\ I^{(x)} &= \sum_j m_j y_{mj}^2 \left(= \frac{m L_y^2}{12} \right) \quad , \quad I^{(y)} = \sum_j m_j x_{mj}^2 \left(= \frac{m L_x^2}{12} \right) \end{aligned} \quad (6.11a-d)$$

式(6.11a), (6.11c), (6.11d)の右端に示した括弧付きの項は、均等質量分布の場合であり、一般には各質量と質量中心からの距離の二乗の積の総和として求める。 $I^{(x)}, I^{(y)}$ (式(6.11c), (6.11d))は図 6.7(b)のように水平構面にせん断変形角 γ が生じたときの慣性モーメント $(I^{(x)} - I^{(y)})\ddot{\gamma}$ (式(6.10b)左辺の第 4 項) に関する回転慣性を表す。

ここで、便宜上、せん断弾性係数 G 、厚さ t の床版が一様に分布している水平構面を扱うことにする。この仮定を木質構造にも適用することの妥当性は、付録 6.A, 付録 6.B で検証する。また、水平構面は x 方向・ y 方向の辺長がそれぞれ L_x, L_y である長方形とする(図 6.5)。

図 6.6(b)に示す応力状態の仮定から、水平構面内のせん断力分布は一様になる。また、図 6.6(b)に示す状態を考えると、水平構面に生じる工学的せん断ひずみは 2γ であることから、水平構面のせん断力に関する構成則は、

$$Q_x/(tL_x) = 2G\gamma \quad , \quad Q_y/(tL_y) = 2G\gamma \quad (6.12a,b)$$

となる。これらの左辺を、式(6.9)のごとくモーメントの次元で表せば、

$$Q_x L_y = 2GV\gamma \quad , \quad Q_y L_x = 2GV\gamma \quad (6.13a,b)$$

$$V = tL_x L_y \quad (6.14)$$

V は水平構面の体積を表す。式(6.13)から分かるように、水平構面のせん断変形角 γ は、水平構面を介して釣り合うモーメントに比例し、その比例係数は $2GV$ となる。

式(6.13a)に式(6.13b)の両辺をそれぞれ加え、式(6.9)を代入すれば、

$$M^{(x)} - M^{(y)} + (I^{(x)} - I^{(y)})\ddot{\theta} + I\ddot{\gamma} + 4GV\gamma = 0 \quad (6.15)$$

$M^{(x)}, M^{(y)}$ は、式(6.1), (6.2)のパラメータを用いて次のように表される。

$$\begin{aligned} M^{(x)} &= -C_x e_y' \dot{u}_x + C_\theta^{(x)} (\dot{\theta} + \dot{\gamma}) + K_x e_y u_x + K_\theta^{(x)} (\theta + \gamma) \\ M^{(y)} &= C_\theta^{(y)} (\dot{\theta} - \dot{\gamma}) + K_\theta^{(y)} (\theta - \gamma) \end{aligned} \quad (6.16a,b)$$

これより、非剛床の場合の運動方程式を次のように得る。

$$\begin{aligned} &\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & I & I^{(x)} - I^{(y)} \\ 0 & I^{(x)} - I^{(y)} & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} \\ \ddot{\gamma} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_x & -C_x e_y' & -C_x e_y' \\ -C_x e_y' & C_\theta & C_\theta^{(x)} - C_\theta^{(y)} \\ -C_x e_y' & C_\theta^{(x)} - C_\theta^{(y)} & C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{\theta} \\ \dot{\gamma} \end{Bmatrix} \\ &+ \begin{bmatrix} K_x & -K_x e_y & -K_x e_y \\ -K_x e_y & K_\theta & K_\theta^{(x)} - K_\theta^{(y)} \\ -K_x e_y & K_\theta^{(x)} - K_\theta^{(y)} & K_\theta + 4GV \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta \\ \gamma \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & I & I^{(x)} - I^{(y)} \\ 0 & I^{(x)} - I^{(y)} & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (6.17)$$

ここに、

$$K_\theta^{(x)} = \sum_i k_{xi} y_i'^2 \quad , \quad K_\theta^{(y)} = \sum_i k_{yi} x_i'^2 \quad , \quad K_\theta = K_\theta^{(x)} + K_\theta^{(y)} \quad (6.18a-c)$$

$$C_\theta^{(x)} = \sum_i c_{xi} y_i'^2 \quad , \quad C_\theta^{(y)} = \sum_i c_{yi} x_i'^2 \quad , \quad C_\theta = C_\theta^{(x)} + C_\theta^{(y)} \quad (6.19a-c)$$

式(6.18a,b)は、それぞれ x 方向・ y 方向の壁による捩れ剛性への寄与分、式(6.19a,b)は x 方向・ y 方向の壁による捩れ粘性への寄与分である。式(6.18), (6.19)などから、以下のパラメータ

を新たに定義する。

$$\cos^2 \psi_x = K_\theta^{(x)} / K_\theta, \quad \sin^2 \psi_x = K_\theta^{(y)} / K_\theta \quad (6.20a,b)$$

$$\cos^2 \psi'_x = C_\theta^{(x)} / C_\theta, \quad \sin^2 \psi'_x = C_\theta^{(y)} / C_\theta \quad (6.21a,b)$$

$$\alpha = (I^{(x)} - I^{(y)}) / I, \quad \omega_\gamma = \sqrt{4GV/I} \quad (6.22a,b)$$

式(6.6a)と同様に、次のような変数変換も行う。

$$\Delta u'_x = r_m \gamma \quad (6.23)$$

$\Delta u'_x$ は、非剛床の場合に水平構面のせん断変形角 γ によって生じる成分であり、質量中心から距離 r_m にある点の、質量中心に対する x 方向相対変位である。 Δu_x との違いを図 6.8 に示しておく。また、木質構造の水平構面では式 6.22(b) の ω_γ における GV を定義し難いが、これと水平構面の面内せん断実験より得られるせん断剛性との関係を付録 6.A に示した。なお、 ω_γ は円振動数 (rad/s) と同じ次元を有しているが、物理的な円振動数を表すものではない。

以上、式(6.8)の各マトリクス \mathbf{m} , \mathbf{c} , \mathbf{k} は、非剛床の場合、次式のように書き換えられる。

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \alpha \\ 0 & \alpha & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ \Delta u_x \\ \Delta u'_x \end{Bmatrix}, \quad \{\mathbf{1}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{c} = 2h_x \omega_x \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}'_y & -\bar{e}'_y \\ -\bar{e}'_y & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \cos 2\psi'_x \\ -\bar{e}'_y & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \cos 2\psi'_x & \frac{h_\theta}{h_x} \frac{\omega_\theta}{\omega_x} \end{bmatrix} \quad (6.24a-e)$$

$$\mathbf{k} = \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_y & -\bar{e}_y \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \cos 2\psi_x \\ -\bar{e}_y & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \cos 2\psi_x & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \left(1 + \frac{\omega_\gamma^2}{\omega_\theta^2} \right) \end{bmatrix}$$

非剛床時の振れの支配特性値は、剛床時に対して α , $\cos 2\psi_x$, $\cos 2\psi'_x$, $\omega_\gamma / \omega_\theta$ の4種が追加されること が式(6.27)より分かる。 α , $\cos 2\psi_x$, $\cos 2\psi'_x$ はそれぞれ質量・剛性・粘性の分布が水平構面のせん断変形に及ぼす影響を表し、 $\omega_\gamma / \omega_\theta$ が水平構面のせん断剛性の相対的な大きさを表す(6.4.1項)。

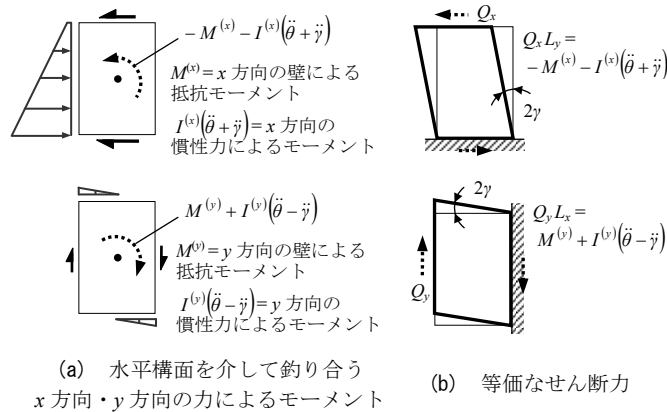


図 6.6 水平構面に加わる力

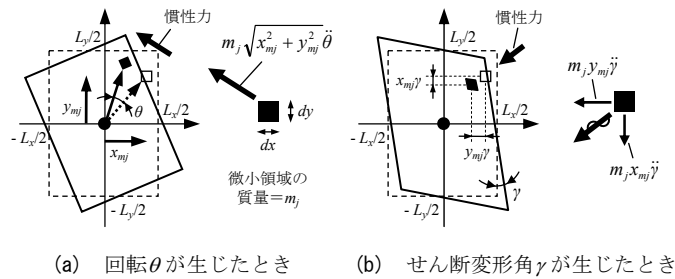


図 6.7 慣性力によるモーメントの算出

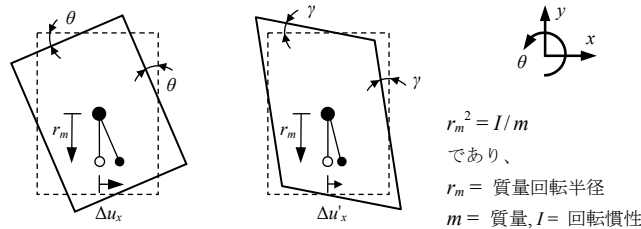


図 6.8 Δu_x と $\Delta u'_x$ の定義

6.4 システムの動的特性

6.4.1 振れの支配特性値の想定範囲

本項では、建物の剛性・粘性バランス、および水平構面の形状と剛性を設定し、これらと振れの支配特性値の関係を検討する。

まず、図 6.9 のような構造モデルを考慮する。剛性要素・粘性要素が外周部のみに接続され、剛性の大きさを長方形の長さで表した(粘性要素は省略)。x 方向の剛性総和を K とし、二つの構面に $a:(1-a)$ (ただし、 $0 \leq a \leq 0.5$) で分配する。y 方向の剛性総和を bK とし、 $1:1$ で分配する。また、x 方向と y 方向の辺長をそれぞれ L, cL とする。

3 種のパラメータ (a, b, c) に対する振れの支配特性値の変化を表 6.1 にまとめた。 a は 0.5

から 0 まで変化するものとし、さらに参考のため現行の耐震設計規準で定められた偏心率 R_{ex} も併せて示した。以下では比例減衰を仮定し、 $\bar{e}'_y = \bar{e}_y$, $h_\theta/h_x = \omega_\theta/\omega_x$, $\cos 2\psi'_x = \cos 2\psi_x$ とする。 b が増加すると、 ω_θ/ω_x の増加、 $\cos 2\psi_x$ が減少する。 c が増加すると、 $\cos 2\psi_x$, α ともに増加するが、 ω_θ/ω_x の変化は b との関係によって異なる。また、 c が大きい場合、 $a = 0$ に対応する \bar{e}_y が増加し、偏心率 R_{ex} も非常に大きくなる。

次に、 $(\omega_y/\omega_\theta)^2$ を式(6.4b), (6.22b)を用いて書き直すと、

$$(\omega_y/\omega_\theta)^2 = 4GV/K_\theta \quad (6.25)$$

となる。すなわち、 $(\omega_y/\omega_\theta)^2$ とは水平構面にモーメントを与えたときの床版の面内せん断剛性 GV (式(6.13))と、水平構面を剛床とした場合に各壁が寄与する捩れ剛性 K_θ (式(6.1b))の比を表している。

上述した床版の面内せん断剛性 GV は、床倍率 α_f に比例すると考えて差し支えないだろう。例えば、床倍率が 1/150rad.時の耐力で決まるものとし、そのときの割線剛性でせん断剛性を定義すれば、 GV は近似的に次のように書き換えられる⁸⁾。

$$GV = 1.96 \times 150 \alpha_f L_x L_y \quad (6.26)$$

同様に、各壁の剛性が壁倍率に比例すると考え、 K_θ を x 方向の壁量 α_x (m/m^2)と、前述のパラメータ(b, c)を用いて書き換えれば、

$$K_\theta = \frac{1.96 \times 150 \alpha_x L_x L_y (b+c^2)}{h} \left(\frac{L_x}{2} \right)^2 \quad (6.27)$$

ここに、 $h =$ 階高(m)であり、式(6.29)と同様に壁倍率が 1/150rad.時の耐力で決まるものとして求めた。式(6.26), (6.27)を式(6.25)に代入すれば、

$$(\omega_y/\omega_\theta)^2 = \frac{16\alpha_f h}{\alpha_x L_y^2 (1+b/c^2)} \quad (6.28)$$

式(6.28)から次のことが分かる。水平構面のせん断剛性の相対的な大きさを表す $(\omega_y/\omega_\theta)^2$ は、床倍率 α_f に比例し、壁量 α_x に反比例する。このことは、壁量が多い建物はそれに応じた高い床倍率の水平構面が必要となることを表している。また、 b が高く c が低いほど、捩れに対して直交壁が抵抗しやすいことから、 b/c^2 とは捩れ剛性に対する直交壁の寄与の高さを表し、この値が高いほど $(\omega_y/\omega_\theta)^2$ は低下する。さらに建物の立体的な形状を表す h/L_y^2 にも影響を受ける。

第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

このように、 ω_y/ω_θ は床倍率のみの関数ではなく、他の様々なパラメータの影響を受ける。 $L_x = L_y = 5.46\text{m}$ ($c = 1$), 壁量 $\alpha_x = 0.15, 0.3, 0.45\text{m}^2$ の3種 (付録6.C), $b = 0.5, 1, 2$ の3種とし、 $\omega_y/\omega_\theta = 0.5, 1, 1.5, 2, 3$ の5種に対応する床倍率 α_f を表 6.2 に例示した。上述の5種 ω_y/ω_θ 値に、 $\omega_y/\omega_\theta = 0$ と、 $\omega_y/\omega_\theta = \infty$ (剛床と呼ぶ) を追加した計7種の ω_y/ω_θ 値について、検討を行っていく。

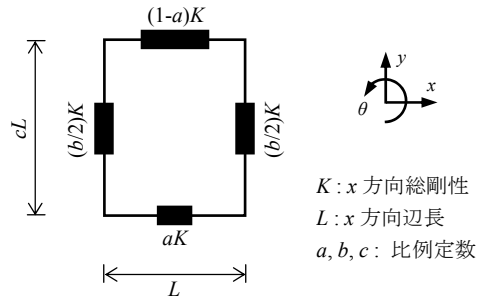


図 6.9 考慮する構造モデル (粘性要素を除く)

表 6.1 剛性バランス・床形状と振れの支配特性値の関係

b	c	$\bar{e}_y^{(*)}$	ω_θ/ω_x	$\cos^2 \Psi_x$	α	R_{ex}
0.5	0.5	0 ~ 0.78	1.34	-0.33	-0.6	0 ~ 0.71
1			1.73	-0.6		0 ~ 0.5
2			2.32	-0.78		0 ~ 0.35
0.5	1	0 ~ 1.23	1.5	0.33	0	0 ~ 1.41
1			1.73	0		0 ~ 1
2			2.12	-0.33		0 ~ 0.71
0.5	2	0 ~ 1.55	1.64	0.78	0.6	0 ~ 2.82
1			1.73	0.6		0 ~ 2
2			1.9	0.33		0 ~ 1.41

(*) a を 0.5 から 0 に変化させた場合

(**) 剛性比例型減衰のため、 $\bar{e}_y = \bar{e}_y, h_\theta/h_x = \omega_\theta/\omega_x, \cos^2 \Psi_x = \cos^2 \Psi_x$

表 6.2 ω_y/ω_θ の床倍率換算値

壁量 (m^2)	b	ω_y/ω_θ				
		0.5	1	1.5	2	3
0.15	0.5	0.04	0.15	0.35	0.61	1.38
	1	0.05	0.20	0.46	0.82	1.84
	2	0.08	0.31	0.69	1.23	2.76
0.3	0.5	0.08	0.31	0.69	1.23	2.76
	1	0.10	0.41	0.92	1.64	3.69
	2	0.15	0.61	1.38	2.46	5.53
0.45	0.5	0.12	0.46	1.04	1.84	4.15
	1	0.15	0.61	1.38	2.46	5.53
	2	0.23	0.92	2.07	3.69	8.29

(***) 各セルは $L_x = L_y = 5.46\text{m}$ の場合の床倍率換算値

6.4.2 システムの動的特性

i 次モード ($i = 1, 2, 3$) に関して、固有円振動数 ω_i , および固有ベクトル ϕ_i は、次の実固有方程式の解として得られる。

$$(-\omega_i^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}) \phi_i = \mathbf{0} \quad (6.29)$$

式(6.29)の解を得るには3次方程式を解く必要があるため、 ω_i や ϕ_i に関して陽に表すことは実用的ではない。したがって、何らかの求根アルゴリズムや固有値解析プログラムなどを用いて得ることとする。

木造住宅のような短周期構造では、高次モードの影響が極めて小さく³⁾、よって以下では式(6.29)から得られる1次モードの固有円振動数 ω_1 , 固有ベクトル $\phi_1 = \{\phi_{11}, \phi_{21}, \phi_{31}\}^T$ について議論を進める。ここで、 ϕ_{1j} とは1次モードの固有ベクトルにおける j 番目の自由度の要素であり、 $j=1$ は並進成分、 $j=2$ は回転成分、 $j=3$ は床せん断変形成分である(図 6.10)。

$c=1$ とし、 $b=0.5, 1, 2$ の3種、 $\omega_y/\omega_\theta = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, \infty$ の7種について、 $a=0 \sim 0.5$ の範囲内での ω_1/ω_x , および ϕ_1 の各成分のバランスを図 6.11 に示す。本章では特に $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ のことを、「 x 方向の壁の変形モード」と呼ぶ。

$a = 0.5$ (無偏心)のときは、 ω_y/ω_θ に関わらず $\omega_1/\omega_x = 1$ となるが、 a が低下するにつれて ω_1/ω_x は低下し、その低下は ω_y/ω_θ が低いほど著しい。また、 b が高いほど ω_y/ω_θ の影響を大きく受ける。 $a=0$ かつ $\omega_y/\omega_\theta = 0$ のモデルでは、 b に関わらず $\omega_1/\omega_x = 0$ に近づく。

$b=0.5$ と低い場合、等しい a で比較すると ω_y/ω_θ の低下につれ ϕ_{21}/ϕ_{11} は低下し、回転成分の寄与が小さくなっている。しかし、これに床せん断変形成分の寄与を加えた $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ で見ると、 b に関わらず ω_y/ω_θ が低下するにつれ $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ が増加し、 x 方向の壁の変形モードとしては振れが増加したような現象が起きる。 $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ に関しては、 b が高いほど ω_y/ω_θ の影響を大きく受ける。

ϕ_{31}/ϕ_{11} のグラフは、 b が変化しても概形がほとんど変化しない。このことは、床せん断変形成分の寄与は、ほぼ a と ω_y/ω_θ で決定づけられることを表している。文献 10 では、回転成分に対する床せん断変形成分の比(本論の定義で言う ϕ_{31}/ϕ_{21})が、剛性偏心の大小($= a$ の大小)によらないという結論を導いているが、特に b が低いときにはそのような傾向が見られない。これは、文献 10 では静的な外力を考慮していたためだと考えられる。

また、既往文献⁴⁾で述べられているような、剛床に近い構造($\omega_y/\omega_\theta =$ 大)ほど、直交壁への剛性付加による振れ抑制効果が有効であることは図 6.11 の ω_1/ω_x や $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ のグラフより明らかであり、これまでに多数の時刻歴解析から得られた結論も、本論の評価法によって、より定量的に示すことが可能となる。なお、 $\omega_y/\omega_\theta = 0$ のとき、各動的特性値は b の影響を受けない。これは直交壁が全く機能しないことを表しており、付録 6.D に証明を示した。

第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

ここで、概ね剛床と言えるクライテリアについて考えてみる。例えば、後述する地震応答の傾向 (6.5.2節) も含めて、 $\omega_y/\omega_\theta > 1.5$ であれば $\omega_y/\omega_\theta = \infty$ のケースと動的特性値や地震応答に大差はないように思われる。表 6.2 から $\omega_y/\omega_\theta > 1.5$ を満たす床倍率の下限值を読み取ると、壁量 = 0.3 m/m², $b = 1$ では床倍率 > 0.92 であり、壁量 = 0.45 m/m², $b = 1$ では床倍率 > 1.38 となる(ただし、 $L_x = L_y = 5.46\text{m}$ の場合)。許容応力度計算法⁸⁾や精密診断法^{1¹³)}では平均床倍率 ≥ 1 が剛床と言えるクライテリアとされ、これらと比較して同等程度の要求値となり、現代の木造軸組工法においても十分可能な要求と言える。ただし、前述のごとく ω_y/ω_θ は床倍率のみの関数ではなく、直交壁の剛性や建物の形状によって変化することに注意が必要である。

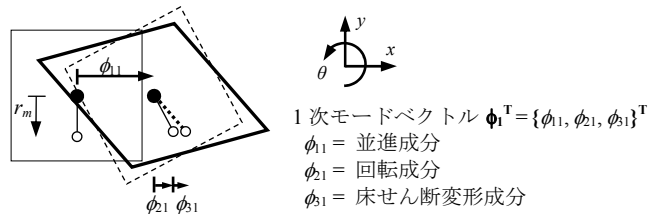


図 6.10 1次モード形の定義

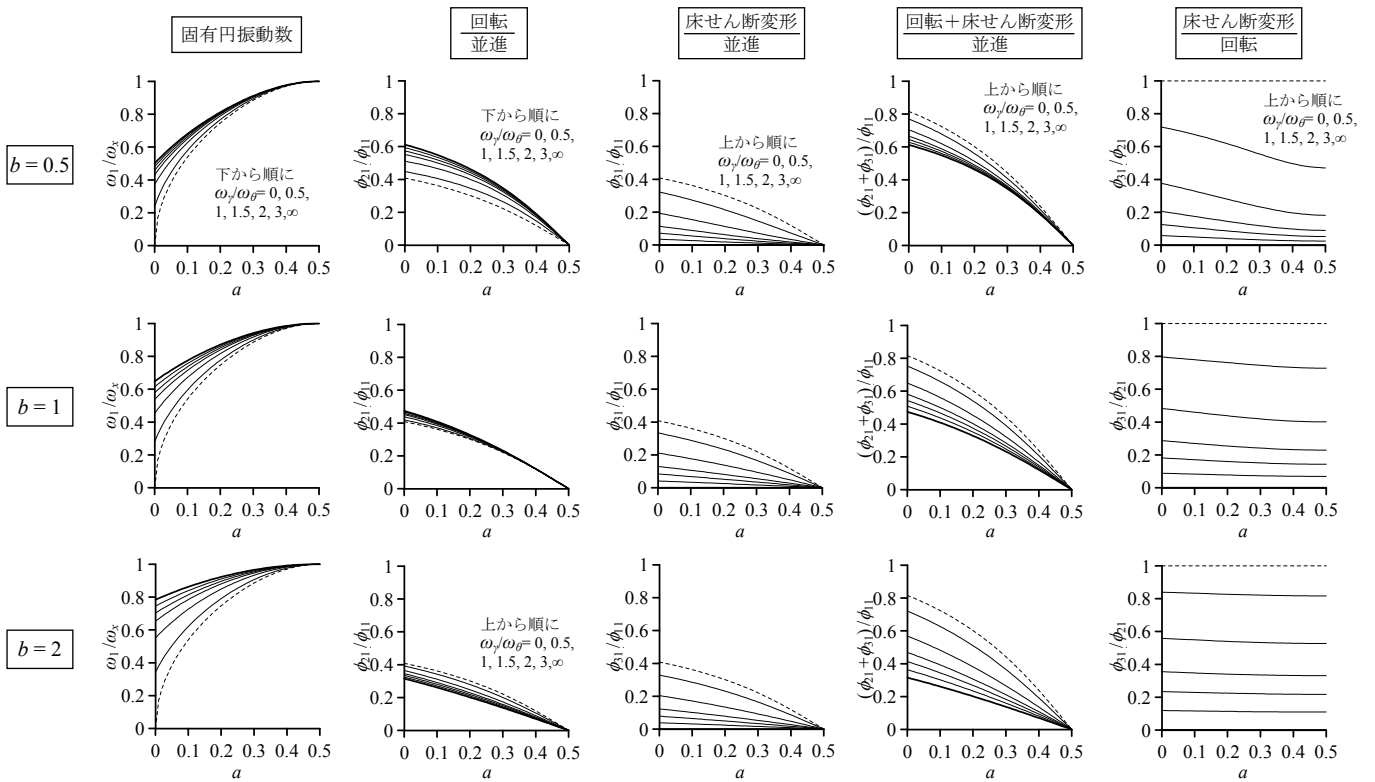


図 6.11 ω_y/ω_θ とシステムの動的特性の関係 ($\omega_y/\omega_\theta = 0$ (破線), 0.5, 1, 1.5, 2, 3, ∞ (太線), $c = 1$)

6.4.3 水平構面の剛性を考慮した等価偏心率

本項では、水平構面の剛性を考慮した等価な剛床モデルを構築し、既往の評価法^{10,11)}とは異なるアプローチによって等価偏心率を導出することを試みる。

本章で考慮する床せん断剛性 $\neq \infty$ である非剛床モデルの変形モードを図 6.12(左)に示す。これに対し、図 6.12(右)のような床せん断剛性 $= \infty$ である等価剛床モデルを新たに考慮する。これは明らかに非剛床モデルと変形モードが異なるが、両モデルで x 方向の壁の変形が等しいという条件を設ける。また、図 6.12 より明らかのように等価剛床モデルの方が y 方向の壁の変形が大きくなる。

よって、非剛床構造の欠点を端的に言うと、直交壁の変形が減少することにより、振れに対する直交壁の抵抗力が有効に作用しなくなることに他ならない。そこで、等価剛床モデルでは直交壁の変形の減少を、剛性を k 倍($0 \leq k \leq 1$)に低減することに置き換え、非剛床構造における x 方向壁の変形モードを再現する。ここに、 $k =$ 有効直交壁剛性比と呼び、以下のように得る。

直交壁の剛性低下は、剛床時に定義される振れの支配特性値のうち ω_θ/ω_x にのみ影響を及ぼす。そこで、等価剛床モデルの ω_θ/ω_x を $\bar{\omega}_\theta/\omega_x$ と表す。また、等価剛床モデルの1次固有円振動数 $\bar{\omega}_1$ は、式(6.7)、(6.8)に基づく実固有方程式を解くことで、次のように表される。

$$\bar{\omega}_1^2 = \frac{\omega_x^2}{2} \left[1 + \frac{\bar{\omega}_\theta^2}{\omega_x^2} - \sqrt{\left(1 + \frac{\bar{\omega}_\theta^2}{\omega_x^2}\right)^2 - 4 \left(\frac{\bar{\omega}_\theta^2}{\omega_x^2} - \bar{e}_y^2\right)} \right] \quad (6.30)$$

式(6.30)を $\bar{\omega}_\theta/\omega_x$ について解けば、

$$\frac{\bar{\omega}_\theta}{\omega_x} = \sqrt{\frac{\bar{\omega}_1^2}{\omega_x^2} + \frac{\bar{e}_y^2}{1 - \bar{\omega}_1^2/\omega_x^2}} \quad (6.31)$$

ここで、式(6.31)右辺に表れる $\bar{\omega}_1$ に、式(6.29)を解いて得られる非剛床モデルの ω_1 を代入する。そして、式(6.31)を満たす $\bar{\omega}_\theta/\omega_x$ から k を求めれば、両モデルの1次固有円振動数は等しく、さらに x 方向の壁の変形モードも等しくなる(付録 6.E)。また、この k を用いて計算される偏心率を、「等価偏心率 \bar{R}_{ex} 」と呼ぶ。

まず、有効直交壁剛性比 k の変化を図 6.13(左)に示す。他の変動要因は図 6.11 と同様である。 $\omega_y/\omega_\theta = \infty$ の場合を除き、 a が0.5から低下するにつれ k は低下し、 ω_y/ω_θ が低いほど k も低い。また、同じ $a, \omega_y/\omega_\theta$ で比較すると、 b が大きいほど k は低くなる。 $\omega_y/\omega_\theta = 0$ かつ $a = 0$ の場合には $k = 0$ となり、直交壁は全く機能しない(付録 6.D)。

図 6.13(右)は、剛床仮定に基づく偏心率 R_{ex} と等価偏心率 \bar{R}_{ex} の関係を表している。 $b = 0.5$ の場合、 ω_y/ω_θ に関わらず $\bar{R}_{ex} \approx R_{ex}$ となるが、 $b = 1$ や 2 の場合、 R_{ex} に比べて \bar{R}_{ex} が明らかに増加する。 $R_{ex} = 0.3$ のときの \bar{R}_{ex} を、 $\omega_y/\omega_\theta = 0, 1, 2$ の順に示すと、 $b = 1$ では $\bar{R}_{ex} = 0.38, 0.34, 0.31$ であり、 $b = 2$ では $\bar{R}_{ex} = 0.51, 0.4, 0.34$ となる。

このように、非剛床の場合には直交壁剛性が有効に機能しなくなることに起因し、見掛け上、偏心率が増加したかのような現象が起こる。この現象を、動的な運動方程式に基づき示すことができた。

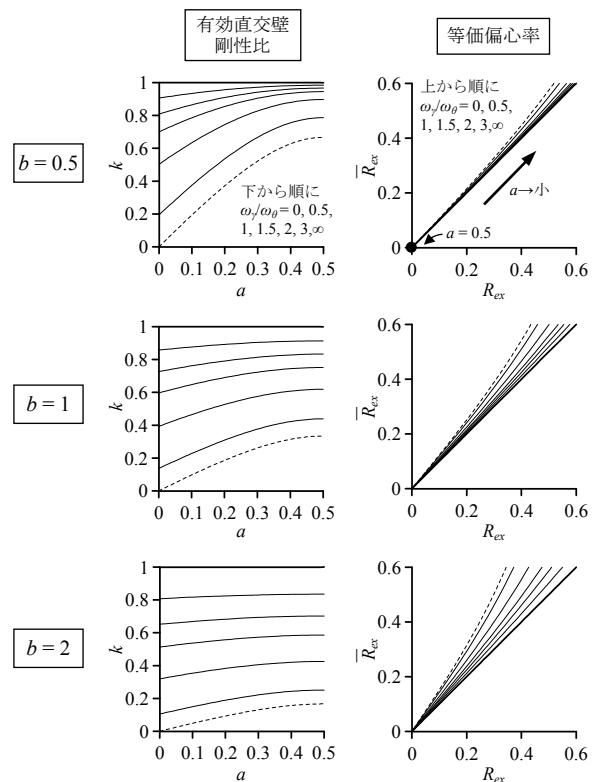
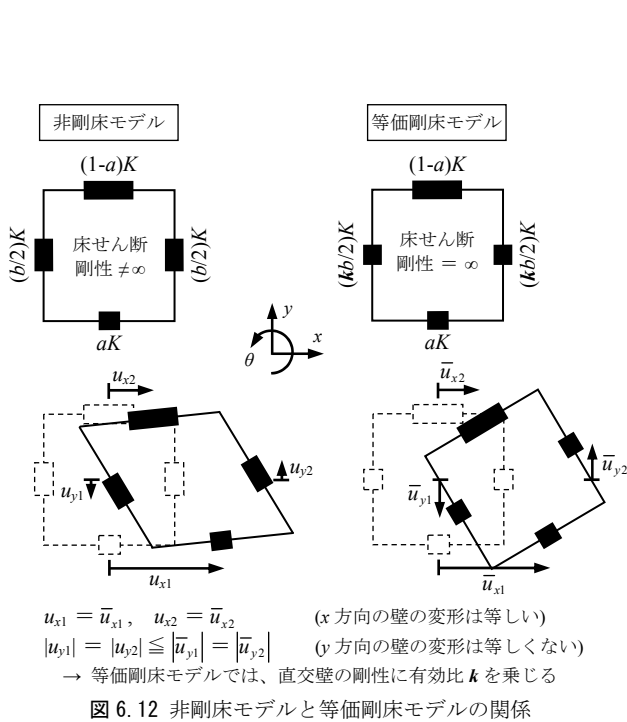


図 6.13 有効直交壁剛性比 k と等価偏心率 \bar{R}_{ex} ($\omega_y/\omega_\theta = 0$ (破線), $0.5, 1, 1.5, 2, 3, \infty$ (太線), $c = 1$)

6.5 システムの地震応答の分析

6.4 節ではシステムの動的特性評価を行い、さらに 6.4.3 項では等価偏心率を定義し、剛床仮定に基づく偏心率計算との比較を行った。しかし、偏心率のみではシステムの地震応答を評価できないことは明らかであり、本章の目的も偏心率のような振れ応答の指標を提案することではない。これまでの非剛床構造に関する研究では、建物の固有円振動数・減衰定数・固有ベクトルのような動的特性値を用いてシステムの地震応答を評価し、これと

構造モデルの剛性バランスや水平構面の剛性との関係を詳細に分析した例はなく、まずは非剛床構造における地震応答の基本的な傾向を論じる必要がある。

6.5.1 スペクトル一定領域における1次モード応答

本章では簡素化のため、入力地震動はその擬似加速度応答スペクトル S_{pa} で定義し、システムの固有周期は加速度一定領域にあるとする。また、前述のごとく1次モードによる応答のみ考慮する。

式(6.29)から得られる1次固有ベクトル ϕ_1 を用い、1次モード刺激係数 β_1 を次式のように得る。

$$\beta_1 = \phi_1^T \mathbf{m} \{1\} / \phi_1^T \mathbf{m} \phi_1 \quad (6.32)$$

また、 $C_0 = 0.2$ に相当する外力を想定し、5%減衰における擬似加速度応答値を $S_{pa}(h_0 = 0.05) = 196 \text{ cm/s}^2$ とすれば、システムの最大応答変位を与える変位ベクトル \mathbf{u}_{\max} は、次式のように表される。

$$\mathbf{u}_{\max} = \beta_1 \phi_1 S_{pa}(h_0 = 0.05) / \omega_1^2 \quad (6.33)$$

第6章ではあまり減衰定数の高くない構造を対象とするため、前述のような剛性比例型の減衰の仮定も不確かと言える。よって、以下の検討では1次モードの減衰定数が常に5%であるとし、減衰による応答の低減を考慮しない。

6.5.2 最大応答変位分布の傾向

$a = 0.15, 0.2, 0.25, 0.33, 0.4$ の5種、 $\beta/\omega_\theta = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, \infty$ の7種の組み合わせについて、式(6.33)より求まる最大応答変位分布を図6.14に示す。質量中心・柔側壁 (x 方向の剛性が低い側)・剛側壁 (x 方向の剛性が高い側) の3点における最大応答変位を比較しており、各ケースの剛床時の偏心率 R_{ex} を図中に括弧書きで示した。なお、 $T_x (= 2\pi/\omega_x) = 0.4$ 秒とした。

図6.14(a)は $c = 1$ で固定し、 $b = 0.5, 1, 2$ の3種について比較した結果である。図の右から左の順に a が小さく(剛性偏心が大きくなり)、下から上の順に b が小さく(直交壁剛性が小さくなる)。 a が小さいシステムほど、 $\omega_\gamma/\omega_\theta$ の変化に対して最大応答変位が影響を受けやすくなる。すなわち、 $\omega_\gamma/\omega_\theta$ が低下するほど柔側壁の最大変位が増加し、見掛け上振れが大きくなる。

る。さらに特筆すべきは、 a が小さいシステムほど、 ω_y/ω_θ の低下によって質量中心の最大変位も増加することである。これは、水平構面剛性の低下により、剛側壁や直交壁が捩れに対して抵抗しにくくなり、 ω_1 が低下したことが要因である²⁾。木造住宅のような短周期構造では、応答変位が周期の2乗に比例するため、上述した水平構面剛性の低下は、質量中心の並進変位も増加させやすいことに注意しなければならない。応力集中率や捩れ補正係数を用いた既往の評価法では、剛床・非剛床に関わらず剛性中心の変位を1に基準化した指標を用いるため、このような固有円振動数の低下による並進変位の増加を考慮できない^{5,10,11)}。

図6.14(b)は $b=1$ で固定し、 $c=0.5, 2$ の2種について比較した結果である。 $b=1$ かつ $c=1$ のケースは図6.14(a)の中段に示している。 $c=2$ では元々直交壁が捩れに抵抗しにくい床形状のため、 ω_y/ω_θ が低下しても最大応答変位には変化が現れにくい。言い換えると、 $c=0.5$ のように捩れ剛性に対して直交壁の剛性が大きく寄与する構造ほど、 ω_y/ω_θ の低下が最大応答変位に大きく影響を与える。

以上、擬似加速度応答スペクトル一定という木造住宅に典型的な傾向を踏まえた上で非剛床構造の地震応答を分析した結果、既往の評価法では考慮していなかった点とその影響が明確となった。図14の全体的な傾向から、軸組工法における現行の規準 $R_{ex} < 0.3$ に加え、前述した $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を満足すれば、剛床時の最大応答変位と大差はない、つまり、概ね剛床仮定が成立すると言えるだろう。また、 $a < 0.25$ のように剛性偏心が著しく大きい構造や、 $b=2$ や $c=0.5$ のように建物の捩れ剛性に対して直交壁の剛性が大きく寄与する構造の地震応答は、特に水平構面の剛性に影響を受けやすく、 $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を満たさないケースの応答値は剛床時に比べて大きく異なる傾向を示した。このことから、式(28)に $\omega_y/\omega_\theta = 1.5$ 、 $h = 2.73$ mを代入し、床倍率 α_f に対して陽に表せば、次式を得る。

$$\alpha_f = 0.052(1+b/c^2)\alpha_x L_y^2 \approx \frac{L_y(1+b/c^2)\alpha_x}{9.7} \frac{L_y}{2} \quad (6.34)$$

式(6.34)は剛床仮定を満たす最小床倍率を表し、右辺の $L_y(1+b/c^2)/9.7$ は、品確法の必要床倍率算定式における α に相当する⁷⁾。ここに、品確法の α は境界条件を表す係数であり、0.5~2となる(式(6.22a)の α とは異なる)。式(6.34)は非剛床構造における捩れ振動時の動的特性を、剛床時のそれに近付けるという観点から誘導した必要値であり、直交壁の剛性(b)や辺長比(c)が含まれる。ただし、 $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ というクライテリアに関しては、さらに精査する必要があると思われる。

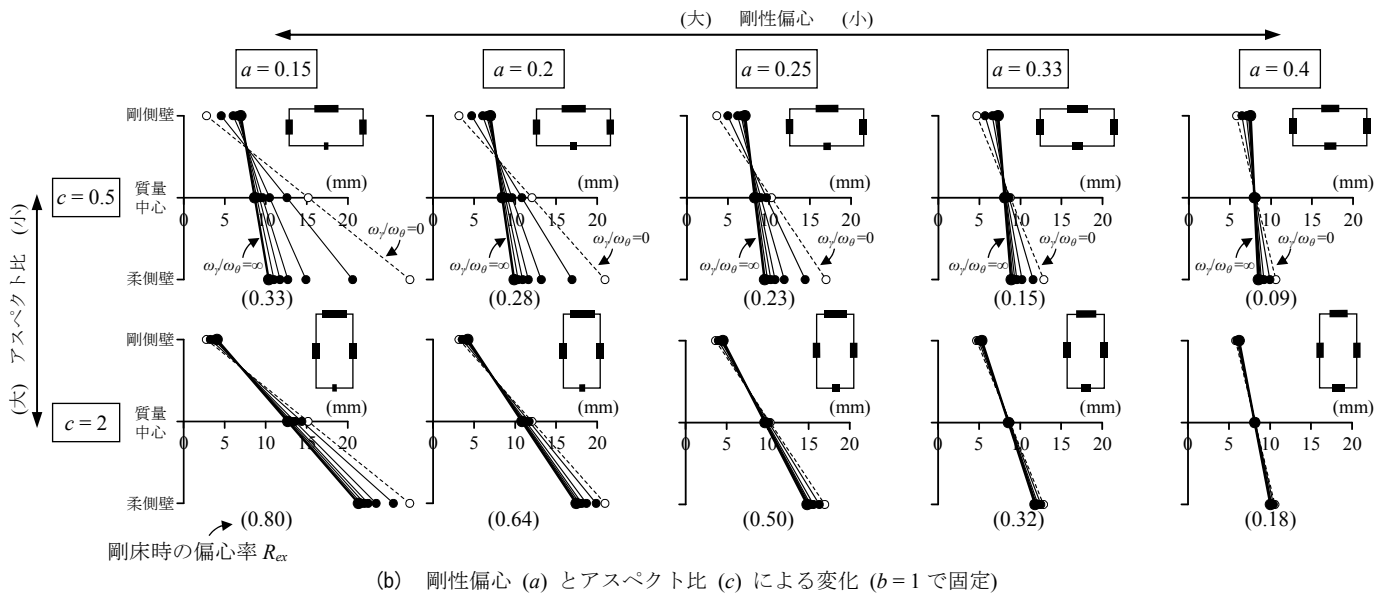
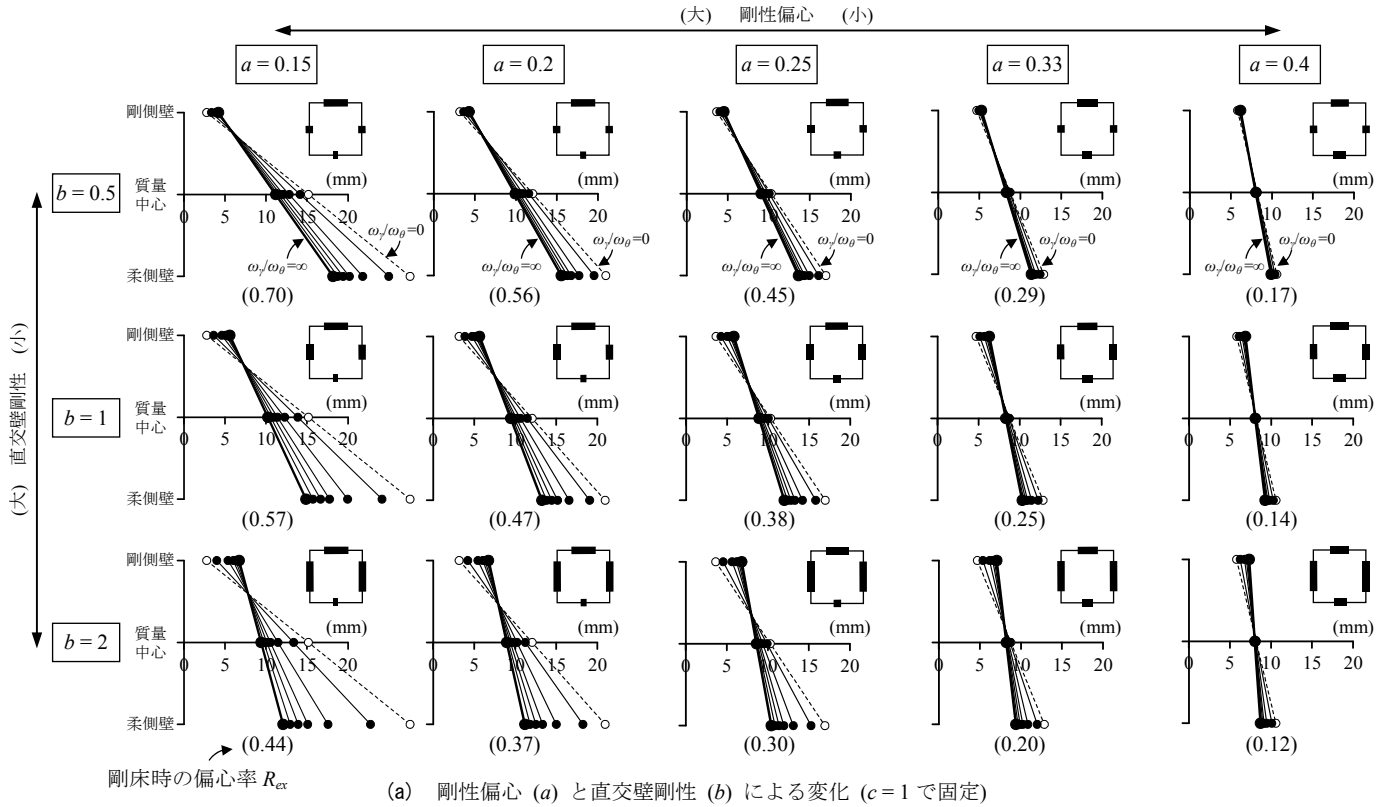


図 6.14 加速度一定領域 ($S_{pa} = 196 \text{ cm/s}^2$) における最大応答変位 ($\omega_j/\omega_\theta = 0$ (破線), 0.5, 1, 1.5, 2, 3, ∞ (太線))

6.6 2×2 スパンの場合の前提条件

木質構造の水平構面は横架材仕口がピン接合に近く、さらに横架材に釘で接合する面材はほとんど変形せず、釘が変形することで、床組自体はほぼ平行四辺形にせん断変形すると言える²¹⁾。ゆえに、前節までの理論を多スパンに拡張するため、水平構面をスパンごとに区切られたせん断パネルの集合で表すことにする。ただし、多くの先行研究と異なり、後述するようにパネルを繋ぐ節点には回転バネを設け、梁の弱軸回りの曲げ抵抗を再現する。これは青木らが指摘しているように、水平構面の剛性が著しく低い構造では重要な抵抗要素となる²¹⁾。

6.7 構造モデルの自由度縮約と運動方程式

6.7.1 考慮する構造モデル

図 6.15 のように x 方向のみに地震入力を受ける 2×2 スパンの構造モデルを考慮する。外周部と質量中心 (= 図心) を通る線上に剛性要素 (耐力壁) があるとし、スパンごとに区切られた 4 つの領域を、それぞれ領域 11, 領域 12, 領域 21, 領域 22 と呼び、 x 方向・ y 方向の長さを l_x, l_y とする。耐力壁の配置は質量中心に対して左右対称とする。ダッシュポットは耐力壁が持つ小さな内部減衰を表し、質量は水平面内に均等に分布しているとする。

各領域がせん断パネルのように平行四辺形に変形すると仮定すれば、モデルの変位分布を図 6.16(a) のように定義できる。水平構面のせん断変形を除き、剛体 (剛床) 変位成分として、質量中心の並進変位 u_x , 回転 θ があり、水平構面のせん断変形による成分として、 $\gamma_{x1}, \gamma_{x2}, \gamma_{y1}, \gamma_{y2}$ がある。ここに、 γ_{x1} = 領域 11, 12 のせん断変形角の x 方向に変位を生じさせる成分、 γ_{x2} = 領域 21, 22 のせん断変形角の x 方向に変位を生じさせる成分、 γ_{y1} = 領域 11, 21 のせん断変形角の y 方向に変位を生じさせる成分、 γ_{y2} = 領域 12, 22 のせん断変形角の y 方向に変位を生じさせる成分である。領域 11, 領域 12, 領域 21, 領域 22 の、いわゆる工学的せん断ひずみは、それぞれ $(\gamma_{x1} + \gamma_{y1}), (\gamma_{x1} + \gamma_{y2}), (\gamma_{x2} + \gamma_{y1}), (\gamma_{x2} + \gamma_{y2})$ となる。図 6.16 において例えば領域 11 では必ずしも $\gamma_{x1} = \gamma_{y1}$ ではなく、 θ 以外に $(\gamma_{x1} - \gamma_{y1})/2$ の回転が含まれる。ここでは 4 つの領域における θ を除いた回転の和 $(\gamma_{x1} + \gamma_{x2} - \gamma_{y1} - \gamma_{y2})$ がゼロとなることを拘束条件とし、せん断変形成分を定義する。

ただし、質量中心に対して左右対称な構造を対象とする場合、付録 6.F に示す釣り合い式より $\gamma_{y1} = \gamma_{y2}$ ($= \gamma_y$ とする) が導かれる。また、図 6.16(b) の 4 つの白丸の位置 (質量中心から回転半径 r_m の距離にある位置) での変位を求めるのであれば、 $u_x, (\theta + \gamma_{x1}), (\theta + \gamma_{x2}), (\theta - \gamma_y)$ の 4 つの自由度を考慮すれば十分であり、これらの線形結合により水平構面内の任意の点の変位を表すことができる。

水平構面をモデル化する際に、平行四辺形にせん断変形する要素 (領域) をピン接合で繋

ぐ例が見られるが^{9,18,23)}、実際には梁が弱軸回りに曲げ抵抗するものと考えられる。後述するが、水平構面のせん断剛性が著しく低い場合、この水平構面の曲げ抵抗分を考慮しないと、変位モードに大きな差異が生じるケースがあることが分かった²¹⁾。したがって、ここでは各領域を繋ぐ節点を回転バネで接合することを考える。本研究のように質量中心に対して左右対称な構造を対象とする場合、図 6.17 のように回転バネを接続すれば良く、このバネは下側の領域 (領域 11 と領域 12) と上側の領域 (領域 21 と領域 22) のせん断変形角の差分 ($\gamma_{x1} - \gamma_{x2}$) に比例して曲げ抵抗する。

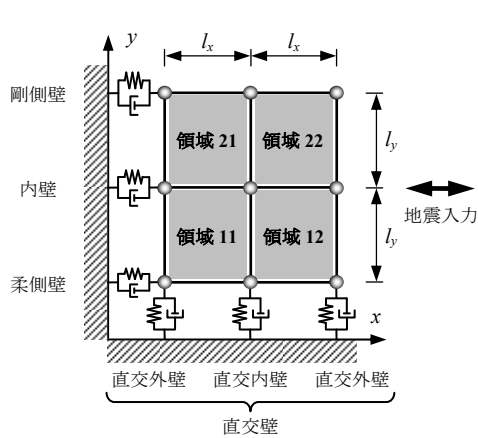
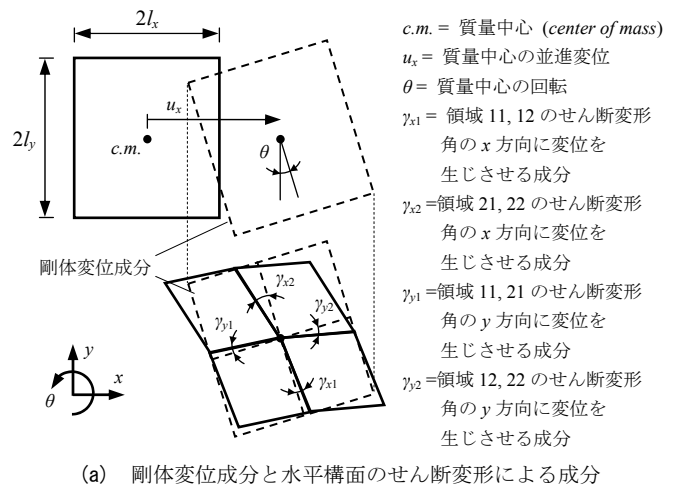


図 6.15 考慮する構造モデル



(a) 剛体変位成分と水平構面のせん断変形による成分

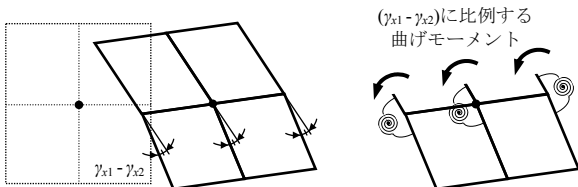
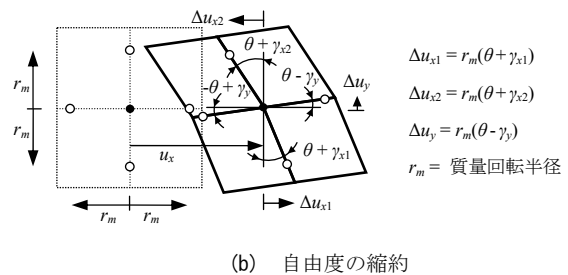


図 6.17 梁の弱軸回りの曲げ抵抗を再現する回転バネ



(b) 自由度の縮約

図 6.16 モデルの変位分布

6.7.2 領域内の釣り合い

まず、図 6.18 に示す領域 11 を例に、各領域での力の釣り合い式を導く。各領域に加わる力は、領域内に存在する剛性要素の抵抗力・抵抗モーメント、慣性力、隣接するパネルから伝わるせん断力と回転バネの曲げモーメントである。ここでは図 6.15 のように各領域の境界線上にのみ耐力壁が存在するモデルを考慮するが、以下の定式化ではより多スパンの場合でも一般性を失わないため、領域の内部にも耐力壁が存在するものとして展開していく。図 6.19 のように、領域 ij ($i = 1, 2, j = 1, 2$) における質量中心が図心に一致するとし、質

量中心を原点とした局所座標系 (x_{ij}, y_{ij}) で考える。 x 方向・ y 方向に有効な l 番目の剛性要素の剛性をそれぞれ $k_{xij}^{(l)}, k_{yij}^{(l)}$ とし、質量中心からの距離を $y_{ij}^{(l)}, x_{ij}^{(l)}$ とする。同様に、 k 番目の質量を $m_{ij}^{(l)}$ とし、質量中心からの x 方向・ y 方向距離をそれぞれ $x_{mij}^{(l)}, y_{mij}^{(l)}$ とする。以上より、

$$K_{xij} = \sum_l k_{xij}^{(l)}, \quad K_{\theta ij} = \sum_l \left[k_{xij}^{(l)} (y_{ij}^{(l)})^2 + k_{yij}^{(l)} (x_{ij}^{(l)})^2 \right], \quad e_{yij} = \sum_l k_{xij}^{(l)} y_{ij}^{(l)} / K_{xij} \quad (6.35a-c)$$

$$m_0 = \sum_l m_{ij}^{(l)}, \quad I_0 = \sum_l m_{ij}^{(l)} \left[(x_{mij}^{(l)})^2 + (y_{mij}^{(l)})^2 \right] \quad (6.36a,b)$$

ここに、 $K_{xij}, K_{\theta ij}$ = 領域 ij 内での x 方向総剛性と捩れ剛性、 e_{yij} = 領域 ij 内での y 方向剛性偏心距離である。また、 m_0 = 質量、 I_0 = 回転慣性であり、各領域とも等しくなる。ここで、各領域の局所座標系では x 方向にも剛性偏心が生じている可能性があるが、前提条件よりモデル全体としては x 方向に剛性偏心が生じていないため、この各領域内での x 方向の剛性偏心は無視できる。

地動加速度を \ddot{u}_g とし、領域 11 に加わる x 方向の力、 y 方向の力、モーメント、 x 方向のせん断力、 y 方向のせん断力の釣り合い式を、それぞれ以下に示す。

$$\begin{aligned} & m_0 \left[\ddot{u}_x + (l_y/2)(\ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1}) + \ddot{u}_g \right] + K_{x11} \left[u_x + (l_y/2)(\theta + \gamma_{x1}) \right] \\ & \quad - K_{x11} e_{y11} [\theta + \gamma_{x1}] + Q_{x1} = 0 \\ & -m_0 (l_x/2)(\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y) - K_{y11} (l_x/2)(\theta - \gamma_y) + Q_{y1} = 0 \\ & I_0^{(x)} (\ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1}) + I_0^{(y)} (\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y) - K_{x11} e_{y11} [u_x + (l_y/2)(\theta + \gamma_{x1})] \\ & \quad + K_{\theta 11}^{(x)} (\theta + \gamma_{x1}) + K_{\theta 11}^{(y)} (\theta - \gamma_y) - Q_{x1} (l_y/2) + Q_{y1} (l_x/2) + K_{\theta b} (\gamma_{x1} - \gamma_{x2}) / 2 = 0 \\ & I_0^{(x)} (\ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1}) - K_{x11} e_{y11} [u_x + (l_y/2)(\theta + \gamma_{x1})] \\ & \quad + K_{\theta 11}^{(x)} (\theta + \gamma_{x1}) - Q_{x1} (l_y/2) - K_{\theta b} (\gamma_{x1} - \gamma_{x2}) / 2 = -GV_0 (\gamma_{x1} + \gamma_y) \\ & I_0^{(y)} (\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y) + K_{\theta 11}^{(y)} (\theta - \gamma_y) + Q_{y1} (l_x/2) = GV_0 (\gamma_{x1} + \gamma_y) \end{aligned} \quad (6.37a-e)$$

ここに、 $K_{\theta ij}^{(x)}$ と $K_{\theta ij}^{(y)}$ 、および $I_0^{(x)}$ と $I_0^{(y)}$ は、

$$K_{\theta ij}^{(x)} = \sum_l k_{xij}^{(l)} (y_{ij}^{(l)})^2, \quad K_{\theta ij}^{(y)} = \sum_l k_{yij}^{(l)} (x_{ij}^{(l)})^2 \quad (6.38a,b)$$

$$I_0^{(x)} = \sum_l m_{ij}^{(l)} (y_{mij}^{(l)})^2 (= m_0 l_y^2 / 12), \quad I_0^{(y)} = \sum_l m_{ij}^{(l)} (x_{mij}^{(l)})^2 (= m_0 l_x^2 / 12) \quad (6.39a,b)$$

と定義し、それぞれ $K_{\theta ij} = K_{\theta ij}^{(x)} + K_{\theta ij}^{(y)}$ 、 $I_0 = I_0^{(x)} + I_0^{(y)}$ の関係となる。式(6.39)の右辺括弧内の項は、均等質量分布の場合である。 G = 水平構面のせん断弾性係数、 V_0 = 各領域の水平構面を弾性床版としたときの体積であり、各領域で均一とする(付録 6.G)。 $K_{\theta b}$ = 下側の領域 (領域 11

と領域 12) と上側の領域 (領域 21 と領域 22) を繋ぐ回転バネの回転剛性であり、領域 11 と領域 21、および領域 12 と領域 22 のそれぞれを繋ぐ回転バネの回転剛性は、 $K_{\theta b}/2$ ずつとする。また、 Q_{x1} = 領域 21 から伝わる x 方向のせん断力、 Q_{y1} = 領域 12 から伝わる y 方向のせん断力であり、これらは水平構面の内力のためモデル全体の釣り合い式 (次節) には現れない。

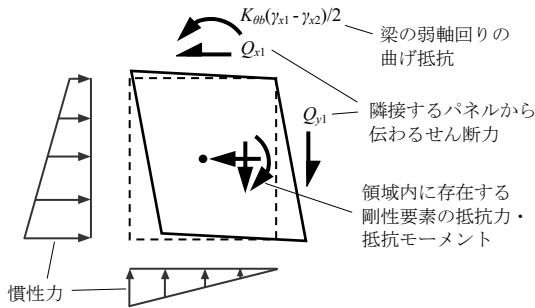


図 6.18 領域 11 のパネルに加わる力

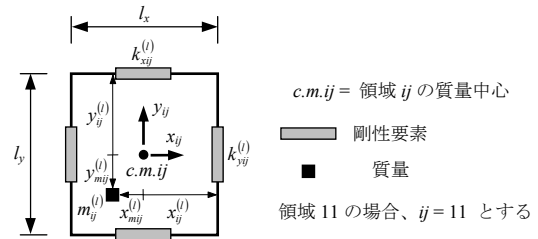


図 6.19 領域 ij 内における剛性要素と質量の位置の定義

6.7.3 モデル全体の釣り合い

全ての領域で式(6.37)のような釣り合い式をたて、これを用いてモデル全体での釣り合いを考慮し、モデル全体の質量中心を原点とした全体座標系で表せば、次の運動方程式が得られる (付録 6.H)。

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m & ml_y/4 & -ml_y/4 & 0 \\ & I^{(x)}/2 & 0 & 0 \\ & & I^{(x)}/2 & 0 \\ \text{sym.} & & & I^{(y)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1} \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x2} \\ \ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y \end{Bmatrix} \\
 + & \begin{bmatrix} K_x & -e_{y1}K_{x1} & -e_{y2}K_{x2} & 0 \\ & K_{\theta 1}^{(x)} + GV/2 + K_{\theta b} & -K_{\theta b} & -GV/2 \\ & & K_{\theta 2}^{(x)} + GV/2 + K_{\theta b} & -GV/2 \\ \text{sym.} & & & K_{\theta}^{(y)} + GV \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta + \gamma_{x1} \\ \theta + \gamma_{x2} \\ \theta - \gamma_y \end{Bmatrix} \\
 = & \begin{bmatrix} m & ml_y/4 & -ml_y/4 & 0 \\ & I^{(x)}/2 & 0 & 0 \\ & & I^{(x)}/2 & 0 \\ \text{sym.} & & & I^{(y)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \tag{5.40}
 \end{aligned}$$

ただし、総質量 $m = 4m_0$ 、水平構面の総体積 $V = 4V_0$ とし、全体座標系で定義した以下のパラ

メータを用いた。

$$I^{(x)} = 4I_0^{(x)} + 4m_0(l_y/2)^2, \quad I^{(y)} = 4I_0^{(y)} + 4m_0(l_x/2)^2 \quad (6.41a,b)$$

$$\begin{aligned} K_x &= K_{x11} + K_{x12} + K_{x21} + K_{x22}, \quad K_{x1} = K_{x11} + K_{x12}, \quad K_{x2} = K_{x21} + K_{x22} \\ e_{y1} &= [(K_{x11}e_{y11} + K_{x12}e_{y12}) - (K_{x11} + K_{x12})(l_y/2)]/K_{x1} \\ e_{y2} &= [(K_{x21}e_{y21} + K_{x22}e_{y22}) - (K_{x21} + K_{x22})(l_y/2)]/K_{x2} \end{aligned} \quad (6.42a-e)$$

$$\begin{aligned} K_{\theta_1}^{(x)} &= K_{\theta_{11}}^{(x)} + K_{\theta_{12}}^{(x)} - 2(K_{x11}e_{y11} + K_{x12}e_{y12})(l_y/2) + (K_{x11} + K_{x12})(l_y/2)^2 \\ K_{\theta_2}^{(x)} &= K_{\theta_{21}}^{(x)} + K_{\theta_{22}}^{(x)} - 2(K_{x21}e_{y21} + K_{x22}e_{y22})(l_y/2) + (K_{x21} + K_{x22})(l_y/2)^2 \\ K_{\theta}^{(y)} &= K_{\theta_{21}}^{(y)} + K_{\theta_{22}}^{(y)} + K_{\theta_{21}}^{(y)} + K_{\theta_{22}}^{(y)} + (K_{y11} + K_{y12} + K_{y21} + K_{y22})(l_x/2)^2 \end{aligned} \quad (6.43a-c)$$

式(6.40)において、 $m, I^{(x)}, I^{(y)}, K_x, GV, K_{\theta}^{(y)}$ は6.3節で示したパラメータであるが、その他の $K_{x1}, K_{x2}, e_{y1}, e_{y2}, K_{\theta_1}^{(x)}, K_{\theta_2}^{(x)}$ は下側の領域(添え字「1」)と上側の領域(添え字「2」)のようにゾーニングした場合の総剛性、捩れ剛性、 y 方向剛性偏心距離である。モデル全体での総剛性 K_x 、捩れ剛性 K_{θ} 、 y 方向剛性偏心距離 e_y との関係は、

$$K_x = K_{x1} + K_{x2}, \quad K_{\theta} = K_{\theta_1}^{(x)} + K_{\theta_2}^{(x)} + K_{\theta}^{(y)}, \quad e_y = (K_{x1}e_{y1} + K_{x2}e_{y2})/K_x \quad (6.44a-c)$$

となる。

6.7.4 振動特性値を用いた運動方程式の表記

式(6.40)を固有円振動数などの振動特性値を用いて書き換えるため、以下のパラメータを定義する。

$$\omega_x = \sqrt{K_x/m}, \quad \omega_{\theta} = \sqrt{K_{\theta}/I} \quad (6.45a,b)$$

ここに、 $\omega_x = x$ 方向変位のみが生じるように回転を拘束したモデルの固有円振動数、 $\omega_{\theta} =$ 回転のみが生じるように x 方向変位を拘束したモデルの固有円振動数である¹⁶⁾。また、次式のような変数変換を行う(図6.16(b))。

$$\begin{aligned} \Delta u_{x1} &= r_m(\theta + \gamma_{x1}), \quad \Delta u_{x2} = r_m(\theta + \gamma_{x2}) \\ \Delta u_y &= r_m(\theta - \gamma_y), \quad r_m = \sqrt{I/m} \left(= \sqrt{(l_x^2 + l_y^2)/3} \right) \end{aligned} \quad (6.46a-d)$$

ここに、 r_m = 質量回転半径、 I = モデル全体の回転慣性であり、均等質量分布の場合の r_m は式(6.46d)右辺の括弧書きのように表される。これらを用いて式(6.40)を書き換えれば、

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\{\mathbf{1}\}\ddot{u}_g \quad (6.47)$$

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 1 & l_y/4r_m & -l_y/4r_m & 0 \\ & (1+\alpha)/4 & 0 & 0 \\ & & (1+\alpha)/4 & 0 \\ sym. & & & (1-\alpha)/2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ \Delta u_{x1} \\ \Delta u_{x2} \\ \Delta u_y \end{Bmatrix}, \quad \{\mathbf{1}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{k} = \omega_x^2 \begin{bmatrix} 1 & -\bar{e}_{y1} \frac{K_{x1}}{K_x} & -\bar{e}_{y2} \frac{K_{x2}}{K_x} & 0 \\ \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \left(\cos^2 \psi_{x1} \frac{K_{\theta1}}{K_\theta} + \frac{\omega_\gamma^2}{8\omega_\theta^2} + \frac{\omega_b^2}{\omega_\theta^2} \right) & -\frac{\omega_\theta^2 \omega_b^2}{\omega_x^2 \omega_\theta^2} & -\frac{\omega_\theta^2 \omega_\gamma^2}{\omega_x^2 8\omega_\theta^2} & \\ \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \left(\cos^2 \psi_{x2} \frac{K_{\theta2}}{K_\theta} + \frac{\omega_\gamma^2}{8\omega_\theta^2} + \frac{\omega_b^2}{\omega_\theta^2} \right) & -\frac{\omega_\theta^2 \omega_\gamma^2}{\omega_x^2 8\omega_\theta^2} & -\frac{\omega_\theta^2 \omega_\gamma^2}{\omega_x^2 8\omega_\theta^2} & \\ sym. & & \frac{\omega_\theta^2}{\omega_x^2} \left(\sin^2 \psi_x + \frac{\omega_\gamma^2}{4\omega_\theta^2} \right) & \end{bmatrix} \quad (6.48a-d)$$

ここに、

$$\bar{e}_{y1} = e_{y1}/r_m, \quad \bar{e}_{y2} = e_{y2}/r_m \quad (6.49a,b)$$

$$\begin{aligned} \cos^2 \psi_{x1} &= K_{\theta1}^{(x)}/K_{\theta1}, & \sin^2 \psi_{x1} &= K_{\theta1}^{(y)}/K_{\theta1} \\ \cos^2 \psi_{x2} &= K_{\theta2}^{(x)}/K_{\theta2}, & \sin^2 \psi_{x2} &= K_{\theta2}^{(y)}/K_{\theta2} \\ \sin^2 \psi_x &= K_\theta^{(y)}/K_\theta \end{aligned} \quad (6.50a-e)$$

$$\omega_\gamma = \sqrt{4GV/I}, \quad \omega_b = \sqrt{K_\theta/I}, \quad \alpha = (I^{(x)} - I^{(y)})/I \quad (6.51a-c)$$

第6章では一般に用いられる非減衰時のモードによる展開を行うため、式(6.47)に表れる減衰マトリクス \mathbf{c} を定義しないが、6.3節のように各要素の粘性から詳細に \mathbf{c} を構築することもできる。

式(6.49), (6.50)は、6.3節で用いた $\bar{e}_y, \cos 2\psi_x$ などを下側の領域 (添え字「1」) と上側の領域 (添え字「2」) にゾーニングして再定義したものである。さらに、 ω_γ は水平構面のせん断に対する硬さ、 ω_b は水平構面の曲げに対する硬さを表しており、ともに円振動数 (rad/s) の次元を有しているため ω を用いたが、物理的な円振動数を表すものではない。

式(6.47)は構造モデルを拘束した場合の固有円振動数 (ω_x) といくつかの無次元パラメータで構成されるマトリクスで表され、式(6.40)の代わりに用いる。また、この無次元パラメータを6.3節では振れの支配特性値と称したが、ここでは振れ振動のみならず水平構面の変形挙動も含め、より広い意味で「平面振動特性値」と呼ぶ。この平面振動特性値は6.3節で定

義した3種 ($\omega_\theta/\omega_x, \alpha, \omega_y/\omega_\theta$) と、 $l_y/r_m, \bar{e}_{y1}(K_{x1}/K_x), \bar{e}_{y2}(K_{x2}/K_x), \cos^2\psi_{x1}(K_{\theta1}/K_\theta),$

$\cos^2\psi_{x2}(K_{\theta2}/K_\theta), \sin^2\psi_x, \omega_b/\omega_\theta$ の7種の計10種がある(粘性に関するものは省略)。これらの平面振動特性値がマトリクスの形状、ひいては構造モデルの動的特性を決定する。

なお、内壁の位置に偏りがあり、質量中心を通らない場合は付録6.Iで示す。また、図6.15には2×2スパンのモデルを示したが、さらに多スパンの場合でも、大まかな変位モードは図6.16のようになると考えられる。その場合、式(6.41), (6.42), (6.43)のように全体座標系で一般化した式を用いれば、多スパンのモデルを2×2スパンに置換して扱うことができる(付録6.I)。

6.7.4 運動方程式作成に必要な特性値のまとめ

運動方程式を構成する剛性マトリクス \mathbf{m} , 剛性マトリクス \mathbf{k} を作成するには、前節で述べた平面振動特性値を計算する必要がある。これらは質量と幾何学・剛性・水平構面に関するパラメータに分類でき、それぞれの計算に必要な物理量(質量 m および回転慣性 I を除く)と関連する式番号を表6.3に示した。剛性に関して7種 ($e_{y1}, e_{y2}, K_{x1}, K_{x2}, K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$) あり、これらは下側の領域と上側の領域にゾーニングした場合の総剛性、捩れ剛性、 y 方向剛性偏心距離などである。その他、水平構面に関するものとして2種 ($GV, K_{\theta b}$) があり、これらの四則演算によって必要な全ての特性値が得られる。

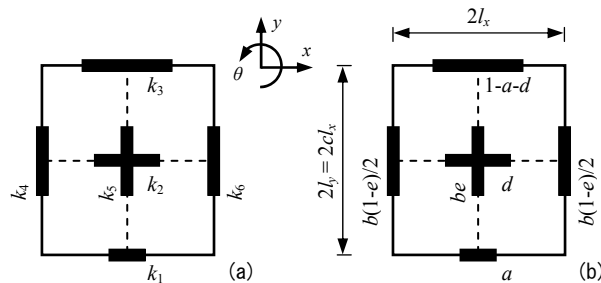
表 6.3 平面振動特性値の一覧

要素	平面振動特性値	計算に必要な物理量	式番号
質量・幾何学	α l_y/r_m	均等質量分布の場合には l_x, l_y	(39), (41), (51c) (46d)
剛性	ω_θ/ω_x	$K_{x1}, K_{x2}, K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$	(35a), (42a-c), (43), (44b), (45)
	$\bar{e}_{y1}K_{x1}/K_x$	e_{y1}, K_{x1}, K_{x2}	(35a,c), (42a,b,d), (49a)
	$\bar{e}_{y2}K_{x2}/K_x$	e_{y2}, K_{x1}, K_{x2}	(35b), (43), (44b), (49b)
	$\cos^2\psi_{x1}K_{\theta1}/K_\theta$	$K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$	(35b), (43), (44b), (50a)
	$\cos^2\psi_{x2}K_{\theta2}/K_\theta$	$K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$	(35b), (43), (44b), (50c)
	$\sin^2\psi_x$	$K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$	(35b), (43), (44b), (50e)
水平構面	ω_y/ω_θ	$GV, K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$	(35b), (43), (44b), (45b), (51a)
	ω_b/ω_θ	$K_{\theta b}, K_{\theta1}^{(x)}, K_{\theta2}^{(x)}, K_\theta^{(y)}$	(35b), (43), (44b), (45b), (51b)

6.8 動的特性評価

6.8.1 対象モデル

様々なモデルを用いたパラメトリックな検討を行うため、各壁の剛性 ($k_1 \sim k_6$) を図 6.20(a)のように定義し、さらに剛性バランスや水平構面のアスペクト比を比例定数 ($a \sim e$) を用いて図 6.20(b)のように表す。ここに、 $a = x$ 方向総剛性に対する柔側壁の剛性比 ($= k_1 / (k_1 + k_2 + k_3)$)、 $b = x$ 方向総剛性に対する y 方向総剛性の比 ($= (k_4 + k_5 + k_6) / (k_1 + k_2 + k_3)$)、 $c =$ 水平構面のアスペクト比 ($= l_y / l_x$)、 $d = x$ 方向総剛性に対する内壁の剛性比 ($= k_2 / (k_1 + k_2 + k_3)$)、 $e = y$ 方向総剛性に対する直交内壁の剛性比 ($= k_5 / (k_4 + k_5 + k_6)$) である。6.4 節では 1×1 スパンのため、 $d = e = 0$ としていた。



- $a = x$ 方向総剛性に対する柔側壁の剛性比 ($= k_1 / (k_1 + k_2 + k_3)$)
- $b = x$ 方向総剛性に対する y 方向総剛性の比 ($= (k_4 + k_5 + k_6) / (k_1 + k_2 + k_3)$)
- $c =$ 水平構面のアスペクト比 ($= l_y / l_x$)
- $d = x$ 方向総剛性に対する内壁の剛性比 ($= k_2 / (k_1 + k_2 + k_3)$)
- $e = y$ 方向総剛性に対する直交内壁の剛性比 ($= k_5 / (k_4 + k_5 + k_6)$)

図 6.20 モデルの剛性バランス

6.8.2 水平構面の変形挙動に影響を及ぼす特性値の分析

ある壁線を耐力壁線とみなす条件として、現行の在来軸組構法の設計規準では、耐力壁線の長さの 6 割以上の有効壁長 ($=$ 壁倍率 \times 壁長) があることが要求される^{7,8)}。したがって、内壁や直交内壁がある壁線が耐力壁線となるためには、単位床面積当たりの x 方向の壁量を α_x (以下では、単に壁量と称す) として、

$$d \geq 0.3 / (\alpha_x l_y) \quad , \quad e \geq 0.3 / (b \alpha_x l_y) \quad (6.52a,b)$$

がそれぞれ求められ、 $b = 1$ 、 $\alpha_x = 0.33 \text{ m/m}^2$ 、 $l_y = 3.64 \text{ m}$ を代入すれば、 $d (e) \geq 0.25$ となる (付録 6.C)。本研究では現行の設計法において、内壁がある壁線が耐力壁線と見なされる Model 1 ($d = 0.33 (= 0.25 \times 1.33)$) と見なされない Model 2 ($d = 0.13 (= 0.25 \times 0.5)$) の 2 種を考慮す

る。ただし、柔側壁は外周壁のため、 $a < 0.25$ でも耐力壁線と呼ぶ。それ以外の共通事項として、 $b = 1, c = 1, e = 0.33$ を与える。

また、 ω_y/ω_θ と ω_b/ω_θ はそれぞれ水平構面のせん断変形のしにくさ、曲げ変形のしにくさを表し、本研究における重要なパラメータである（以下では広い意味で水平構面のせん断剛性、曲げ剛性と称する）。これらの物理的意味を以下に説明する。

6.3節では運動方程式において ω_y/ω_θ 値が水平構面のせん断変形のしにくさを表す主要なパラメータであることを明らかにし、概ね剛床と言えるクライテリアとして $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を提案した。 ω_y/ω_θ は6.4節で示したように、床倍率 α_f 、壁量 α_x 、比例定数($a \sim e$)、階高 h 、スパン l_y を用いて、以下のように表すことができる。

$$\left(\omega_y/\omega_\theta\right)^2 = \frac{16\alpha_f h}{\alpha_x (2l_y)^2 [1 - d + (b/c^2)(1 - e)]} \quad (6.53)$$

本研究では壁倍率や床倍率はともに $1/150\text{rad}$ の耐力を表すものとし、これを剛性に読み替えて用いている。上式において $d = e = 0$ とすれば、6.4節の式(6.28)に一致する。式(6.53)に $l_y = 3.64\text{ m}$ 、 $h = 2.73\text{ m}$ を代入し、Model 1とModel 2に対し $\alpha_x = 0.15, 0.3\text{ m/m}^2$ の2種、 $\omega_y/\omega_\theta = 0.5, 1, 1.5, 2, 3$ の5種について、そのときの床倍率を求めたものを表6.4に示す。2×2スパンの場合、内壁の剛性が低いほど(d や e が小さいほど)、1×1スパンのモデルに近付くため、等しい ω_y/ω_θ 値にするには高い床倍率が必要になる。また、軸組構法や枠組壁工法の設計規準において水平構面のアスペクト比の制限があるが^{8,24)}、これは曲げ変形を抑制するためのものであり、式(6.53)に含まれる水平構面のアスペクト比 c とは意味合いが異なる。続いて、 ω_b/ω_θ をその定義に基づき書き換えると、

$$\left(\omega_b/\omega_\theta\right)^2 = K_{\theta b}/K_\theta \quad (6.54)$$

となる。つまり、 $\left(\omega_b/\omega_\theta\right)^2$ は剛床時の捩れ剛性に対する、各領域を繋ぐ回転バネの回転剛性の比を表す。ところで、この回転バネは実際には存在しないものであり、回転剛性 $K_{\theta b}$ は次のように定める。

図6.21(a)のように単純支持された梁を考え、この梁の水平構面の面内方向の曲げ剛性を EI とすれば、梁中間部に与える荷重 P に対する加力点の変位 δ_1 が得られる。次に、図6.21(b)のように剛な梁の中間部に回転剛性 $K_{\theta b}$ の回転バネが接続されたモデルを考え、同様に梁中間部に与える荷重 P に対する加力点の変位 δ_2 を求め、 $\delta_1 = \delta_2$ とすれば、 $K_{\theta b} = 3EI/2l_y$ が得られる。このとき、梁の途中に継ぎ手はないものとしており、通し柱などにより梁が分断されている場合には $K_{\theta b} = 0$ とする。本論ではヤング係数 $E = 8\text{ kN/mm}^2$ 、断面2次モーメント $I = 240 \times 120^3/12\text{ mm}^4$ 、 $l_y = 3.64\text{ m}$ の梁が3本あることを想定し、 $K_{\theta b} = 342\text{ kNm/rad}$ を基準とする。しかし、面材が釘打ちされた梁はいくらか曲げ剛性が高まっており、それがど

の程度であるかを求めるのは容易ではないため、本研究では $K_{\theta b} (EI)$ を 10 倍にしたモデルを比較する。これらのモデルを、以下では単に「曲げ剛性小」や「曲げ剛性大」などと称す。なお、 $K_{\theta b} = \infty$ とすれば曲げ変形成分が消失し、水平構面全体が平行四辺形になる変形モードとなるため、6.5 節までで示した 1×1 スパンの場合を再現できる。なお、青木らは梁の曲げ剛性を等価な水平構面のせん断剛性に置換して解析を行っているが、式(6.40)や(6.48d)から分かるように、せん断剛性 (ω_y/ω_θ) と曲げ剛性 (ω_b/ω_θ) は剛性マトリクスにおいて異なる要素であり、本研究ではこれらに等価性は無いものとして扱う²¹⁾。

表 6.4 ω_y/ω_θ と床倍率の関係

	壁量 (m/m ²)	ω_y/ω_θ (-)				
		0.5	1	1.5	2	3
Model 1	0.15	0.06	0.24	0.55	0.98	2.19
	0.3	0.12	0.49	1.10	1.95	4.39
Model 2	0.15	0.07	0.28	0.63	1.12	2.52
	0.3	0.14	0.56	1.26	2.24	5.05

(注) 各セルは $l_y = 3.64\text{m}$, $h = 2.73\text{m}$ の場合の床倍率

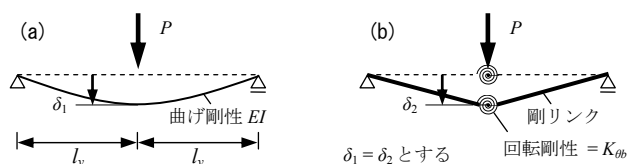


図 6.21 回転バネの剛性決定法

6.8.3 動的特性の比較

式(6.47)の固有値問題を解くことで、固有円振動数やモード形などの動的特性を得ることができる。まずは1次モードの固有円振動数に対して、1) a (剛性偏心の大きさ), 2) ω_y/ω_θ (水平構面のせん断変形のしにくさ), 3) ω_b/ω_θ (水平構面の曲げ変形のしにくさ) の3種パラメータが及ぼす影響を考察する。

図 6.22(a)は Model 1 の $a = 0 \sim 0.33$ で変化させた場合の1次固有円振動数 ω_1/ω_x である(モデルの自由度を並進のみに拘束した場合の固有円振動数 ω_x で基準化している)。左は曲げ剛性小の水平構面として $K_{\theta b} = 342 \text{ kNm/rad}$ を、右は曲げ剛性大として $K_{\theta b} = 3420 \text{ kNm/rad}$ を考慮した場合である。また、各グラフにおいて $\omega_y/\omega_\theta = 0.1, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, \infty$ の7種を考慮した。なお、図中の黒丸は後述する検討で用いるケースを表している。6.4 節で言及したように、 a が小さく(剛性偏心が大きく)、 ω_y/ω_θ が低下するほど ω_1/ω_x が低下する。また、 1×1 スパンのように、剛性が無偏心でも $\omega_1/\omega_x = 1$ とはならず、そのとき水平構面の曲げ剛性が低い方が ω_1/ω_x が低下する。

同様に、図 6.22(b)は同じ書式で Model 2 の $a = 0 \sim 0.43$ で変化させた場合の結果を示している。大まかな傾向は Model 1 と類似しているが、Model 1 と大きく異なる点を挙げると、剛性偏心が小さく ω_y/ω_θ が低いときに、水平構面の曲げ剛性の影響を受けやすくなっていることである。これは青木らも指摘した現象である²⁰⁾。内壁がある壁線が耐力壁線と見なされないほど柔らかいためであり、現行の設計規準では耐力壁線間距離を2倍として扱うこと

で、このような構造物の設計を抑制している。しかし、ある程度高い ω_y/ω_θ 値があれば、水平構面の曲げ剛性はほとんど影響しなくなる。換言すると、水平構面はせん断による抵抗と曲げによる抵抗が並列で存在し、せん断剛性がある程度高ければ、精確に把握できていない曲げによる抵抗の影響がほとんどなくなるため、従来のせん断変形が卓越するという考え方に適合する。

ただし、 ω_y/ω_θ が低ければ必ず水平構面の曲げによる抵抗の影響が卓越するという訳ではない。Model 1 (耐力壁線間距離が短い) は剛性偏心が大きいとき、Model 2 (耐力壁線間距離が長い) は剛性偏心が小さいときに曲げ剛性の影響が顕著なことが分かる。

次に、1次から4次までのモード形を図6.23に示す。水平構面のせん断剛性と曲げ剛性のバランスとして、 $\omega_y/\omega_\theta=0.7$ (曲げ剛性小)、 $\omega_y/\omega_\theta=0.7$ (曲げ剛性大)、 $\omega_y/\omega_\theta=\infty$ の3ケースを考慮した。なお、モード形は固有ベクトルのノルムが等しくなるように基準化しており、各ケースの*i*次モードの固有円振動数 ω_i/ω_x も併記している。全てのケースで1次は並進、2次は回転、3次と4次は水平構面のせん断変形が卓越したモードと考えられ、 $\omega_y/\omega_\theta=\infty$ では剛床のため2次モードまでしか現れない。

図6.23(a)はModel 1で $a=0.15$ 、図23(b)はModel 2で $a=0.25$ の場合であり、ともに建築基準法で定められた偏心率が0.3程度となる。この程度の剛性偏心の場合、Model 1では水平構面の曲げ剛性によるモード形の変化はほとんどないが、Model 2では1次モード形の変化が明確に表れている。なお、両モデルとも水平構面の曲げ剛性を高めると4次モードの固有円振動数が大きく増加するが、地震応答の面ではそれほど重要とは考えにくい。

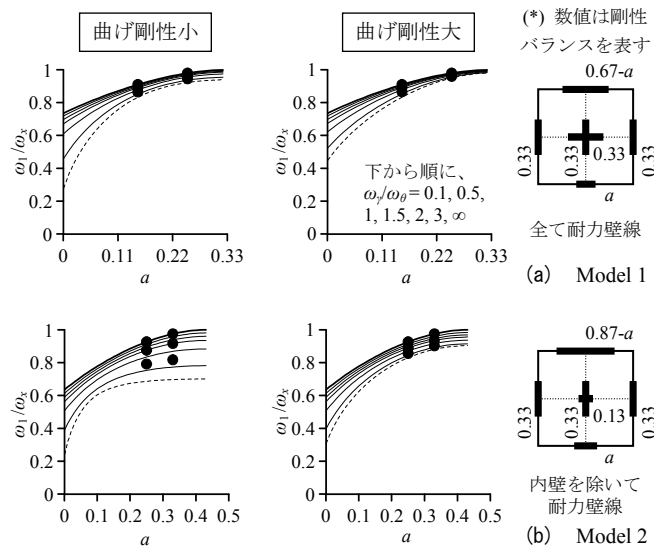


図 6.22 ω_y/ω_θ と 1 次モードの動的特性の関係
($\omega_y/\omega_\theta=0.1$ (破線), 0.5, 1, 1.5, 2, 3, ∞ (太線))

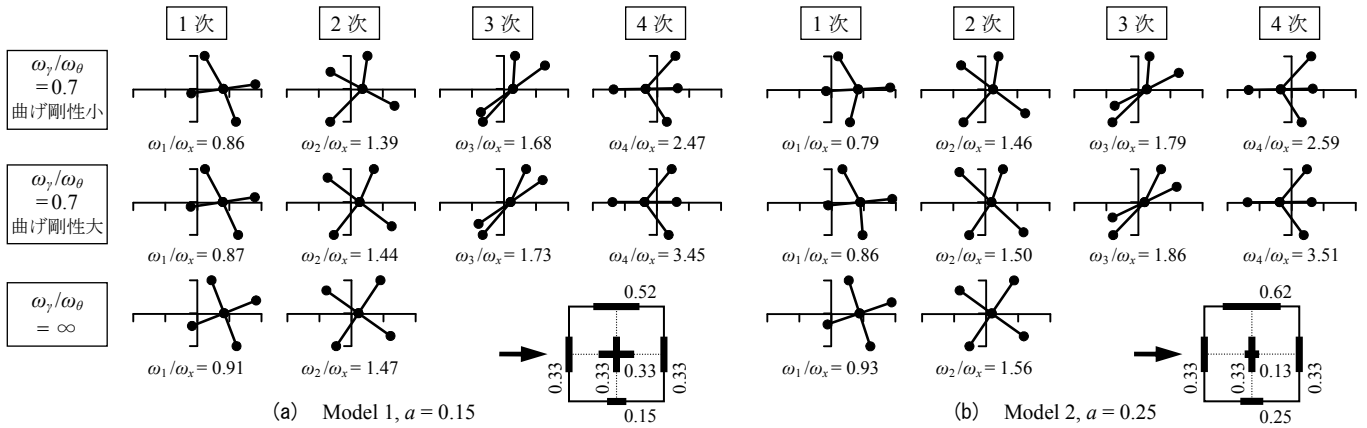


図 6.23 モード形と固有円振動数 (モード形はノルムが等しくように基準化)

6.9 地震応答評価

前節で用いた Model 1 と Model 2 について、応答スペクトル法により地震最大応答を評価する。また、従来の静的評価法との相違を明確にするため、地震力分布 (応答加速度分布) にも言及する。

6.9.1 評価法

$2l_x = 2l_y = 2 \times 3.64 \text{ m} = 7.28 \text{ m}$ の規模の建物を想定し、 x 方向・ y 方向とも $C_0 = 0.2$ の地震力に対して耐力壁の許容せん断耐力の総和が等しくなる壁量を持つとする。このとき、耐力壁の許容せん断耐力が $1/150\text{rad}$ 時に生じると仮定すれば、 $T_x (= 2\pi/\omega_x) = 0.61$ 秒となる。

Model 1 は $a = 0.15$ と 0.25 を考慮し、偏心率はそれぞれ $0.33, 0.14$ となる。また、 $\omega_\gamma/\omega_\theta = 0.7, 1.5, \infty$ の 3 種を考慮し、式(6.53)から求まる床倍率はそれぞれ $0.26, 1.2, \infty$ となる。一方、Model 2 は $a = 0.25$ と 0.33 を考慮し、剛性偏心率はそれぞれ $0.31, 0.17$ となる。また、床倍率は $0.30, 1.4, \infty$ を考慮する ($\omega_\gamma/\omega_\theta = 0.7, 1.5, \infty$ の順)。これらのケースの ω_1/ω_x は、図 6.22 中に黒丸で示している。

地震最大応答の評価方法は、以下に述べる 2 種を用いた。

1) 応答スペクトル法

第 6 章で考慮する構造モデルは減衰定数が小さく、そのため減衰マトリクスの形状も不確かである。よって 1 次から 4 次モードまでの減衰定数が全て等しく、2% と仮定する。

次に、1次から4次モードまでの固有周期が擬似加速度スペクトル一定領域にあるとし、最大一般化変位 ($q_{i,\max}$ ($i=1\sim 4$)) を次式のように得る。

$$q_{i,\max} = \beta_i S_{pa} / \omega_i^2, \quad \beta_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{m} \{1\} / \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_i \quad (6.55a,b)$$

ここに、 β_i = i 次モード刺激係数、 $\boldsymbol{\phi}_i$ = i 次モード固有ベクトル、 S_{pa} = 2%減衰での擬似加速度スペクトル値 (= 1960 mm/s²) である。

図 6.23 より ω_2 と ω_3 がやや近接しているものの、各モードの減衰定数が低いことから、SRSS 法によるモードの重ね合わせが可能であるとし、内壁 (質量中心)、柔側壁、剛側壁、直交外壁の位置の最大応答変位 $u_{x,\max}$, $u_{x1,\max}$, $u_{x2,\max}$, $u_{y2,\max}$ を次式のように得る。

$$\begin{aligned} u_{x,\max} &= \sqrt{\sum_{i=1}^4 (\phi_{1i} q_{i,\max})^2}, & u_{x1,\max} &= \sqrt{\sum_{i=1}^4 \{[\phi_{1i} + \phi_{2i}(l_y/r_m)] q_{i,\max}\}^2} \\ u_{x2,\max} &= \sqrt{\sum_{i=1}^4 \{[\phi_{1i} - \phi_{3i}(l_y/r_m)] q_{i,\max}\}^2}, & u_{y2,\max} &= \sqrt{\sum_{i=1}^4 [\phi_{4i}(l_x/r_m) q_{i,\max}]^2} \end{aligned} \quad (6.56a-d)$$

同様に、各壁の位置の最大応答加速度を求めるが、後述する理由により 1次モードのみ考慮する。

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{x,\max} &= \phi_{11} \omega_1^2 q_{1,\max}, & \ddot{u}_{x1,\max} &= [\phi_{11} + \phi_{21}(l_y/r_m)] \omega_1^2 q_{1,\max} \\ \ddot{u}_{x2,\max} &= [\phi_{11} - \phi_{31}(l_y/r_m)] \omega_1^2 q_{1,\max}, & \ddot{u}_{y2,\max} &= \phi_{41}(l_x/r_m) \omega_1^2 q_{1,\max} \end{aligned} \quad (6.57a-d)$$

ちなみに、水平構面の最大応答変形角を下側の領域で $(\gamma_{x1} + \gamma_y)_{\max}$ 、上側の領域で $(\gamma_{x2} + \gamma_y)_{\max}$ と表せば、式(6.46)より $\gamma_{x1} + \gamma_y = (\Delta u_{x1} - \Delta u_y) / r_m$ 、 $\gamma_{x2} + \gamma_y = (\Delta u_{x2} - \Delta u_y) / r_m$ の関係であることから、

$$(\gamma_{x1} + \gamma_y)_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^4 [(\phi_{2i} - \phi_{4i}) q_{i,\max}]^2} / r_m, \quad (\gamma_{x2} + \gamma_y)_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^4 [(\phi_{3i} - \phi_{4i}) q_{i,\max}]^2} / r_m \quad (6.58a,b)$$

となる。

2) 静的評価法

非剛床構造の静的解析による評価法として、図 6.15 に示すモデルの質量に比例する外力分布を用いたプッシュオーバー解析がある^{13,23)} (以下、静的評価法と呼ぶ)。第6章では線形構造のため、静的評価法による最大応答変位 $\mathbf{u}_{\max,s}$ は、次式のように表すことができる。

$$\mathbf{u}_{\max,s} = S_{pa} \mathbf{k}^{-1} \mathbf{m} \{\mathbf{1}\} \quad (6.59)$$

ここに、 \mathbf{m} , \mathbf{k} , $\{\mathbf{1}\}$ はそれぞれ式(6.48)に示す質量マトリクス、剛性マトリクス、要素が1と0のベクトルである。本論のモデルは水平面内に質量が均等に分布しているため、静的評価法による各壁の位置の最大応答加速度は、 $\ddot{u}_{x,\max} = \ddot{u}_{x1,\max} = \ddot{u}_{x2,\max} = S_{pa}$, $\ddot{u}_{y2,\max} = 0$ である。

6.9.2 結果と考察

Model 1 の評価結果を図 6.24 に示す。図の左は剛性偏心大、右は剛性偏心小、上はせん断剛性が低い水平構面、下はせん断剛性が高い水平構面のケースを表す。同様の書式で、Model 2 の評価結果を図 6.25 に示しており、図 6.25(a)は曲げ剛性小、図 6.25(b)は曲げ剛性大のケースである。最大応答変位は応答スペクトル法により全モードを SRSS 法で重ね合わせた結果 (スペクトル法 (SRSS)) と 1 次モードのみ考慮した結果 (スペクトル法 (1 次)), 静的評価法による結果の 3 種を、最大応答加速度は応答スペクトル法の 1 次モードのみ考慮した結果と、静的評価法による結果の 2 種を示した。水平構面の最大応答変形角は、SRSS 法の結果のみ示した。凡例は図 6.25 にまとめて示した。また、各ケースの偏心率や床倍率も併記している。

まず、Model 1 の応答傾向について述べる。前節の検討より、Model 1 は水平構面の曲げ剛性の影響を受けにくいため、曲げ剛性小のケースのみ示した。 $a = 0.25$ のときは、 $\omega_\gamma/\omega_\theta = 0.7$ であっても全ての壁の変形が $1/100 \text{ rad}$ 以下に収まっているが、 $a = 0.15$ では $\omega_\gamma/\omega_\theta$ が低下するほど柔側壁の変形が大きくなり、 $\omega_\gamma/\omega_\theta = 0.7$ では $1/100 \text{ rad}$ を大きく超えている。

次に、Model 2 の応答傾向について述べる。 $\omega_\gamma/\omega_\theta = 0.7$ のとき、最大変位や変位モードは、水平構面の曲げ剛性によって大きく異なっている。曲げ剛性小では内壁に著しく変形が集中して $1/100 \text{ rad}$ を大きく超え、さらに水平構面の最大応答変形角も $1/150 \text{ rad}$ 程度である。前述のように Model 2 は $\omega_\gamma/\omega_\theta$ や水平構面の曲げ剛性によって固有円振動数が大きく影響を受けるため、 $\omega_\gamma/\omega_\theta$ 小かつ曲げ剛性小のケースでは固有円振動数が低下し、建物全体の変位が著しく大きい。別の見方をすれば、 $\omega_\gamma/\omega_\theta = 0.7$ のように水平構面のせん断剛性が著しく低い建物の解析を行う場合、水平構面の曲げ剛性を適切に評価しなければ、解析結果が大きく異なることを示している。

続いて、各評価法による結果の違いを述べる。最大応答変位に関しては、スペクトル法 (SRSS) が最も正解に近いと考えて議論する。スペクトル法 (SRSS) とスペクトル法 (1 次) に着目すると、これらはほぼ一致し、1 次モードが支配的であることが分かる。そのため、静的解析による評価をする際、考慮する地震力分布としては 1 次モードに比例した分布が妥当と言える。それが加速度分布に表れており、スペクトル法 (1 次) の加速度分布と従来

の静的評価法で考慮する加速度分布が異なっていることが分かる。

次に、スペクトル法 (SRSS) と静的評価法に着目すると、両者の誤差は剛床か非剛床かによって大きく変わるものではないことが分かる。柔側壁の変形や加速度が最も大きく、捩れが大きいケースでは、静的評価法は捩れを小さめに評価している²³⁾。最も変形が大きく、損傷が集中しうる柔側壁の変形を過小評価している点でやや問題があると言える。一方、質量中心の変位や加速度が最も大きいケースでは、変位モードに多少の誤差はあるものの、静的評価法でも質量中心の変位は比較的精度が良い。最も変形が大きくなる部分の精度に重きを置くならば、この場合は静的評価法も良好な手法と言える。ただし、どの壁の変形が卓越するかは、偏心の程度だけでなく水平構面のせん断剛性・曲げ剛性などにより変わるため、広い意味では捩れ成分が卓越する可能性がある剛性偏心が大きいケースにおいて、静的評価法の適用に注意する必要があると言える。また、変位モードが外力分布に対してそれほど敏感でなくても、内部力の分布は外力分布によって大きく異なることが知られているため、今後の検討として内部力の評価が重要であると考えている。

最後に、剛床時の最大変位と大差が無く、かつ各壁の最大変形を $1/100 \text{ rad}$ 以下に収めるための ω_y/ω_θ に関する条件を、概ね剛床と言えるクライテリアと定め、検討する。 $1/100 \text{ rad}$ という上限は、剛床 ($\omega_y/\omega_\theta = \infty$) のときに偏心率が建築基準法における要求値 (≤ 0.3) を超えなければ、 $1/100 \text{ rad}$ 以下に収まることから設定した。この値は、剛床で無偏心のときの最大変位が $1/150 \text{ rad}$ であり、その 1.5 倍である。偏心率が概ね 0.3 以下の範囲で検討した限り、水平構面のせん断剛性、曲げ剛性、Model によらず、 $1/100 \text{ rad}$ 以下を満足するのは $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ であった。

このように、 ω_y/ω_θ 値を基にして概ね剛床と言えるクライテリアを考えれば、内壁がある壁線が耐力壁線と見なされるか否かは不問となる。それは ω_y/ω_θ (式(6.53)) にその影響 (d 値) が含まれるためである。つまり、現行の設計法^{7,8)}では耐力壁線となるための条件があり、その条件を満たす二つの耐力壁線間距離とそれらを繋ぐ床倍率に個別の規定を設けているのに対し、本研究では ω_y/ω_θ という一つのパラメータがこれら全ての影響を考慮しており、さらに壁量や水平構面の形状などの影響も含んでいる点で明快と言える。式(6.53)を α_f や I_y について陽に表せば、床倍率や耐力壁線間距離の制限という表現にもなる (6.3 節)。ただし、現行の設計思想はあくまで耐力壁よりも水平構面が先行破壊することを防止し、耐力壁の終局耐力を担保することであるため、本研究のように線形構造を対象とし、その動的特性の観点から導出したクライテリアとは一線を画すものであることを述べておく。また、 ω_y/ω_θ の下限値として本研究では 1.5 を推奨したが、本研究で強調しておきたいのはクライテリアを ω_y/ω_θ 値によって決める考え方やその理論的背景であり、下限値自体は設計者の判断に委ねるべきものと考えている。

第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

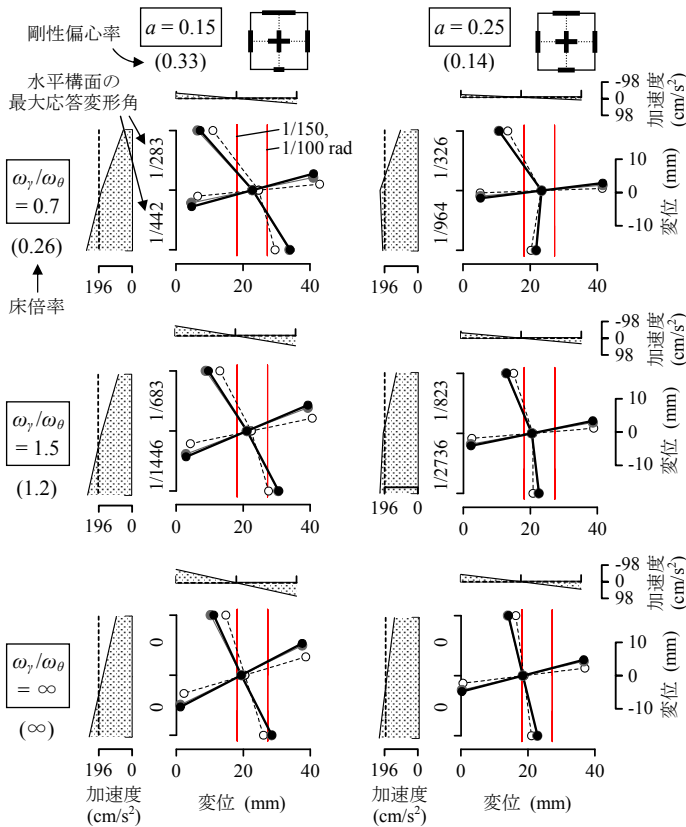
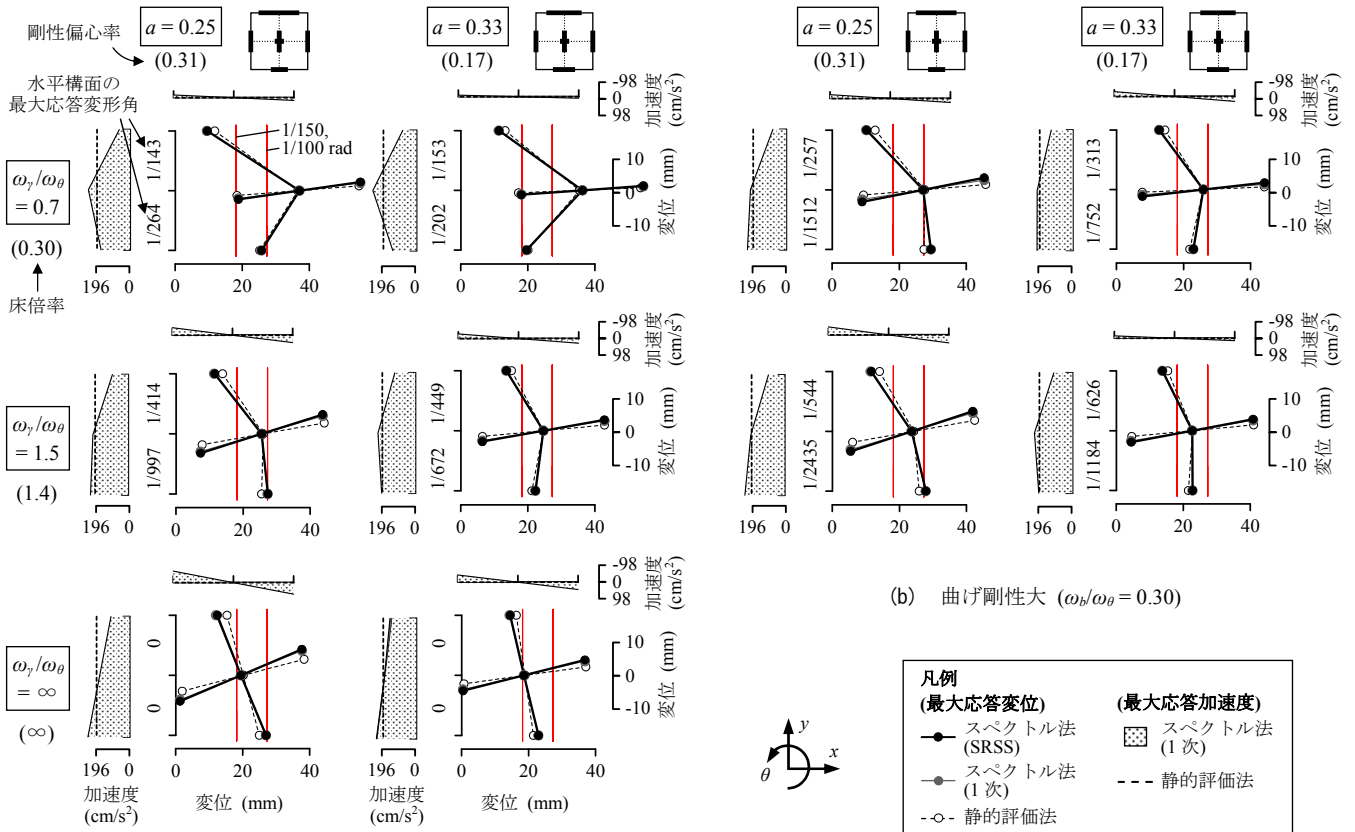


図 6.24 Model 1 の加速度一定領域 ($S_{pa} = 1960 \text{ mm/s}^2$) における最大応答 (軟回転バネ ($\omega_b/\omega_\theta = 0.1$))



(b) 曲げ剛性大 ($\omega_b/\omega_\theta = 0.30$)

(a) 曲げ剛性小 ($\omega_b/\omega_\theta = 0.09$)

図 6.25 Model 2 の加速度一定領域 ($S_{pa} = 1960 \text{ mm/s}^2$) における最大応答

6.10 おわりに

第6章では、非剛床構造の自由度縮約法を示し、動的特性や地震応答を分析した。以下にまとめる。

1×1 スパンの場合 (6.2 節～6.5 節)

- 1) 水平構面のせん断剛性の高さは $(\omega_y/\omega_\theta)^2$ (式(6.24e)の3行3列)によって表され、このパラメータには二つの解釈ができる。一つは、水平構面の面内せん断剛性 GV と、剛床の場合に各壁が寄与する捩れ剛性 K_θ の比 (式(6.25)) であること。二つ目は、床倍率や壁量、建物の形状によって決まる値 (式(6.28)) という解釈である。
- 2) 水平構面剛性とシステムの動的特性の関係は、式(6.29)の固有値問題を解くことで得られ、図 6.11 のように図示される。
- 3) 水平構面のせん断変形によって直交壁の変形が減少することを、直交壁の剛性低下に置き換えることで、水平構面の剛性を考慮した等価偏心率の算出を行った(図 6.13)。
- 4) 水平構面剛性 (ω_y/ω_θ) の低下は、見掛けの捩れを増加させるだけでなく、1次固有円振動数の低下により、質量中心の並進変位も増加させる(図 6.14)。
- 5) 1)で述べた ω_y/ω_θ 値が1.5以上であれば、建物の動的特性や地震応答の面でも概ね剛床仮定が成立する。これを床倍率に対して陽に表すと式(6.34)になり、剛床仮定を満たす必要床倍率を表している。
- 6) 剛性偏心が大きい構造や、捩れ剛性に対して直交壁の剛性が大きく寄与する構造では、水平構面剛性 (ω_y/ω_θ) の低下が最大応答変位に大きく影響を与える(図 6.14(b))。このような構造で $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を満たさない場合、剛床仮定に基づく解析では応答値に多大な誤差が生じるため、水平構面の剛性を考慮する必要がある。

2×2 スパンの場合 (6.6 節～6.9 節)

- 7) 2×2 スパンの非剛床構造の運動方程式は式(6.40)のように表される。この式は、内壁を境に下側の領域と上側の領域にゾーニングし、それぞれの領域で求めた総剛性、捩れ剛性、剛性偏心距離などからなる。また、振動特性値を用いて表記すれば、式(6.47)のようになる。
- 8) 水平構面のせん断剛性が著しく低く、さらに外周部にしか耐力壁線がない建物の解析を行う場合、水平構面の曲げ剛性を適切に評価しなければ、解析結果が大きく異なる可能性がある。
- 9) 質量に比例した地震力分布を考慮する静的評価法は、応答スペクトル法に比べて捩れを小さめに評価する傾向にある。しかし、水平構面のせん断剛性が低く、質量中心の変位

が最も大きくなるケースでは、変位モードの推定に多少の誤差はあるものの、質量中心の変位の精度は良好である。

- 10) 概ね剛床と言えるクライテリアを ω_y/ω_θ 値 (式(6.53)) によって決定すれば、床倍率、耐力壁線間距離、壁量、水平構面の形状など様々な影響を考慮することができる。1×1 スパンの場合と同様に $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を推奨値とする。

なお、本研究では質量が平面内に均等に分布している場合を扱ったが、これと異なる質量分布の場合であっても、捩れの支配特性値 (表 6.1, 6.2), あるいは平面振動特性値 (表 6.4 など) が同等であれば、本研究と等しい結果が得られる。

まとめの 8) で水平構面の曲げ剛性の把握の必要性を示唆したが、本研究で考慮した曲げ剛性はあくまで想定しうる大小 2 種であり、多くの水平構面はこれらの中間的な曲げ剛性になるものとして検討を行った。今後、実験に基づく検証が不可欠であろう。また、第 6 章では線形構造を対象としたが、非線形構造への展開については、等価線形化手法が一つの有効な手段であり、第 6 章で示した自由度縮約法がその基礎になると考えている。

参考文献

- 1) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, pp.228-231, 1998.3
- 2) 阿川将樹, 腰原幹雄, 佐藤孝浩, 大橋好光, 宮澤健二：偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp.157-164, 2002.8
- 3) 山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安, 大木洋司：剛性偏心した木質立体架構の粘弾性ダンパーによる振れ応答制御, 日本建築学会構造系論文集, 第 655 号, pp.1961-1700, 2010.9
- 4) 山田明, 鈴木三四郎：床剛性を考慮した軸組木造長屋モデルの直交壁効果に関する考察 2方向の地震入力を受ける場合, 日本建築学会構造系論文集 第634号, pp.2143-2150, 2008.12
- 5) 宮澤健二, 疋田慎二, 西村彰敏：木質系住宅の水平構面剛性と立体動的偏心に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.277-278, 2010.9
- 6) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究 部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集, 第 657 号, pp.2001-2008, 2010.11
- 7) 国土交通省住宅局住宅生産課ほか：日本住宅性能表示基準・評価方法基準技術解説(新築住宅)2010, 工学図書(株), pp.111-125, 2010.10
- 8) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版), pp.75-76, 2009.6
- 9) 村上雅英, 稲山正弘：偏心を有する柔床壁式構造物の靱性設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 530 号, pp.93-98, 2000.4
- 10) 梶川久光, 野口弘行：1 層箱形建物における剛床仮定の適用範囲に関する研究：木質立体建物の床剛性を考慮した水平ねじれ挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 第 595 号, pp.79-85, 2005.9
- 11) 小谷竜城, 景山誠, 村上雅英, 稲山正弘：水平構面の剛性を考慮した偏心率及びねじれ補正係数の提案及び検証 1 スパンモデルの場合, 日本建築学会構造系論文集, 第 654 号, pp.1483-1490, 2010.8
- 12) 野口弘行, 和木洋, 内山善明, 渡邊康志：水平構面剛性を考慮した 2 層木質建物の振動性状に関する研究(その 4)：壁量・壁配置に関する簡易構造検討法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.225-226, 2008.7
- 13) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法, pp.74-75, 2006.6
- 14) 志賀敏男：構造物の振動, 共立出版, pp.140-184, 1976.6
- 15) C. L. Kan and A. K. Chopra : Effects of Torsional Coupling on Earthquake Forces in Buildings, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 103, No.4, pp. 805-819,

1977.4

- 16) 笠井和彦, 山下忠道, 山崎義弘, T. IGUSA : 振れ振動をともなう1層高減衰構造のスペクトル応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第636号, pp.225-234, 2009.2
- 17) 河合直人 : 耐力壁の釣合い良い配置のための簡便法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.237-238, 2001.7
- 18) 山田耕司 : 床剛性と雑壁を考慮した木造軸組建物の最大変位応答分布, 日本建築学会構造計論文集, 第586号, pp.131-137, 2004.12
- 19) 三宅辰哉, 腰原幹雄, 槌本敬大, 五十田博, 箕輪親宏 : 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その11 震動台実験に対応する倒壊解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.387-388, 2006.7
- 20) 後藤正美, 山口理恵, 稲山正弘 : 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その5 水平構面の変形成分, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.187-188, 1998.7
- 21) 青木謙治, 槌本敬大, 安藤直人 : 軸組構法による木造立体架構の水平変形状に与える耐力壁配置の影響 第2報 弾性せん断バネモデルによる共振周波数, 共振モードの予測, 木材学会誌, 第48巻6号, pp.439-448, 2002.11
- 22) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光 : 実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究 部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果, 日本建築学会構造系論文集, 第657号, pp.2001-2008, 2010.11
- 23) 河合直人 : 水平構面のせん断変形を考慮した等価線形化法の適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1分冊, pp.203-204, 2000.7
- 24) 国土交通省告示第1540号 : 枠組壁工法又は木質プレハブ工法を用いた建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術基準を定める件, 2008.8

付録 6. A 水平構面のせん断剛性に関する定義

木質構造の床構法は、面材のみを直貼りする場合や、火打ちを併用する場合など様々あり、その変形状も純粋なせん断変形に近いものから、床組の曲げ変形を伴うものがある(図 6.A1(a),(b))。本研究ではそのような変形状の違いを問わず、便宜上、せん断弾性係数 G (kN/m^2)、厚さ t (m)の床版に置換して扱った。しかし、実現象を表わすには図 6.A1(a)のように、頂部にせん断力 Q_x を与えたときの頂部変位を δ_x として、 x 方向の面内せん断剛性 $K_{R,x}$ (kN/rad.) を用いた方が扱いやすい。すなわち、

$$Q_x = K_{R,x} \gamma_x \quad , \quad \gamma_x = \delta_x / L_y \quad (6.A1)$$

ここに、 $\gamma_x = x$ 方向のせん断変形角、 $L_y = y$ 方向の床長さである。また、床に加えたモーメントを、

$$M_x = Q_x L_y \quad (6.A2)$$

のように表せば、式(6.13a)の関係から、

$$\begin{aligned} M_x &= K_{R,x} L_y \gamma_x = 2GV\gamma \\ \therefore GV &= K_{R,x} L_y \quad (\because \gamma_x = 2\gamma) \end{aligned} \quad (6.A3)$$

すなわち、 GV は水平構面の面内せん断剛性 $K_{R,x}$ に、床の幅 L_y を乗じた値として扱えば良い。 $K_{R,x}$ は水平構面の面内せん断実験より得られる。

ここで、水平構面のせん断挙動に異方性がある場合を考えておく。すなわち、図 6.A1(b)のように、図 6.A1(a)とは直交方向にせん断力を与えたとき、そのモーメント M_y とせん断変形角 γ_y が、次のような関係となる場合である。

$$M_y = K_{R,y} L_x \gamma_y \quad (6.A4)$$

ここに、 $K_{R,y} = y$ 方向の面内せん断剛性である。本研究のようにせん断弾性係数 G 、厚さ t の床版では、 $M_x = M_y$ のときに $\gamma_x = \gamma_y$ となるため、式(6.A3)、(6.A4)より、

$$\begin{aligned} K_{R,x} L_y \gamma_x &= K_{R,y} L_x \gamma_y \\ \therefore K_{R,y} L_x &= K_{R,x} L_y \quad (\because \gamma_x = \gamma_y) \end{aligned} \quad (6.A5)$$

すなわち、本研究で扱う水平構面は x 方向と y 方向それぞれの面内せん断剛性が、加力方向

の床長さ (奥行き) に比例する (式(6.A5)) 必要がある。図 6.A1(a)に示すように面材を釘打ちした水平構面の場合、上述の仮定は十分成立しうると考えられる。

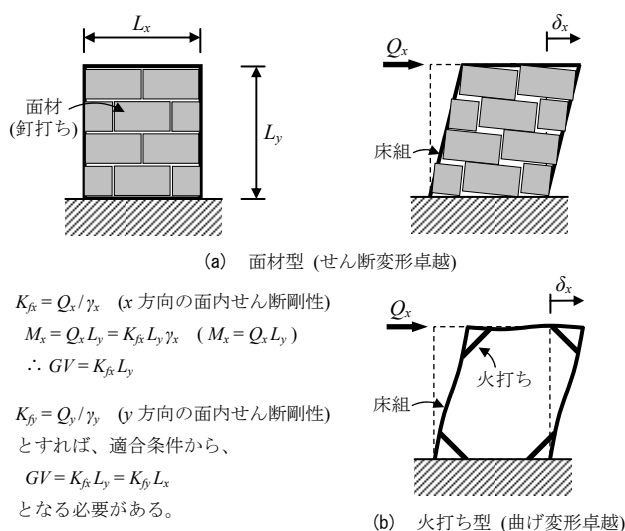


図 6. A1 水平構面のせん断挙動に関する仮定

付録 6. B 木質構造における水平構面のせん断変形と質量の変位

本研究で示す評価法の特長の一つに、水平構面の回転およびせん断変形に伴う慣性力分布の変動を考慮することが挙げられる。ただしこの現象は、水平構面内に分布した質量が、床のせん断変形に追従して変位することを前提としている。

木質構造の水平構面の例として、構造用合板あるいは杉板を釘打ちした床や、最上層にあっては切妻屋根が挙げられる。これらの水平構面のせん断挙動は、面材を接合する釘の変形、根太や垂木の転びなどが変形の主成分であり、面材自体のせん断変形成分は少ない²⁰⁾。しかし、図 6.B1 のように水平構面内に多くの面材が並べられた状態を考えれば、個々の面材間に相対ずれが生じ、面材の集合体として見ると、一枚の床面にせん断変形が生じたかのような挙動として捉えられる。したがって、建物内の各部に存在する個々の質量の変位は、水平構面が平行四辺形にせん断変形すると仮定して求めた場合の質量の変位に等しいと考えられ、図 6.7 のようにして慣性力を算出したことが妥当であると言える。

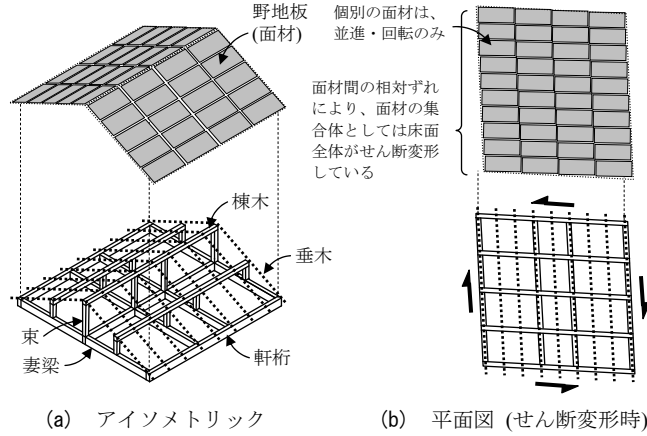


図 6.B1 水平構面のせん断挙動の例 (切妻屋根の場合)

付録 6.C 本研究で考慮した壁量

建築基準法の壁量計算で定められた重い建物の必要壁量は、平屋で 0.15 m^2 , 2階建ての1階で 0.33 m^2 であり、一方、品確法の壁量計算で定められた重い建物の必要壁量は、2階建ての1階で 0.46 m^2 である。6.4.1 項や 6.8.2 項などの検討 (表 6.2, 表 6.4) で考慮した壁量 $\alpha_x = 0.15, 0.3, 0.45 \text{ m}^2$ は、ここに述べた値を基に設定した。

付録 6.D $\omega_\gamma / \omega_\theta = 0$ のときの固有値

$\omega_\gamma / \omega_\theta = 0$ のときの実固有方程式は、式(6.29)における $\det(-\omega^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}) = 0$ から次のように得られる。

$$(1 - \alpha^2) \Omega^3 - \left[(1 - \alpha^2) + 2(\omega_\theta^2 / \omega_x^2)(1 - \alpha \cos 2\psi_x) \right] \Omega^2 + \left[-2(1 - \alpha) \bar{e}_y^2 + 2(\omega_\theta^2 / \omega_x^2)(1 - \alpha \cos 2\psi_x) + (\omega_\theta^4 / \omega_x^4)(1 - \cos^2 2\psi_x) \right] \Omega + \bar{e}_y^2 \left[2(\omega_\theta^2 / \omega_x^2)(1 - \cos 2\psi_x) - (\omega_\theta^4 / \omega_x^4)(1 - \cos^2 2\psi_x) \right] = 0 \quad (6.D1)$$

$$\Omega = (\omega / \omega_x)^2 \quad (6.D2)$$

式(6.D1)の $\bar{e}_y, \omega / \omega_x, \cos 2\psi_x, \alpha$ を、 a, b, c を用いて書き直せば、

$$\Omega^3 - (4 + 3b) \Omega^2 + 3[4b - (1 - 2a)^2 + 1] \Omega + 9b[(1 - 2a)^2 - 1] = [\Omega^2 - 4\Omega + 12a(1 - a)](\Omega - 3b) = 0 \quad (6.D3)$$

よって、 $\Omega = (\omega/\omega_x)^2$ が次のように得られる。

$$\Omega = 2\left[1 \mp \sqrt{1-3a(1-a)}\right], 3b \quad (6.D4)$$

式(6.D4)より、1次モードの固有値は、 $\Omega = 2[1 - \sqrt{1-3a(1-a)}]$ 、あるいは $3b$ で与えられる。 $0 \leq a \leq 0.5$ では $0 \leq 2[1 - \sqrt{1-3a(1-a)}] \leq 1$ のため、本研究のように $b \geq 1/3$ では必ず $\Omega = 2[1 - \sqrt{1-3a(1-a)}]$ が 1 次となり、 $(\omega_1/\omega_x)^2$ が a のみに支配される。同様に、他の固有値 $(2[1 + \sqrt{1-3a(1-a)}], 3b)$ も、それぞれ a と b のみに支配され、 x 方向の壁と y 方向の壁が同一のモードで働かないことを表している。

付録 6. E 非剛床モデルと等価剛床モデルの関係

6.4.3 項では、非剛床モデルと等価剛床モデルの 1 次固有円振動数 ω_1 が等しいという条件を設けた。このときの両モデルにおけるモード形や刺激係数の関係を示しておく。

1 次モードの固有方程式は次式となる。

$$(-\omega_1^2 \mathbf{m} + \mathbf{k}) \boldsymbol{\phi}_1 = \mathbf{0} \quad (6.E1)$$

式(6.E1)の第 1 行に関する展開式から、1 次固有ベクトルの並進成分に対する回転成分+床せん断変形成分の比と刺激係数 β_1 が、以下のように求まる。

$$\frac{\phi_{21} + \phi_{31}}{\phi_{11}} = \frac{1 - \omega_1^2 / \omega_x^2}{\bar{e}_y}, \quad \beta_1 = \frac{\phi_{11}}{\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2 + \phi_{31}^2 + 2\alpha\phi_{21}\phi_{31}} \quad (6.E2a,b)$$

また、等価剛床モデルの固有方程式は、式(6.E1)の \mathbf{m} , \mathbf{k} に式(6.8a), (6.8e)を代入することで得られ、固有ベクトルを $\bar{\boldsymbol{\phi}}_1 = \{\bar{\phi}_{11}, \bar{\phi}_{21}\}^T$ 、刺激係数を $\bar{\beta}_1$ とすれば、

$$\frac{\bar{\phi}_{21}}{\bar{\phi}_{11}} = \frac{1 - \omega_1^2 / \omega_x^2}{\bar{e}_y}, \quad \bar{\beta}_1 = \frac{\phi_{11}}{\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2} \quad (6.E3a,b)$$

式(6.E2a), (6.E3a)より、等価剛床モデルの $\bar{\phi}_{21}/\bar{\phi}_{11}$ は、非剛床モデルの $(\phi_{21} + \phi_{31})/\phi_{11}$ に等しくなり、両モデルにおける x 方向の壁の変形モードは相似となる。また、式(6.E2b), (6.E3b)から分かるように $\alpha = 1$ のときのみ、両モデルの刺激係数も等しくなる。

付録 6. F 4 自由度系への縮約の証明

図 6.16(a)の γ_{y1} と γ_{y2} を区別し、式(6.37b)に示した領域 11 における y 方向の力の釣り合い式を全領域について考えれば、次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 Q_{y1} &= m_0(l_x/2)(\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_{y1}) + K_{y11}(l_x/2)(\theta - \gamma_{y1}) \\
 &= m_0(l_x/2)(\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_{y2}) + K_{y12}(l_x/2)(\theta - \gamma_{y2}) \\
 Q_{y2} &= m_0(l_x/2)(\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_{y1}) + K_{y21}(l_x/2)(\theta - \gamma_{y1}) \\
 &= m_0(l_x/2)(\ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_{y2}) + K_{y22}(l_x/2)(\theta - \gamma_{y2})
 \end{aligned} \tag{6.A1a,b}$$

ここに、 Q_{y2} = 領域 21 と領域 22 の間に生じる y 方向のせん断力である。質量中心に対して左右対称な場合は、 $K_{y11} = K_{y12}$, $K_{y21} = K_{y22}$ として差し支えなく、また任意の時刻で式(6.A1)が成り立つとすれば、明らかに $(\theta - \gamma_{y1})$ と $(\theta - \gamma_{y2})$ が等しくなる。したがって、 $\gamma_{y1} = \gamma_{y2}$ が成立する。

付録 6. G 各領域における水平構面のせん断弾性係数が異なる場合

第 6 章では各領域における水平構面のせん断弾性係数が等しい場合、つまりせん断剛性が均一の水平構面を考慮したが、2 層建物では吹き抜けや下屋の存在により、これが満たされない場合もあり得る。そこで、各領域における水平構面のせん断弾性係数を区別する場合の運動方程式を示しておく。

領域 ij の水平構面のせん断弾性係数を G_{ij} とすると、式(6.40)の剛性マトリクス \mathbf{k} は次式のようになる。

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} K_x & -e_{y1}K_{x1} & -e_{y2}K_{x2} & 0 \\ -e_{y1}K_{x1} & K_{\theta 1}^{(x)} + (3G_{11} + G_{12})V/8 + K_{\theta\theta} & (-G_{11} + G_{12})V/8 - K_{\theta\theta} & -(G_{11} + G_{12})V/8 \\ -e_{y2}K_{x2} & (G_{21} - G_{22})V/8 & K_{\theta 2}^{(x)} + (G_{21} + 3G_{22})V/8 + K_{\theta\theta} & -(G_{21} + G_{22})V/8 \\ 0 & -(3G_{11} + G_{12} + G_{21} - G_{22})V/8 & (-G_{11} + G_{12} + G_{21} + 3G_{22})V/8 & K_{\theta}^{(y)} + (G_{11} + G_{12} + G_{21} + G_{22})V/4 \end{bmatrix} \tag{6.A2}$$

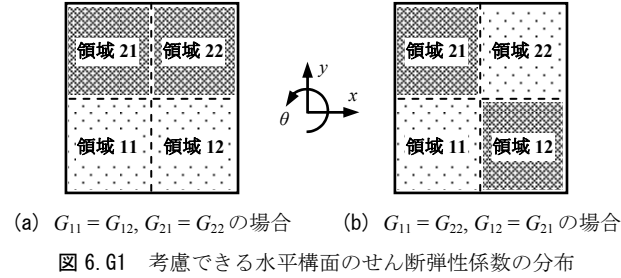
ここで、式(6.A2)が対称マトリクスとなるためには、式(6.A3)あるいは式(6.A4)のいずれかが成立しなければならない。

$$G_{11} = G_{12} \quad \text{かつ} \quad G_{21} = G_{22} \tag{6.A3a,b}$$

$$G_{11} = G_{22} \quad \text{かつ} \quad G_{12} = G_{21} \tag{6.A4a,b}$$

式(6.A3)は図 6.G1(a)に、式(6.A4)は図 6.G1(b)に対応する。ところで、式(6.A3), (6.A4)を満た

さない $G_{11} = G_{21}$ かつ $G_{12} = G_{22}$ ($G_{11} \neq G_{12}$) の場合、明らかに付録 6.F で導出した $\gamma_{y1} = \gamma_{y2}$ を満たさない。そのため、第 6 章のように 4 自由度系として解くことはできず、新たに 1 自由度を追加した運動方程式を立式する必要がある。



付録 6.H 局所座標系から全体座標系への変換

第 6 章の式(6.40)で得た運動方程式の導出過程を示す。全ての領域で式(6.37)のような釣り合い式をたて、各領域の局所座標系で定義したパラメータを用いれば、運動方程式は次式のように表される。

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & m_{14} \\ & m_{22} & m_{23} & m_{24} \\ & & m_{33} & m_{34} \\ \text{sym.} & & & m_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1} \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x2} \\ \ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ & & K_{33} & K_{34} \\ \text{sym.} & & & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta + \gamma_{x1} \\ \theta + \gamma_{x2} \\ \theta - \gamma_y \end{Bmatrix} \\
 & = - \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & m_{14} \\ & m_{22} & m_{23} & m_{24} \\ & & m_{33} & m_{34} \\ \text{sym.} & & & m_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g
 \end{aligned} \tag{6.A5}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 m_{11} &= 4m_0, \quad m_{12} = m_0 l_y, \quad m_{13} = -m_0 l_y, \quad m_{14} = 0 \\
 m_{22} &= 2I_0^{(x)} + 2m_0 (l_y/2)^2, \quad m_{23} = 0, \quad m_{24} = 0 \\
 m_{33} &= 2I_0^{(x)} + 2m_0 (l_y/2)^2, \quad m_{34} = 0, \quad m_{44} = 4I_0^{(y)} + 4m_0 (l_x/2)^2
 \end{aligned} \tag{6.A6a-j}$$

$$\begin{aligned}
 K_{11} &= K_{x11} + K_{x12} + K_{x21} + K_{x22} , \\
 K_{12} &= -(K_{x11}e_{y11} + K_{x12}e_{y12}) + (K_{x11} + K_{x12})(l_y/2), \\
 K_{13} &= -(K_{x21}e_{y21} + K_{x22}e_{y22}) - (K_{x21} + K_{x22})(l_y/2) \\
 K_{14} &= 0 \\
 K_{22} &= K_{\theta11}^{(x)} + K_{\theta12}^{(x)} - 2(K_{x11}e_{y11} + K_{x12}e_{y12})(l_y/2) \\
 &\quad + (K_{x11} + K_{x12})(l_y/2)^2 + 2GV_0 + K_{\theta} \\
 K_{23} &= -K_{\theta} , \quad K_{24} = -2GV_0 \\
 K_{33} &= K_{\theta21}^{(x)} + K_{\theta22}^{(x)} - 2(K_{x21}e_{y21} + K_{x22}e_{y22})(l_y/2) \\
 &\quad + (K_{x21} + K_{x22})(l_y/2)^2 + 2GV_0 + K_{\theta} \\
 K_{34} &= -GV/2 \\
 K_{44} &= K_{\theta21}^{(y)} + K_{\theta22}^{(y)} + K_{\theta21}^{(y)} + K_{\theta22}^{(y)} \\
 &\quad + (K_{y1} + K_{y12} + K_{y21} + K_{y22})(l_x/2)^2 + 4GV_0
 \end{aligned} \tag{6.A7a-j}$$

式(6.A6), (6.A7)中のパラメータを、モデル全体の質量中心を原点とした全体座標系でのパラメータ (式(6.41), (6.42), (6.43)) に変換すれば、式(6.40)が誘導される。

付録 6.1 田の字型プランの内壁に偏りがある場合と多スパンへの展開

田の字型プランの内壁に偏りがある場合を示しておく。図 6.II のように領域 11 と領域 12 の y 方向長さを pl_y , 領域 21 と領域 22 の y 方向長さを $(2-p)l_y$ とし、 p が内壁の偏りの度合いを表す ($0 \leq p \leq 1$)。6.7 節では $p = 1$ (偏りなし) の場合を対象とした。

原点を質量中心ではなく図 6.II の位置に定め、この位置での並進変位を u_x とするとき、式(6.40)の運動方程式は次式のように書き換えられる (導出の過程は割愛)。

$$\begin{aligned}
 &\begin{bmatrix} m & p^2ml_y/4 & -(2-p)^2ml_y/4 & 0 \\ & p^3I^{(x)}/2 & 0 & 0 \\ & & (2-p)^3I^{(x)}/2 & 0 \\ \text{sym.} & & & I^{(y)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x1} \\ \ddot{\theta} + \ddot{\gamma}_{x2} \\ \ddot{\theta} - \ddot{\gamma}_y \end{Bmatrix} \\
 &+ \begin{bmatrix} K_x & -e_{y1,0}K_{x1} & -e_{y2,0}K_{x2} & 0 \\ & K_{\theta1,0}^{(x)} + pGV/2 + K_{\theta} & -K_{\theta} & -pGV/2 \\ & & K_{\theta2,0}^{(x)} + (2-p)GV/2 + K_{\theta}^{(A8)} & -(2-p)GV/2 \\ \text{sym.} & & & K_{\theta}^{(y)} + GV \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta + \gamma_{x1} \\ \theta + \gamma_{x2} \\ \theta - \gamma_y \end{Bmatrix} \\
 &= - \begin{bmatrix} m & p^2ml_y/4 & -(2-p)^2ml_y/4 & 0 \\ & p^3I^{(x)}/2 & 0 & 0 \\ & & (2-p)^3I^{(x)}/2 & 0 \\ \text{sym.} & & & I^{(y)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g
 \end{aligned} \tag{6.A8}$$

第6章 非剛床構造の動的特性評価と剛床仮定の適用限界

ここで、添え字「0」は原点を基準としたパラメータであることを表し、 $e_{y1,0}$, $e_{y2,0}$ = 下側の領域と上側の領域の剛性偏心距離、 $K_{\theta1,0}^{(x)}$, $K_{\theta2,0}^{(x)}$ = 下側の領域と上側の領域の捩れ剛性の x 方向の壁による成分である。式(6.42b), (6.42c), (6.43a), (6.43b)で定義した質量中心を原点としたパラメータ e_{y1} , e_{y2} や $K_{\theta1}^{(x)}$, $K_{\theta2}^{(x)}$ との関係は、

$$e_{y1,0} = e_{y1} + (1-p)l_y, \quad e_{y2,0} = e_{y2} + (1-p)l_y \quad (6.A9a,b)$$

$$K_{\theta1,0}^{(x)} = K_{\theta1}^{(x)} + (1-p)K_{x1}l_y [2e_{y1} + (1-p)l_y], \quad K_{\theta2,0}^{(x)} = K_{\theta2}^{(x)} + (1-p)K_{x2}l_y [2e_{y2} + (1-p)l_y] \quad (6.A10a,b)$$

となり、上式は距離 $(1-p)l_y$ の偏りによる座標変換を表している。 $p=1$ の場合には式(6.40)に一致することも分かる。なお、ここでは運動方程式の質量マトリクスによる基準化は省略する。

次に、式(6.A8)を用いれば、より多スパンのモデルを 2×2 スパンのモデルに縮約して評価できることを示す。図 6.12(a)に示すような、 x 方向に 2 スパン、 y 方向に 4 スパンのモデルを考慮する。このモデルは文献 22 で示された伝統的木造住宅の 1 階部分を参考に設定したもので、耐力要素として土塗り壁のみを考慮し、床倍率は 0.6 程度である。また、剛性偏心が無く剛床の場合の固有周期 $T_x = 0.4$ 秒とした。 x 方向に地震入力を与えるとき、縮約モデルにおけるスパンの区切り方として図 6.12(b),(c),(d)上段に示す $p = 0.67, 1, 1.33$ の 3 種が考えられる。これらの縮約モデルの 1 次モード形と 1 次固有周期 T_1 を、詳細な骨組モデルによる結果と比較したものが図 6.12(b),(c),(d)下段である。様々な p 値のモデルのうち、最も T_1 が長くなる $p = 0.67$ がモード形、固有周期とも詳細モデルの解に近くなる。図示していないが $p < 0.67$ では T_1 が短くなる傾向にあった。

以上のことから、3 スパン以上であっても、適当な位置で 2 スパンに近似したモデルを幾つか検討することで、詳細モデルの 1 次モード形と 1 次固有周期が推定できると言える。したがって、第 6 章の検討で得た様々な結論は、 2×2 スパンのモデルに限定された結果に留まらず、より一般性のある結論となり得る。さらに、詳細な骨組モデルに頼らず、比較的容易な固有値解析によって動的特性を推定できることは、木質構造における非剛床の問題をなるべく簡便に理解するために重要であると考えられる。

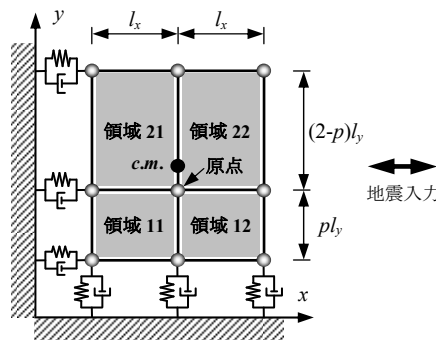


図 6.11 田の字型プランの内壁に偏りがある場合のモデル

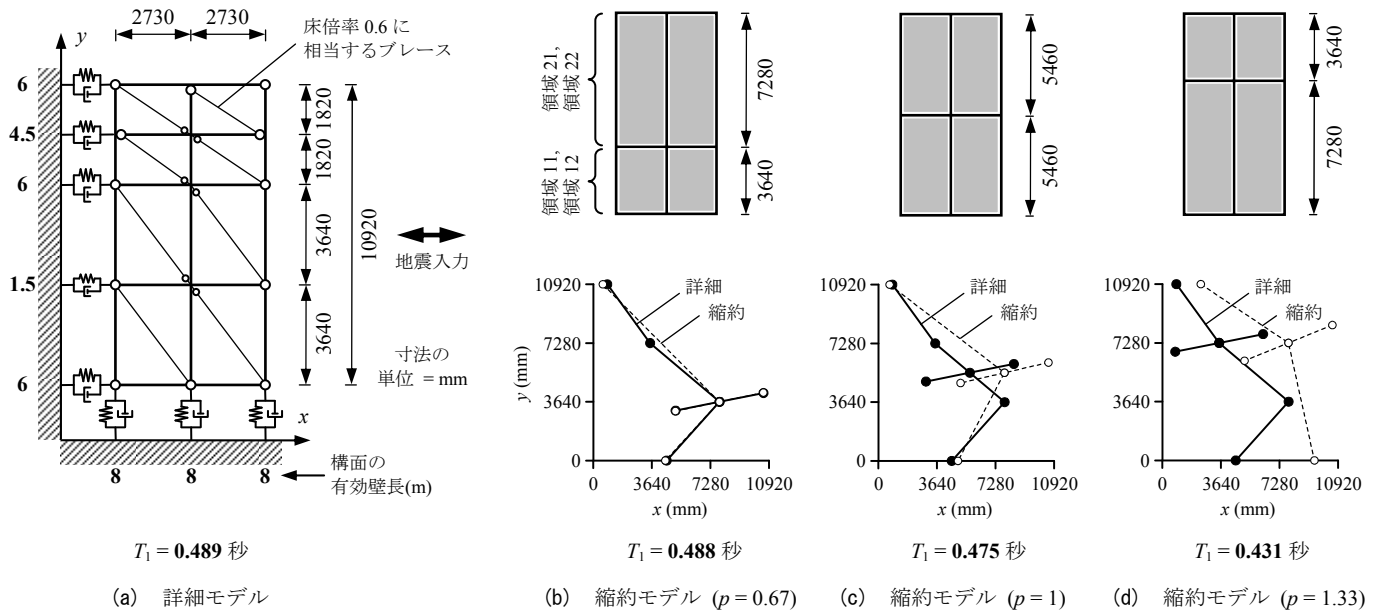


図 6.12 縮約モデルの固有値解析による1次モード形・固有周期の推定結果

第7章 在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計

- 7.1 はじめに
- 7.2 設計思想と目標性能
- 7.3 制振設計フロー
- 7.4 制振例
- 7.5 レベル3地震動に対する検討
- 7.6 おわりに

参考文献

7.1 はじめに

第2章から第6章までで、剛性偏心が生じた木造住宅の制振設計に必要な様々な理論、解析法、設計法の提案を行ってきた。第7章ではこれらを駆使しながら、一連の設計作業の手順と注意事項を示す。対象とするのは在来軸組構法による木造戸建住宅であるため、第2章から第6章までで用いた用語と、ここで用いる用語が異なる場合もあるが、適宜言及する。

1.3節で述べたように、制振壁のダンパー種別は Kelvin モデルに置換できるもの、すなわち粘弾性ダンパーやオイルダンパーとする。弾塑性ダンパーなど非線形性が強いダンパーを用いた制振壁を付与する構造物については、建物諸元が決められた場合の地震応答予測法(第5章)の対象とはするが、その逆、すなわちある地震に対して目標性能を満たすように建物諸元を改善する、という設計行為(第4章)の対象とはしない。ここで言う建物諸元とは、耐力壁および付与する制振壁の特性、量、配置などを言う。なお、第7章ではシステムのうち耐力壁からなる部分を「主架構」と呼び、主架構の軽微な塑性化を許容する設計法も提案する。

7.2 設計思想と目標性能

第4章から第6章までに示してきた応答スペクトルに基づく地震応答予測法は、いわゆる「性能指定型設計法」の基盤であり、ここで提案する設計法もそれを踏襲したものである。つまり、パッシブ制振構造設計・施工マニュアル¹⁾の「性能曲線に基づく設計法」に類似した設計思想で展開していくが、多層構造物の制振設計では「各層の層間変形角を一様かつ目標値に収める」ことが目標であるのに対し、本研究では「揺れによって変位が最も大きくなる部分の最大変位を目標値に収める」ことを目標とする。ただし、この目標は絶対的なものではなく、例えば揺れの有無にかかわらず「質量中心(図心)での最大変位を目標値以内に収める」などに変更することも可能である。ちなみに第4章で述べたように、「平面内の変位分布を一様にする(見掛けの揺れをゼロにする)」には過大なダンパー(制振壁)を要し、必ずしも合理的でない場合もあることが明らかとなっている。

木造住宅の設計では一般に「弾性応答で $C_0 = 0.2$ に相当する地震力に対して許容耐力が上回り、軽微な損傷に留めること」および「その5倍の地震力に対して倒壊せず、人命を保護すること」を両立することが目標であるが、これらは耐震構造物の最低限の要求と言える。一方で、制振住宅では極稀地震に対しても損傷を極力抑制できることが望まれるが、既存不適格の住宅の補強設計を行う際などには、主架構の損傷を許容することもやむを得

ないことと考えられる。ゆえに、本研究では地震に対する建物の目標性能を最大応答変位で定めることにするが、その大ききまで提案することはせず、設計者の判断に委ねる余地を残すことにする。こうしたことは、「最大応答変位」と「損傷の程度」の関係が明確でないことも理由の一つである。

目標性能を定めるための判断基準の一つを以下に示しておく。表 7.1 は木造住宅で主に用いられる耐力壁が、最大変形の増加にともなって等価剛性がどの程度低下するのかを示しており、文献 2 のデータベースを基に作成した。1/150rad での等価剛性を基準として、1/100, 1/75, 1/67rad での等価剛性の比を表しており、「筋かい系」とは 15×90~90×90mm など様々なたすき掛け筋かいの平均値を、「合板系」とは構造用合板や OSB を直張り、あるいは受け材下地 (品確法の仕様) とした場合などの平均値とした。1/150rad での等価剛性を基準としたのは、許容応力度計算で弾性剛性として用いられているためである³⁾ (筋かいや構造用合板の場合)。例として、弾性時において主架構の負担せん断力と制振壁の負担せん断力の比が 0.25 の場合を考える。主架構の等価剛性が損傷により 0.75 倍に低下し、制振壁が元の剛性を保つとすれば、システムの剛性低下としては 0.8 倍 ($= (1 \times 0.75 + 0.25) / (1 + 0.25)$) であり、固有周期の伸びは 1 割程度に留まる。これをクライテリアとすれば、合板系では 1/75rad までの変形が許容されることになる。

以上のことから、本研究では「極めて稀に発生する地震 (レベル 2 相当) に対しても最大変位を 1/75rad 以内に収める」ことを一つの目標として、設計手順を例示する。1/150rad を弾性限界とした場合、耐力壁には最大で塑性率 2 の損傷が生じるが、変形が 1/75rad 以下であれば 2 次勾配が大きいため、システムにそれほど著しい長周期化や高減衰化は生じないと考えられる (図 7.3)。また、制振壁も変形の増大に伴い少なからず剛性低下が生じるが、耐力壁と異なりその低下は非常に緩やかである。よって、線形構造を対象とした「性能曲線による設計 (第 4 章)」を近似的に適用し、数回の収斂計算で制振壁量・配置を定める手法を試用してみる。制振壁量・配置が決定すれば、非線形性を考慮した「共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる地震応答予測 (第 5 章)」によって精度を確認する。

なお、1.3 節でも述べた通り、ここで示す制振設計法は、剛床仮定に基づく設計が妥当と言えるほど水平構面の剛性が十分高い構造を対象とし、これを満たさない構造は骨組モデルによる時刻歴解析など高度なレベルの検討を要すると考える。

表 7.1 最大変形の増加による等価剛性の低下率

	1/150→1/100	1/150→1/75	1/150→1/67
筋かい系	0.8	0.67	0.64
合板系	0.82	0.75	0.7
石膏ボード	0.72	0.57	0.52
土塗り壁	0.85	0.75	0.7

7.3 制振設計フロー

制振設計のフローチャートを図 7.1 に示す。以下の 5 つのステージからなる。

STAGE 1：水平構面の検定（関連研究：第 6 章）

水平構面が剛床と言えるクライテリア $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を満たすか否かを確認する。ここで用いる ω_θ 値は、主架構のみの捩れ剛性にに基づき計算する^{注 1)}。もしクライテリアを満足しなければ、時刻歴解析により設計を行うか、クライテリアを満たすように水平構面の補強を行う。

注 1: STAGE 5 で制振壁付与後の捩れ剛性にに基づき、再度水平構面の検定を行うため、STAGE 1 では予め余裕を持って水平構面の設計を行っておくことが肝要である。

STAGE 2：必要制振壁量とその配置の検討（関連研究：第 4 章, 第 2 章）

まずは使用するダンパー種別の選定を行い、主架構のみの 1 次固有周期 T_1 から制振壁の損失係数 η_a を求めておく。そして、「性能曲線による設計」により、目標変位を満たすように制振壁量 K'_{ax}/K_{fx} と配置 \bar{e}_{ay} の組み合わせを決定する^{注 2), 注 3), 注 4), 注 5)}。

注 2：第 4 章では付与するダンパーの貯蔵剛性と損失係数を与条件としていたが、木造住宅の場合には付与する制振壁、すなわち付加系の貯蔵剛性と損失係数を与条件として設計する（支持材剛性を用いて「ダンパー→付加系」への変換が不要となる）。記号も $(K'_{dx}/K_{fx}, \bar{e}_{dy})$ ではなく、 $(K'_{ax}/K_{fx}, \bar{e}_{ay})$ を用いる。

注 3：設計要求を満たす制振壁量と配置の組み合わせは無限にある。また、両者は従属関係にあるため、一方を先に仮決めしなければならない。開口部に付与できる制振壁の枚数（壁の納まり）などをにらみながら組み合わせを決定する（STAGE 3 で確認する）。

注 4：主架構の軽微な塑性化を許容する場合でも、応答値の算定→等価剛性の評価→再設計という検討を数回行うことで、必要な制振壁量と配置を決定する。ここでは耐力壁の等価剛性のみ修正し、塑性化に伴うエネルギー吸収は考慮せず、耐力壁の損失係数を一定値（=0.04）とする。

注 5：性能曲線による設計では、システムの 1 次固有周期 T_1 に応じて制振壁の損失係数を再計算する手順がある。このとき、「状態 NR 法による制振壁の性能評価法（第 2 章）」をサブルーチンとして用いる。アクリル系粘弾性ダンパーのように、ダンパーの損失係数の振動数依存性が小さくても、ダンパーの貯蔵剛性が振動数に応じて変化すれば、制振壁（付加系）の損失係数が変化するため、注意を要する。

STAGE 3：制振壁の必要枚数とその配置の算定（関連研究：第2章）

STAGE 2 で制振壁 1 枚あたりの貯蔵剛性と損失係数を得ており、これに基づき制振壁の必要枚数と配置を算定する^{注6)}。ここで、STAGE 2 で得た \bar{e}_{ay} 値 (付加系の配置) になるような制振壁の配置が不可能な場合、つまり構面内に制振壁が収まらない場合は、STAGE 2 に戻って制振壁量と配置の組み合わせを修正する^{注7)、注8)}。

注6：制振壁の貯蔵剛性や、制振壁を各構面に付与したときの \bar{e}_{ay} 値は離散値であり、性能曲線で得た K'_{ax}/K_{fx} 、 \bar{e}_{ay} を精確に再現することは困難である。したがって、実際の K'_{ax}/K_{fx} 値は大きめ、 \bar{e}_{ay} 値 (<0) は小さめになるように制振壁の枚数と配置を決定する。やむを得ず \bar{e}_{ay} 値を大きめにする場合は、再度性能曲線による予測を行い、目標変位を満たしているか確認する。

注7：制振壁に与えられたダンパー量を変更し、制振壁 1 枚あたりの貯蔵剛性を修正するという対処も考えられる。ただし、修正後の制振壁の損失係数は、STAGE 2 で用いた値と大きく異なってはならない。

注8：STAGE 4 から戻ってきた場合、制振壁を 1 枚増やす、あるいは減らす程度の軽微な修正で十分であるため、STAGE 2 に戻る必要はない (注9)。

STAGE 4：主架構に軽微な塑性化が生じる場合の検討（関連研究：第5章）

主架構を弾性に留める場合は不要となる。

STAGE 3 で決定したモデルに対し、「共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる地震応答予測」を行い、各壁の最大変形が目標通りであるかを確認する。目標通りでなければ、制振壁量・配置を修正して再び地震応答予測を行う^{注9)}。

注9：表 7.2 のように、STAGE 2 と STAGE 4 では異なる予測法を用いている。STAGE 4 で用いる予測法の方が塑性化の影響を合理的に考慮しており、5.5 節で示したスペクトル一定領域における簡易応答予測法が可能であるため、この結果に基づき制振壁量・配置を修正する。単純に制振壁量を 1 枚増減させる程度の軽微な修正で良い (注8)。

STAGE 5：水平構面の再検定（関連研究：第6章）

水平構面が剛床と言えるクライテリア $\omega_v/\omega_\theta \geq 1.5$ を満たすか否かを再び確認する。ここで用いる ω_θ 値は、制振壁付後の振れ剛性に基づき計算する。もしクライテリアを満足しなければ、クライテリアを満たすように水平構面の補強を行う。

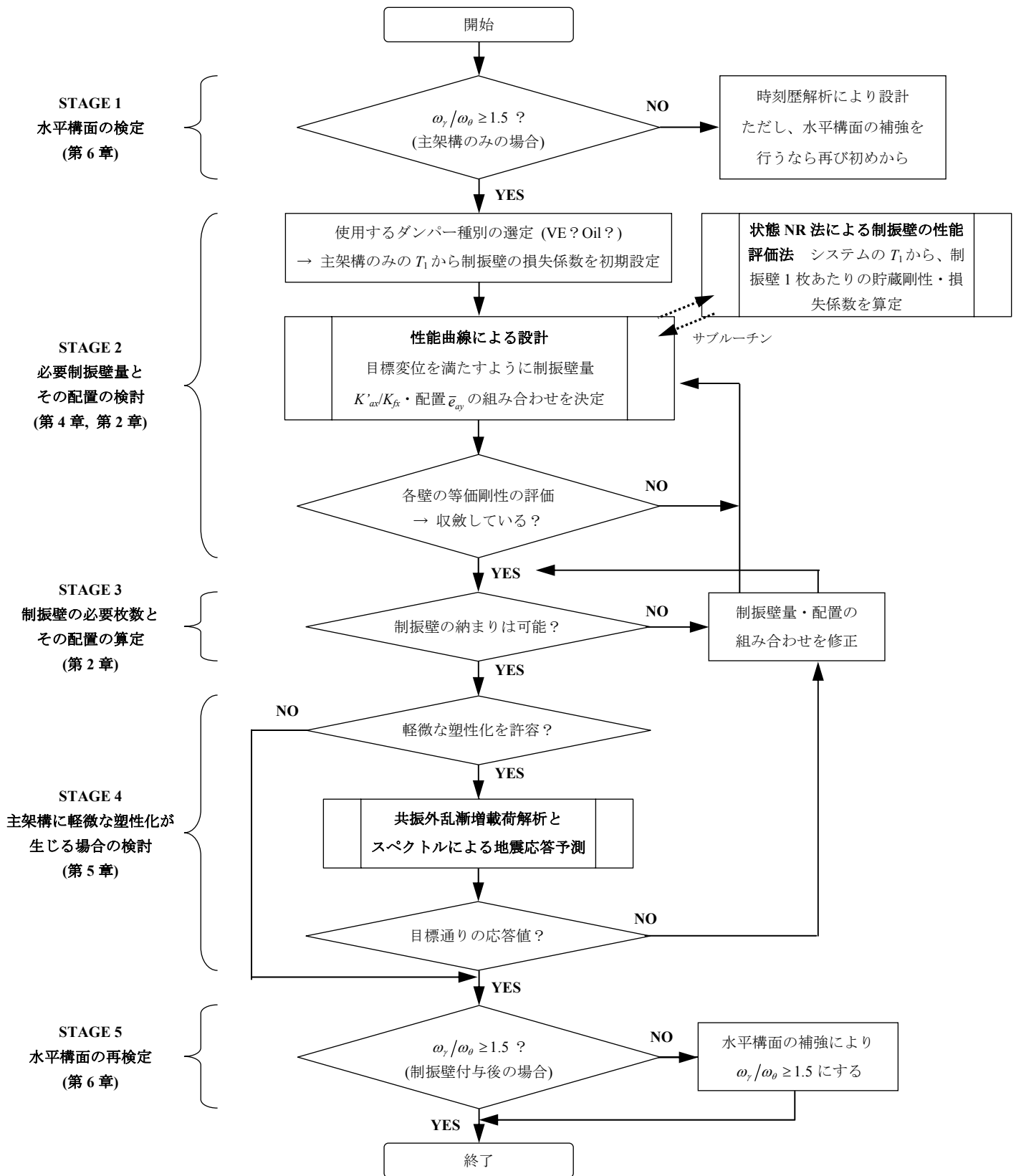


図 7.1 制振設計のフローチャート

第7章 在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計

表 7.2 設計に用いた2種予測法の原理の比較

	性能曲線による予測	共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる予測
基になる理論	定常理論、修正CQC法など	定常理論、Ritz Vectorによる1自由度系への縮約など
対象	線形構造	線形または非線形構造
設計への適用性	制振壁量・配置と地震応答の関係を可視化できる	可視化できない
非線形での近似手法		
スペクトル値	最大変形時の等価周期におけるスペクトル値	弾性周期から等価周期までの速度応答スペクトルの平均値
減衰定数	最大変形時の減衰定数 (主架構の塑性化によるエネルギー吸収は考慮しない)	弾性時から最大変形時までの平均値
刺激係数	最大変形時の刺激係数	弾性時から最大変形時までの平均値

7.4 設計例

前節で示した設計フローを一通り行ってみる。例として、付録 B で示した木造住宅モデルを用いる。このモデルの詳細は付録 B を参照されたい。以下の2ケースを示す。

ケース 1: 2%減衰で $S_{pa} = 688\text{cm/s}^2$ のスペクトルをもつ地震 (レベル 2 地震動の 0.5 倍) に対して、主架構を弾性に留める (1/150rad 以下)

ケース 2: 2%減衰で $S_{pa} = 1375\text{cm/s}^2$ のスペクトルをもつ地震 (レベル 2 地震動) に対して、主架構を軽微な塑性化に留める (1/75rad 以下)

モデルは比較的短周期のため擬似加速度一定領域にあるとし、 $S_{pa} = 1375\text{cm/s}^2$ のスペクトルとは文献 4 などで考慮したレベル 2 地震動 (BCJ-L2 波とほぼ同等) を表す。両ケースを比較すると、ケース 1 に比べケース 2 は入力が入力が 2 倍になっているにもかかわらず、応答も 2 倍に留めなければならないため、必要な制振壁量は多くなる。

ここで、筋かい耐力壁の 1/75rad での定常履歴を図 7.3 に示す。前述の通り 1/150rad を弾性限界とし、文献 5 の実験で得た荷重-変形関係に適合させると、2 次剛性比 $p = 0.57$ となり、さらにスリップ耐力比 $q = 0.2$ とすれば、かなり弾性的な挙動となり、塑性化によるエネルギー吸収も少ないことが分かる。ゆえに、表 7.2 に示した等価線形化が良い近似を与える可能性が示唆される (後に精度検証を行う)。

また、使用する制振壁は方杖型制振壁と K 型制振壁であり、これらはともにアクリル系粘弾性ダンパーを使用している⁷⁾。方杖型制振壁は幅を 4P にしたときの解析モデルを用いて水平バネ系に変換し、性能評価を行った (第 2 章、付録 B)。

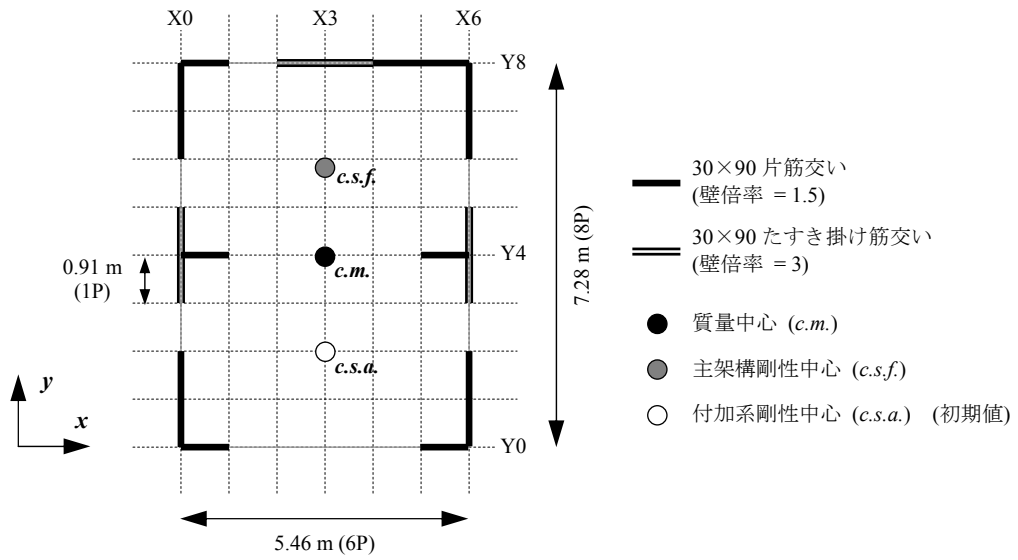


図 7.2 対象とする木造住宅の1階壁配置

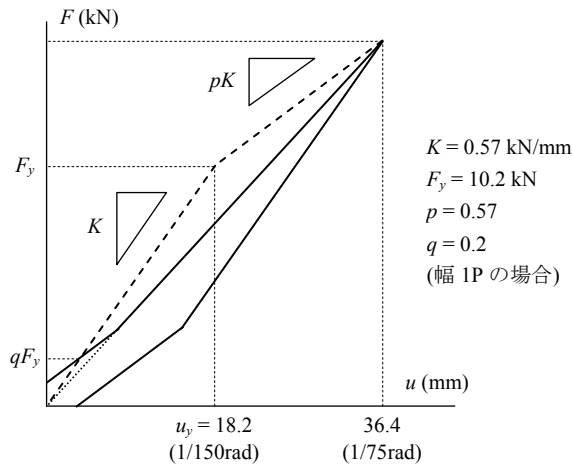


図 7.3 筋かい耐力壁の実験結果をスリップ型に置換した場合の定常履歴^{5),6)}

ケース 1 : レベル 2 地震動の 0.5 倍に対して、主架構を弾性に留める (1/150rad 以下)

STAGE 1 : 水平構面の検定

耐力壁が全て弾性とした場合の振れ剛性 ($K_{\theta} = 67467\text{kNm}$) を用い、 $\omega_y/\omega_{\theta} \geq 1.5$ を満たす床倍率を算定すると、式(6.53)より 1.9 以上が要求される。これは、「厚さ 12~15mm の構造用合板を、落とし込み根太 (@340mm 以下) に釘打ち (N50@150mm 以下) した水平構面 (床倍率 = 2)」あるいは「厚さ 24~30mm の構造用合板を、根太なしで面材の四周を釘打ち (N75@150mm 以下) した水平構面 (床倍率 = 4)」などで満足できる。

STAGE 2 : 必要制振壁量とその配置の検討

主架構のみの $T_1 (= 0.44 \text{ 秒})$ から両制振壁の 1/150rad での貯蔵剛性と損失係数を求めると、方杖型制振壁で 0.31, 0.28, K 型制振壁で 0.43, 0.31 であった (それぞれ貯蔵剛性(kN/mm), 損失係数(-) の順)。

性能曲線による設計 :

図 7.2 に示す Y0 構面の最大変形を 18mm (1/150rad) に抑えるための制振壁量・配置を性能曲線から求める。Y0 構面と Y4 構面に制振壁を付与するとし、付加系の剛性中心を質量中心から Y 方向に -2P 離れた位置と仮定することで $\bar{e}_{ay} = -0.7$ に仮決めする。主架構のみでの Y0 構面の変位が 46mm と求まり、目標 R_d 値が 0.39 ($= 18\text{mm}/46\text{mm}$) となるため、必要な制振壁量 (K'_{ax}/K_{fx}) を性能曲線から読み取ると $K'_{ax}/K_{fx} = 0.32$ となった (図 7.4(a))。なお、性能曲線では付与する制振壁の損失係数を一つに定めなければならないため、方杖型制振壁と K 型制振壁の平均値 ($= 0.3$) とした。

状態 NR 法による制振壁の性能評価法 :

設計されたシステムの $T_1 = 0.36 \text{ 秒}$ であり、これを用いて制振壁の損失係数を再計算すると、方杖型制振壁は 0.26, K 型制振壁は 0.29 であった。これらは主架構のみの T_1 から求めた値 (初期値) と 5%程度しか差がないため、これで性能曲線による設計を完了した。

STAGE 3 : 制振壁の必要枚数とその配置の算定

主架構の振れを拘束した場合の剛性 $K_{fx} = 3.1\text{kN/mm}$ から、制振壁の必要貯蔵剛性 $K'_{ax} = 1.02\text{kN/mm}$ となる。また、STAGE 2 より方杖型制振壁と K 型制振壁の貯蔵剛性は、それぞれ 0.31, 0.43kN/mm を得ている。したがって、方杖型制振壁 2 枚と K 型制振壁 1 枚を要する ($1.02 < 0.31 \times 2 + 0.43 \times 1 = 1.05$)。

STAGE 2 で付加系の剛性中心を質量中心から Y 方向に -2P 離れた位置 ($\bar{e}_{ay} = -0.7$) と仮定

したため、実際の配置は、付加系の剛性中心がより Y 方向負側に寄るようにする ($\bar{e}_y \leq -0.7$)。したがって、Y0 構面に方杖型制振壁 1 枚と K 型制振壁 1 枚、Y4 構面に方杖型制振壁 1 枚を付与すれば安全側の判断となる^{注10)}(図 7.5(a))。

注 10：今回は x 方向のみの制振設計を行ったが、性能曲線による設計では「制振壁付与後も弾力半径が変わらない」という仮定を設けているため、ケース 1, 2 とも y 方向にも 2 枚の制振壁を付与することとした(実際には弾力半径が多少小さくなっている)。ただし、弾力半径が変化しても収斂計算により考慮することができる。

STAGE 4：主架構に軽微な塑性化が生じる場合の検討

ケース 1 は主架構を弾性に留めるため省略しても良い。念のため、STAGE 3 で確定したモデルに対して共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる地震応答予測を実行すると、図 7.6(a)のような結果を得た。性能曲線で予測した応答と 5%以下の差であることが分かる。

STAGE 5：水平構面の再検定

耐力壁が全て弾性とし、制振壁を付与した後の捩れ剛性 ($K_{j\theta} = 84158\text{kNm}$) を用い、 $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を満たす床倍率を算定すると、2.4 以上が要求される。例えば STAGE 1 で床倍率が 2 の水平構面を選択していたなら、Z マーク鋼製火打ちを用いて、「梁せい 150mm 以上、火打ち 1 本あたり負担面積 2.5m^2 以下 (床倍率 = 0.6)」や「梁せい 240mm 以上、火打ち 1 本あたり負担面積 3.75m^2 以下 (床倍率 = 0.4)」などで要求値を満足することができる。

ケース2 : レベル2地震動に対して、主架構を軽微な塑性化に留める (1/75rad 以下)

STAGE 1 : 水平構面の検定

ケース2では主架構の軽微な塑性化を許容するが、ここで必要な捩れ剛性は、耐力壁を全て弾性として計算する。つまり、弾性時の特性値に基づいて水平構面の検定を行えば、最大変形時の特性に基づく等価線形系においても、自動的にこの検定を満足する。したがって、ケース1と同じ結果となる。

STAGE 2 : 必要制振壁量とその配置の検討

各壁の最大変形時における等価剛性を用いて等価線形系に置換し、性能曲線による設計を行う。1回目の計算では、 x 方向の全ての耐力壁の最大変形が36mm (1/75rad) と仮定して行う。このとき、主架構のみの T_1 (= 0.51 秒) から両制振壁の1/75radでの貯蔵剛性と損失係数を求めると、方杖型制振壁で0.3, 0.28, K型制振壁で0.37, 0.29であった(それぞれ貯蔵剛性(kN/mm), 損失係数(-)の順)。

計算1回目

性能曲線による設計 :

図7.2に示すY0構面の最大変形を36mm (1/75rad) に抑えるための制振壁量・配置を性能曲線から求める。Y0構面とY4構面に制振壁を付与するとし、付加系の剛性中心を質量中心からY方向に-2P離れた位置と仮定する ($\bar{e}_{ay} = -0.7$)。

必要な制振壁量 (K'_{ax}/K_{fx}) を性能曲線から読み取ると $K'_{ax}/K_{fx} = 0.48$ となった(図示は省略)。なお、制振壁の損失係数(両制振壁の平均値)は0.29とした。また、各構面の最大変形はY0構面 = 36mm, Y4構面 = 33mm, Y8構面 = 29mmと求まり、Y8構面の最大変形は初期値(36mm)と20%程度異なった。

状態NR法による制振壁の性能評価法 :

設計されたシステムの $T_1 = 0.38$ 秒であり、これを用いて制振壁の1/75radでの損失係数を再計算すると、方杖型制振壁は0.26, K型制振壁は0.27であり、初期値と10%程度の差が生じた。

以上のように、1回目の計算で得られた応答値は初期値とやや差が生じたため、ここで得た解を与条件として、再度等価線形系を作成し、設計を行う。

計算2回目

性能曲線による設計 :

付加系の剛性中心を質量中心から Y 方向に-2P 離れた位置と仮定する ($\bar{e}_{ay} = -0.7$)。

必要な制振壁量 (K'_{ax} / K_{fx}) を性能曲線から読み取ると $K'_{ax} / K_{fx} = 0.47$ となった (図 7.4(b))。なお、制振壁の損失係数は 0.26 とした。また、各構面の最大変形は Y0 構面 = 36mm, Y4 構面 = 33mm, Y8 構面 = 29mm であり、1 回目の計算結果と 1%以下の差異しか生じなかった。

状態 NR 法による制振壁の性能評価法：

設計されたシステムの $T_1 = 0.38$ 秒であり、これを用いて制振壁の $1/75\text{rad}$ での損失係数を再計算すると、方杖型制振壁は 0.26, K 型制振壁は 0.27 であり、1 回目の計算結果と 1%以下の差異しか生じなかった。

以上のように、2 回目の計算で得られた応答値は 1 回目の計算とほぼ同じであったため、これで性能曲線による設計を完了した

STAGE 3：制振壁の必要枚数とその配置の算定

主架構の捩れを拘束した場合の剛性 $K_{fx} = 2.6\text{kN/mm}$ から、制振壁の必要貯蔵剛性 $K'_{ax} = 1.2\text{kN/mm}$ となる。また、STAGE 2 より方杖型制振壁と K 型制振壁の $1/75\text{rad}$ での貯蔵剛性は、それぞれ 0.31, 0.38kN/mm を得ている^{注11)}。したがって、方杖型制振壁 2 枚と K 型制振壁 2 枚を要する ($1.2 < 0.31 \times 2 + 0.38 \times 2 = 1.39$)。

STAGE 2 で付加系の剛性中心を質量中心から Y 方向に-2P 離れた位置 ($\bar{e}_{ay} = -0.7$) と仮定しており、これと等しくなるように、Y0 構面と Y4 構面それぞれに方杖型制振壁 1 枚と K 型制振壁 1 枚ずつを付与する^{注10)} (図 7.5(b))。

注 11：正確には Y0 構面と Y4 構面の最大変形が異なるため、それぞれの構面に付与する制振壁の貯蔵剛性と損失係数は異なる。しかし、制振壁付与後は比較的捩れが小さいため (図 7.6(b))、最も変形が大きい Y0 構面 ($1/75\text{rad}$) での特性値で共通とした。

STAGE 4：主架構に軽微な塑性化が生じる場合の検討

STAGE 3 で確定したモデルに対し、共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる地震応答予測を行い、各壁の最大変形が目標変位以内であることを確認する。結果は図 7.6(b)のように目標変位を満たしているが、性能曲線で予測した応答よりも 15%程度小さかった。これは性能曲線から求めた $K'_{ax} = 1.2\text{kN/mm}$ に対し、実際には $K'_{ax} = 1.39\text{kN/mm}$ を与えたためだと考えられる。また、塑性率 2 以下であれば、この程度の精度で設計が可能であることが分かった。

STAGE 5 : 水平構面の再検定

耐力壁が全て弾性とし、制振壁を付与した後の捩れ剛性 ($K_{f\theta} = 82380\text{kNm}$) を用い、 $\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を満たす床倍率を算定すると、2.3 以上が要求される。STAGE 1 で床倍率が 2 の水平構面を選択していたなら、ケース 1 で示したような仕様に修正することで床倍率の不足分を補強する。

図 7.6 に示した性能曲線による最大応答変位分布の予測では、制振壁付与後の変形における等価剛性を用いているため、主架構のみの応答を求めることはできない。したがって、主架構のみの応答は共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる予測で得た結果を示している。制振壁付与前後で比較すると、Y0 構面の最大変形がケース 1 で 38%、ケース 2 で 34% になり、捩れもかなり小さくなっていることが分かった。また、両ケースとも制振壁付与により実数モード解析より求まる 1 次モードの減衰定数が 4% 程度上昇した。

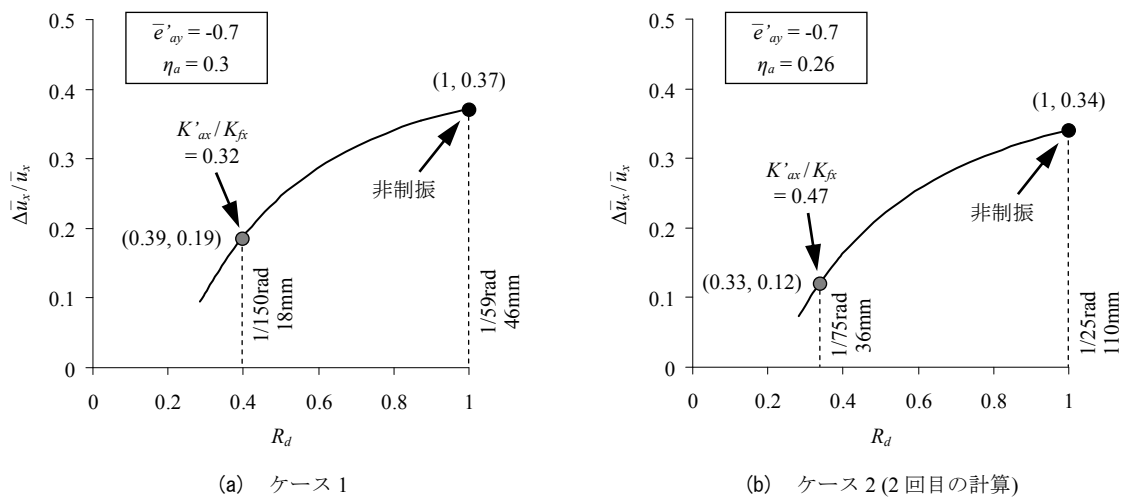


図 7.4 性能曲線による K'_{ax}/K_{fx} の算定例

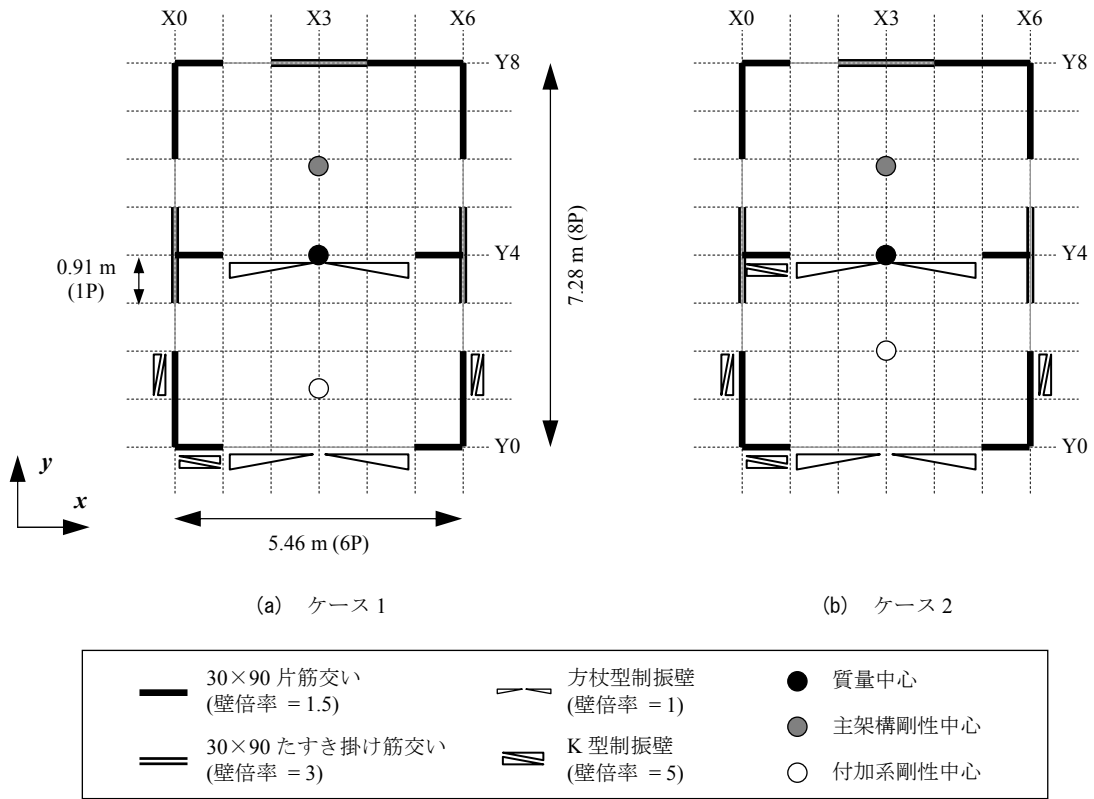


図 7.5 決定した制振壁の配置

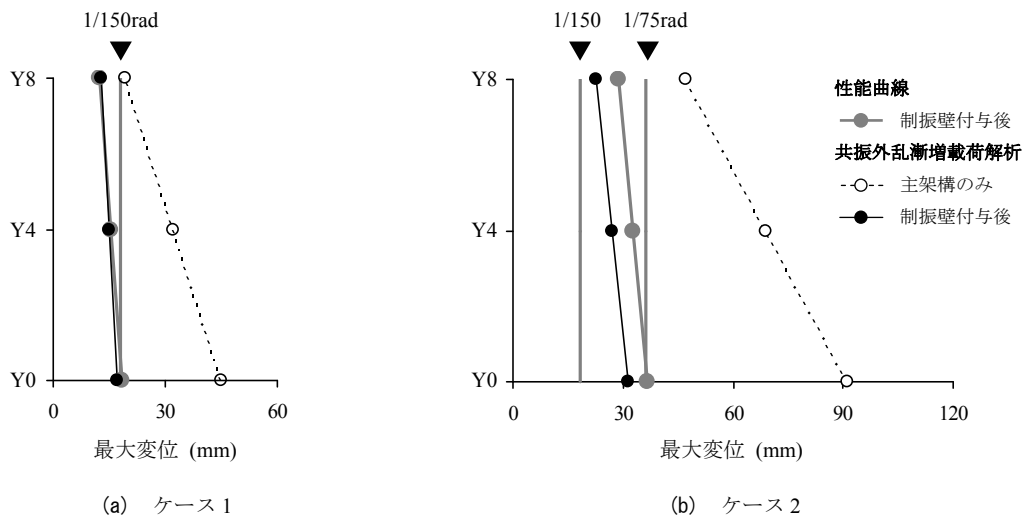


図 7.6 制振壁付与前後の最大応答変位分布
 (性能曲線による予測と共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる予測の比較)

第7章 在来軸組構法による木造戸建住宅の制振設計

なお、実際の設計手順においては不要であるが、BCJ-L2 波に対する時刻歴解析も併せて行い、結果を図 7.7 に示した。共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる予測と比較すると、両者は最大変位の大きさや分布形状が近く、設計の精度は良好であったと言える。(b)ケース 2 において、時刻歴解析に比べスペクトルによる予測の変位がやや小さめになっているが、これは予測において変形 55mm で生じる筋かいの耐力低下を考慮していないためだと考えられる(図 7.8)。ただし、制振壁付与後は筋かいに耐力低下が生じるまで変形させないため、設計においては予測法の使用に問題ないと考えられ、提案した一連の設計手順の妥当性が確認できた。

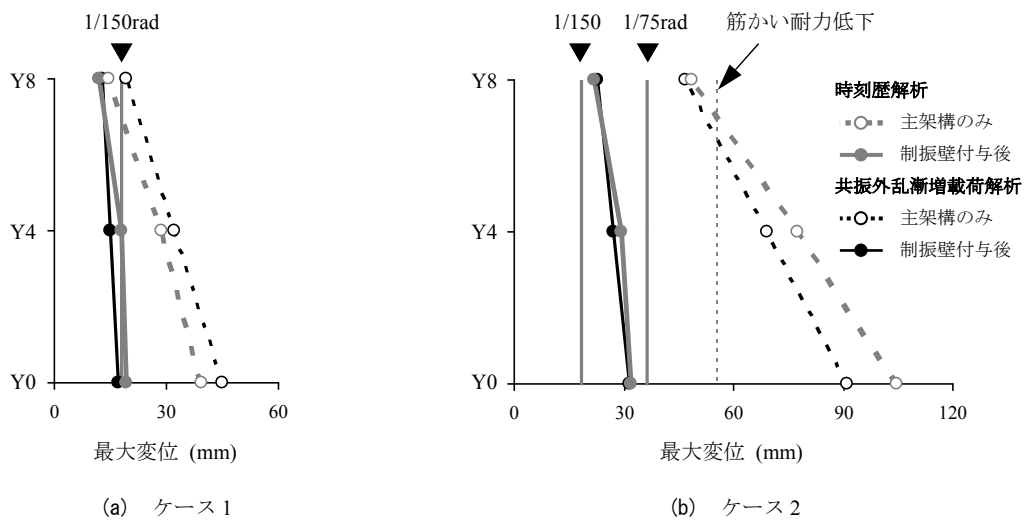


図 7.7 制振壁付与前後の最大応答変位分布
(時刻歴解析結果と共振外乱漸増載荷解析とスペクトルによる予測の比較, BCJ-L2 波入力)

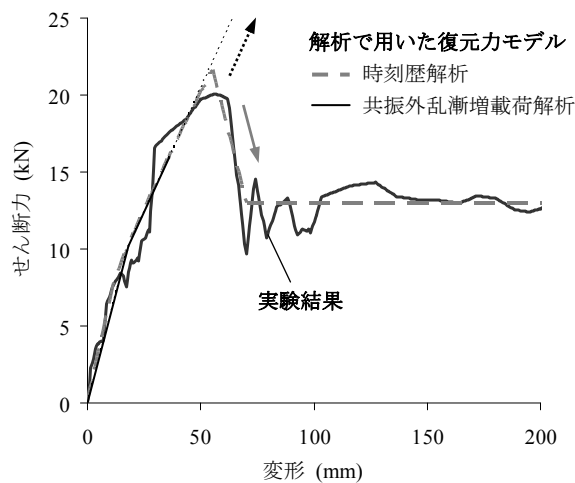


図 7.8 筋かい耐力壁の実験結果と解析で用いた復元力モデル

7.5 レベル3地震動に対する検討

7.2節で述べたように、本研究ではレベル2地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収めることを設計目標とした。しかし、それ以上の巨大地震に対する検討を行うことは重要である。本節では、レベル2地震動の1.5倍のスペクトルをもつ地震動をレベル3と定義し、①レベル3地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収める設計の検討、②レベル2地震動に対して設計した建物のレベル3地震動に対する地震応答の検討の2種を示す。

① レベル3地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収める設計の検討

7.3節で提案した設計フローを、レベル3地震動に対して行う。対象とする建物は7.4節の設計例と同様である。

手順は7.4節と同様のため、結果のみ図7.9に示す。レベル2入力に対してはx方向に方杖型制振壁2枚とK型制振壁2枚であったのに対し、レベル3入力に対してはx方向に方杖型制振壁2枚とK型制振壁4枚という結果となった。なお、y方向の制振壁枚数は、前述の通り制振壁付与後も弾力半径が変わらない、という条件により、2枚から4枚に増加した。x方向に関しては、耐力壁と同程度の枚数の制振壁が必要であることが分かる。

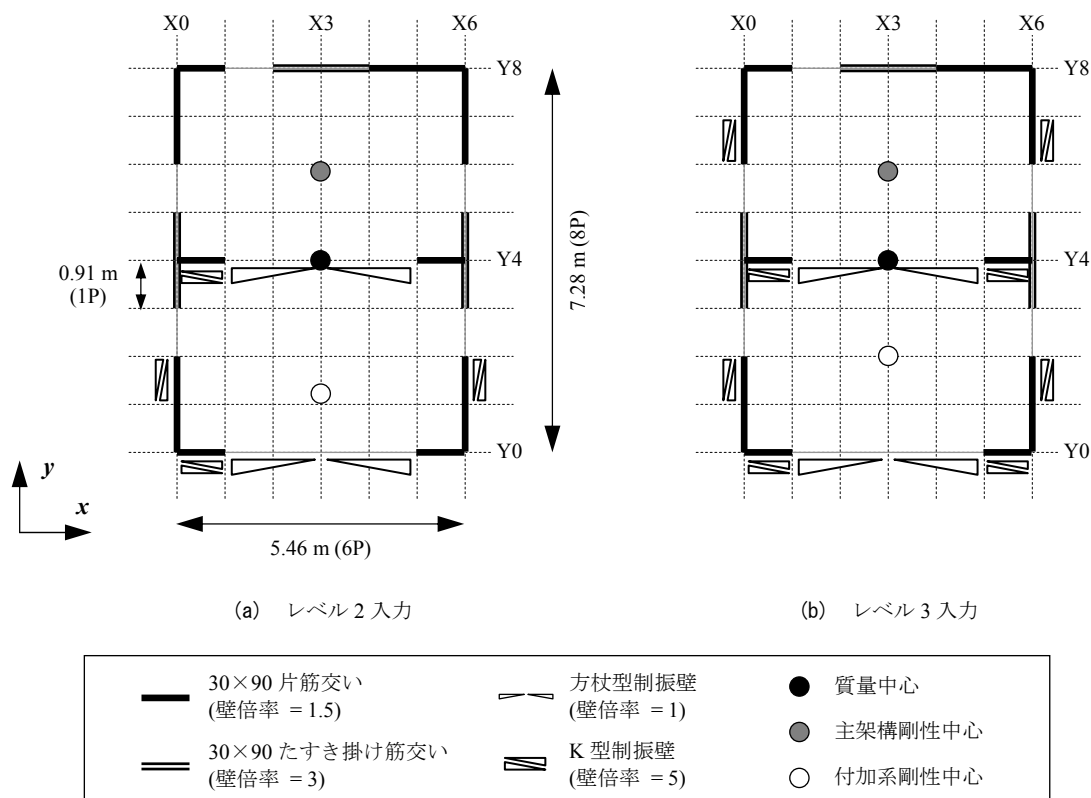


図 7.9 性能曲線による設計で決定した制振壁の配置

② レベル2地震動に対して設計した建物のレベル3地震動に対する地震応答の検討

次に、7.4節のケース2で示した、レベル2地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収める設計をした建物に対し、レベル3地震動を与えた場合の地震応答を検討する。

図7.10に時刻歴解析結果を示す。レベル2入力に対して最大変位が1/75rad以内に収まっていたのに対し、レベル3入力では1/50radを少し超える程度の応答となった。耐力壁が損傷するため、レベル2入力の1.5倍の応答とはならないが、建物の倒壊に至るような大変形は生じなかった。

なお、他の実地震波を入力した場合の余裕度を検討した結果、JMA神戸原波では1/30rad程度、JR鷹取原波では1/45rad程度の最大変位となった。1/75radの設計目標に比べれば大きいですが、ベースシアはまだ上昇しているため、倒壊までの余裕度は十分あると思われる。なお、本検討では耐力壁として筋かいを考慮したため、図7.8に示したように変形が55mmで耐力低下が生じるため、それ以上の変位になると著しく変位が大きくなってしまふことが予想される。

したがって、本研究で用いたレベル2地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収めるといふ設計目標とは別途に、レベル3や過去に観測された巨大地震に対して耐力低下が生じない、などの検討を行うことが肝要と思われる。

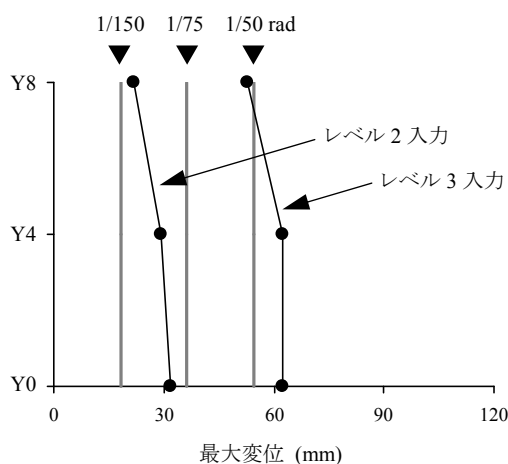


図 7.10 レベル2地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収める設計をした建物の時刻歴解析結果

7.6 おわりに

第7章では、これまでに提案を行ってきた、剛性偏心が生じた木造住宅の制振設計に必要な様々な理論、解析法、設計法を駆使し、一連の設計作業の手順と注意事項を示した。以下にまとめる。

- 1) 5つのステージからなる設計フローを提案した。これは、①水平構面の検定、②必要制振壁量とその配置の検討、③制振壁の必要枚数とその配置の算定、④主架構に軽微な塑性化が生じる場合の検討、⑤水平構面の再検定からなる。また、各ステージでの注意事項(注1~11)を示した。
- 2) 建築基準法で要求される最低限の壁量をもつが、偏心率が基準法の制限値を超えるような木造住宅モデルに対する制振設計例を示した。レベル2地震動に対して最大変位を $1/75\text{rad}$ 以内に収める、という現実的な設計目標に対し、第2章で提案した方杖型制振壁を用いて合理的な設計が可能であることを示した。
- 3) 性能曲線による設計(第4章で提案)は、線形構造を対象としたものであったが、主架構に軽微な塑性化が生じる場合にも適用した。各壁の等価剛性を収斂的に求めるという近似を用いている。この近似解は、設計を行う上で十分な精度を有していた。
- 4) 3)の収斂計算は、塑性率2程度であれば1回の再計算で十分であった。これは、例示した設計法のように、(最も変形が大きい)Y0構面の最大変形をターゲットとすれば、それ以外の壁の剛性は多少誤差があってもすぐに収束するものと考えられる。
- 5) 性能曲線による設計は、振動数依存性を有するダンパーを対象としているが、3)、4)のように主架構に塑性化が生じて、1回の再計算で損失係数が収束した。
- 6) レベル3地震動(レベル2の1.5倍)に対する検討を行った。2)と同様に、レベル3地震動に対して最大変位を $1/75\text{rad}$ 以内に収める設計も可能であることを示した。
- 7) レベル2地震動に対して設計した建物の、それ以上の地震動に対する余裕度を検討し、BCJ-L2波の1.5倍の入力、JMA神戸波、JR鷹取波に対して、どれも倒壊に至るほどの大変形が生じないことを確認した。このような巨大地震に対する検討も別途行うことが肝要と思われる。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会 (JSSI) : パッシブ制振構造設計・施工マニュアル, 2005.9
- 2) 日本建築防災協会 : 木造住宅の耐震診断と補強方法, pp.74-75, 2006.6
- 3) (財)日本住宅・木材技術センター : 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版), pp.75-76, 2009.6
- 4) 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, 第 595 号, pp.45-55, 2005.9
- 5) 笠井和彦, 和田章, 坂田弘安, 緑川光正, 大木洋司, 中川徹 : 変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 594 号, pp.101-110, 2005.8
- 6) 笠井和彦, 西原耕作, 蒲武川, 大木洋司, 坂田弘安, 松田和浩 : スリップ型特性をもつ構造に粘性系ダンパーを用いる場合の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 646 号, pp.2227-2236, 2009.12
- 7) 笠井和彦, 坂田弘安, 和田章, 宮下健 : K 型ブレースによるシアリンク制振機構を用いた木質架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, pp.51-59, 2005.12

第8章 結論

8.1 各章のまとめ

8.2 今後の課題

8.1 各章のまとめ

本研究の各章で得た知見を以下にまとめる。

第2章では、木質架構に方杖型の粘弾性ダンパーを付与した制振壁の動的挙動の把握、および簡易な評価法から設計における考え方までを述べた。提案した方杖型制振壁は柱の補強効果が高く、通常の柱に接合する場合に比べてダンパー変形が3~4倍になり、エネルギー吸収性能が優れていたことを動的載荷実験より確認した。幅が2Pの場合、壁倍率は1.6であった。また、制振壁の水平バネ系への変換法を非線形領域まで拡張し、ダンパー量と制振壁の性能の関係を可視化する手法を提案した。これにより、方杖型制振壁の実験で得たシステムの剛性・最大力・消費エネルギー量を高精度で予測できた。また、方杖型架構の骨組解析により、架構の幾何学的形状や柱の曲げ剛性の違いがシステムの特性に与える影響を考察し、仕口ダンパーのような小型の制振デバイスは効率の面で劣ることを示した。なお、ここで提案した様々な手法は方杖型制振壁に留まるものではなく、異なる架構形式による制振壁の包括的性能評価が可能であることも示した。

第3章では、剛性偏心した木質立体架構の実大振動台実験により、粘弾性ダンパーによる振れ応答制御法の効果を示した。適切な壁への付加剛性により変形モードの振れ成分を抑制し、同時に、短周期化と付加減衰により並進・振れ応答をともに減少させることができた。特に、変形が大きい柔側壁に方杖型ダンパーを付与することは、付加減衰により h_1 を高める効果が優れており、有効な手法であった。

また、試験体の動的特性値の評価や、各壁の等価線形化により得た剛性・粘性のバランスと振れ応答との関連を述べた。提案した等価線形化に基づく固有値解析より得られる動的特性は、線形理論による伝達関数から得られる値に比べて T_1 は長めに、 h_1 は大きくなる傾向があった。これらに基づくスペクトル解析では、実験の最大変位を高精度で予測でき、非線形構造への適用が可能であることが分かった。ただし、この予測は実験結果に基づくものであったが、「各壁の最大変形の計算」、「剛性の再評価」という収斂計算を行えば、実験結果がなくても全て解析的にスペクトル予測法を適用できる可能性が示唆された。

第4章では、一軸偏心建物の地震応答をダンパーによって制御する場合の地震応答予測法を提案した。これは、高減衰かつ非比例減衰となる構造物の運動方程式を実数モードのみを用いて展開し、既往のCQC法に改良を加えることで予測するものである。この予測法を基に、剛性偏心が生じた主架構に対し、付与するダンパー量・配置をパラメータとしてシステムの地震応答がどのように変化するかを可視化した「振れを考慮した性能曲線」を作成した。さらにこれを用いて、建物平面内で最も変位が大きくなる柔側の最大変位を目標値に収めるために必要なダンパー量・配置を合理的に定める簡易設計法を提案した。

様々な主架構モデル、地震波、ダンパーを用いた時刻歴解析により、ダンパーを Kelvin モデルとして構築した本理論が、実際の粘弾性ダンパーやオイルダンパーなど、振動数依存性を有するダンパーを持つ制振構造にも適用可能であることを示した。

第5章では、非線形かつ非比例減衰となる構造物の地震最大応答を応答スペクトルにより予測する手法を提案した。この手法は、変位ベクトルを調和地動に対する線形定常理論から得る複素数の Ritz Vector を用いて表し、2自由度系を1自由度系に縮約する点の特徴である。ここで得る縮約1自由度系の動的特性は、非比例減衰の影響を考慮したものとなり、無減衰の場合には実数モード解析による1次モードの動的特性に一致する。また、縮約1自由度系の動的特性は振動数依存性を有しているため、応答の卓越周期を設定する必要があり、特に短周期構造では地震動との同調を考慮することでスペクトル法の予測精度の改善が見られた。

ランダムな非線形挙動を評価する手法として、各振幅での共振外乱を考慮しながら変位を漸増させ、非線形化による変位モードの変化や、各振幅での非比例減衰の影響を考慮する共振外乱漸増載荷解析を提案した。これは、弾塑性ダンパーを用いた場合にも、局所的な付加減衰(履歴減衰)によって並進と回転の位相差が生じ、非比例減衰系に特有の現象が見られ、これが地震応答にも影響を及ぼすと考えられたために考案された。そして、既往の非線形一質点系での等価線形化手法に修正を加え、縮約1自由度系に対してスペクトル法を適用した。予測法は様々な履歴性状の主架構、ダンパーを付与したシステムの、非線形化の進行によって変化する変位モードを精度良く追跡できており、精度のばらつきも小さかった。最後に、スペクトル一定を考慮して、収斂計算が不要な簡易応答予測法を提案した。これにより、システムの塑性化による応答傾向を視覚的に掴むことができるようになった。

第6章では、水平構面が剛床とは言えない非剛床構造の自由度縮約法を示し、運動方程式を導出した。前半は簡便な1×1スパンのモデルを対象とし、後半はこれを2×2スパンに拡張して、より汎用性の高い理論を構築した。また、モデルの自由度縮約の過程で抽出した無次元振動特性値を用いて、これらが動的特性や地震応答におよぼす影響を議論した。水平構面のせん断剛性の高さを表すパラメータ ω_r/ω_0 は、床倍率だけでなく、壁量、直交壁の剛性比、水平構面の形状などによって決まることが明らかとなった。

1×1スパンの場合には、水平構面のせん断変形によって直交壁の変形が減少することを、直交壁の剛性低下に置き換えることで、水平構面の剛性を考慮した等価偏心率という指標を新たに定義した。2×2スパンの運動方程式は、内壁を境に下側の領域と上側の領域にゾーニングし、それぞれの領域で求めた総剛性、振れ剛性、剛性偏心距離などからなる。概ね剛床と言えるクライテリアは、前述の ω_r/ω_0 値によって定められ、床倍率、耐力壁線間距離、壁量、水平構面の形状など様々な影響を考慮することができる。スパン数を問わず

$\omega_y/\omega_\theta \geq 1.5$ を推奨値とし、この式より床倍率や耐力壁線間距離の制限値を与えることも可能となった。このクライテリアを満たさない場合、水平構面を剛床としたモデルに比べて1次固有円振動数が低下し、質量中心の並進変位が増加するだけでなく、剛性偏心が大きい場合には振れが増加する傾向も見られた。既往の研究で広く用いられてきた静的評価法、すなわち質量に比例した地震力分布を考慮する手法は、応答スペクトル法に比べて振れを小さめに評価する傾向にあった。なお、ここで示した2×2スパンのモデルに対する評価法、ならびに得られた結論が、さらに多スパンの場合にも適用できる可能性が高いことも示した。

第7章では、それまでの各章で示してきた、剛性偏心が生じた木造住宅の制振設計に必要な様々な理論、解析法、設計法を駆使し、一連の設計作業の手順と注意事項を述べた。提案する設計フローは5つのステージからなり、①水平構面の検定、②必要制振壁量とその配置の検討、③制振壁の必要枚数とその配置の算定、④主架構に軽微な塑性化が生じる場合の検討、⑤水平構面の再検定を行う。極稀地震を考慮する場合、主架構を弾性に留めることが困難な場合もあるが、線形構造を対象とした設計法を近似的に非線形構造にも適用できることを示した。

提案した設計手順を用いて、建築基準法で要求される最低限の壁量をもつが、偏心率が基準法の制限値を超えるような木造住宅モデルに対する制振設計例を示した。レベル2地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収める、という現実的な設計目標に対し、第2章で提案した方杖型制振壁を用いて合理的な設計が可能であることを示した。

また、レベル3地震動(レベル2の1.5倍)に対する検討を行った結果、レベル3地震動に対して最大変位を1/75rad以内に収める設計も可能であることを示した。その他、レベル2地震動に対して設計した建物の、それ以上の地震動に対する余裕度を検討し、BCJ-L2波の1.5倍の入力、JMA神戸波、JR鷹取波に対して、どれも倒壊に至るほどの大変形が生じないことを確認した。このような巨大地震に対する検討も別途行うことが肝要と思われる。

8.2 今後の課題

最後に、今後の課題についてまとめておく。

1) 多層構造物への展開

本研究では1層の構造物のみを対象とした。1.2節で述べたように、これでも一定の範囲の多層モデルを網羅することができるのだが、木造住宅の特性上、やはり多層モデルの理論も必要と考えられる。その場合、極論を言えば多層になった分の自由度を増やすのみで対処できると予想されるが、理論が煩雑になることは避けられない。それをいかに簡便化できるかが課題である。

また、多層構造物特有の問題も挙げられる。それは、木造住宅の通し柱や外装材が寄与する連層効果である。つまり、これらの部材は土台から小屋梁レベルまで繋がっているため、各層をせん断バネで繋ぐ従来のモデルに誤差を生じさせる可能性がある。したがって、多層構造物への展開にあたっては、連層効果に着目した実験を併せて行うことが望まれる。

2) 二軸偏心への展開

一軸偏心と二軸偏心の場合に、地震応答にどのような違いが見られるかを詳細に調べた研究は稀少である。また、例えば第一軸に対する偏心が大きく、第二軸に対する偏心が小さい場合、近似的に第一軸に対する偏心のみを考慮することも簡便な解決策と考えられるが、それが有効な手法かどうかという検証例も見られない。今後、上述したような研究の蓄積が望まれる。

3) 地震動の二方向入力の影響

二方向の同時入力を考慮した設計法自体が少ないのが現実であり、捩れ振動をともなう構造に限らず、二方向入力の影響を分析した研究は最近でも進められている。したがって、この影響に関しては、最新の研究動向を見ながら合理的な手法を転用することも一つの考えである。また、これは2)の二軸偏心の影響と併せて検証されるべき課題でもある。

4) 実大実験による理論の検証

本研究で提案を行った数々の理論を、実大実験により検証する必要がある。これは、木造住宅の継ぎ手・仕口が複雑な形状であり、構法も多様であるため、本研究のように耐力壁をせん断バネに、水平構面をせん断パネルに置換した振動解析モデルでは、様々な木造

住宅の変形挙動を再現できるかどうかには検討の余地がある。特に、第6章で示したような、水平構面をせん断パネルと回転バネで表すモデル化については、回転バネの特性の決定法も含め、詳細な実験による検証が強く望まれる。

5) 非線形ダンパーの扱い

本研究では設計法の対象として、Kelvinモデルに置換できるダンパー、すなわち粘弾性ダンパーやオイルダンパーに限定した。それは、弾塑性ダンパーなど非線形性が強い場合には、等価な剛性や粘性(エネルギー吸収性能)が振幅に強く依存し、さらに建物におけるダンパーの設置位置によってダンパー毎の変形振幅も異なることから、煩雑な計算を要するためである。収斂計算によってこれを解決することもありえるが、やはり建物諸元のみから、構造物の振動性状を表す特性値(本研究で言う「捩れの支配特性値」のこと)が定義されることが望ましい。

6) 捩れ振動が生じない構造物の設計法とのすみ分け

構造物には少なからず剛性偏心があり、さらにいわゆる“Accidental torsion”を考えれば、全ての構造物の設計において捩れ振動に対する検討を行う必要があるが、それは合理的ではない。捩れが生じなければ、各層をせん断棒に置換し、地震応答予測ならびに設計法が格段に容易になるためである。では、どの程度の剛性偏心、粘性偏心、あるいはそれ以外のパラメータ値がいくら未満であれば、捩れを無視した設計でも合理的と言えるのか、その判断基準が必要であると思われる。木造住宅の設計では建築基準法で偏心率0.3まで許容されているが、その根拠が明確でない点は序論で述べた通りであり、さらに制振構造の場合には粘性の偏心の影響も加味されるべきであることを本論で示した。よって、捩れが生じない構造物の設計法と、本研究で提案した捩れを考慮した設計法のすみ分け方について、さらなる検討が必要であると考えている。

付録 A 関連論文

付録 B 在来軸組構法による木造戸建住宅の地震応答解析

B.1 はじめに

B.2 対象とする木造住宅

B.3 耐力要素のモデル化

B.3.1 筋かい耐力壁

B.3.2 方杖型耐力壁

B.3.3 方杖型制振壁

B.4 地震応答解析

B.4.1 解析モデル

B.4.2 解析ケースと入力地震動

B.4.3 解析結果と考察

B.5 おわりに

参考文献

付録 A 関連論文

<査読付き論文> 計6編 (4編(掲載済み) + 1編(採用決定) + 1編(査読中))

- 1) 笠井和彦, 山下忠道, **山崎義弘**, イグサ タケル : 揺れ振動をともなう1層高減衰構造のスペクトル応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第.636号, pp.225-234, 2009.2 (第4章)
- 2) **山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安, 大木洋司 : 剛性偏心した木質立体架構の粘弾性ダンパーによる揺れ応答制御, 日本建築学会構造系論文集, 第 655号, pp.1691-1700, 2010.9 (第3章)
- 3) **山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安 : 一軸偏心した非剛床木質構造の動的特性および地震応答に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 663号, pp.959-968, 2011.5 (第5章)
- 4) 笠井和彦, **山崎義弘**, 坂田弘安, 大木洋司 : 方杖型ダンパーを持つ木質架構の動的挙動と簡易評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 664号, pp.1109-1118, 2011.6 (第2章)
- 5) **山崎義弘**, 笠井和彦 : 非線形並進・揺れ振動の定常理論によるスペクトル応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 674号, 2012.4 (採用決定) (第6章)
- 6) **山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安 : スパンごとに区切られた非剛床をもつ木質構造の自由度縮約と地震応答評価法, 日本建築学会構造系論文集, (査読中) (第5章)

<国内学会での発表> 計8編 (+共著論文6編)

- 7) ○**山崎義弘**, 笠井和彦, 山下忠道 : 揺れ振動をともなう1層高減衰構造のスペクトル応答予測法 その1 非比例減衰構造を対象とした修正実数モード法の提案, 日本建築学会大会学術講演(中国), 2008.9
- 8) ○**山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安, 大木洋司 : 財産保持に優れた制振住宅に関する開発の経過報告 その26 一軸偏心した1層木質制振架構の振動台実験結果, 日本建築学会大会学術講演(東北), C-1分冊, p.485, 2009.8
- 9) ○**山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安 : 在来軸組構法住宅を対象とした1層木質制振架構の揺れ応答実験, 日本地震工学会年次大会(東京), 2009.11
- 10) ○**山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安, 松田和浩 : 財産保持に優れた制振住宅に関する開発の経過報告 その29 状態 NR 実験に基づく木質制振架構の水平バネ系への変換と制振効果の理論的考察, 日本建築学会大会学術講演(北陸), C-1分冊, p., 2010.9
- 11) ○**山崎義弘**, 笠井和彦, 坂田弘安, 松田和浩 : 木質制振架構の水平バネ系への変換と制振効果の理論的考察, 第13回日本地震工学シンポジウム(つくば), 2010.11

- 12) ○山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安 : 一軸偏心した非剛床木質構造の動的特性および地震応答に関する基礎的研究, 2010 年度 第 81 回 日本建築学会関東支部研究発表会, 2011.3
- 13) ○山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安 : 一軸偏心した非剛床木質構造の動的特性および地震応答に関する基礎的研究 その2 動的特性および地震応答のパラメトリックスタディ, 日本建築学会大会学術講演(関東), C-1 分冊, pp.155-156, 2011.8
- 14) ○山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安 : 田の字型プランを有する非剛床木質構造の自由度縮約と地震応答評価法, 日本地震工学会年次大会(東京), 2011.11

<国際学会での発表(口頭)> 計 3 編

- 15) **Yoshihiro Yamazaki**, Kazuhiko Kasai, Hiroyasu Sakata : Torsional Seismic Response Reduction by Passive Control Device for Wooden House with Stiffness Eccentricity, 11th World Conference on Timber Engineering, Italy, 2010.6. CD-ROM
- 16) **Yoshihiro Yamazaki**, Kazuhiko Kasai, Hiroyasu Sakata : Torsional Seismic Response Reduction by Passive Control Device for Conventional Post-and-Beam One-Story Wooden House with Stiffness Eccentricity, 7th CUEE and 5th ICEE Joint Conference
- 17) **Yoshihiro Yamazaki**, Kazuhiko Kasai and Hiroyasu Sakata : A Basic Study on Dynamic Property and Seismic Response of Timber Structure with Flexible Floor and Uni-Axial Stiffness Eccentricity, 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, 2011.3

B.1 はじめに

付録 B では 1995 年兵庫県南部地震で被害を受けた木造住宅を模擬した擬似立体モデルの地震応答解析を行い、最大応答の大きさや分布、それらに影響を及ぼす要因などを調べる。本研究で提案する方杖型ダンパーによる制振補強は、剛性ととも粘性を付与することで、捩れを矯正しながら、なるべく小さいダンパー力で大きな変位低減効果を得ることを狙っている。ダンパー力が小さくて済むことは、大変形域でもダンパー支持部材を無損傷に留めることができるというメリットがあり、特に巨大地震やその後の余震で効果が顕著になると考えられる。したがって、この付録 B は方杖型ダンパーによる制振補強の有効性を解析的に検証するものであり、本研究の遂行意義を裏付ける一例と位置づけられる。

地震応答解析には本論第 3 章などで示した擬似立体モデルを用いる。このモデルでは耐力壁は一つあるいは複数の水平バネに置換され、柱や梁などの部材レベルでの応答を知るにはいくらか手間がかかるが (2.4.3 節)、本研究で着目する質量中心での並進変位、回転、各構面の変形など、主要な部分での挙動を得るには十分なモデルであると考えている。

B.2 対象とする木造住宅

平面が $6P \times 8P$ ($1P = 0.91 \text{ m}$) で総2階建ての住宅を考慮する。ただし、2階には十分な壁量があるとし、後述する解析では2階を剛とした1層建物として扱う。1階の壁配置を図B.1のように定めた。Y0構面とY4構面に幅4Pの開口があり、Y8構面に壁倍率が高い耐力壁が多くあるため、Y方向に2P程度の剛性偏心が生じている。なお、後述する地震応答解析ではY0構面とY4構面にある開口部に、様々な補強壁を付与することで、その効果を検証する。まずは補強前の状態について、「重い屋根」として建築基準法で定められた壁量計算を行う。

床面積：図B.1より、

$$5.46 \times 7.28 = 39.7 \text{ (m}^2\text{)} \quad (\text{B.1})$$

必要壁量：「重い屋根」とし、2階建ての1階では 0.33 m/m^2 が必要値であるから、

$$0.33 \times 39.7 = 13.1 \text{ (m)} \quad (\text{B.2})$$

存在壁量：図B.1より、

$$x \text{ 方向 } (1.5 \times 5 + 3 \times 3) \times 0.91 = 15.0 \text{ (m)}$$

$$y \text{ 方向 } (1.5 \times 8 + 3 \times 4) \times 0.91 = 21.8 \text{ (m)} \quad (\text{B.3a,b})$$

壁量充足率：式(B.2), (B.3)より、

$$x \text{ 方向 } 15.0 / 13.1 = 1.14 \text{ (-)}$$

$$y \text{ 方向 } 21.8 / 13.1 = 1.67 \text{ (-)} \quad (\text{B.4a,b})$$

このように、x方向は基準法の要求値程度、y方向はやや余裕がある程度の壁量があるとす。以下では、壁量が少なく剛性偏心が大きいx方向を解析対象とする。なお、建築基準法で定められた偏心率や動的特性などは、以下のようになる。

層剛性 (振れがない場合)：階高 2.73 m とし、壁倍率が $1/120 \text{ rad}$ 時耐力で決まるとすれば、

$$K_{fx} = 15.0 \times 1.96 \times \frac{120}{2730} = 1.29 \text{ (kN/mm)} \quad (\text{B.5})$$

支持重量：充足率 = 1 のとき、耐力壁の許容耐力和がベースシア係数 0.2 を満足すれば、

$$M = 13.1 \times 1.96 / 0.2 = 128.5 \text{ (kN)} \quad (\text{B.6})$$

固有周期 (振れがない場合)：式(B.2), (B.3)より、

$$T_{fx} = 2\pi \sqrt{\frac{128.5/9.8}{1.29 \times 1000}} = 0.63 \text{ (秒)} \quad (\text{B.7})$$

偏心率：剛床仮定が成立するとし、

$$R_{ex} = 0.38 \text{ (基準法では } R_{ex} \leq 0.3 \text{ が要求される)} \quad (\text{B.8})$$

振れの支配特性値：

$$\bar{e}_{fy} = 0.63 \quad , \quad \omega_{f0} / \omega_{fx} = 1.77 \quad (\text{B.9a,b})$$

式(B.8)のように本モデルは現行の基準法の要求値を満足しないが、この規定は2000年の改正時に追加されたため、それ以前に建てられた木造住宅では $R_{ex} > 0.3$ のものも多数あると考えられる。

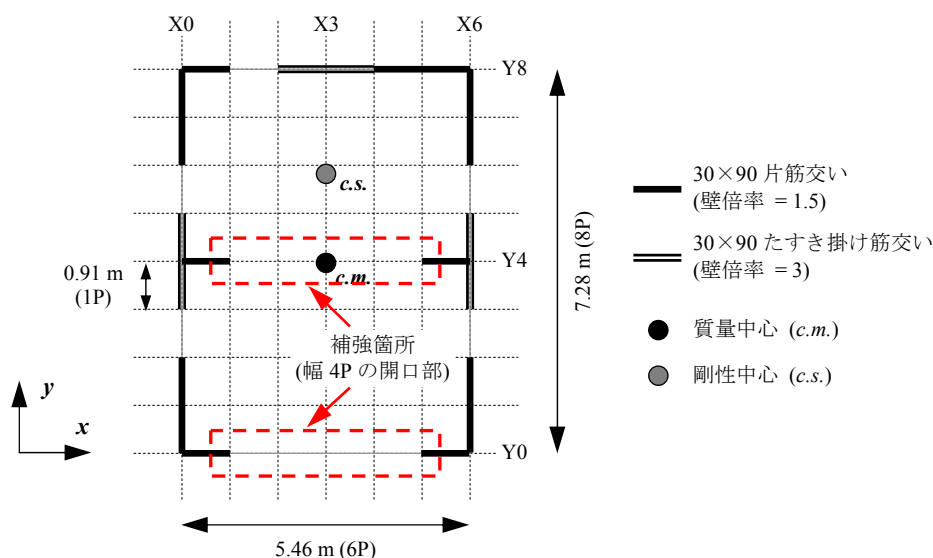


図 B.1 対象とする木造住宅の1階壁配置

例えば、阪神・淡路大震災で被害を受けた木造住宅の調査結果として村上の論文が挙げられ、これとの比較を行っておく¹⁾。図 B.2 は被害が大きかった兵庫県東灘区の調査から得られた、床面積と実壁率や偏心率の関係である。ここで、実壁率とは単位床面積当たりの壁量 (m/m^2) に、偏心率 R_e に応じた補正係数 $1/(3.33R_e + 0.5)$ (ただし、 $R_e < 0.15$ では 1 , $0.45 < R_e$ では 0.5 とする) を乗じたものである。この補正係数は許容応力度等計算における形状係数 F_e の逆数に相当するもので、実壁率と地震被害には相関があることが知られている。

付録 B 在来軸組構法による木造戸建住宅の地震応答解析

ここで、図 B.1 に示した木造住宅の実壁率を求める。x 方向を弱軸方向、y 方向を強軸方向とすれば、

$$x \text{ 方向} \quad \frac{15.0}{39.7} \frac{1}{3.33 \times 0.38 + 0.5} = 0.38 \times 0.57 = 0.21 \quad (\text{m/m}^2)$$

$$y \text{ 方向} \quad \frac{21.8}{39.7} \times 1 = 0.55 \quad (\text{m/m}^2) \quad (\text{B.10a,b})$$

これらの結果が図 B.2 にプロットしてあり、図 B.1 に示したモデルが阪神・淡路大震災で被災した木造住宅群の典型例を表すことが分かる。

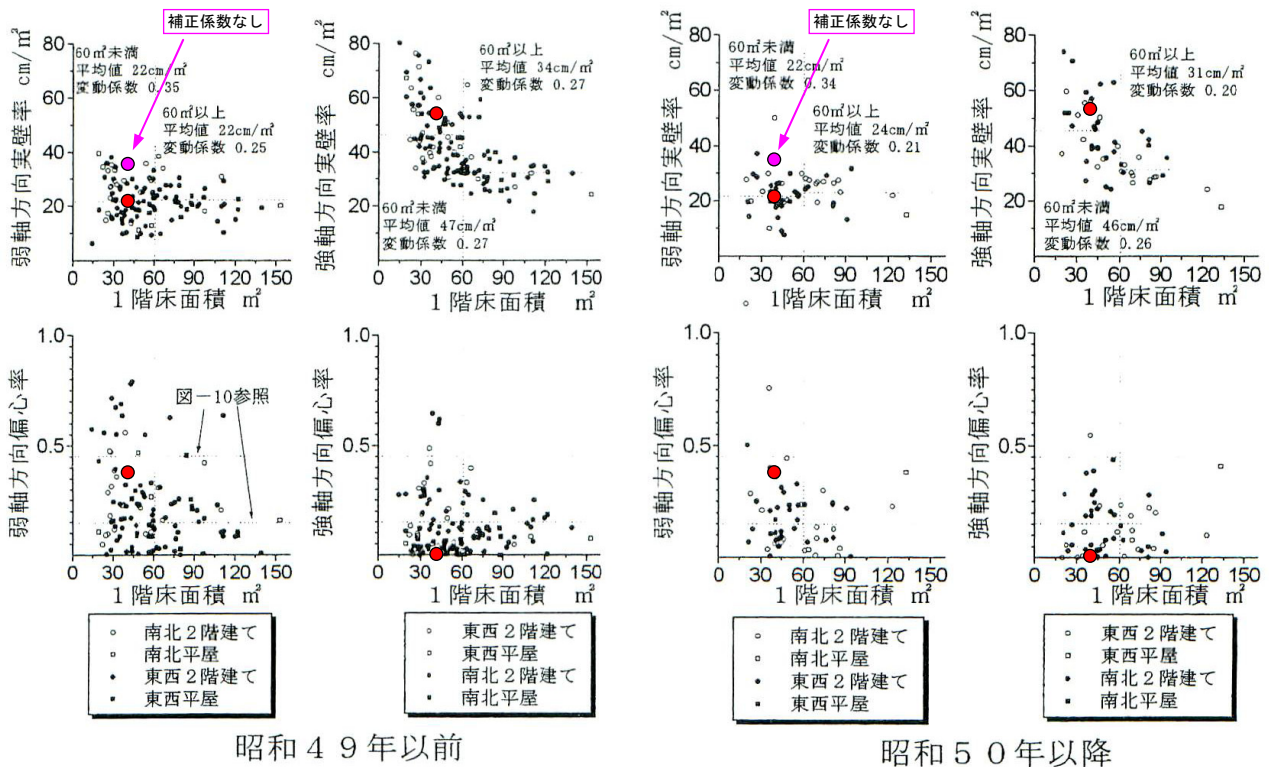


図 B.2 村上らの調査より得られた床面積と実壁率・偏心率の関係¹⁾

B.3 耐力要素のモデル化

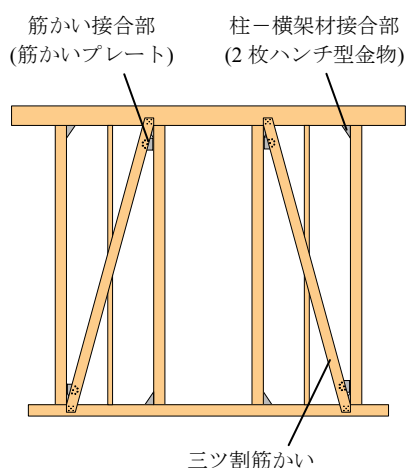
ここでは住宅に用いられている耐力要素のモデル化を行う。補強前の状態は「筋かい耐力壁」が用いられており、補強壁は「方杖型耐力壁」と「方杖型制振壁」を用いる。

B.3.1 筋かい耐力壁

在来軸組構法住宅に古くから用いられてきた三ツ割筋かい耐力壁のモデル化を行うため、笠井らの実験結果を参考にする²⁾。図 B.3(a)に示すように、筋かい端部には筋かいプレートが、柱-横架材接合部には2枚ハンチ型金物が用いられている。

図 B.3 (b)のような試験体を図 B.4 に示す一質点系と考え、実験結果をなぞるようにバネの復元力履歴を決定した。使用した履歴モデルは文献 3 と同じもので、層間変形角 1/67rad 程度で耐力低下が生じるようにした。

設定した一質点系に実験で与えた地動加速度を与え、時刻歴解析を行った。実験と解析から得た層せん断力-層間変形関係を図 B.5 に、層間変形の時刻歴を図 B.6 に示す。入力地震波は最大加速度を 0.2g に基準化した八戸波 (以下、0.2g 八戸), 0.2g 神戸 (JMA 神戸 NS), 0.6g 神戸である。なお、粘性減衰は与えていない。



(a) 耐力壁立面図



(b) セットアップ写真

図 B.3 筋かい耐力壁の試験体

解析結果は実験結果の最大変形を概ね捉えていることが分かる。また、負側の包絡線を用いて短期許容せん断耐力 P_a を評価すると $0.2P_u/D_s$ で決まって $P_a = 6.2 \text{ kN}$ となり、壁倍率は $1.7 (= 6.2 / 1.82 / 1.96)$ であった (基準法壁倍率は 1.5)。

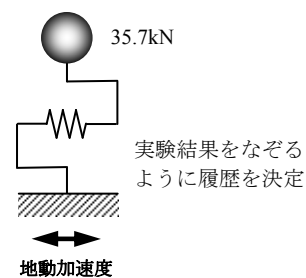


図 B.4 考慮する一質点系モデル

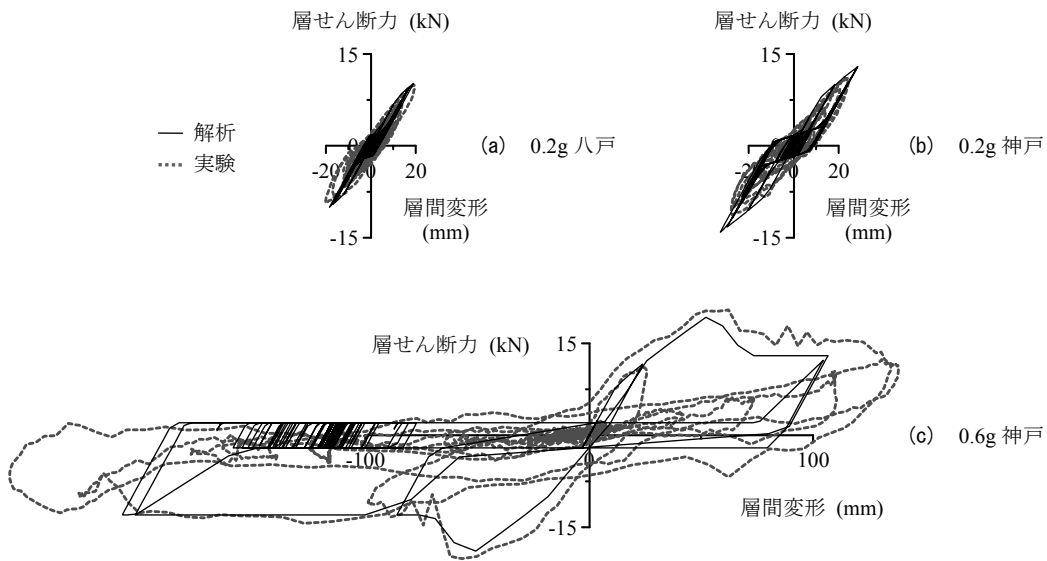


図 B.5 実験と解析から得た層せん断力-層間変形関係の比較

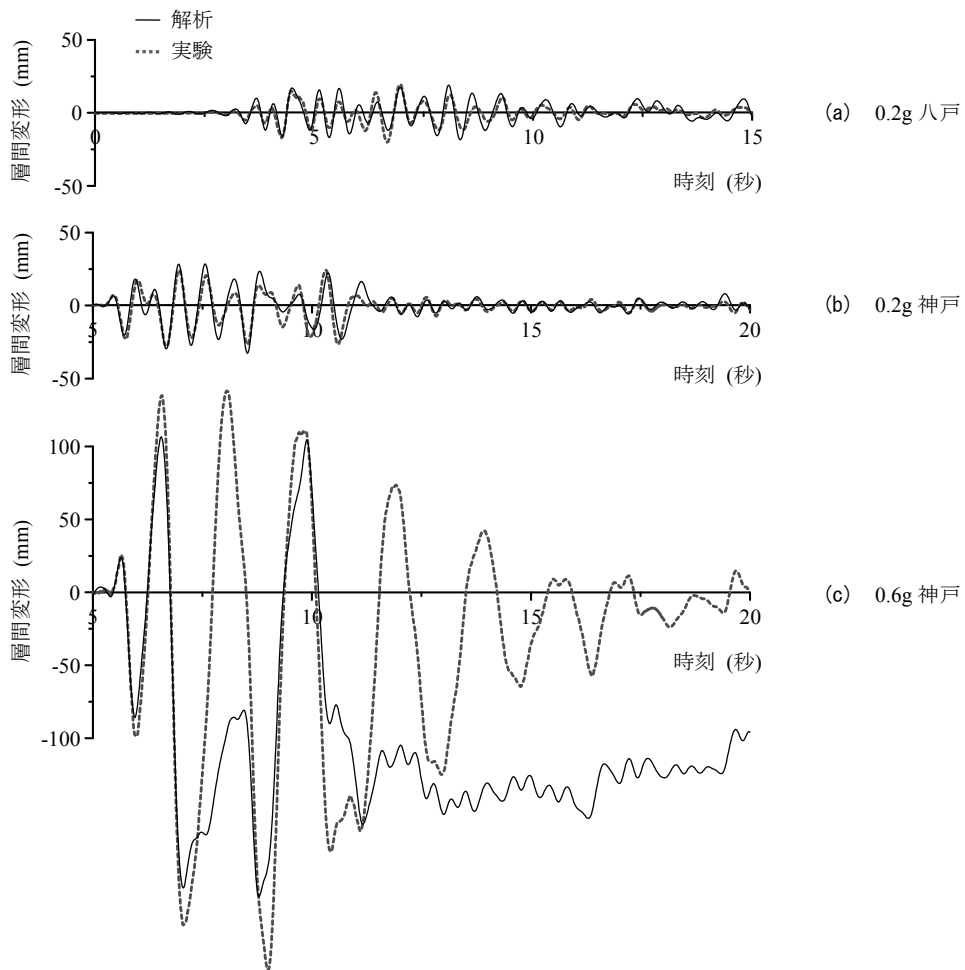


図 B.6 実験と解析から得た層間変形の時刻歴の比較

B.3.2 方杖型耐力壁

方杖型耐力壁のモデル化にあたり、岩井らの実験を参考にした⁴⁾。まずは岩井らの実験結果を再現できる骨組モデルを作成し、その後、耐力壁の幅や部材の樹種・断面を変化させた場合の影響を調べ、前述の履歴モデルを適合させる。

岩井らが行った実験の試験体を図 B.7 に示す。柱、梁、土台は全て 105×105mm の断面のベイマツであり、柱-横架材接合部は短ほどと筋かいプレート (BP) を用いている。方杖-柱および方杖-梁接合部はボルト接合であり、M12 のボルトと 40×40mm の座金で緊結していると思われる。

図 B.8 に骨組解析用のモデル図を示す。モデル化の手法は基本的に 2.5 節で行った方杖型制振壁の骨組解析のものと同じであるが、実験では柱の折損が生じたため、これを再現するための回転バネを方杖-柱接合部に付与した。柱と梁は曲げ、せん断、軸方向変形を考慮した梁要素でモデル化し、文献 5 よりベイマツのヤング係数 $E = 10 \text{ kN/mm}^2$ 、せん断弾性係数 $G = E/15 = 0.67 \text{ kN/mm}^2$ 、曲げ強度 $F_b = 28.2 \text{ N/mm}^2$ を用いた。

以下に、各バネの特性の決定法を述べる。

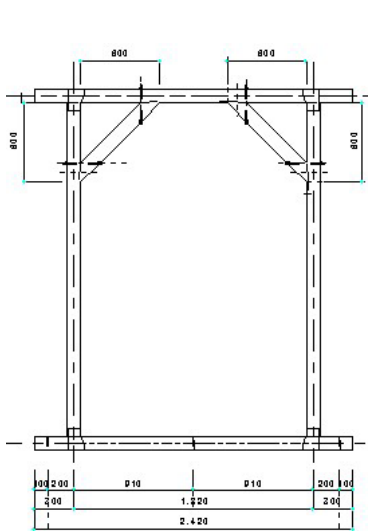


図 B.7 方杖型耐力壁の試験体立面図

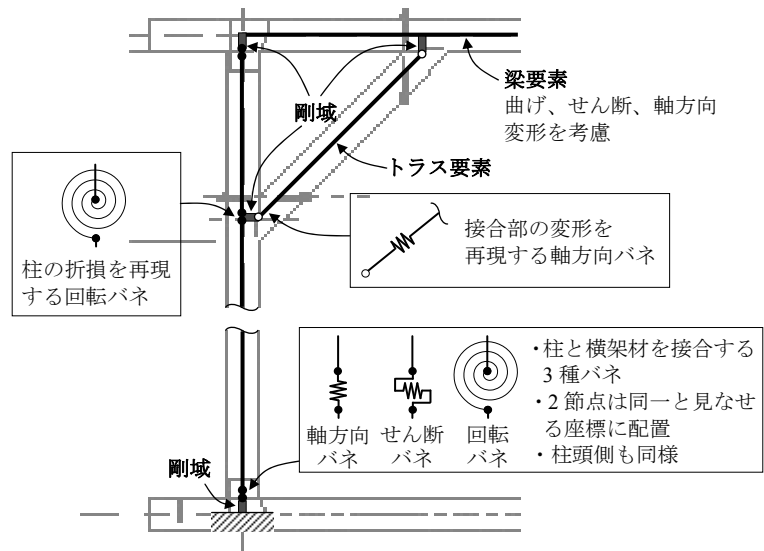


図 B.8 解析モデル図

柱-横架材接合部

軸方向バネの特性は、岩井らの実験結果を基に決定する。幾何学的形状より、層せん断力の 2630/1820 倍の力が柱脚に引き抜き力として作用すると考え、計測で得られた柱脚の浮き上がり量との関係を図 B.9 に示す。浮き上がり量 17.5mm で破壊したため、ここまでの包絡線 ($P-u$ 関係) を次式で近似した。

$$P = \frac{(k_0 - k_p)(u - u_a)}{\left(1 + |k_0(u - u_a)/P_0|^n\right)^{1/n}} + k_p(u - u_a) + P_a \quad (u > u_a) \quad (\text{B.11})$$

ここに、 u_a, P_a = 弾性限界点の変形と力、 k_0 = 初期剛性 ($= P_a / u_a$)、 k_p = 包絡線が漸近する直線の傾き、 n, P_0 = 包絡線の形状を決定する定数である³⁾。図 B.9 から分かるように、本来、筋かいプレートは柱-横架材の接合金物として用いるものではないため、耐力が低く、破壊に至ってしまっている。なお、圧縮力が作用したときの特性は実験結果から上手く決定できなかったため、文献 6 の実験結果を用いた。

せん断バネの特性は、文献 7 で得られた短ほぞのみの実験結果を式(B.11)で近似した。これは上述のように、筋かいプレートが比較的弱かったため、せん断力に対しては短ほぞのみで抵抗した場合と大差ないと判断したためである。

回転バネの特性は、図 B.10 に示す軸組のみの試験体の荷重-変形関係から推定した。すなわち、層間変形角に等しい回転量が接合部にも生じていると仮定することで、接合部のモーメント-回転角関係を算出し、式(B.11)で近似した。

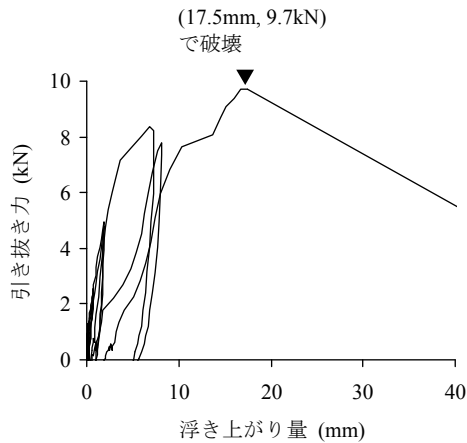


図 B.9 実験で得られた柱脚の引き抜き力-浮き上がり量関係

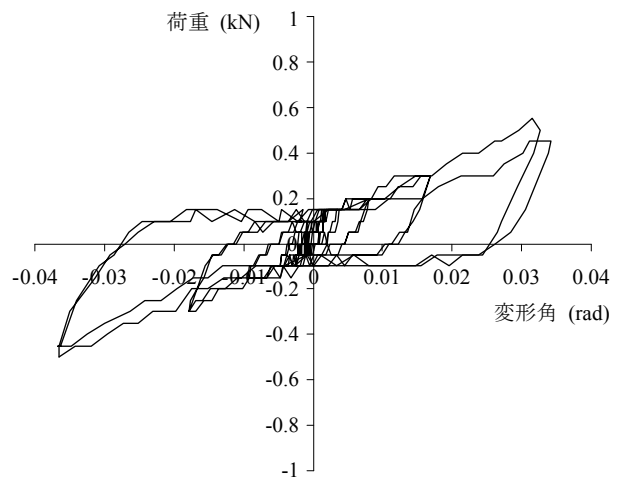


図 B.10 軸組のみの試験体の荷重-変形角関係

方杖一柱および方杖一梁接合部

方杖一柱および方杖一梁接合部のモデル化をするため、図 B.11 のような状態を考える。図 B.11 (a)は方杖に引張り力が作用する場合であり、引張り力に対してボルト両端の座金が抵抗する。このとき、座金が方杖を引張る力は方杖の材軸方向に作用するので、その変形は無視するが、座金が柱を引張る力に関しては、繊維直交方向成分の力に対する変形のみ考慮する。図 B.11 (b)は方杖に圧縮力が作用する場合であり、方杖と柱の接触面におけるめり込みで抵抗する。このとき、方杖が柱を押す力は繊維直交方向成分の力に対する変形のみ考慮する。なお、木材の繊維直交方向に圧縮力が作用するときの特性（めり込み）は、稲山のバイリニアによる評価式⁸⁾を用いる。

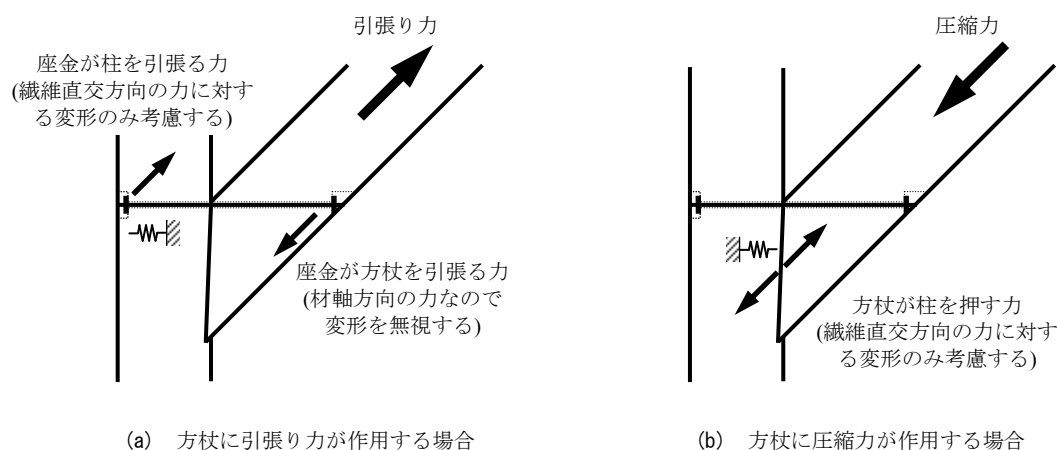


図 B.11 方杖一柱および方杖一梁接合部のモデル化

柱の折損を再現する回転バネ

木材の柱に曲げモーメントが作用する場合、多くの場合は曲げ耐力に到達後、脆性的な破壊が生じる。しかし、稀にひび割れが徐々に進行しながら耐力を維持することもある。岩井らの実験では、+1/15rad の載荷で方杖に圧縮力が作用する側の柱にひび割れが生じ、耐力を保持しながら+1/10rad の載荷で折損が生じたと報告されている。これは、方杖一柱接合部には柱に断面欠損が存在し、欠損部が起点となってひび割れが進行していったものと考えられる。

そこで、図 B.12 のように柱の折損を再現する回転バネの特性を決定した。モーメントが $0.8^2 M_y$ に達するまでは回転が生じず、 0.05rad 以降は $0.8 M_y$ で一定となるようにした。ここで、 M_y は曲げ強度が 28.2N/mm^2 で $105 \times 105\text{mm}$ の断面（欠損がない場合）の降伏モーメントである。岩井らの実験では断面に切り欠きがあり、さらに局所的な応力集中も考えられるため、図 B.12 のように定めた。また、曲げ破壊が生じた柱のみ、耐力低下を考慮した。

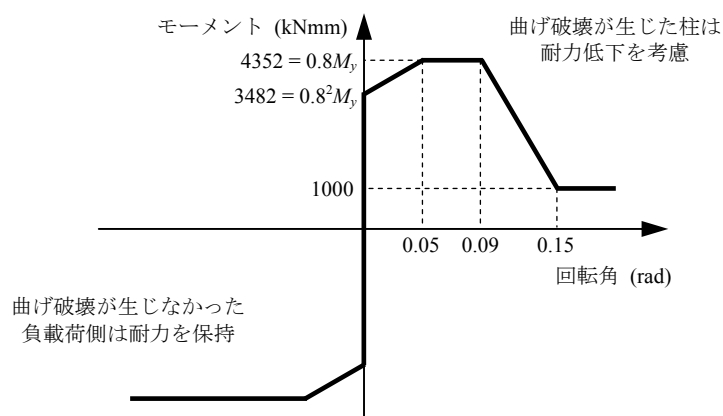


図 B.12 柱の折損を再現する回転パネのモーメントー回転角関係

岩井らの実験で用いた载荷履歴 (1/480, 1/240, 1/120, 1/60, 1/30, 1/15, 1/10 の順に正負交番 2 サイクルずつ) を解析モデルに与えたときの、実験結果と解析結果の比較を図 B.13 に示す。

図 B.13(a)は 1/120rad までの結果であり、実験に比べ解析の耐力が高いことが分かる。また、実験の履歴は太い紡錘型となっているが、解析の履歴はそれほど太くはない。解析では、柱の弾性曲げ変形成分がシステムの変形の大部分を占めるため、エネルギー吸収が非常に小さい。図 B.13(b)は全サイクルの結果である。正载荷側における柱の曲げ破壊現象が良く再現できている。負载荷側では、実験では柱脚の引き抜け破壊が生じたが、解析では生じなかった。ただし、このときの柱脚の引き抜け量は約 15mm であり、破壊が生じる 17.5mm にほぼ等しいため、架構の変形分担としては良く再現できていると考えられる。

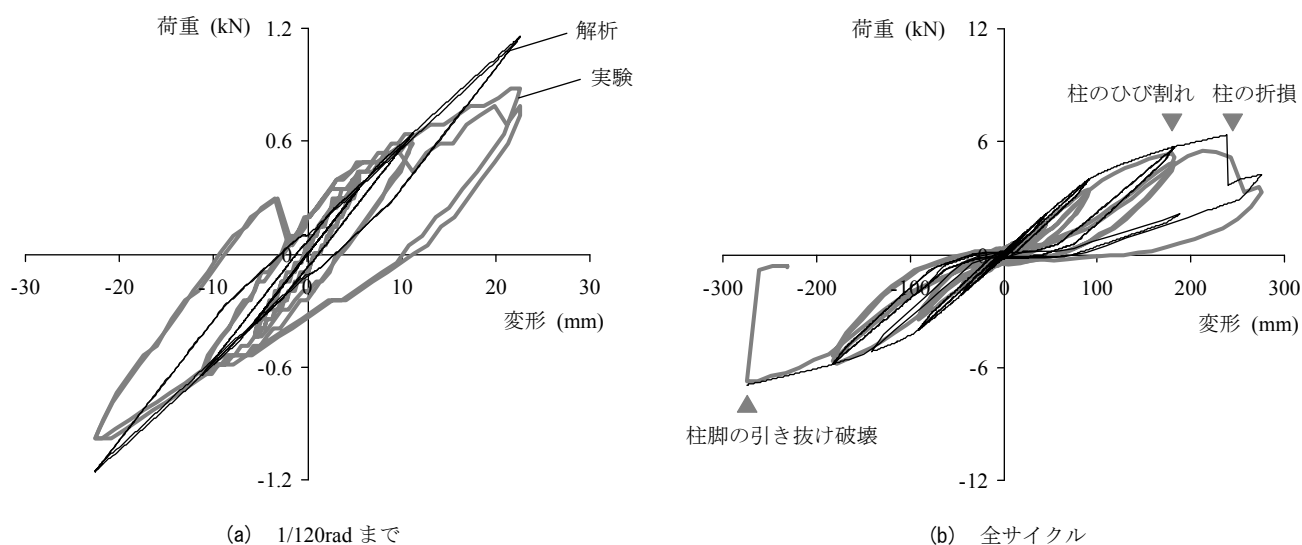


図 B.13 実験と解析の荷重ー変形関係の比較

続いて、壁の幅や梁の断面、樹種を変更した場合の解析を行う。変更点は以下の通りである。

(変更点)	(変更前)	(変更後)
開口幅	2P (= 1820mm)	4P (= 3640mm)
梁の断面	105×105mm	105×180mm
樹種	全てベイマツ	柱：スプルース (E95F315) 梁：オウシュウアカマツ (E105F300)

解析結果を図 B.14 に示す。変更前 (2P) に比べ、変更後 (4P) は梁が長くなったため、梁のたわみにより初期剛性が低下していることが分かる。正側の包絡線を用いて短期許容せん断耐力 P_a を評価すると $1/120\text{rad}$ での耐力で決まって $P_a = 0.97\text{ kN}$ となり、壁倍率は $0.14 (= 0.96 / 3.64 / 1.96)$ であった。図 B.14 で得た結果に対し、図 B.5 と同じ履歴モデルを適合させ、後の地震応答解析で用いる。

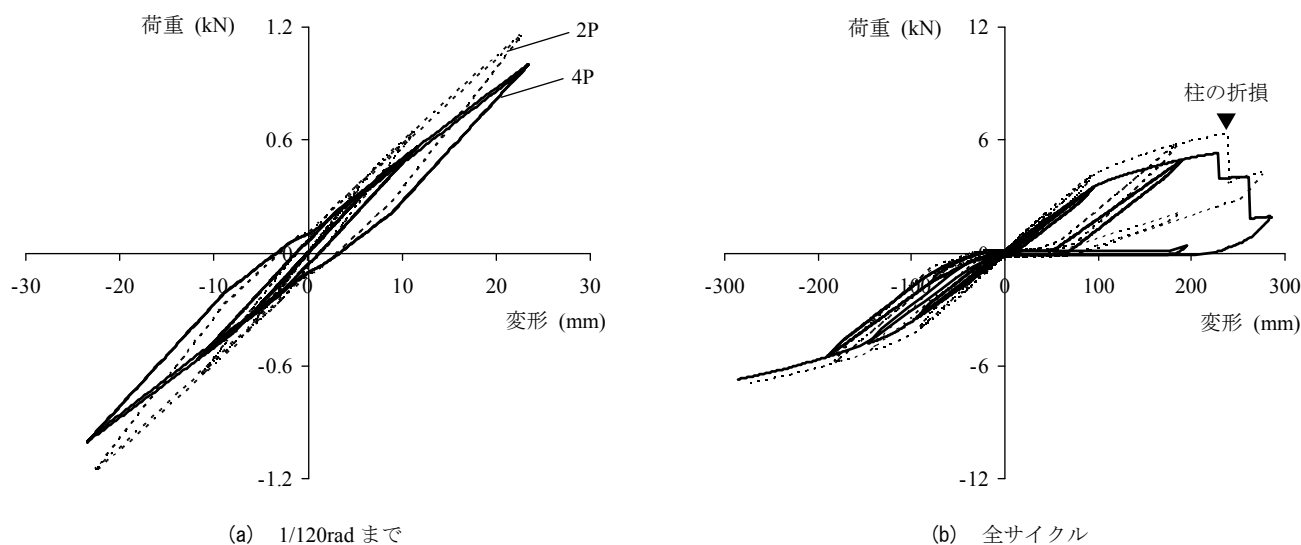


図 B.14 解析で得た荷重－変形関係の比較

B. 3. 3 方杖型制振壁

第 2 章では幅 2P と 3P の試験体の実験を行い、それより幅が広い場合は骨組解析により性能を評価した (2.5 節)。ここでも同様に骨組解析を行うが、接合部が破壊に至るような大変形域まで考慮し、さらに壁の幅が広くなったときに方杖の角度を変更するなどの修正を加える。

骨組解析用のモデル図を図 B.15 に示す。2.5 節と異なり、方杖の接合部にブラケットの滑り、浮き上がり、ピン接合部の変形を再現する非線形バネを付与した。2.3.6 項で示した方杖型制振壁の状態 R 実験では、大変形時にこの部分での塑性変形が卓越したためである。適合させたバネの特性を図 B.16 に示す。なお、方杖の角度 ϕ を変化させると、図 B.16 に示すブラケットの滑り・浮き上がり挙動も変化することが予想されるが、ここでは角度 ϕ によらず一定とした。

実験を行った幅が 2P の方杖型制振壁 (2-VB) を図 B.17 (a)に、骨組解析で考慮する幅が 4P の方杖型制振壁 (4-VB) を図 B.17 (b)に示す。それぞれの制振壁は、ブラケット下端から土台上端まで高さ約 2000mm の開口が設けられ、2 本の方杖部材による偶力によって梁に曲げモーメントが発生しないように配慮して、方杖の角度を決定した。その結果、2-VB では水平から 38 度、4-VB では 20 度となった。

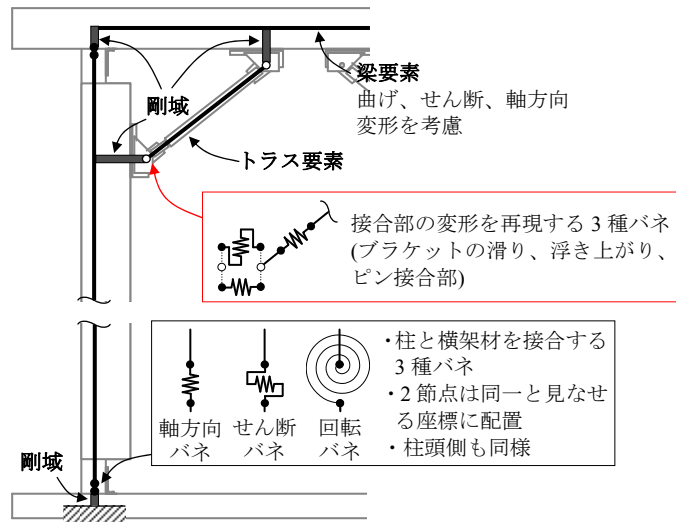
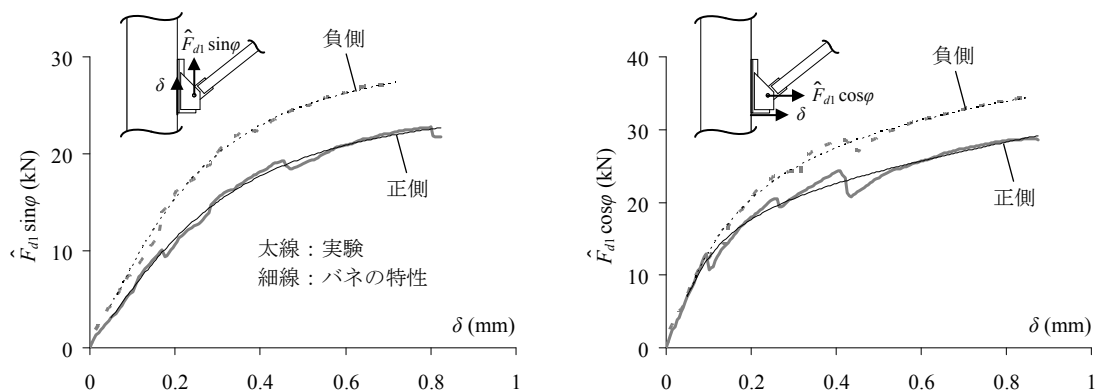


図 B.15 解析モデル図



(a) 柱側ブラケットの滑り

(b) 柱側ブラケットの浮き上がり

図 B.16 ブラケットの滑り・浮き上がりを再現するバネの特性 (包絡線部分)

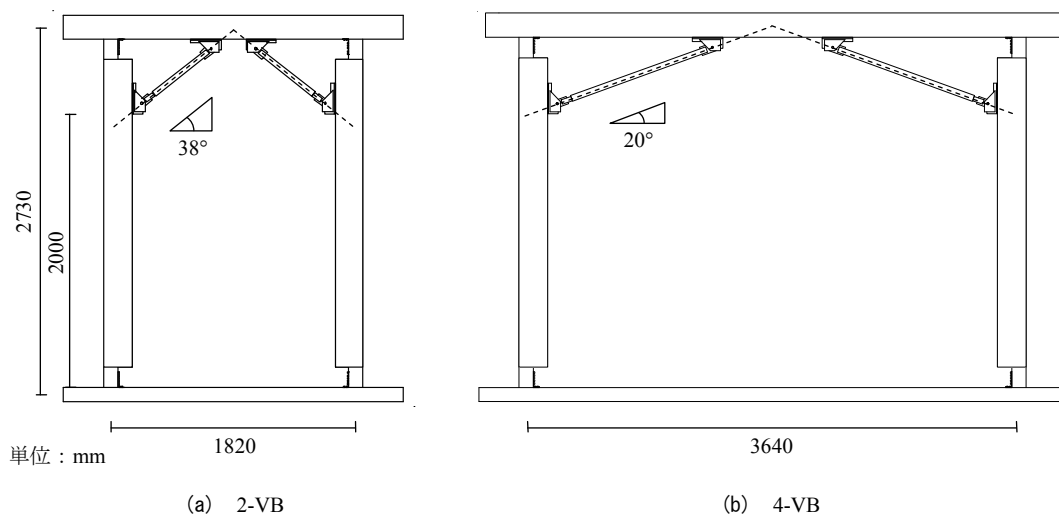


図 B.17 方杖型制振壁の立面図

壁の幅が異なる場合に、各部材に生じる応力がどのように変化するかを調べるため、2.3.2 項で示した静的な力の釣り合いを考える。各接合部をピンとし、架構に対して左右逆対称の応力が発生していると考えたとき、各部材に生じる応力は図 B.18(a)のようになる。ここに、 F = 架構頂部に与える水平力 (層せん断力), \hat{F}_d = 1 本あたりのダンパー力である。

2-VB および 4-VB の力の配分を、それぞれ図 B.18(b),(c)に示す。頂部に単位水平力を与えたとき、2-VB に比べて 4-VB ではダンパー力や柱脚の引き抜き力が低減していることが分かる。これにより、部材や接合部に生じる変形を少なくでき、ダンパーに変形を集中させられるため、制振効果が高まると考えられる。

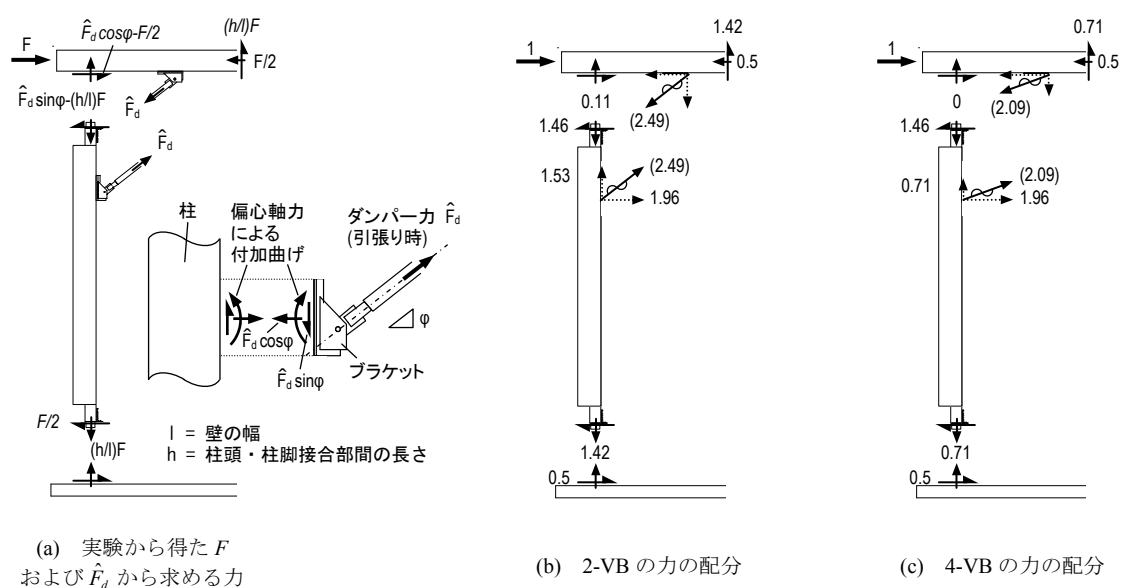


図 B.18 方杖型制振壁の部材・接合部に生じる力

状態 R の骨組解析で得たせん断力-変形関係を図 B.19 に示す。比較のため、2-VB の状態 R 実験から得た結果も併せて示している。図 B.19(a)より、2-VB の実験結果と解析結果がほぼ一致しており、解析の信頼性が確認できる。2-VB (解析) に比べ 4-VB (解析) は初期剛性が約 13%上昇した。また、図 B.19(b)より 2-VB (解析) と 4-VB (解析) はほぼ等しい最大耐力であることが分かる。これは、ともに架構の最大耐力がブラケットの浮き上がりで決まっているためである。しかし、同じ変形量で比較すれば 4-VB の方が常にせん断力が大きく、前述のように部材や接合部に生じる変形を抑制でき、架構としての性能が向上した。なお、実験は 1/30rad までしか行っていないため、図 B.16 に示す接合部の実験データも限られた範囲内しか得られていない。そのため、図 B.19 の解析結果を履歴モデルに適合させる際、状態 R の架構が 1/30rad 以上の変形に対して一定の耐力を保つものとした。後の地震応答解析では、制振壁を図 B.20 に示す水平バネ系に変換して解析を行う。

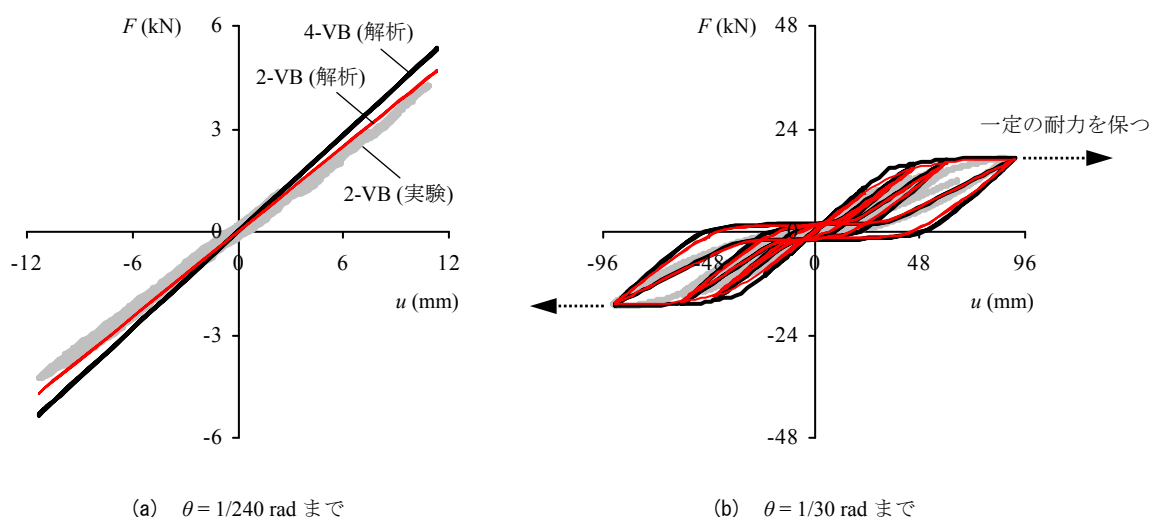


図 B.19 状態 R の骨組解析で得たせん断力-変形関係の比較

さらに、図 B.19 の解析結果と 2.4.3 項で示した手法を用いて、制振壁に付与するダンパー量を変化させた場合の動的特性・最大応答の変化を可視化した図を図 B.21 に示す。横軸は制振壁を水平バネ系に変換したときの擬似ダンパー貯蔵剛性 K'_{ds} 、縦軸はそれぞれ (a) 貯蔵剛性 K' と損失剛性 K'' , (b) 等価減衰定数 h_{eq} , (c) 最大力 F_0 である。層間変形角 $\theta = 1/120\text{rad}$ を生じさせた場合を想定し、粘弾性ダンパーの損失係数 $\eta_d = 1$ とした。また、図中のシンボル ($K'_{ds} = 0.44 \text{ kN/mm}$) は、擬似ダンパーと擬似ブレースの剛性比 $K'_{ds}/K_{bs} = 1$ となる点であり、このダンパー量を後の解析で用いることにした。 $K'_{ds}/K_{bs} = 1$ とは、システムの変形に対してダンパーの変形成分が半分程度であることを表し、2-VB の実験でもこの程度の値で

あった。さらにシステムの等価減衰定数として約 15%が確保でき、剛性と減衰を付与する制振壁としてバランスが取れたものと考えた。なお、最大力 7.14kN を用いて壁倍率を求めると、 $1 (= 7.14/1.96/3.64)$ となった。

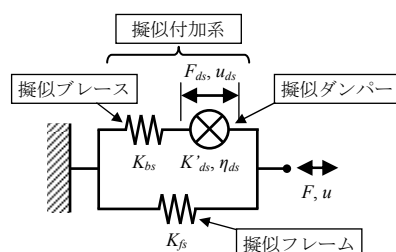


図 B.20 制振壁を表す水平バネ系

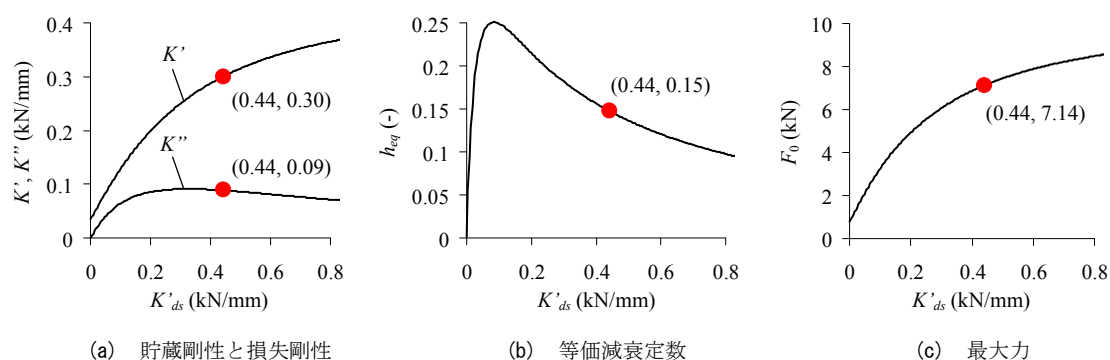


図 B.21 ダンパー量を変化させた場合の動的特性・最大応答の変化
 $\theta = 1/120$ rad, $K'_{ds} = 0.44$ kN/mm (図中シンボル) は $K'_{ds}/K_{bs} = 1$ として求めたダンパー量

B.4 地震応答解析

B.4.1 解析モデル

図 B.22 に示す擬似立体モデルを用いる。水平構面の柔性はブレースにより調節し、その特性は文献 9 の実験結果を基に決定した。文献 9 では様々な水平構面のせん断力-変形角関係を実験から得ており、図 B.23 に① 厚板仕様 (品確法床倍率 = 3)、② 転ばし根太仕様 (同 0.36)、③ 転ばし根太仕様+鋼製火打ち (同 0.72) の結果を示す。対象とするモデルに対して品確法の壁量計算で求められる水平構面の検討を行うと、必要床倍率は 2.4 となる (Y0 構面および Y4 構面が耐力壁線と認められないため、かなり厳しい結果となっている)。その結果、① の仕様のみ要求値を満足し、② の仕様では検定比 (= 必要値 / 保有値) が 6.67 となり、水平構面の変形がシステムの地震挙動に大きく影響を及ぼすことが予想される。なお、より精密な設計法である許容応力度計算を行っても、ほぼ同様の検定比が得られた。

擬似立体モデルの解析では、水平構面のブレースの特性を図 B.23 のせん断力-変形角関係をなぞるように決定した。文献 9 では図 B.23 に示すように包絡線しか示されていないため、繰り返し時の特性は、構造用合板耐力壁などの履歴を参考にして推測した。

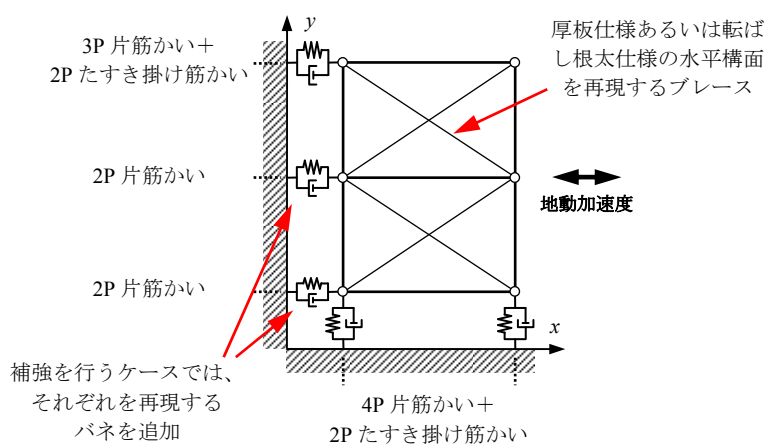
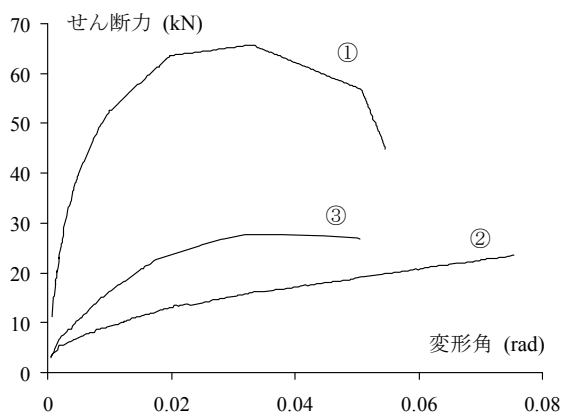


図 B.22 擬似立体モデル



- ① 厚板仕様
床板：24mm 厚構造用合板 (N75@150 以下)
根太：なし
品確法床倍率 = 3
- ② 転ばし根太仕様
床板：15mm 厚スギ板 (N50@150 以下)
根太：45×60 転ばし (2-N75 斜め打ち)
品確法床倍率 = 0.36
- ③ 転ばし根太仕様+鋼製火打ち
床板：15mm 厚スギ板 (N50@150 以下)
根太：45×60 転ばし (2-N75 斜め打ち)
火打ち：六角ボルト M12, 3-平釘
品確法床倍率 = 0.72

図 B.23 水平構面の実験結果⁹⁾ (4P×4P 試験体)

B.4.2 解析ケースと入力地震動

補強方法として以下の4種(補強なしを含める)を用いる(図B.24)。

仕様	補強壁の壁倍率	壁量充足率	偏心率
1) 補強なし	0	1.14	0.38
2) 耐震方杖(柱補強なし)	0.14	1.22	0.33
3) 耐震方杖(柱補強あり)	1.44	1.94	0.06
4) 制振方杖(柱補強あり)	1	1.7	0.13

補強壁の壁倍率を1/120rad時の耐力で決定すれば、耐震方杖(柱補強なし)=0.14, 耐震方杖(柱補強あり)=1.44, 制振方杖(柱補強あり)=1となる^{注1)}。これらを用いて求めた壁量充足率と偏心率(ともにx方向の値)も併せて上に示した。

注1) 制振壁は高い付加減衰を伴うが、壁倍率による評価はこれを考慮しないため、壁量充足率が真の耐震性能を表すわけではない。また、偏心率は各壁の壁倍率を用いて計算した。

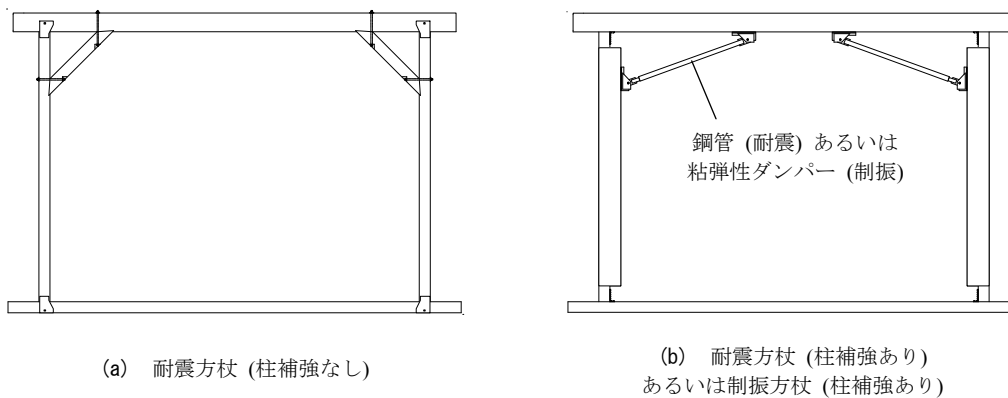


図 B.24 補強壁の立面図

また、水平構面の仕様は以下の2種を考慮した。

- | | | |
|-------------------------|--|------------------------------|
| 1) 厚板(品確法床倍率 = 3) | | 水平構面の検定 ^{注2)} を満足する |
| 2) 転ばし根太(品確法床倍率 = 0.72) | | 満足しない |

注2) 品確法の壁量計算や許容応力度設計で要求される検定

入力地震動は JMA 神戸 NS 波と JR 鷹取 NS 波の 2 種とし (図 B.25), 以下の 4 ケースの入力を行った。

- ケース 1 : レベル 1
- ケース 2 : レベル 2 → レベル 1
- ケース 3 : レベル 3 → レベル 1
- ケース 4 : 原波 → レベル 1

ただし、

- レベル 1 : 地震動の最大速度 = 25 cm/s
- レベル 2 : = 50 cm/s
- レベル 3 : = 75 cm/s
- 原波 : = 96.5 cm/s (JMA 神戸 NS), 129.7 cm/s (JR 鷹取 NS)

ケース 2~4 では、本震後にレベル 1 の余震を考慮し、連続して解析を行った。ただし、本震で上昇した粘弾性体の温度は、余震が発生するまでには低下すると考え、余震前に温度上昇のみリセットした。

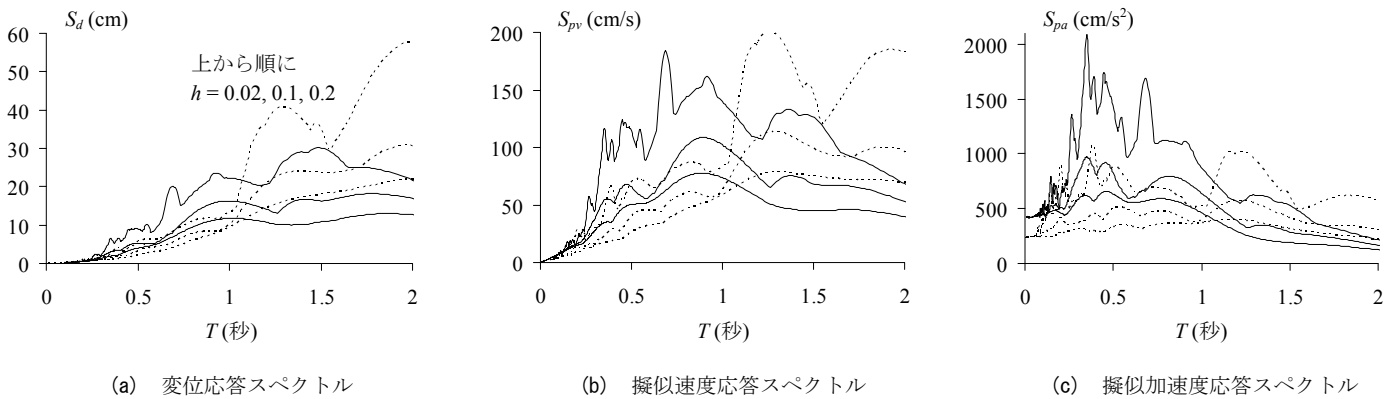


図 B.25 入力地震動の応答スペクトル
 実線 : JMA 神戸 NS 波, 破線 : JR 鷹取 NS 波 (それぞれ最大速度 50cm/s に基準化)

B. 4.3 解析結果と考察

時刻歴解析で得た JMA 神戸波および JR 鷹取波に対する最大応答変位分布を、それぞれ図 B.26, 図 B.27 に示す。各構面の最大変位はそれぞれが同じ時刻で記録されたものではな

いことを述べておく。本震と余震に対する応答を分けており、ケース 1 の余震は本震（無損傷の状態）と同じ結果を示している。したがって、余震は全てレベル 1 の地震動に対する応答である。

また、補強なしに対する最大変位の比を表 B.1 にまとめた。水平構面が厚板仕様では、「厚板仕様の補強なし」に対する比を、転ばし根太仕様では、「転ばし根太仕様の補強なし」に対する比としている。なお、ここで言う「最大変位」とは、「Y0 構面、Y4 構面、Y8 構面の最大変位の中の最大値」を表す。

以下、結果をまとめる。

1) JMA 神戸波に対する応答

補強なしであっても、原波に対して恐らく倒壊には至らないと考えられる（転ばし根太仕様でも 1/10rad 程度の最大変形角）。制振方杖では、レベル 1 に対して 1/120rad 程度、レベル 2 に対して 1/60rad 程度、レベル 3 に対して 1/30rad 程度の最大変形角となった。

2) JR 鷹取波に対する応答

補強なしの場合、原波に対して倒壊する可能性がある（厚板仕様で 1/9rad 程度、転ばし根太仕様で 1/7rad 程度の最大変形角）。制振方杖では、レベル 1 に対して 1/240rad 程度、レベル 2 に対して 1/120rad 程度、レベル 3 に対して 1/60rad 程度の最大変形角となった。

3) 余震に対する応答

補強なしの場合、本震が大きいほど余震での変位が著しく大きくなり、架構に損傷が及んだことが分かる。原波の後の余震では 1/30rad 程度まで変形することもある。本震で経験する最大変位を小さくするという意味では、耐震方杖（柱補強あり）もそれなりの効果があるが、特にレベル 3 や原波の後の余震では、制振方杖（柱補強あり）が最も変位の伸び（損傷）が抑えられている。

4) 耐震方杖（柱補強あり）と制振方杖（柱補強あり）の比較

入力や水平構面によって例外もあるが、全体的に制振方杖の方が変位が小さいと言える（表 B.1）。特にケース 4（原波 → レベル 1）での差が大きく、巨大地震ほど制振の有効性が確認できた。これは後の図 B.26, 図 B.27 に示すように、耐震方杖の方が補強壁のせん断力が大きく、補強壁自体に損傷が及んだためと考えられる。逆に、制振方杖は補強壁のせん断力を大きくしすぎず、高い付加減衰により変位を低減している点で有効であったと考えられる。

5) 耐震方杖（柱補強なし）と耐震方杖（柱補強あり）の比較

耐震方杖 (柱補強なし) は補強なしに比べて 1 割程度しか変位を低減できていないため (表 B.1), その効果は薄いと言える。4) の通り、耐震方杖 (柱補強あり) もそれなりの効果があり、方杖型架構において柱の補強は不可欠と言える。

6) 厚板仕様と転ばし根太仕様の比較

全体的に転ばし根太仕様の方が最大変位が大きい。特にケース 4 ではその差が大きく、制振方杖であってもレベル 3 以上では耐力壁や水平構面に損傷が及ぶ可能性がある。転ばし根太仕様だと Y0 構面と Y4 構面に変形が集中するため、Y8 構面の筋かいが有効に機能していないことが分かる。水平構面の剛性を高めることの重要性を確認することができた。

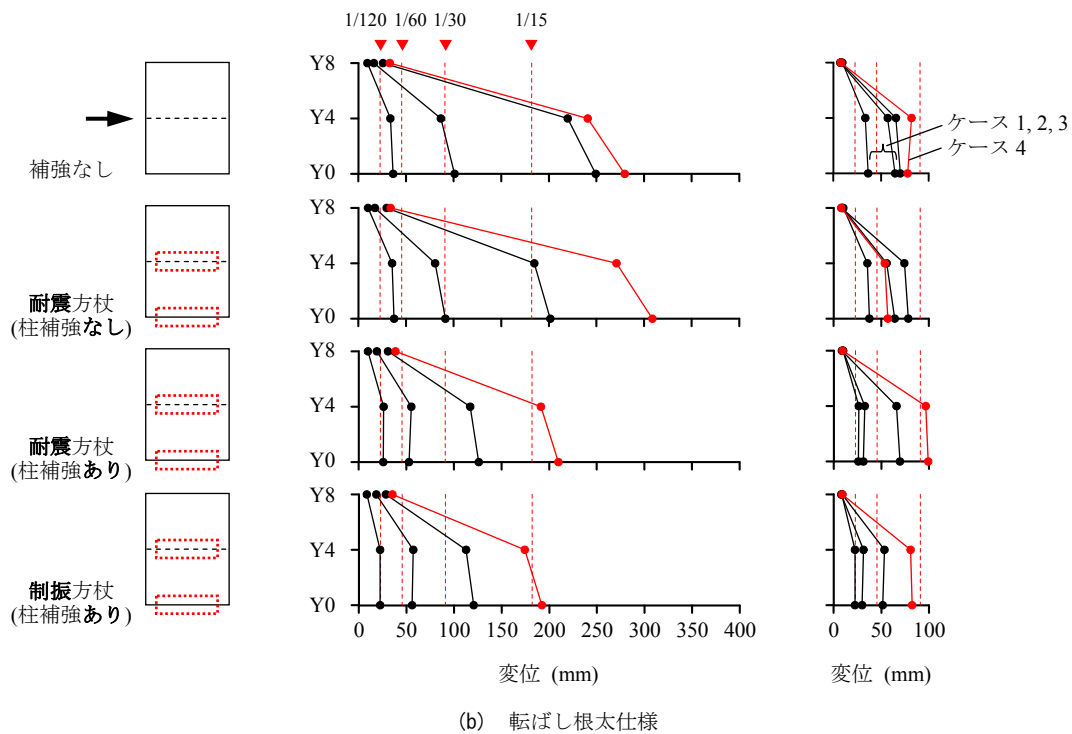
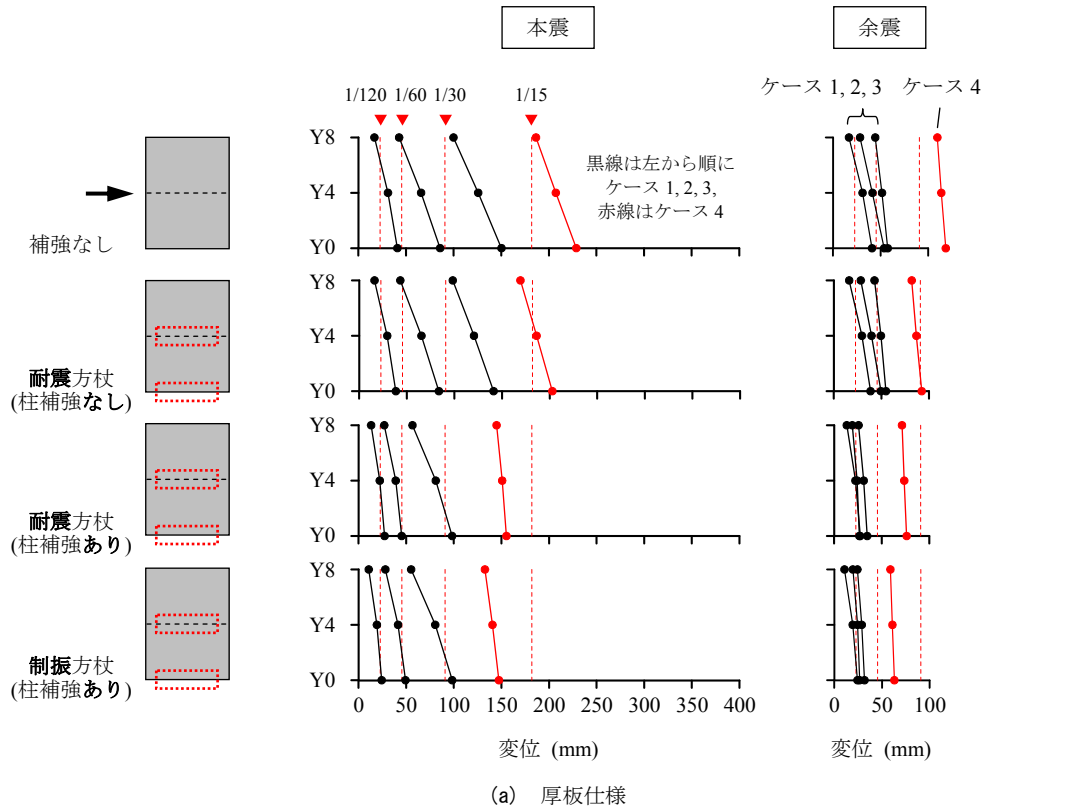


図 B. 26 JMA 神戸波に対する最大応答変位分布

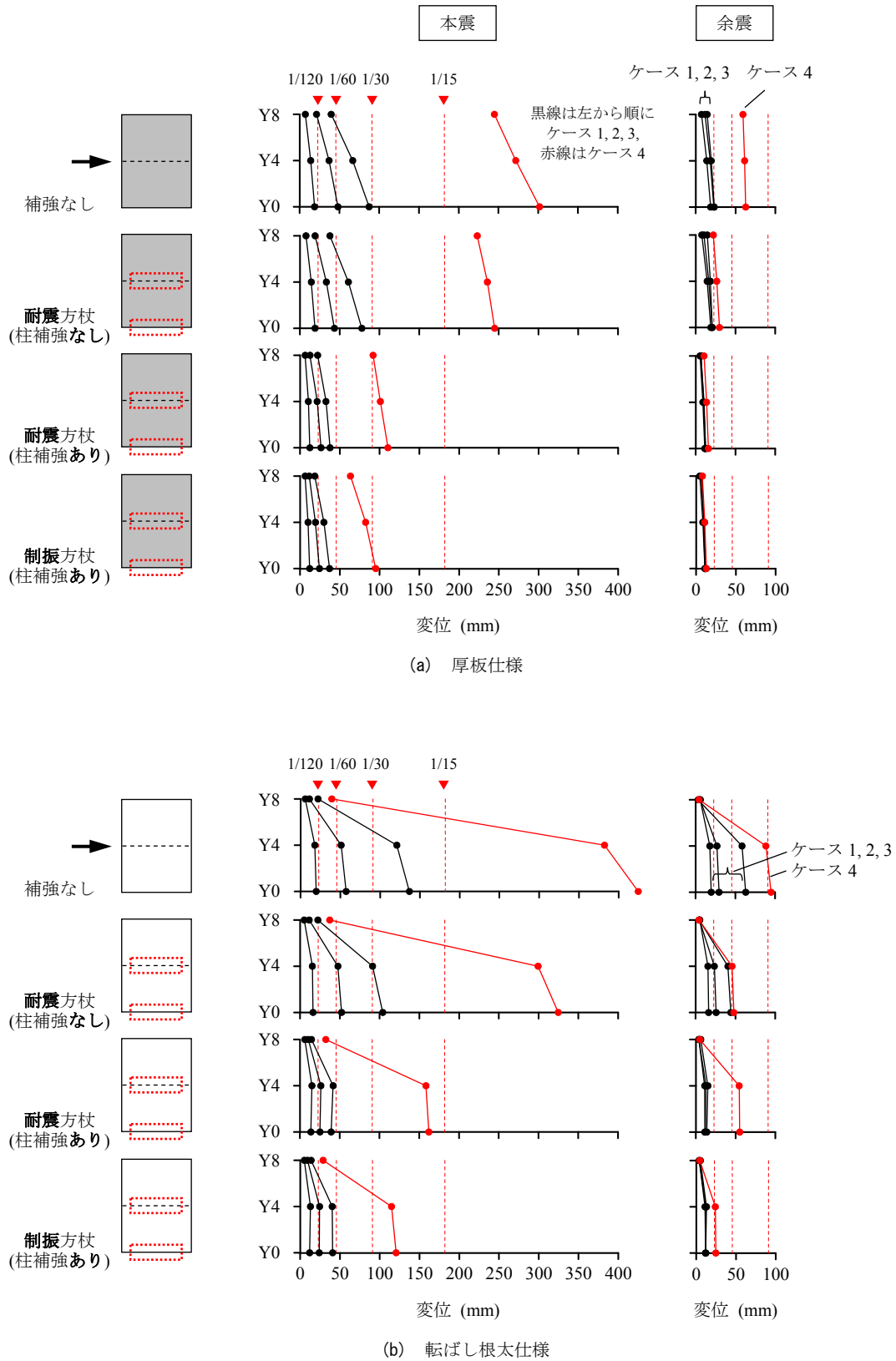


図 B.27 JR 鷹取波に対する最大応答変位分布

付録 B 在来軸組構法による木造戸建住宅の地震応答解析

表 B.1 補強なしに対する最大変位の比 (a) JMA 神戸波 (b) JR 鷹取波

モデル			本震				余震		
水平構面	方杖	柱補強	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース2	ケース3	ケース4
厚板	耐震	なし	0.94	0.98	0.94	0.89	0.91	0.90	0.47
	耐震	あり	0.67	0.53	0.65	0.68	0.50	0.53	0.25
	制振	あり	0.59	0.57	0.65	0.64	0.49	0.48	0.21
転ばし根太	耐震	なし	1.03	0.90	0.81	1.10	0.88	0.70	0.51
	耐震	あり	0.72	0.55	0.51	0.75	0.38	0.20	0.58
	制振	あり	0.61	0.57	0.48	0.69	0.40	0.19	0.26

(a)

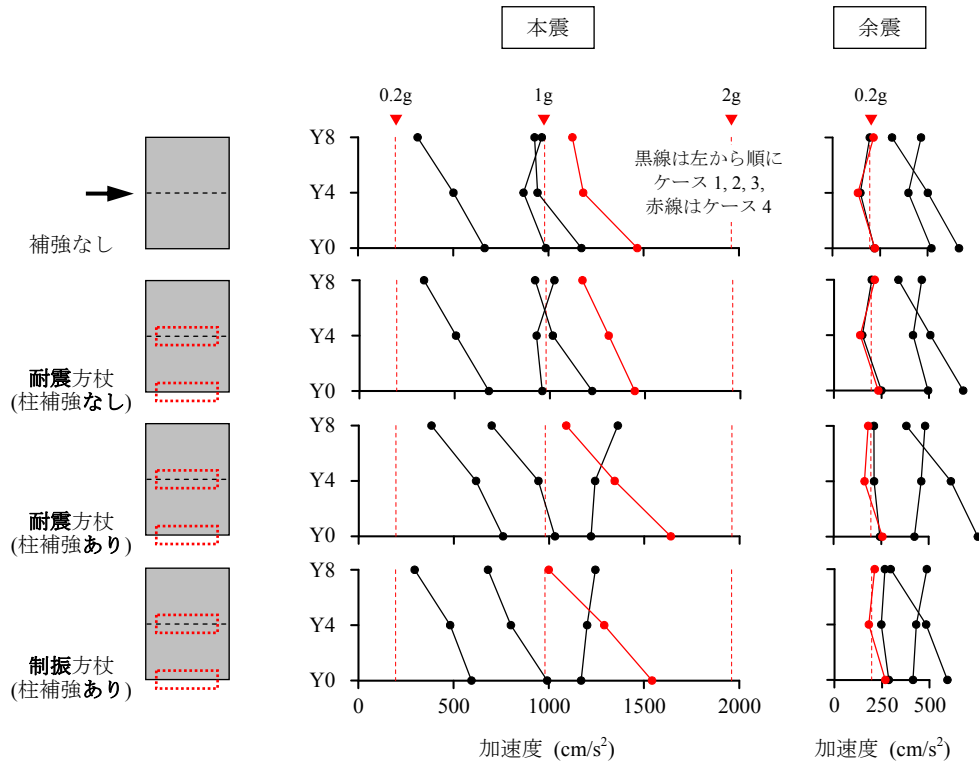
モデル			本震				余震		
水平構面	方杖	柱補強	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース2	ケース3	ケース4
厚板	耐震	なし	1.01	0.90	0.89	0.81	0.98	1.01	0.91
	耐震	あり	0.66	0.55	0.43	0.37	0.68	0.66	0.53
	制振	あり	0.65	0.51	0.42	0.32	0.65	0.65	0.49
転ばし根太	耐震	なし	0.83	0.91	0.76	0.76	1.10	0.91	0.88
	耐震	あり	0.77	0.46	0.31	0.38	0.75	0.77	0.58
	制振	あり	0.66	0.43	0.30	0.28	0.69	0.66	0.40

(b)

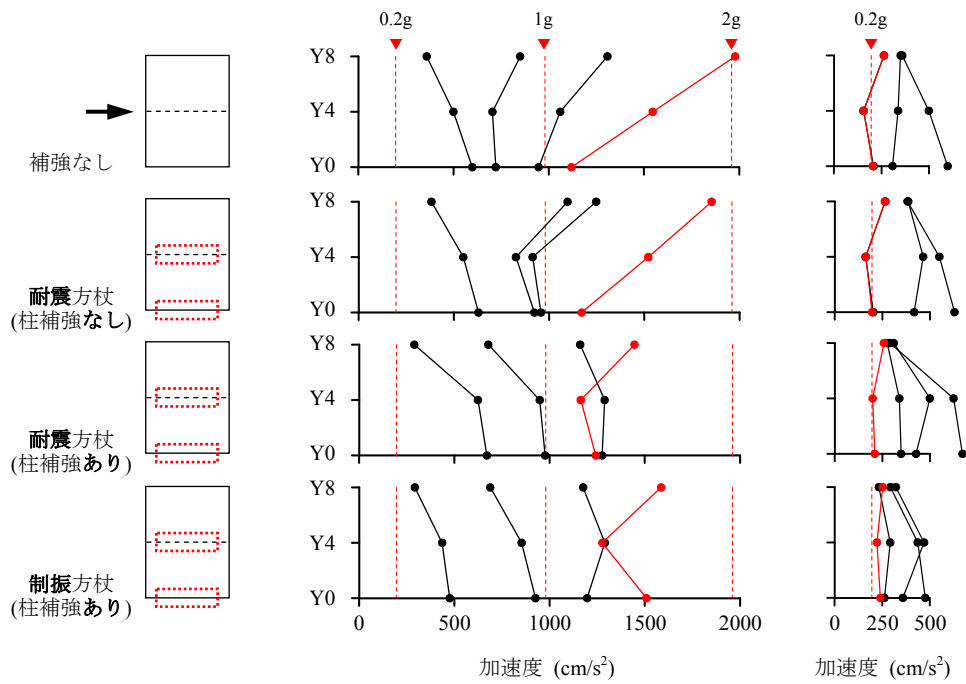
同様の書式で、最大応答加速度分布をそれぞれ図 B.28, 図 B.29 に示す。また、補強なしに対する最大加速度の比を表 B.2 にまとめた。

補強なしの最大ベースシア係数は、剛床かつ振れが無い場合で約 0.93 であり、よってその場合には $911 (= 0.93 \times 980) \text{ cm/s}^2$ 以上の加速度が生じないはずであるが、各構面における加速度の最大値を見ると、1g を超え 2g に迫るような非常に大きな加速度が記録されるケースもある。その理由として二つ挙げられる。一つは、振れや水平構面の变形によって、床の端部などでは局所的に非常に大きな加速度が生じることである。しかし、厚板仕様であっても質量中心において 1g を超える加速度が記録されるケースもあり、結果を精査すると、水平構面に僅かにせん断変形が生じ、これが高い振動数で振動していることが分かった。これが二つ目の理由であり、水平構面の变形が卓越する共振成分が現れると、これが僅かなせん断変形 (ケース 4 でも $1/280\text{rad}$ 程度) であっても、高振動数のため、床上では瞬間的に大きな加速度が生じることもある。このように、振れが著しい構造や水平構面の剛性が不足した構造では、局所的に非常に大きな加速度が生じることもあり、家具など建物の内容物の転倒による被害にも十分留意する必要があると言える。また、水平構面の剛性が十分な構造であっても、床上で瞬間的に大きな加速度が生じうることも示した。

表 B.2 より全般的に制振方杖 (柱補強あり) が最も加速度を低下させる効果が高いことが伺えるが、ケース 4 のような巨大な入力に対しては、耐力が低い補強なしの方が加速度が低い場合もある。耐震方杖 (柱補強あり) に比べると、制振方杖 (柱補強あり) は同程度か 3 割程度低下した。

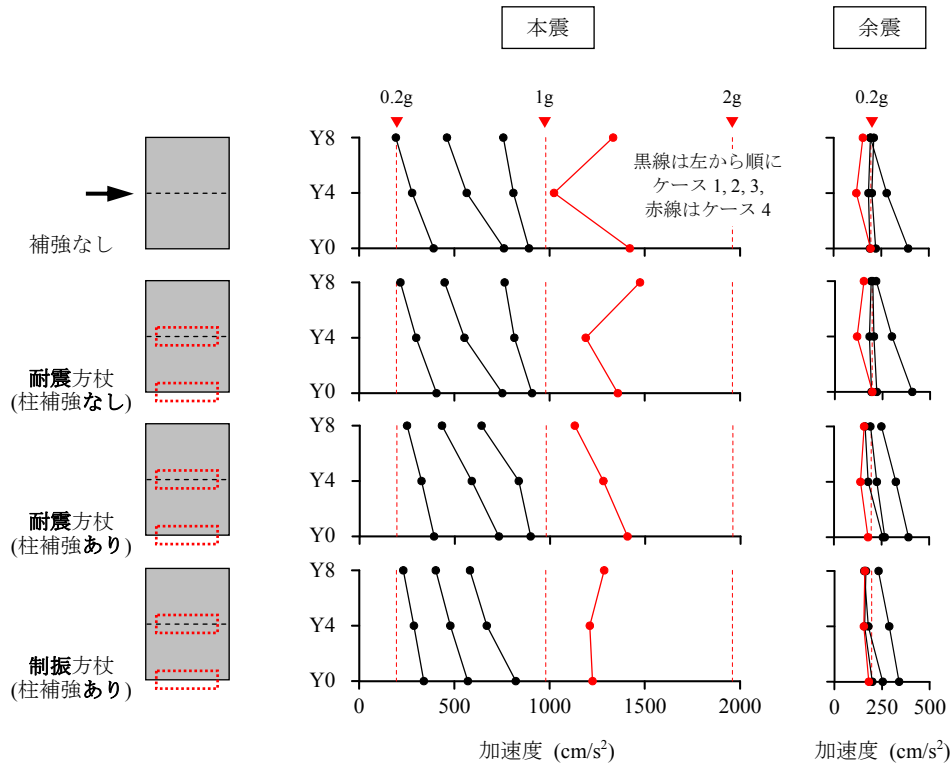


(a) 厚板仕様

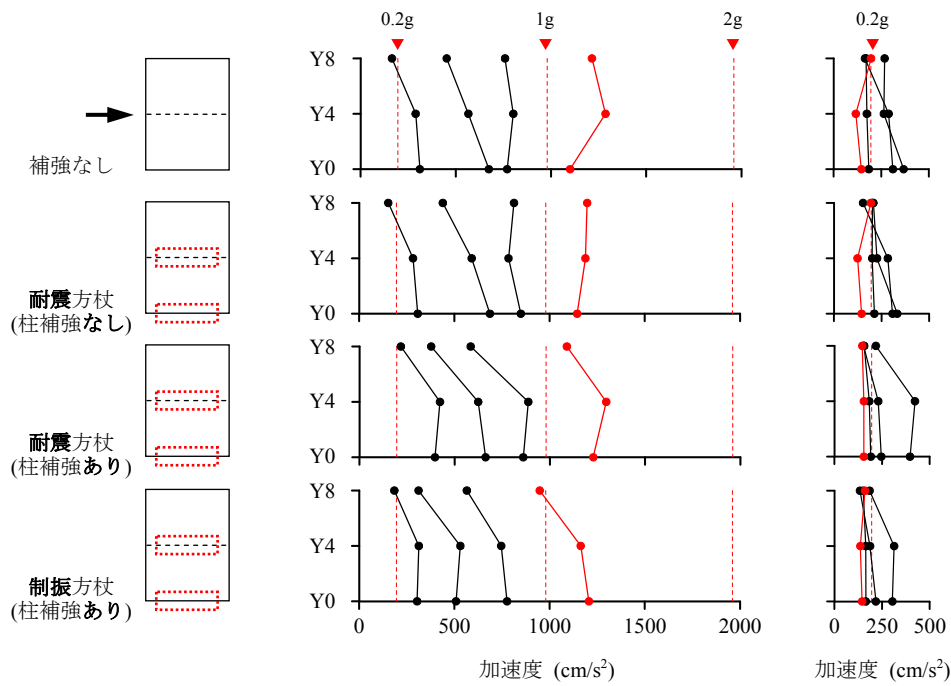


(b) 転ばし根太仕様

図 B.28 JMA 神戸波に対する最大応答加速度分布



(a) 厚板仕様



(b) 転ばし根太仕様

図 B.29 JR 鷹取波に対する最大応答加速度分布

付録 B 在来軸組構法による木造戸建住宅の地震応答解析

表 B.2 補強なしに対する最大加速度の比 (a) JMA 神戸波 (b) JR 鷹取波

モデル			本震				余震		
水平構面	方杖	柱補強	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース2	ケース3	ケース4
厚板	耐震	なし	1.02	1.04	1.04	0.99	0.99	1.00	1.01
	耐震	あり	1.14	1.05	1.16	1.12	1.21	1.33	0.92
	制振	あり	0.89	1.01	1.06	1.05	1.15	1.03	0.93
転ばし根太	耐震	なし	1.05	1.29	0.95	0.94	0.90	1.15	0.99
	耐震	あり	1.12	1.15	0.99	0.73	0.67	1.03	0.79
	制振	あり	0.80	1.09	0.99	0.80	0.59	0.89	0.82

(a)

モデル			本震				余震		
水平構面	方杖	柱補強	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース2	ケース3	ケース4
厚板	耐震	なし	1.04	0.99	1.02	1.04	1.04	1.04	1.01
	耐震	あり	1.00	0.96	1.01	0.99	1.16	1.33	1.33
	制振	あり	0.87	0.75	0.92	0.91	1.06	1.15	1.15
転ばし根太	耐震	なし	0.99	1.02	1.06	0.93	1.29	1.15	1.15
	耐震	あり	1.36	0.98	1.11	1.01	1.15	1.36	1.03
	制振	あり	1.01	0.79	0.97	0.94	1.09	1.01	0.89

(b)

JR 鷹取波に対する各構面・補強壁のせん断力-変形関係を図 B.30 (ケース 2) と図 B.31 (ケース 3) に示す。注目すべきは補強壁の履歴であり、耐震方杖 (柱補強なし) は剛性が非常に低く、構面の履歴にほとんど影響を及ぼさないことが分かる。耐震方杖 (柱補強あり) は剛性がかなり高まっているが、補強壁のせん断力が大きいため、ケース 3 の本震 (レベル 3) でスリップ性状が現れ始めた。それに比べ、制振方杖 (柱補強あり) は剛性がやや低いものの、エネルギー吸収が大きく、スリップ性状は見られなかった。

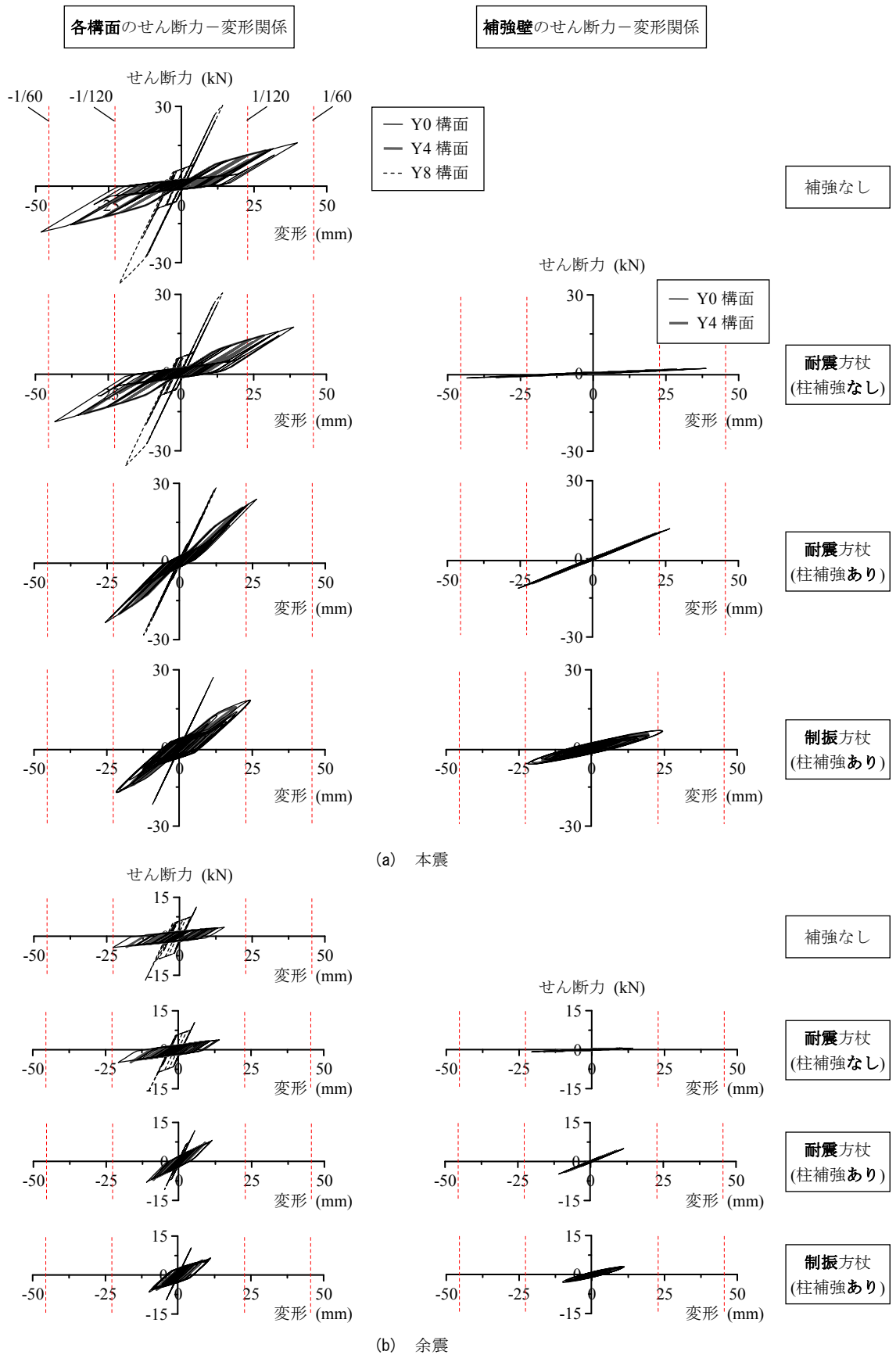


図 B.30 JR 鷹取波 (ケース 2) に対する各構面・補強壁の履歴

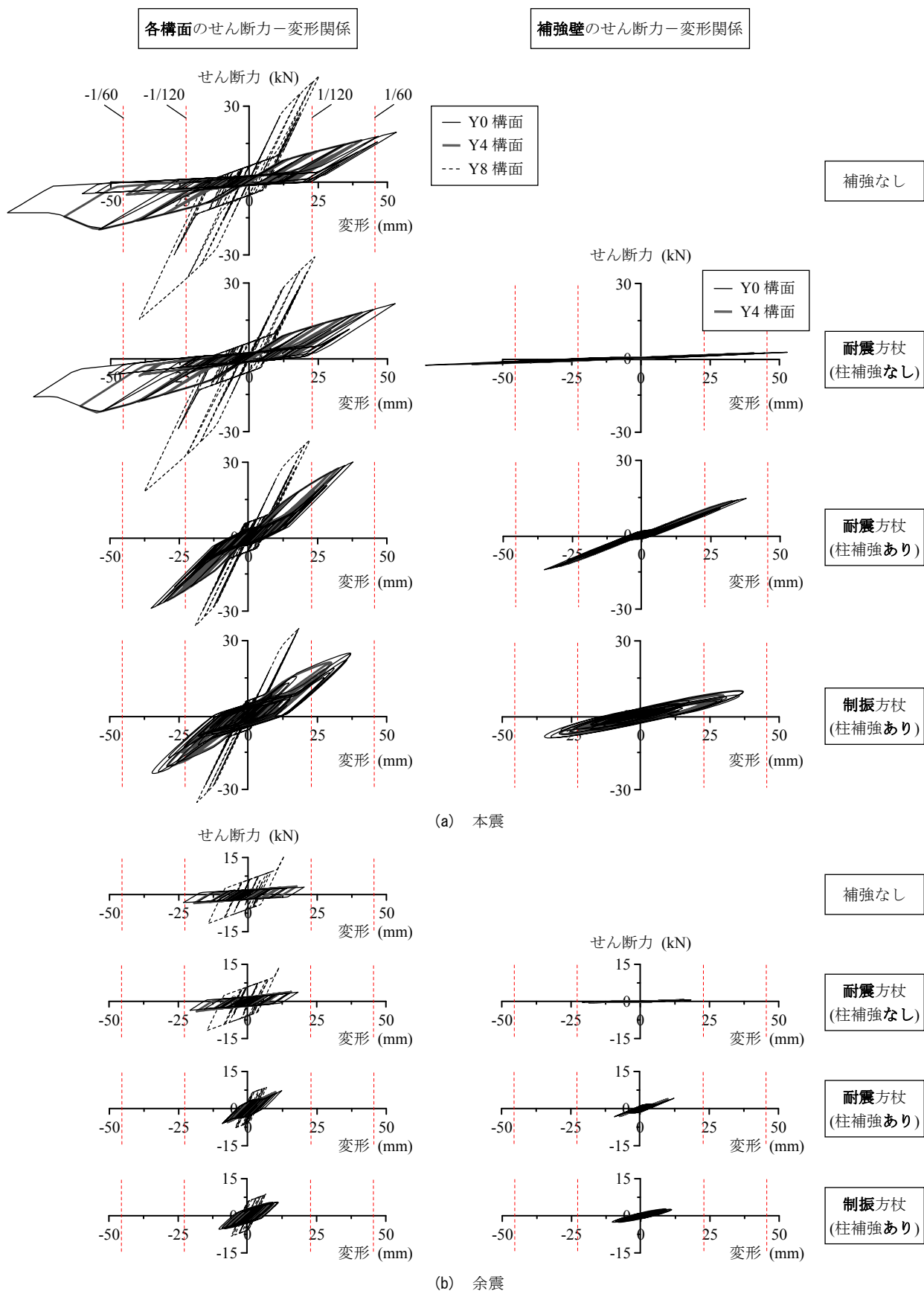


図 B.31 JR 鷹取波 (ケース 3) に対する各構面・補強壁の履歴

B.5 おわりに

付録 B では兵庫県南部地震で被害を受けた木造住宅を模擬したモデルの地震応答解析を行い、様々な入力レベル、余震に対する最大応答の比較を行った。方杖型制振壁による制振補強の有効性や、水平構面の剛性の重要性を示すことができた。

参考文献

- 1) 村上雅英ほか3名：阪神・淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点，日本建築学会構造系論文集，第481号，pp.71-80，1996.3
- 2) 笠井和彦，和田章，坂田弘安，緑川光正，大木洋司，中川徹：変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第594号，pp.101-110，2005.8
- 3) 松田和浩，笠井和彦，坂田弘安：フレームモデルによる木質制振架構の地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，第661号，pp.609-618，2011.3
- 4) 岩井哲，中治弘行：方杖・袖壁による木造在来軸組構造の耐震補強効果の定量的評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.93-94，1998.7
- 5) 木質構造設計規準・同解説：日本建築学会，2006.12
- 6) 笠井和彦，山崎義弘，坂田弘安，大木洋司：方杖型ダンパーを持つ木質架構の動的挙動と簡易評価法，日本建築学会構造系論文集，第664号，pp.1109-1118，2011.6
- 7) 坂田弘安，笠井和彦，和田章，宮下健：合板パネルによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第594号，pp.65-73，2005.8
- 8) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用，東京大学学位論文，1991
- 9) 高橋仁，川上修，守屋嘉晃，槌本敬大：木造3階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その12 要素実験(水平構面)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.249-250，2010.7