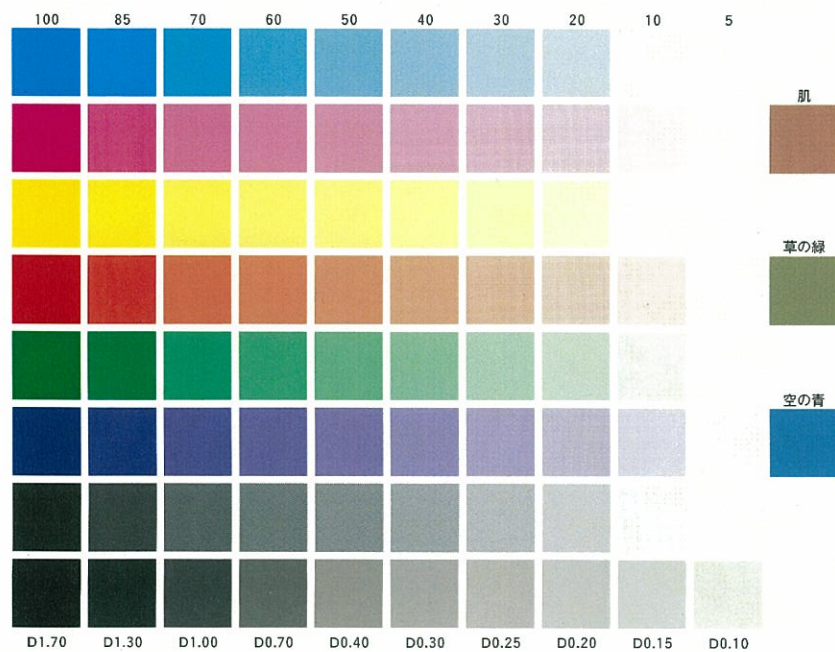


We conduct many of these
We conduct many of these
We conduct many of these



We conduct many of these
We conduct many of these
We conduct many of these



壁効果を考慮した軸組木造住宅の動的解析 に基づく耐震性能に関する研究

平成21年3月4日

山田 明

— 目 次 —

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	6
1.3 論文の構成	7
1.4 記号・用語一覧	8
第2章 建物のモデル化と基礎運動方程式	11
2.1 はじめに	11
2.2 質点系モデル	11
2.2.1 1層モデル	11
2.2.2 2層モデル	13
2.3 疑似立体モデル	18
2.3.1 剛床モデル	18
2.3.2 柔床モデル	21
2.4 復元力特性モデル	26
第3章 地震応答解析に基づく軸組木造住宅の構造耐力評価	29
3.1 はじめに	29
3.2 既往の軸組木造住宅の壁量と地震被害の関係	29
3.3 軸組木造住宅の耐震安全性のクライテリア	32
3.4 平屋モデルの構造耐力評価	35
3.4.1 建物モデル	35
3.4.2 復元力特性	36
3.4.3 入力地震動	37
3.4.4 解析結果	38
3.5 2階建てモデルの構造耐力評価	46
3.5.1 建物モデル	46
3.5.2 復元力特性	47
3.5.3 入力地震動	47
3.5.4 解析結果	47
3.6 まとめ	52

第4章 偏心軸組木造住宅の地震応答解析	53
4.1 はじめに	53
4.2 解析モデル	53
4.2.1 建物モデル	53
4.2.2 復元力特性	55
4.2.3 入力地震動	55
4.3 解析結果	56
4.3.1 基本的な応答特性	56
4.3.2 直交壁効果の検証	62
4.3.3 偏心率と壁量による被害レベル予測	66
4.4 まとめ	75
第5章 軸組木造長屋住宅の直交壁効果－剛床の場合	77
5.1 はじめに	77
5.2 解析モデル	78
5.2.1 建物モデル	78
5.2.2 復元力特性	79
5.2.3 入力地震動	81
5.3 基本的な地震応答特性	81
5.3.1 無偏心モデルの応答	81
5.3.2 1, 4 軒型モデルの応答	85
5.4 直交壁効果の検証	91
5.5 まとめ	98
第6章 軸組木造長屋住宅の直交壁効果－柔床の場合	99
6.1 はじめに	99
6.2 解析モデル	99
6.2.1 建物モデル	99
6.2.2 復元力特性	100
6.2.3 入力地震動	101
6.3 1方向の地震入力を受ける場合	102
6.3.1 床剛性が地震応答に及ぼす影響	102
6.3.2 直交壁効果の検証	107
6.4 2方向の地震入力を受ける場合	114
6.4.1 床剛性が地震応答に及ぼす影響	114

6.4.2 直交壁効果の検証	117
6.5 まとめ	131
第7章 結論	133
参考文献	137
発表論文リスト	143
謝辞	147

第1章 序論

1.1 研究の背景

1995年の兵庫県南部地震は一瞬にして数多くの建築・土木構造物を大破、倒壊させ、都市機能を壊滅させ、6千人を越える死者をもたらした。この地震による被害は阪神淡路大震災と称されている。被災建物の中でも、木造建物の被害は数と状況の双方において著しく、死者の多くは木造住宅の倒壊や、固定されていない家具の転倒による圧死であったとされている。兵庫県南部地震以降、現在（2008年）に至るまでの間、大地震は日本各地で発生しており、それらを例示すれば、鳥取県西部地震（2000年）、芸予地震（2001年）、十勝沖地震（2003年）、新潟県中越地震（2004年）、福岡県西方沖地震（2005年）、宮城県南部地震（2005年）、新潟県中越沖地震（2007年）、能登半島地震（2007年）、岩手・宮城内陸地震（2008年）等は記憶に新しい。何れの地震も大都市直下で発生したものではなく、阪神淡路大震災に匹敵するような被害はもたらされていないが、巨大地震の短期的予測が不可能であることを再認識するには十分である。一方、東海・東南海地震の可能性はマスメディアを介して周知されており、また、著者の生活圏では大阪平野直下の上町断層帯の活動によって生じる地震が都市機能に甚大な被害をもたらすであろうと指摘されている¹⁾。ともなれば、阪神淡路大震災のときにそうであったように、多数の木造住宅が被災し、人的被害がもたらされることは容易に推察できよう。従って、都市域で大多数を占める住宅、とりわけ木造住宅の耐震安全性を向上させることが都市域における地震災害の軽減に直結することは自明であり、都市防災の観点からも重要課題である。ここで重要なのは、今後新築する木造住宅の耐震性能を確保することは当然のことであるが、それにも増して既存木造住宅の現状を適切に評価し、来るべき地震に十分耐え得る様に補強を施すことが不可欠であるということである。その実現のためには、木造住宅の構造特性を把握すると同時に、個々の住宅の問題を工学的に的確に捉え、それが経済的観点から不利にならない補強法が確立されなければならない。

個々の建物について、その耐震安全性を直接的に、かつ確実に検証できる唯一の方法は、建物に地震動を入力させ、それに耐え得るかどうか確認することである。しかし、そのようなことは社会的にも経済的にも当然許容されることはなく、そのために構造設計や解析、計算検討が行なわれている訳である。通常、新規の建物の構造設計では、建物の状態を長期（常時鉛直荷重）、短期（地震時水平荷重、或いは風荷重）、終局（崩壊メカニズム形成時）に類別し、それぞれの状態に設定された安全率を確保することで建物の安全性を担保している。安全率とは、部材の存在応力と許容耐力の比、終局耐力の余裕率、必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比率等である。具体的な設計方法は建物の構造と規模に応

じて簡略なものから詳細なものまで幾通りか設定されており、それら設計行為の実現を後押しする理論・技術が日進月歩していることはここで述べるまでもなく、設計のための各種法令、基準及び規準がその時々改正・改訂され続けている。このようにして、これから新築される建物の耐震安全性には常に最新の理論・技術が反映され、更に安全率が求められるから、設計行為というものは安全側の結果をもたらす合理的な手段といえる。一方、既存の建物は最新の基準、規準の観点からすると仕様、性能が満足されていない判断となり、それらはいわゆる「既存不適格」建物と称される。しかし、これは現在の法令、基準又は規準に適合しただけであり、地震時に必ず大破、倒壊に至るということを意味するものではない。

既存不適格となった建物については、地震時の人命保護に必要な安全性が確保されているか検証されなければならない。その検証が耐震診断であり、耐震診断の結果、必要な耐震性能が確保されていない場合には耐震補強が施される。数多くの耐震診断、耐震補強の実現のためには、居住性、経済性等の観点において所有者の負担が最少となること見据えることが不可欠であり、そのためにはやはり建物の実際の耐震性能を正確に評価、判断できる手法の確立が必要であるということに帰着する。

個々の建物について、実際の耐震性能を正確に把握するための検討が本来の耐震診断の目的である。しかし、その手法は工学的に普遍性を有したものでなければならず、かつ、それが安全側の判断につながるように、やはり一種の安全率が設けられている。一方、耐震診断、耐震補強の実施に際しては、その目的に応じて簡易なものから詳細なものまで幅広い手法を選択できることが望ましい。時には通常の設計や耐震診断の検討で無視される建物の立体効果についても考慮されるべきであろう。それらの実現を後押しする実験・解析的研究は兵庫県南部地震以降急速に進展している。それらの結果を受け、木造住宅の耐震診断と補強の方法に関する指針²⁾が出版され、その中では簡易診断から時刻歴応答解析に至るまで数多くの耐震診断手法が紹介されている。従って、木造住宅においても最新の設計理論に則した検討が実施できるようになっているが、それらを更に発展させ、よりよい社会を実現させるためには、常に基礎的な研究が必須であると考ええる。設計、或いは耐震診断の行為、そして建築物が社会に及ぼす影響、ひいては設計者の社会的責任の観点からすれば、基礎研究の推進は社会事情に決して矛盾せず、むしろこれが最も合理的な手段であると考ええる。

次に、木造住宅に関する既往の研究、或いは法的背景について記述する。

木造住宅の耐震安全性に関しては、1948年の福井地震後、横尾³⁾、久田⁴⁾が耐力壁の量と被害を関係付けて以来、1995年の兵庫県南部地震に至るまでその関係が重視されてきた。一方、気象庁震度と建物被害の関係も実態とそぐわなくなり、計測震度が導入されている。

木造建物の設計法に関しては、壁量計算、許容応力度計算（いわゆるルート1）、許容応力度等計算（ルート2）、保有耐力計算（ルート3）、限界耐力計算、エネルギー法によ

る計算及び時刻歴応答解析から、建物の規模に応じた設計法を選択することになっている。一般的な木造住宅の場合、建物規模は建築基準法第6条第1項第4号に該当するいわゆる4号建築物であるので、特別の理由がない限り壁量計算による設計が採用される。壁量設計の際に各種耐力壁の強度を表わす壁倍率の根拠は、単位の耐力壁架構の降伏耐力、最大耐力、終局耐力、特定変形時耐力（試験方法により1/150又は1/120rad）の最小値から算出される。一方、既往の実大木造住宅の実験によると、実際の構造耐力は壁量から算定されるそれと比較してかなり大きいことが指摘されている。例えば、鈴木等⁵⁾は、実在する軸組木造住宅の水平載荷試験を行ない、1/120rad変形時耐力が壁量から求められるそれと比較して2～3倍であったと報告している。綿引等⁶⁾は、軸組木造住宅の実大振動台実験を行ない、建物には耐力壁から想定される1/120rad変形時の耐力に対しておよそ200%の余力を有していたと報告している。兵庫県南部地震では数多くの木造住宅が被災しており、被害レベルが高い、即ち大破・倒壊したほとんどの住宅で壁量が充足されていなかった。しかし、法定値の壁量を充足していなくても無被害あるいは軽微な被害に留まる建物も数多くあったとされている⁷⁾。これは、壁量が充足されていない建物であっても設計では想定していない余力を保有している可能性を示している。

壁量設計と実現象の間に生じる誤差の要因としては、壁倍率評価時の誤差、及び単位架構の実験結果から実大建物の耐力評価する時の誤差、雑壁の効果の有無、接合部の耐力評価の違い等、容易に定量化が行なえる場合とそうでない場合がある。従って、実際の耐震性能には壁量以外の要素が寄与していることは定性的には分かるものの、精度良く定量化を行なうことは困難と考えられる。

地震応答解析による軸組木造住宅の耐震性能に関し、坂本等⁸⁾は1/120rad変形時の耐力を「強さ指数」で表して地震時の安全性について論じ、これを地震応答解析のための主要なパラメータの一つとしている。山田⁹⁾は、軸組木造住宅の雑壁量と固有周期・最大塑性率応答の関係を地震応答解析によって示し、固有周期の算定には雑壁量の考慮が不可欠であること、及び平屋の場合に雑壁量を考慮に入れると、最大速度値25、50cm/secの入力地震動に対する変形角応答の最大値がそれぞれ1/120、1/40radであるとしている。

既述のように、壁量設計は軸組木造住宅の耐震設計において依然として主流であり、既存建物の耐震安全性を評価する際の最も簡単な方法でもある。一方、壁量によって地震被害レベルに差が現れてくることは定性的には明らかであるが、定量的には未だ不明確な点があると考えられる。その点について振動学の観点から壁量と建物の被害レベルの関係を論じている研究は著者の知るところでは数少ない。従って、振動学の立場で軸組木造住宅が有する余力、即ち実際の構造耐力の定量的な評価法の検討は重要である。

地震時に軸組木造住宅の被害を受ける要因として、壁量の不足、接合部の不良、老朽化、施工上の問題等が考えられるが、それらの他に耐力壁の偏在による建物のねじれ振動が挙げられる。建築基準法施行令第82条の3には偏心率の上限値が0.15と規定されている

が、一般的な軸組木造住宅の場合はその適用外である。一方、既存の木造住宅の図面調査によると、大きな偏心を有する建物が数多いことが分かっている¹⁰⁾。兵庫県南部地震の被害調査によれば、前面道路に面した1階に耐力壁構面がほとんど配置されていなかったために被害を受けた木造住宅が数多く存在したとされている⁷⁾。2000年の改正以前の建築基準法施行令第46条には「軸組を釣合い良く配置しなければならない」と掲げられながら、どのように配置するべきかということについては規定されていなかった。2000年の法改正に伴う平成12年国土交通省告示第1352号には『木造建築物の軸組の設置の基準を定める件』と称し、いわゆる4分割法による耐力壁の平面的に釣合い良い配置の確認、或いは偏心率が0.3以内であることの確認が義務付けられた。4分割法の根拠とその妥当性については河合¹¹⁾によって示され、一方、山田¹²⁾は基準法改正に照らし合わせて既存木造住宅の5棟に1棟は不適合になると報告している。このように、木造建物の偏心に関しては、旧来の基規準には詳細に規定されていなかったものの、兵庫県南部地震を契機にして見直され、更に、偏心に関する実験、解析的検討が数多く実施されるようになった。

現行の軸組木造住宅の耐震設計、即ち壁量設計では、水平力は各壁構面が均等に負担することを前提としている。即ち、水平構面には剛床を仮定し、壁の有効長（実長と壁倍率の積）に応じて地震力を負担すると考える。しかし、壁の偏在配置による偏心が生じると、水平力分担の割合はねじれの影響を受ける。更に、床の仕様によっては水平構面には剛床を仮定できない場合もある。従って、水平構面の剛性は適切に考慮されなければならない。大橋、宮澤等¹³⁻¹⁴⁾は、軸組木造住宅モデルの静加力試験と実大振動台実験を実施し、耐力壁の偏在による壁構面の水平負担力変化の割合（応力集中度）を、弾性理論と実験によって定量的に示している。野口等¹⁵⁻¹⁷⁾は、偏心率に加えて床剛性を考慮した木造建物モデルの実験を行ない、ねじれによる鉛直構面の地震力負担割合の補正係数（ねじれ補正係数）を定式化し、解析によってその妥当性を示している。山田¹⁸⁾は、床剛性と耐力壁線を考慮した軸組木造住宅の地震応答解析により、耐力壁の変形を1/120、1/30radまで許容した場合、床剛性の変更による保有水平耐力の増分の平均が、それぞれ10~20、6~10%は期待できるとしている。生田等¹⁹⁾は、軸組木造住宅の各種部材同士の接合部を軸方向バネでモデル化して偏心を有する3次元立体モデルの解析を行ない、偏心率が約0.2~0.3のときの見かけの耐力は60%以下に低下すると報告している。村上等²⁰⁾は、水平構面のせん断変形と回転を重ね合わせたねじれ応答の影響を考慮に入れた木造建物の靱性設計法を提案し、バネ配置、地震波、せん断力係数、履歴モデルを動的解析のパラメータにしてその妥当性を示している。以上のように、耐力壁の偏在が軸組木造住宅の力学的特性に及ぼす影響については、弾性理論や実験によって数多く示されているものの、応答の非線形性を考慮した振動的観点での基礎研究は比較的少ない。

日本各地には、長屋や町屋といった固有の木造住宅が今もなお多く現存し、それらは昔からの生活、地域・住民のコミュニケーションの役割を果たしてきた。特に、第2次世界

大戦で焼失を免れた長屋が今なお京阪神地区にも数多く見られる。しかし、それらの耐震安全性については、いわゆる既存不適格に該当し、耐震補強を要する建物が少なくない。町屋に関しては、兵庫県南部地震以降精力的に研究が進められ、各種構造要素の実験による耐力特性の収集や、実大振動台実験、或いは静的、動的な解析検討まで実施されている。しかし、長屋に目を向けてみると、構造の観点の研究事例はほとんどないのが実状である。著者の知るところでは、藤田等²¹⁻²²⁾が東京に現存する長屋の耐震補強事例を報告している程度である。ところで、長屋の多くは前面道路に面する間口方向の住戸幅が狭く、一方、奥行方向には長いという平面形状の特徴を有する。奥行方向については妻壁や戸境壁の存在により壁量が多いが、間口方向では少ない。加えて、間口方向では壁の偏在配置によって剛性及び耐力の偏心が生じる場合が多い。一般に、長屋については狭小間口の一住戸が前面道路に沿って3~5軒並列し、それらが一体構造を形成している。しかし、現在では老朽化や居住性等の理由から解体される長屋も多い。解体時には建物全体ではなく一部の住戸を解体し、残りの住戸は使用され続ける場合もある。そのような解体に関しては、耐震安全性の検討が伴われないことがしばしばある。

偏心を有する軸組木造住宅については、偏心と直交方向の壁量を確保することで、無偏心の挙動に漸近することが定性的に明らかにされている。例えば、野口等¹⁵⁻¹⁷⁾は、重量偏心、剛性偏心及び床剛性を考慮した木造建物モデルの実験を実施し、床剛性及び偏心と直交方向の剛性が高いとほぼ偏心しない挙動に近づくことを報告している。宮澤等¹⁴⁾も同様に、アンバランスな壁配置の場合、直交方向の壁剛性を十分確保することによって偏心の影響を低減できることを直交壁効果と称し、これを実験によって検証している。阿川等²³⁾は、壁構面、床構面の復元力特性、偏心率をパラメータとした地震応答解析を実施し、直交壁効果は床剛性と偏心率によって決まるとし、床剛性が十分に大きく、直交壁が降伏しないとすれば、偏心率が0.4以上であっても直交壁効果が認められるとしている。更に、野口等²⁴⁾は、床の変形性状や直交壁効果は床剛性と直交壁剛性の相対的な関係に依存していることを実験により示している。以上のように、偏心と直交方向に壁などの耐震要素が十分に配置されていれば、地震時にねじれ振動が生じにくいこと、即ち直交壁効果を期待できることは定性的に確認されている。従って、長屋のような古い木造軸組についても、平面形状や壁配置から奥行方向の壁がねじれを抑制する効果を有することは容易に推察され、定量的な検証が現存する長屋の耐震診断と耐震補強の観点から重要な課題である。

ところで、直交壁効果なる言葉は、研究者によって様々な定義づけられている。鈴木²⁵⁻²⁷⁾や広川等²⁸⁾は建物の立体的挙動、特に剛性や耐力には検討方向に直交する壁が影響していることを指摘し、それらを直交壁効果と総称している。大草等²⁹⁾は加振方向に直交する壁を増量することで減衰定数や固有振動数が高くなることを模型実験によって検証し、これを直交壁効果と称している。福地等³⁰⁾、福岡等³¹⁾、野口等²⁴⁾、阿川等²³⁾は、偏心と直交方向の壁量の確保がねじれ振動を抑制することを指摘し、それを直交壁効果と称している。

著者が本論で検討する直交壁効果もこれに該当する。一方、山田³²⁾によって、直交壁の確保は偏心を解消する決定的な手段にはならないと指摘されている例もある。その他、村上等³³⁾は、柱頭・柱脚接合部に生じる引き抜きに関して検討方向と直交する架構（直交梁や壁）の押さえ効果を直交（壁）効果と称している。これらの直交壁効果のうち、最後に述べた接合部の検討における直交壁効果は設計実務に用いられているが、その他についてはいわゆる余力とみなされ、一般には設計で無視されている。従って、直交壁効果は建物の架構の立体効果と言う点では共通するが、その詳細な定義は多岐に亘り、未だ確立しているとは言い難い。

1.2 研究の目的

本論では、通常の設計・耐震補強設計では無視される壁の効果について検討し、新築、既存を問わず木造住宅の耐震性能向上の実現に資するため、以下に示すような動力学に基づいた解析検討を試みる。

- ・ 壁量設計された在来構法による現代的な軸組木造住宅、即ち、主要な耐震要素を筋交い等とした住宅が実際に保有する構造耐力の評価方法を検討する。木造住宅の耐震設計法の主流はまだまだ壁量設計であり、今後もそうであろう。先に述べたように、設計法は安全側の判断をもたらすように組み立てられているから、必要壁量が満足されていれば曲がりなりにも建物には要求される耐震性能が確保されていることになる。しかし、設計は、建物が実際に保有する構造耐力の情報を提供している訳ではない。それは、設計では余力（耐力壁の耐力のばらつきや雑壁、建物全体の立体効果による余力）を無視しているからである。この余力は設計時においては一種の安心材料となるので、通常は無視して何ら問題ないと思われる。しかし、耐震診断の推進や補強時の経済性の観点からすれば、決して無視することができない要素である。本論では、余力を含めた建物の実際の構造耐力を、壁量と各種地震動の入力レベルと建物モデル被害レベルの関係、及びモデルの地震応答特性に基づいて評価する。
- ・ 在来構法による現代的な軸組木造住宅について、耐力壁の偏在配置が地震応答に及ぼす影響を検討する。上述の検討では壁量から建物の実状の構造耐力評価を試みるが、しかし、必ずしも余力を期待できない場合がある。その要因の一つに耐力壁の偏在配置によるねじれ振動が挙げられる。ここでは、耐力壁の偏在配置に着目し、それによって生じる偏心が建物の地震応答に及ぼす影響を定性的、定量的に検討する。
- ・ 密集市街地に今もなお現存する狭小間口の軸組木造共同住宅、長屋について、その直交壁効果を検証する。建物については、筋交いが多用されていない、いわゆる伝統構

法を取り扱う。本論では、直交壁は各住戸間の戸境壁や妻壁等の住戸の奥行方向に配された壁を、効果はねじれ振動を抑制する効果と定義する。長屋のような木造共同住宅の場合、間口方向に比べて奥行方向では壁量が比較的多く確保されているものの間口方向では少なく、かつ間口方向の壁は平面的に偏在して配置されている場合がある。このような長屋が間口方向に地震入力を受けたとき、ねじれ振動が励起されることは容易に予測でき、それが直交壁効果によって抑制され得るかを検証する。通常の設計、或いは耐震診断では、建物の強軸、弱軸方向を互いに独立に考えて取り扱うため、直交方向の部材、架構による立体効果は無視されている。この効果の有効性が示されれば、耐震診断や補強における選択肢が増え、かつ経済性の上でも有効である。

以上の項目を地震応答解析によって検討する。検討の際、モデルにはそれぞれの目的にかなうこと、地震時の挙動を定性的、定量的に把握できること、及び定式化の汎用性に主眼を置く。

1.3 論文の構成

本論は7章で構成されている。以下にその概要を述べる。

第1章（本章）では、研究の背景と目的を記述し、本論の構成を説明している。

第2章では、本論の解析に用いるモデルとその基礎運動方程式の誘導過程を示す。振動モデルは柱頭・柱脚に回転ばねを有する質点系モデル、剛床及び柔床の擬似立体モデルであり、復元力特性モデルは履歴型とスリップ型の複合型復元力特性である。

第3章では、1、2階建ての現代的な軸組木造住宅、即ち、主要な耐震要素を筋交い等とした住宅が実際に保有する構造耐力の評価法の提案と、その検証結果を示す。既述のように、実際の構造耐力を評価するためには、耐力壁のみではなく雑壁或いはその他の諸要素の寄与を適切に考慮に入れるべきである。そのために、本論ではそれらの寄与を壁量から算出される1/120rad時の割線剛性に対する倍率として表わし、これを「剛性倍率」と定義する。この倍率は木造住宅の構法や材料の物性、建設時期、通常無視される立体効果等の様々な要素によって決まる。しかし、この倍率を構成する各要素の寄与分を工学的に普遍性と汎用性をもって詳らかにすることは困難である。そこで、入力地震動の大きさと被害レベルの関係、及び各種地震応答特性に基づいて検討し、この倍率の定量化を試みる。

第4章では、耐力壁の偏在配置による偏心が平屋の現代的な軸組木造住宅の地震応答に及ぼす影響を地震応答解析によって定性的かつ定量的に検討する。まず、偏心を考慮した擬似立体モデルと偏心による剛性低減を考慮した質点系の地震応答特性を比較し、どちらのモデルが安全側の判断をもたらすか検討する。次に、1軸偏心モデルについて偏心と直

交方向の壁がねじれ振動を抑制する効果、即ち「直交壁効果」に関する基礎的な検討を行なう。更に、各種地震動を受ける1軸、2軸偏心モデルについて、偏心率と壁量から建物モデルの被害レベルの予測検討を行ない、偏心を有する場合に必要な壁量割増係数の定式化を試みる。

第5章では、密集市街地に現存する平屋の木造共同住宅・長屋について、その直交壁効果を検討する。ここで対象とする構造は、耐力を土壁、小壁、貫、ほぞ等に依存するいわゆる伝統構法である。長屋の典型である狭小住戸が一体となった場合を想定した4軒型、及び部分解体されて1戸のみ現存する場合を想定した1軒型の2種類のモデルを用い、解析パラメータには偏心、間口に対する奥行の辺長比（平面の狭小性）、直交（奥行）壁量、入力地震動を選定する。長屋の場合、妻壁や戸境壁は偏在配置され難いと考えられるので、間口方向の壁のみ偏在配置された1軸偏心を取り扱う。直交壁効果を定性的に把握することを目的に、水平構面に剛床を仮定した擬似立体モデルを用いる。各種応答量とその特性から、直交壁効果の基礎的な検討を行なう。

第6章では、第5章の検討を柔床に発展させ、水平構面の柔床性を考慮した長屋モデルの直交壁効果を検討する。柔床の擬似立体モデルを用い、先ず、間口1方向の地震入力の下での直交壁効果を検討する。床剛性と地震動の入力レベルを解析パラメータに追加する。床剛性が地震応答に及ぼす影響を調べ、水平構面に剛床を仮定できるための床剛性を検討し、床剛性が直交壁効果に及ぼす影響について示す。次に、地震入力を間口と奥行の2方向とし、間口方向の壁量をパラメータに加えた検討を行なう。

第7章では、本論の検討から得られた知見をまとめる。

1.4 記号・用語一覧

A	: 長屋モデルの間口幅
B	: 長屋モデルの奥行長さ
C_B	: 応答ベースシア係数
C_y	: 降伏せん断力係数
F	: 構面の復元力の総和
G	: せん断弾性係数
H	: 層の高さ
I	: 回転慣性
K	: 水平剛性の総和
K_G	: 重心まわりのねじれ剛性
M	: 回転バネに作用するモーメント

R_D	: 動的限界層間変形角
R_S	: 静的限界層間変形角 非耐力壁の壁量換算値
R_W	: 壁量
R_e	: 偏心率
S	: 床面積
T	: 固有周期
c	: 減衰係数
c_T	: 偏心による壁量の補正係数
c_W	: 必要壁量係数
d_H	: 水平方向の減衰力
d_V	: 鉛直方向の減衰力
e	: 偏心距離
f	: 構面の復元力
g	: 重力加速度
h	: 臨界減衰比
i_H	: 水平方向の慣性力
i_V	: 鉛直方向の慣性力
k	: 回転ばねの回転剛性 鉛直構面の水平剛性
k_T	: 建物全体の水平剛性
k_W	: 壁量から計算される水平剛性
l	: 水平構面の辺長 重心から鉛直構面までの距離
m	: 質量
r	: 無次元のばね定数
r_0	: 復元力特性における無次元最終剛性
t	: 水平構面の厚さ
u	: 鉛直構面の水平変位
w	: 単位重量
x_G	: x 方向の地動変位
y_G	: y 方向の地動変位
y	: 地動の水平変位
$4Q_E$: 床倍率
Φ	: 無次元の復元力

ϕ_Q	: Quadri-linear 型復元力特性
ϕ_S	: Slip 型復元力特性
α	: 壁量分配率
β	: 辺長比
γ	: Quadri-linear 型復元力特性と Slip 型復元力特性の複合係数 水平構面のせん断変形
δ_D	: 動的限界層間変位
δ_S	: 静的限界層間変位
θ	: 水平構面の回転角
λ	: 剛性倍率
μ_m	: 第 1 層に対する第 2 層の質量比
μ_h	: 第 1 層に対する第 2 層の層高比
ν	: 変位応答に占めるねじれの寄与率
σ	: 標準偏差
ϕ	: 回転ばねの回転角 弾性ばねの変位
ϕ_Q	: 完全弾塑性ばねの変位
ϕ_{Qy}	: Quadri-linear 型復元力特性の折点変位
ϕ_S	: Slip ばねの変位
ϕ_{Sy}	: Slip 型復元力特性の折点変位
ω	: 固有円振動数
C	: 減衰マトリクス
F	: 復元力ベクトル
I	: 単位マトリクス
K	: 剛性マトリクス
M	: 質量マトリクス
x	: 変位ベクトル
z	: 地動変位ベクトル
Φ	: 無次元の復元力ベクトル
PGA	: 最大地動加速度
PGV	: 最大地動速度
Q 型	: Quadri-linear 型復元力特性
S 型	: Slip 型復元力特性
Q+S 型	: Quadri-linear 型と Slip 型の複合復元力特性

上記の記号には方向や層番号を表わす一般的添字の記載については省略した。

第 2 章 建物のモデル化と基礎運動方程式

2.1 はじめに

木造住宅に限らず構造物の解析を行なう際には、その目的に応じた適切なモデル化が重要である。構造物の各種挙動を解析的に再現するためには、部材単体から接合部、壁体、構面、架構、建物全体に至るまでの段階的なモデル化が必要である。それらのモデル化が適切であれば、当然のことながら建物の挙動の解析的再現性が高まる。一方、モデル化が目的に応じたものでなければ、現象をいたずらに複雑にしていることになり、工学的観点からは意味をなさない。本論では、軸組木造住宅の実耐力の評価、ねじれ振動特性の把握、直交壁効果の検証という研究目的に適し、かつ挙動を単純にすることで現象の把握を容易にするため、適切に抽象化された振動モデルを採用する。採用するモデルは、質点系、剛床と柔床の擬似立体モデルである。本章ではそれらモデルと基礎運動方程式の誘導過程を示す。更に、復元力特性のモデル化と定式化も示す。

2.2 質点系モデル

2.2.1 1 層モデル

建物の偏心率が小さく、応答のねじれ成分を無視することができる場合、水平 2 方向成分の応答を互いに独立とすることができる。この場合、建物を質点に抽象化したモデルを採用することができる。一般に、地震動を受けた時の軸組木造住宅の損傷は柱・梁接合部に集中している。その現象をモデルに反映させ、図 2.1(a)に示すような柱頭・柱脚に回転バネを有する質点系を導入する。同図に示す 1 質点系が地震入力を受けるときの基礎運動方程式は、次式の柱頭・柱脚の回転バネの回転角 ϕ に関する 2 階の常微分方程式で表わされる¹⁾。

$$\ddot{\phi} + 2h\omega\dot{\phi} + \omega^2\phi(\phi, \dot{\phi}) = -\ddot{y} \cos \phi \quad (2.1)$$

ここで、

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{mH^2}} \quad (2.2)$$

ここで ϕ , h 及び y はそれぞれ柱頭・柱脚ばねの回転角、臨界減衰比及び地動の水平変位を示す。 ϕ は回転角と速度に依存する無次元の復元力である。 k , m 及び H はそれぞればねの回転剛性、質量及び層の高さである

Jennings 等¹⁾は、重力加速度が動的な崩壊過程を想定した場合に優勢な外力になることを示し、それを考慮した定式化を行なっている。また、一般に軸組木造住宅は大変形を許容する構造物であるから、大変形時の P- Δ 効果を適切に考慮する必要がある。一方、著者は重力加速度と地震動の上下動成分を考慮した定式化を行ない、軸組木造住宅の固有周期帯で地震応答解析を実施し、その結果、重力加速度と地震動の上下動成分は優勢な外力にはならず、変位応答に占める P- Δ 効果の寄与分は全応答量の僅か 2%程度であることを既に確認している。従って、本論では重力加速度と地震動の上下動成分は無視して良いと判断する。

以下に図 2.1(b)に示す質点に作用する力の釣り合いに基づいて(2.1)式の誘導過程を示す。質点に作用する水平方向の慣性力 (i_H) と減衰力 (d_H) の和は、

$$i_H + d_H = -mH\ddot{\phi} \cos \phi - m\ddot{y} - cH\dot{\phi} \cos \phi \quad (2.3)$$

同様に、鉛直方向の慣性力 (i_V) と減衰力 (d_V) の和は、

$$i_V + d_V = -mH\ddot{\phi} \sin \phi - cH\dot{\phi} \sin \phi \quad (2.4)$$

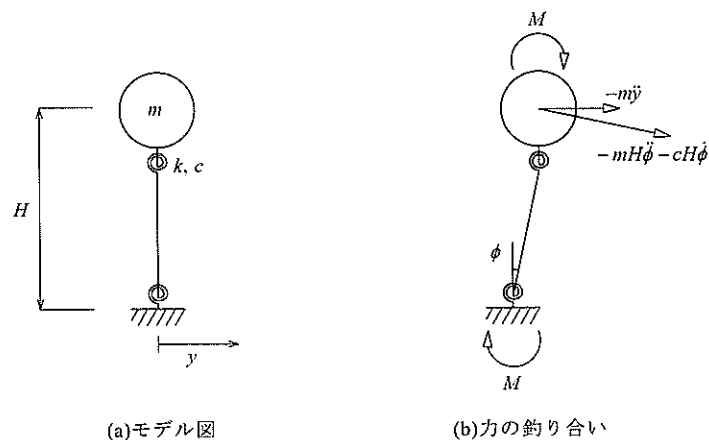


図 2.1 1 層の回転ばね付き質点系モデル

柱頭・柱脚ばねの回転モーメントとの釣り合いから、

$$2M = (i_V + d_V)H \cos \phi + (i_H + d_H)H \sin \phi \quad (2.5)$$

両辺を mH^2 で除して整理すると、

$$\ddot{\phi} + \frac{c}{m}\dot{\phi} + \frac{2M}{mH^2} = -\frac{\ddot{y}}{H} \cos \phi \quad (2.6)$$

更に、

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{cH}{2\sqrt{mk}} \\ 2M &= k\Phi(\phi, \dot{\phi}) \\ \omega^2 &= \frac{k}{mH^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

と置けば(2.1)式を得る。

2.2.2 2 層モデル

2 層モデルは、図 2.2(a)に示すように、前節の 1 層モデルを上下方向に 2 層分直列に並べたものである。基礎運動方程式は、次式に示す第 1、第 2 層の柱頭・柱脚回転ばねの回転角 ϕ_i ($i=1, 2$) に関する 2 階の常微分方程式で表される。

$$\ddot{\phi} + C\dot{\phi} + K\Phi = -I\beta\ddot{y} \quad (2.8)$$

ここで、

$$\phi = \{\phi_1 \quad \phi_2\}^T \quad (2.9)$$

$$\Phi = \{\phi_1(\phi_1, \dot{\phi}_1) \quad \phi_2(\phi_2, \dot{\phi}_2)\}^T \quad (2.10)$$

$$C = \begin{bmatrix} 2h_1\omega_1 & -2\mu_m\mu_H h_2\omega_2 \cos(\phi_2 - \phi_1) \\ -2\frac{1}{\mu_H} h_1\omega_1 \cos(\phi_2 - \phi_1) & 2\left[1 + \mu_m \cos^2(\phi_2 - \phi_1)\right] h_2\omega_2 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

$$K = \begin{bmatrix} \frac{k_1}{m_1 H_1^2} & -\frac{1}{2} \frac{\mu_m \mu_H^2}{m_2 H_2^2} \frac{k_2}{m_2 H_2^2} \\ -\frac{1}{\mu_H} \frac{k_1}{m_1 H_1^2} \cos(\phi_2 - \phi_1) & \left\{1 + \frac{\mu_m \mu_H}{2} \cos(\phi_2 - \phi_1)\right\} \frac{k_2}{m_2 H_2^2} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

$$I = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

$$\beta = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\cos \phi_1}{H_1} \\ \left[\frac{\cos \phi_2}{H_2} - \frac{1}{\mu_H} \frac{\cos \phi_1}{H_1} \cos(\phi_2 - \phi_1) \right] \end{array} \right\} \quad (2.14)$$

(2.11), (2.12)及び(2.14)式中、

$$\left. \begin{array}{l} \omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i H_i^2}} \quad (i=1, 2) \\ \mu_m = \frac{m_2}{m_1} \\ \mu_H = \frac{H_2}{H_1} \end{array} \right\} \quad (2.15)$$

(2.9)~(2.15)式中、 ϕ_i , h_i , k_i , ϕ_i 及び H_i は、それぞれ柱頭・柱脚ばねの回転角、臨界減衰比、回転剛性、復元力及び層高であり、添え字の i は層番号である。また、 y は地動の水平変位、 μ_m 及び μ_H はそれぞれ第1層に対する第2層の質量比及び層高比である。

以下に図 2.2(b)に示す質点に作用する力の釣り合いに基づいて(2.8)式の誘導過程を示す。

1) 第2層の運動方程式

質点に作用する水平方向の慣性力 (i_{H2}) と減衰力 (d_{H2}) は、

$$\left. \begin{array}{l} i_{H2} = -m_2 H_2 \ddot{\phi}_2 \cos \phi_2 - m_1 H_1 \ddot{\phi}_1 \cos \phi_1 - m_2 \ddot{y} \\ d_{H2} = -c_2 H_2 \dot{\phi}_2 \cos \phi_2 \end{array} \right\} \quad (2.16)$$

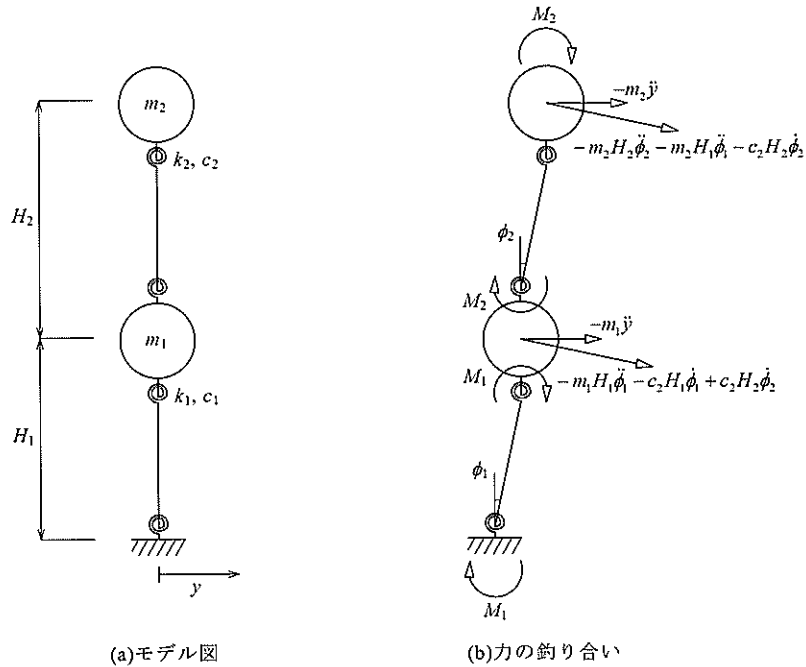
鉛直方向の慣性力 (i_{V2}) と減衰力 (d_{V2}) は、

$$\left. \begin{array}{l} i_{V2} = -m_2 H_2 \ddot{\phi}_2 \sin \phi_2 \\ d_{V2} = -c_2 H_2 \dot{\phi}_2 \sin \phi_2 \end{array} \right\} \quad (2.17)$$

柱頭・柱脚ばねの回転モーメントとの釣り合いから、

$$2M_2 = (i_{H2} + d_{H2})H_2 \cos \phi_2 + (i_{V2} + d_{V2})H_2 \sin \phi_2 \quad (2.18)$$

両辺を $m_2 H_2^2$ で除して整理すると、



(a)モデル図

(b)力の釣り合い

図 2.2 2層の回転ばね付き質点系モデル

$$\ddot{\phi}_2 + \frac{H_1}{H_2} \ddot{\phi}_1 \cos(\phi_2 - \phi_1) + \frac{c_2}{m_2} \dot{\phi}_2 + \frac{2M_2}{m_2 H_2^2} = -\frac{\ddot{y}}{H_2} \cos \phi_2 \quad (2.19)$$

更に、

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{c_2 H_2}{2\sqrt{m_2 k_2}} \\ 2M_2 &= k_2 \Phi_2(\phi_2, \dot{\phi}_2) \end{aligned} \right\} \quad (2.20)$$

と置いて整理すると、次式を得る。

$$\ddot{\phi}_2 + \frac{1}{\mu_H} \ddot{\phi}_1 \cos(\phi_2 - \phi_1) + 2h_2 \omega_2 \dot{\phi}_2 + \frac{k_2}{m_1 H_1^2} \Phi_2(\phi_2, \dot{\phi}_2) = -\frac{\ddot{y}}{H_2} \cos \phi_2 \quad (2.21)$$

2) 第1層の運動方程式

質点に作用する水平方向の慣性力 (i_{H1}) と減衰力 (d_{H1}) は、

$$\left. \begin{aligned} i_{H1} &= -m_1 H_1 \ddot{\phi}_1 \cos \phi_1 - m_1 \ddot{y} \\ d_{H1} &= -c_1 H_1 \dot{\phi}_1 \cos \phi_1 + c_2 H_2 \dot{\phi}_2 \cos \phi_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.22)$$

鉛直方向の慣性力 (i_{V1}) と減衰力 (d_{V1}) は、

$$\left. \begin{aligned} i_{V1} &= -m_1 H_1 \ddot{\phi}_1 \sin \phi_1 \\ d_{V1} &= -c_1 H_1 \dot{\phi}_1 \sin \phi_1 + c_2 H_2 \dot{\phi}_2 \sin \phi_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

柱頭・柱脚ばねの回転モーメントとの釣り合いから、

$$2M_1 - M_2 = (i_{H1} + d_{H1})H_1 \cos \phi_1 + (i_{V1} + d_{V1})H_1 \sin \phi_1 \quad (2.24)$$

両辺を $m_1 H_1^2$ で除して整理すると、

$$\ddot{\phi}_1 + \frac{c_1}{m_1} \dot{\phi}_1 - \mu_H \frac{c_2}{m_1} \dot{\phi}_2 \cos(\phi_2 - \phi_1) + \frac{2M_1 - M_2}{m_1 H_1^2} = -\frac{\ddot{y}}{H_1} \cos \phi_1 \quad (2.25)$$

更に、

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= \frac{c_1 H_1}{2\sqrt{m_1 k_1}} \\ 2M_1 &= k_1 \Phi_1(\phi_1, \dot{\phi}_1) \end{aligned} \right\} \quad (2.26)$$

と置いて整理すると、次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{\phi}_1 + 2h_1 \omega_1 \dot{\phi}_1 - 2\mu_m \mu_H h_2 \omega_2 \dot{\phi}_2 \cos(\phi_2 - \phi_1) + \frac{k_1}{m_1 H_1^2} \Phi_1(\phi_1, \dot{\phi}_1) \\ - \frac{1}{2} \mu_m \mu_H^2 \frac{k_2}{m_2 H_2^2} \Phi_2(\phi_2, \dot{\phi}_2) = -\frac{\ddot{y}}{H_1} \cos \phi_1 \end{aligned} \right\} \quad (2.27)$$

(2.21)式及び(2.27)式をマトリクス表現でまとめると(2.8)式を得る。

2.3 擬似立体モデル

2.3.1 剛床モデル

建物の鉛直構面や質量が平面的に偏在配置されていると地震時には水平構面の回転を伴うねじれ振動が生じる。その場合、建物の水平方向2成分の応答を互いに独立と見なすことは出来ず、それぞれの応答の相互作用を適切に考慮する必要がある。ここでは、鉛直構面の偏在配置を取り上げ、モデルとその定式化を示す。

図 2.3(a)に示すように、水平構面全体にわたり一様な質量分布で、 x , y の直交2方向にそれぞれ n_x , n_y 本のばねに置換された鉛直構面が任意に配置された剛床を仮定する。動的な力に釣り合いは、同図(b)に示すように水平構面の重心位置での変位 x , y 及び回転 θ の3自由度で表わすことができる²⁾。なお、このモデルは質量分布が一様であるから、重心は平面の図心に等しい。定式化は次式のように表される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + F = -M\ddot{z} \quad (2.28)$$

ここで、

$$M = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

$$C = \begin{bmatrix} c_x & 0 & 0 \\ 0 & c_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

$$F = \{F_x, F_y, F_\theta\}^T \quad (2.31)$$

$$x = \{x, y, \theta\}^T \quad (2.32)$$

$$z = \{z_G, y_G, 0\}^T \quad (2.33)$$

$$\left. \begin{aligned} c_x &= 2h_x \sqrt{\sum_{i=1}^{n_x} k_x \cdot m} \\ c_y &= 2h_y \sqrt{\sum_{j=1}^{n_y} k_y \cdot m} \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

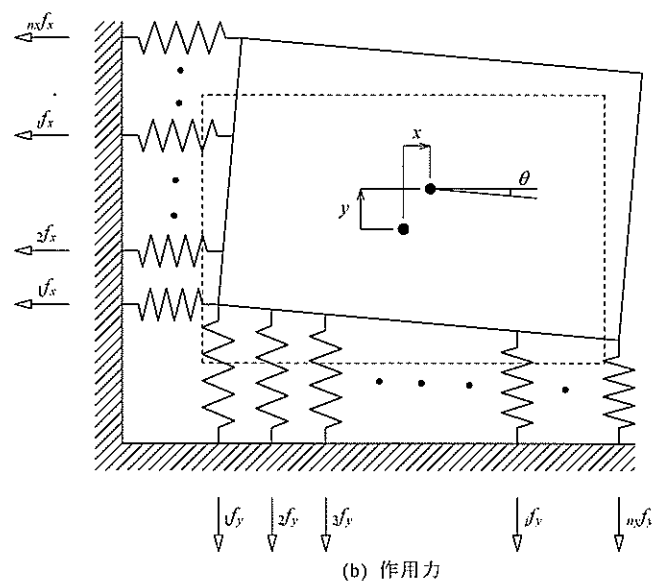
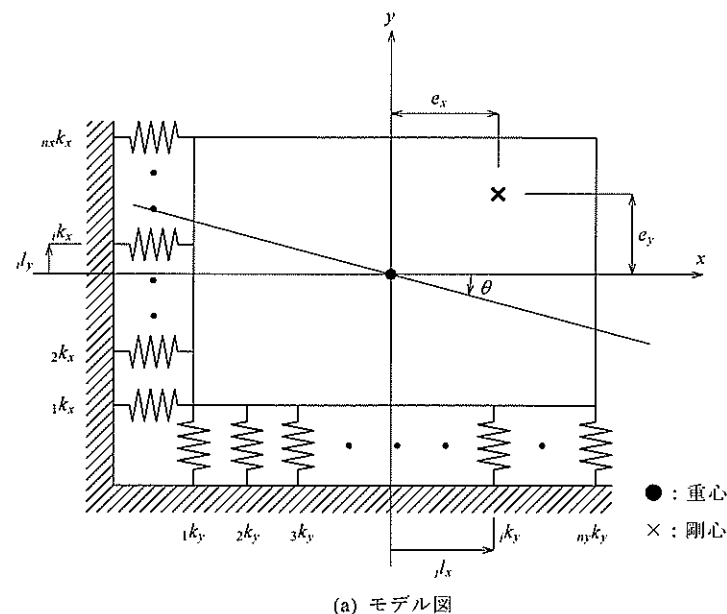


図 2.3 1層の剛床モデル

$$\left. \begin{aligned} F_x &= \sum_{i=1}^{n_x} i f_x = \sum_{i=1}^{n_x} i k_{x_i} \Phi_x(u_{x_i}, \dot{u}_x) \\ F_y &= \sum_{j=1}^{n_y} j f_y = \sum_{j=1}^{n_y} j k_{y_j} \Phi_y(u_{y_j}, \dot{u}_y) \\ F_\theta &= \sum_{i=1}^{n_x} i F_{x_i} l_y - \sum_{j=1}^{n_y} j F_{y_j} l_x \end{aligned} \right\} \quad (2.35)$$

$$\left. \begin{aligned} i u_x &= x + i l_y \theta \\ i u_y &= x - i l_x \theta \end{aligned} \right\} \quad (2.36)$$

(2.29)~(2.36)式中、 m 、 I はそれぞれ系の質量、水平構面の回転慣性を、 k は鉛直構面の水平剛性を、 F_x 、 F_y はそれぞれ x 、 y 方向の各構面の復元力 f_x 、 f_y の総和、 μ_{x_i} 、 μ_{y_j} はそれぞれ x 、 y 方向の構面の水平変位である。減衰力については、一般には剛性比例型とすることが出来ると考えられる。しかし、水平構面の回転に関する減衰を適切には評価し難い。そこで、ここでは安全側の判断として減衰は応答の並進成分のみ考慮し、回転成分については無視する。

(2.28)式は弾性の場合、次式のように書き表すことができる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{z} \quad (2.37)$$

ここで、

$$K = \begin{bmatrix} K_x & 0 & K_x e_y \\ 0 & K_y & -K_y e_x \\ K_x e_y & -K_y e_x & K_\theta \end{bmatrix} \quad (2.38)$$

$$\left. \begin{aligned} K_x &= \sum_{i=1}^{n_x} i k_x \\ K_y &= \sum_{j=1}^{n_y} j k_y \\ K_\theta &= \sum_{i=1}^{n_x} i k_{x_i} l_y^2 + \sum_{j=1}^{n_y} j k_{y_j} l_x^2 \end{aligned} \right\} \quad (2.39)$$

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \sum_{j=1}^{n_y} j k_{y_j} l_x / K_y \\ e_y &= \sum_{i=1}^{n_x} i k_{x_i} l_y / K_x \end{aligned} \right\} \quad (2.40)$$

(2.38)~(2.40)式中、 K_x 、 K_y はそれぞれ x 、 y 方向の鉛直構面の水平剛性、 K_θ は重心まわりのねじれ剛性である。 e_x 、 e_y は偏心距離で、 y 、 x 方向の鉛直構面の偏在配置による剛性の偏りを表わす。

2.3.2 柔床モデル

前節では水平構面に剛床を仮定したときのモデルとその定式化を示した。しかし、軸組木造住宅の場合、床の仕様によっては水平構面の変形を無視できないことがある。そこで本節では、水平構面の変形を考慮したモデルを導入し、その定式化を示す。水平構面の変形は横架材と床材で形成されたせん断パネルのせん断変形、及び床面の面内曲げ変形であるが、一般にはせん断変形が卓越するため、曲げ変形は無視する。

先ず、簡単のために、図2.4に示すような x 、 y 方向ともに1スパンで各通りの交点に質量が集中したモデルを仮定する。 x 、 y の直交2方向にはそれぞれ2本のばねに置換された鉛直構面が配され、図2.5(a)、(b)に示すような力の釣り合い状態にある。このときの定式化は、一般的な記号を用いて次式のように表される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + K\Phi(x, \dot{x}) = -M\ddot{z} \quad (2.41)$$

ここで、

$$M = \begin{bmatrix} m_{11} + m_{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{21} + m_{22} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{11} + m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{12} + m_{22} \end{bmatrix} \quad (2.42)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_{x1} + Gt l_x / l_y & -Gt l_x / l_y & Gt & -Gt \\ -Gt l_x / l_y & k_{x2} + Gt l_x / l_y & -Gt & Gt \\ Gt & -Gt & k_{y1} + Gt l_y / l_x & -Gt l_y / l_x \\ -Gt & Gt & -Gt l_y / l_x & k_{y2} + Gt l_y / l_x \end{bmatrix} \quad (2.43)$$

$$C = (2h / \omega_1) K \quad (2.44)$$

$$x = \{x_1 \quad x_2 \quad y_1 \quad y_2\}^T \quad (2.45)$$

$$z = \{z_1 \quad z_2 \quad y_g \quad y_g\}^T \quad (2.46)$$

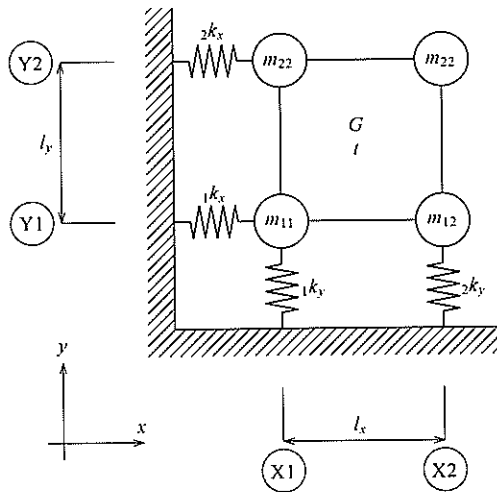
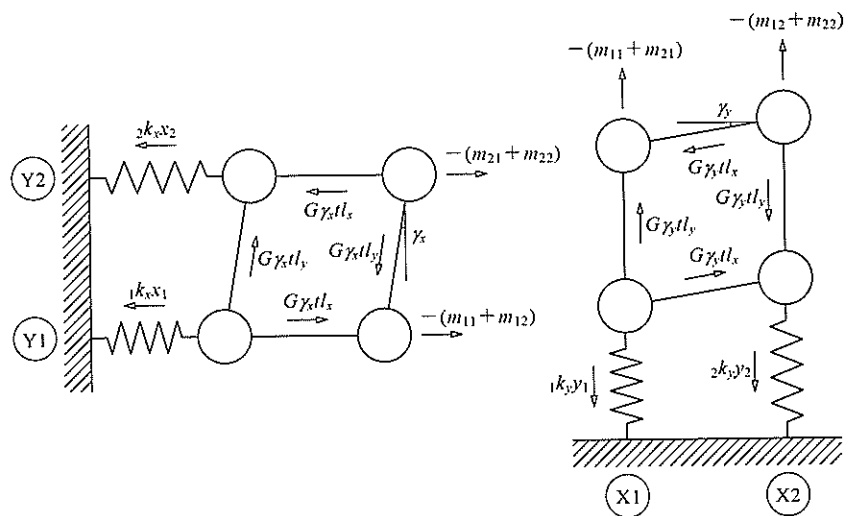


図 2.4 1×1 スパンの柔床モデル



(a) x 方向の並進せん断変形モード

(b) y 方向の並進せん断変形モード

図 2.5 柔床モデルに作用する力

ここで、(2.42)~(2.46)式中の m , G , l , t はそれぞれ節点の質量、せん断弾性係数、辺長、厚み、 k は鉛直構面の水平剛性、 ω_1 , h は 1 次の固有円振動数、減衰定数である。なお、減衰マトリクス C は剛性比例型である。

以下に、(2.41)式の誘導過程を示す。まず、系の減衰を無視した場合、Y1 通りの動的力の釣り合いは、

$$\left. \begin{aligned} & -(m_{11} + m_{12})(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_G) - {}_1k_x x_1 + G\gamma_s t_l_x + G\gamma_t t_l_x = 0 \\ \Leftrightarrow & -(m_{11} + m_{12})(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_G) - {}_1k_x x_1 + G \frac{(x_2 - x_1)}{l_y} l_x + G \frac{(y_2 - y_1)}{l_x} l_x = 0 \\ \Leftrightarrow & -(m_{11} + m_{12})(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_G) - \left({}_1k_x + Gt \frac{l_x}{l_y} \right) x_1 + Gt \frac{l_x}{l_y} x_2 - Gt\gamma_1 + Gt\gamma_2 = 0 \\ \Leftrightarrow & (m_{11} + m_{12})\ddot{x}_1 + \left({}_1k_x + Gt \frac{l_x}{l_y} \right) x_1 - Gt \frac{l_x}{l_y} x_2 + Gt\gamma_1 - Gt\gamma_2 = -(m_{11} + m_{12})\ddot{x}_G \end{aligned} \right\} \quad (2.47)$$

同様に、Y2 通りの力の釣り合いは、

$$\left. \begin{aligned} & -(m_{21} + m_{22})(\ddot{x}_2 + \ddot{x}_G) - {}_2k_x x_2 - G\gamma_s t_l_x - G\gamma_t t_l_x = 0 \\ \Leftrightarrow & (m_{21} + m_{22})\ddot{x}_2 - Gt \frac{l_x}{l_y} x_1 + \left({}_2k_x + Gt \frac{l_x}{l_y} \right) x_2 - Gt\gamma_1 + Gt\gamma_2 = -(m_{21} + m_{22})\ddot{x}_G \end{aligned} \right\} \quad (2.48)$$

X1 通りの力の釣り合いは、

$$\left. \begin{aligned} & -(m_{11} + m_{21})(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_G) - {}_1k_y y_1 + G\gamma_s t_l_y + G\gamma_t t_l_y = 0 \\ \Leftrightarrow & -(m_{11} + m_{21})(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_G) - {}_1k_y y_1 + G \frac{(y_2 - y_1)}{l_x} l_y + G \frac{(x_2 - x_1)}{l_y} l_y = 0 \\ \Leftrightarrow & -(m_{11} + m_{21})(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_G) - Gt\gamma_1 + Gt\gamma_2 - \left({}_1k_y + Gt \frac{l_y}{l_x} \right) y_1 + Gt \frac{l_y}{l_x} y_2 = 0 \\ \Leftrightarrow & (m_{11} + m_{21})\ddot{y}_1 + Gt\gamma_1 - Gt\gamma_2 + \left({}_1k_y + Gt \frac{l_y}{l_x} \right) y_1 - Gt \frac{l_y}{l_x} y_2 = -(m_{11} + m_{21})\ddot{y}_G \end{aligned} \right\} \quad (2.49)$$

同様に、Y2 通りの力の釣り合いは、

$$\left. \begin{aligned} & -(m_{12} + m_{22})(\ddot{y}_2 + \ddot{y}_G) - {}_2k_y y_2 - G\gamma_s t_l_y - G\gamma_t t_l_y = 0 \\ \Leftrightarrow & (m_{12} + m_{22})\ddot{y}_2 - Gt\gamma_1 + Gt\gamma_2 - Gt \frac{l_y}{l_x} y_1 + \left({}_2k_y + Gt \frac{l_y}{l_x} \right) y_2 = -(m_{12} + m_{22})\ddot{y}_G \end{aligned} \right\} \quad (2.50)$$

(2.47)~(2.50)式をマトリクス表現し、減衰を(2.44)式のように仮定すれば(2.41)式を得る。

次に、図 2.6 に示すような x, y 方向にそれぞれ n_x, n_y 本のばねを配置した場合の柔床モデルについては、先の 1×1 スパンの定式化において、質量マトリクス、剛性マトリクス、応答変位ベクトル、地動変位ベクトルを次式のように書き換えればよい。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{11} & \mathbf{M}_{12} \\ \mathbf{M}_{21} & \mathbf{M}_{22} \end{bmatrix} \quad (2.51)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \quad (2.52)$$

$$\mathbf{x} = \{x_1 \cdots x_i \cdots x_m \ y_1 \cdots y_j \cdots y_n\}^T \quad (2.53)$$

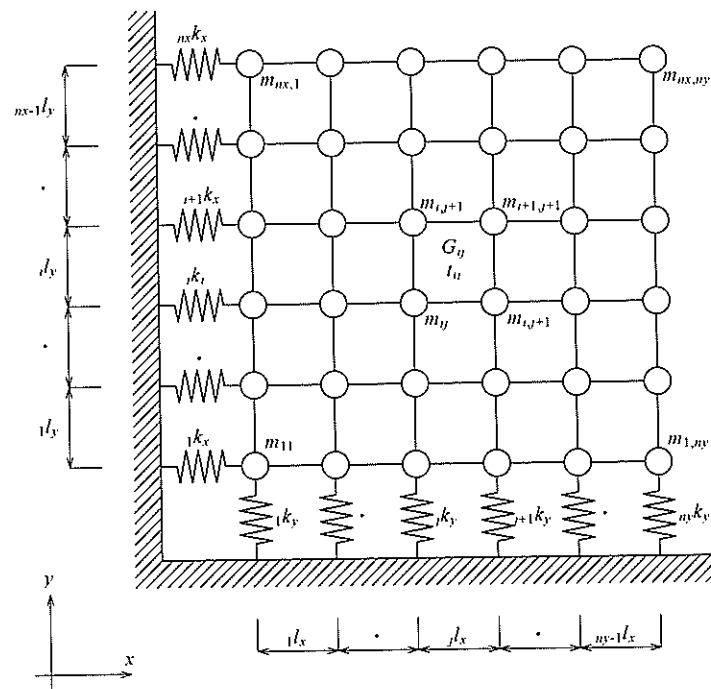


図 2.6 多スパンの柔床モデル

$$\mathbf{z} = \{x_g \cdots x_g \ y_g \cdots y_g\}^T \quad (2.54)$$

ここで、

$$\mathbf{M}_{11} = \begin{bmatrix} \ddots & & & 0 \\ & \sum_{j=1}^{n_x} m_{ij} & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.55)$$

$$\mathbf{M}_{12} = \mathbf{M}_{21} = [0] \quad (2.56)$$

$$\mathbf{M}_{22} = \begin{bmatrix} \ddots & & & 0 \\ & \sum_{i=1}^{n_y} m_{ij} & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.57)$$

$$\mathbf{K}_{11} = \begin{bmatrix} \ddots & & & & & & 0 \\ & \ddots & & & & & \\ & & -\sum_{j=1}^{n_x-1} G_{i,j-1} \cdot l_{i,j-1} \cdot l_{i,j-1} / l_x & & & & \\ & & & k_x + \sum_{i=1}^{n_x-1} \sum_{j=1}^{n_y-1} G_{ij} \cdot l_{ij} \cdot l_{ij} / l_x l_y & & & \\ & & & & -\sum_{j=1}^{n_x-1} G_{ij} \cdot l_{ij} \cdot l_{ij} / l_x & & \\ & & & & & \ddots & \\ 0 & & & & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.58)$$

$$\mathbf{K}_{12} = \mathbf{K}_{21}^T = \begin{bmatrix} G_{11} l_{11} & \cdots & -G_{1,j-1} l_{1,j-1} + G_{1j} l_{1j} & \cdots & -G_{1,n_x-1} l_{1,n_x-1} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ -G_{i-1,j} l_{i-1,j-1} + G_{ij} l_{ij} & \cdots & G_{i-1,j} l_{i-1,j-1} - G_{ij} l_{ij} & \cdots & G_{i-1,n_x-1} l_{i-1,n_x-1} - G_{in_x-1} l_{in_x-1} \\ \vdots & & -G_{i,j-1} l_{i,j-1} + G_{ij} l_{ij} & & \vdots \\ -G_{n_x-1,j} l_{n_x-1,j} & \cdots & G_{n_x-1,j} l_{n_x-1,j-1} - G_{n_x-1,j} l_{n_x-1,j} & \cdots & G_{n_x-1,n_x-1} l_{n_x-1,n_x-1} \end{bmatrix} \quad (2.59)$$

$$\mathbf{K}_{22} = \begin{bmatrix} \ddots & & & & & & 0 \\ & \ddots & & & & & \\ & & -\sum_{i=1}^{n_y-1} G_{i,j-1} \cdot l_{i,j-1} \cdot l_{i,j-1} / l_y & & & & \\ & & & k_y + \sum_{i=1}^{n_x-1} \sum_{j=1}^{n_y-1} G_{ij} \cdot l_{ij} \cdot l_{ij} / l_x l_y & & & \\ & & & & -\sum_{i=1}^{n_y-1} G_{ij} \cdot l_{ij} \cdot l_{ij} / l_y & & \\ & & & & & \ddots & \\ 0 & & & & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.60)$$

2.4 復元力特性モデル

既往の研究では、住宅を含めた木造建物の復元力特性モデルが数多く提案されている。例えば、坂本、大橋等^{3,4)}はバイリニアとスリップの並列ばね系や荷重変形曲線をトレースする履歴則を提案している。荒木等⁵⁾も同様にバイリニアとスリップの並列ばねモデルを用い、各種壁仕様に応じたパラメータを提案している。上村等⁶⁾、高田等⁷⁾はトリリニア型モデルを採用している。これらの復元力特性モデルは実験や架構の定性的な履歴則を数学的に再現したものである。従って、実構造物に適用した場合、構法や材料等の特性によって実現象とモデルとの間に誤差が生じることを十分念頭に入れておかねばならない。この誤差を解消するために、各種要素の復元力特性を精緻にモデル化することは重要であるが、その一方で、抽象化された構造物モデルの解析を行なう際は、簡単な定式化で建物の挙動を概括的に模擬する方が数値計算上の勝手が良く、かつ定式化の汎用性にも優れる。本論では、定式化の簡易性及び汎用性に主眼を置き、安定した履歴型とスリップ型の並列ばねによる復元力特性モデルを採用する。

履歴型の復元力特性に関しては、図 2.7 に示す 3 折点 4 分枝で構成される Quadri-linear 型 (Q 型と略記) を用いる。スリップ型 (Slip 型、S 型と略記) は図 2.8 に示すように 1 折点 2 分枝で構成される。これらを次式のように複合させた復元力特性 (Q+S 型) を採用する。

$$\phi = \gamma \phi_Q + (1-\gamma) \phi_S \quad (0 \leq \gamma \leq 1) \quad (2.61)$$

ここで、 ϕ_Q 、 ϕ_S はそれぞれ Q 型、S 型の復元力であり、 γ は Q 型と S 型の複合割合を規定する係数で「複合係数」と称する。Q 型、S 型復元力特性は以下のように定式化される。

1) Q 型復元力特性⁸⁾

Q 型復元力特性 ϕ_Q は、 r_0 の無次元ばね定数を有する弾性ばね 1 本と r_i ($i=1\sim 3$) の無次元ばね定数を有する完全弾塑性ばね 3 本を並列することでモデル化することができる。

$$\phi_Q = r_0 \phi + \sum_{i=1}^3 r_i \phi_{Qi} \quad (2.62)$$

ここで、

$$\phi_{Qi} = \phi \{ [1-u(\phi)] u(\phi_{Qi} - \phi_{Qi}) - u(-\phi) u(-\phi_{Qi} - \phi_{Qi}) \} \quad (2.63)$$

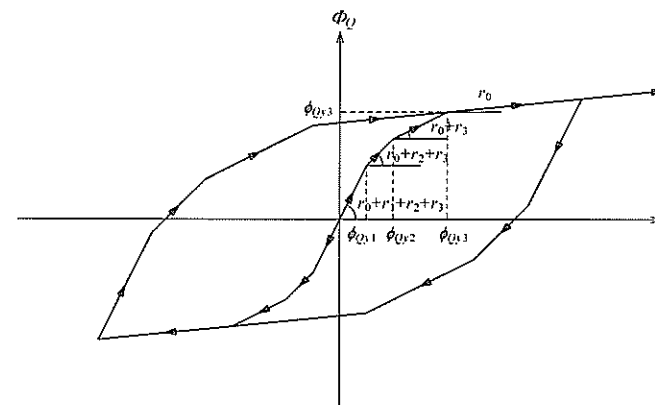


図 2.7 Quadri-linear 型復元力特性

(2.62)及び(2.63)式中、 ϕ 、 ϕ_{Qi} はそれぞれ弾性ばね、完全弾塑性ばねの変形である。 ϕ_{Qi} は折点変位である。

なお、(2.63)式中の $u(\cdot)$ は単位階段関数であり、次式で定義される。

$$u(x) = \begin{cases} 1 & : x \geq 0 \\ 0 & : x < 0 \end{cases} \quad (2.64)$$

2) S型復元力特性⁹⁾

S型復元力特性 ϕ_s については、 r_0 の無次元ばね定数を有する弾性ばね1本と $(1-r_0)$ の無次元ばね定数を有するスリップばね1本を並列することでモデル化することができる。

$$\phi_s = r_0\phi + (1-r_0)\phi_s \quad (2.65)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \phi_s &= \phi \left[u(\phi - \phi_U^+) u(\phi) \{1 - u(\phi_s - \phi_{Sv})\} + u(\phi) u(-\phi) \{1 - u(-\phi_{Sv})\} \right. \\ &\quad \left. + u(-\phi - \phi_U^-) u(-\phi) \{1 - u(-\phi_s - \phi_{Sv})\} + u(-\phi) u(\phi) \{1 - u(\phi_{Sv})\} \right] \quad (2.66) \\ \left\{ \begin{aligned} \phi_U^+ &= \phi u(\phi) (\phi_s - \phi_{Sv}) \\ \phi_U^- &= -\phi u(-\phi) (-\phi_s - \phi_{Sv}) \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

(2.65)及び(2.66)式中、 ϕ_s はスリップばねの変形、 ϕ_{Sv} は折点変位である。

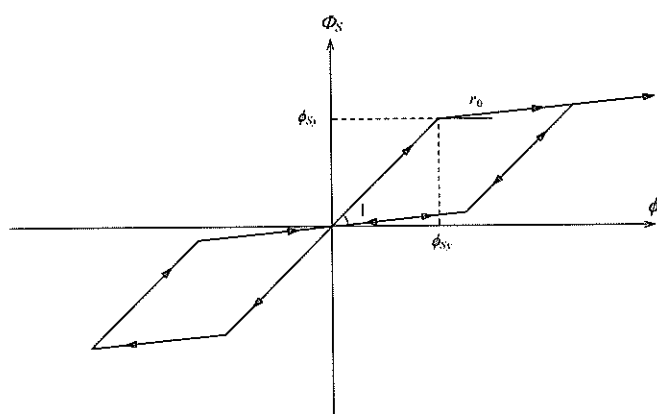


図 2.8 Slip 型復元力特性

第3章 地震応答解析に基づく軸組木造住宅の構造耐力評価

3.1 はじめに

本章では、既存の軸組木造住宅が実際に保有する構造耐力の評価法を検討する。対象とする建物は、1、2階建ての在来構法の住宅、即ち、既往の壁量設計、或いはそれに準じた検討がなされ、構造耐力を筋交い等に期待している住宅である。

第1章で述べたように、木造住宅の主な耐震設計法は壁量設計である。従って、壁量は既存の木造住宅の耐震性能を評価する尺度にもなり得る。しかし、実際の構造耐力は、耐力壁の耐力のばらつきや雑壁、更には通常の設計では無視される余力等の寄与により、壁量から求められる耐力よりもかなり大きくなることは容易に推察される。本章では、それら余力の寄与分を壁量から算出される 1/120rad 時の割線剛性に対する倍率として表わし、これを「剛性倍率」と定義する。この倍率は木造住宅の構法や材料の物性、建設時期、通常無視される立体効果等の様々な要素によって決定されるものである。しかし、これらの寄与を工学的に普遍性と汎用性をもって詳らかにすることは困難である。そこで、入力地震動の大きさと被害レベルの関係、及び各種地震応答特性に基づいて検討し、この倍率の定量化を試みる。

3.2 既往の軸組木造住宅の壁量と地震被害の関係

軸組木造住宅の壁量と地震被害の関係については、これまでも多くの調査・研究が実施されている。一例として、図 3.1 に文献¹⁾に記載されている兵庫県南部地震時の兵庫県神戸市東灘区を中心とした軸組木造住宅 132 棟の平面図調査による壁量充足率と被害度の関係を示す。壁量充足率とは、建築基準法施行令第 46 条に掲げられている必要壁量に対する存在壁量の比である。図より、大破以上の被害を受けた住宅のほぼ全数で、 x 、 y 方向の壁量充足率が 1.0 未満であることが分かり、必要壁量が満足されていない住宅ほど大地震時には被害を受けることが確認できる。一方、壁量充足率が 1.0 以上の住宅でも中破以上の被害を受けている。これらの建物の大部分は、 x 、 y 方向のどちらかの壁量充足率が 1.0 未満である。この図では、 x 、 y 方向ともに壁量充足率が 1.0 未満であっても無被害及び軽微な被害にとどまっている住宅が多いことが特徴的であると言える。

図 3.2 には、同文献¹⁾に記載されている兵庫県南部地震時の兵庫県芦屋市における 2 階建て軸組木造住宅の 1 階壁量と被害の関係を示す。図中の壁量は、地震が強く感じられた方向または建物が大きく傾いた方向について記載されている。図より、定性的には壁量が

多くなると、全壊、半壊の比率が低くなっていることが分かる。しかし、耐力壁の偏在や蟻害、老朽化、施工不良等も被害に影響していると思われ、壁量のみで被害との関連性を判断するのは困難であるとも言える。

表 3.1 は図 3.1 と対応する被害度別の壁量充足率と偏心率¹⁾である。表には x, y 方向の小さい方の壁量充足率が記載されている。表より、無被害の住宅では壁量充足率の平均値が 1.0 以上であることが分かる。偏心率に関しては、平均値が全て 0.3 以下であり、現行の建築基準法の上限值以下である。

これらの図表から、兵庫県南部地震のような大地震に対して大破、倒壊に至らないためには必要壁量が満足されていなければならないが、しかし、必要壁量が満足されていなくても必ずしも大破、倒壊には達する訳ではないと言える。これは、壁量設計では評価されない余力が全構造耐力に寄与していることを示している。

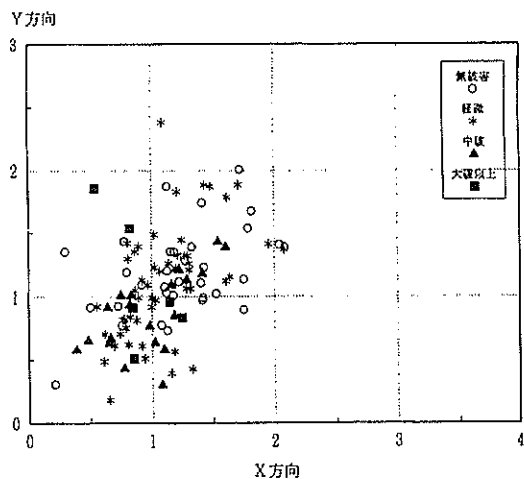


図 3.1 兵庫県南部地震時の神戸市東灘区における壁量充足率と被害度の関係¹⁾

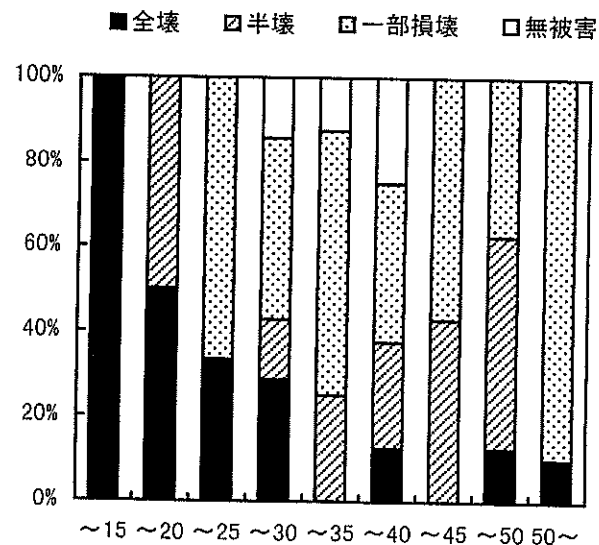


図 3.2 兵庫県南部地震時の芦屋市における 2 階建て軸組木造住宅の 1 階壁量と被害¹⁾

表 3.1 兵庫県南部地震時の神戸市東灘区における被害度別壁量充足率と偏心率¹⁾

	建物数	壁量充足率		偏心率		補正壁量充足率	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
無被害	33	1.211	0.398	0.146	0.130	1.102	0.388
被害軽微	52	1.103	0.387	0.146	0.124	1.009	0.399
中破	20	0.925	0.323	0.196	0.128	0.798	0.348
大破以上	6	1.005	0.373	0.113	0.075	0.977	0.395

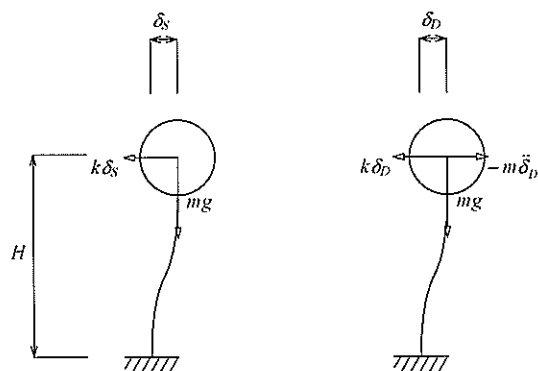
3.3 軸組木造住宅の耐震安全性のクライテリア

軸組木造建物の被害レベルと層間変形角の関係は、構法の違いによって様々であるのが実状である。例えば、設計では筋かい等を有する在来構法の住宅の場合、無被害・軽微、小破・中破、大破の限界変形角はそれぞれ 1/120, 1/60, 1/30rad、伝統的な構法の住宅の場合のそれはそれぞれ 1/120, 1/60, 1/30, 1/15rad とされている²⁾。一方、地震被害調査では、構法の区別なく小破、中破、大破の被害区分を残留変形角で 1/60, 1/20 としている¹⁾。また、軸組木造建物の静的な水平加力実験によれば、1/120rad までは目立った損傷は見られず、約 1/20rad から P-Δ効果によって建物が崩壊状態に至るとされている³⁾。更に、静的な力の釣合いから P-Δ効果による建物の倒壊の限界変形角は 1/10~1/7.5rad になるとされている⁴⁾。

何れにしても、静的な場合、層間変形角が 1/120rad 以下では無被害・軽微、1/20rad 以上になると大破・倒壊の可能性が高くなると言えよう。しかし、動的な影響を考慮すると限界層間変形角は静的な場合よりも小さくなると考えられる。そこで、1質点系に抽象化した建物モデルが静的に 1/20rad で大破・倒壊すると仮定したときの力の釣り合いに慣性力を考慮して動的な限界層間変形角を求める。ここでは、簡単のために弾性状態を仮定する。

先ず、静的な場合、図 3.3(a)に示す復元力と重力の釣り合いは次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} k\delta_s - mg \frac{\delta_s}{H} &= 0 \\ \Leftrightarrow (kH - mg)\delta_s &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$



(a)静的な場合 (b)動的な場合

図 3.3 限界状態における力の釣り合い

ここで、 m , k , H はそれぞれ質量、水平剛性、層の高さ、 g , δ_s は重力加速度、静的限界層間変位である。

次に、図 3.3(b)のように慣性力を考慮すると、力の釣り合いは次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} m\ddot{\delta}_D + k\delta_D - mg \frac{\delta_D}{H} &= 0 \\ \Leftrightarrow mgC_B + k\delta_D - mg \frac{\delta_D}{H} &= 0 \\ \Leftrightarrow mgC_B H + (kH - mg)\delta_D &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

ここで、 δ_D は動的限界層間変位である。なお、 $\ddot{\delta}_D = C_B g$ (C_B はベースシア係数) としている。

(3.1)式と(3.2)式を等値して $R_S = \delta_s/H$, $R_D = \delta_D/H$ とおくと、

$$\left. \begin{aligned} (kH - mg)\delta_s &= mgC_B H + (kH - mg)\delta_D \\ \Leftrightarrow \delta_D &= \delta_s - \frac{mgC_B H}{kH - mg} \\ \Leftrightarrow R_D &= R_S - \frac{mgC_B}{kH - mg} \\ \Leftrightarrow R_D &= R_S - \frac{C_B}{\frac{kH}{mg} - 1} \\ \Leftrightarrow R_D &= R_S - \frac{C_B}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \frac{H}{g} - 1} \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

ここで、 R_S , R_D はそれぞれ静的、動的限界層間変形角である。なお、 $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ としている。

(3.3)式の計算結果を図 3.4 に示す。計算では静的限界層間変形角と層の高さをそれぞれ $R_S = 1/20\text{rad}$, $H = 3.0\text{m}$ とし、せん断力係数と固有周期をそれぞれ $C_B = 0 \sim 1.0$, $T = 0.1 \sim 1.0$ 秒とした。

図より、せん断力係数が大きくなるに連れて、また固有周期が長くなるに連れて動的限界層間変形角は小さくなることが確認できる。保有水平耐力のせん断力係数換算値を保有水平力計算時の構造特性係数 D_S 値に対応させて $C_B = 0.25 \sim 0.5$, 1/20rad 時の固有周期を T

=0.49 秒 (弾性固有周期を $T=0.2$ 秒 ($R=1/120$ rad 時) と仮定すると、動的限界層間変形角は $R_D=1/25\sim 1/22$ rad になる。しかし、この検討は仮定に基づくものであり、仮定の違いによっては動的限界層間変形角が大きくばらつくはずである。

従って、静的、動的の何れにしても、建物が倒壊に至る限界層間変形角は建物によって大きくばらつくものと思われ、その値を一意的には定め難い。しかし、本章では先に述べた各種限界層間変形角を参考にして図 3.5 のように層間変形角と被害レベルの関係を仮定する。なお、図に示した限界層間変形角は、筋かいや面材による耐力壁で構成された、いわゆる現代的な軸組構法木造住宅を対象としている。

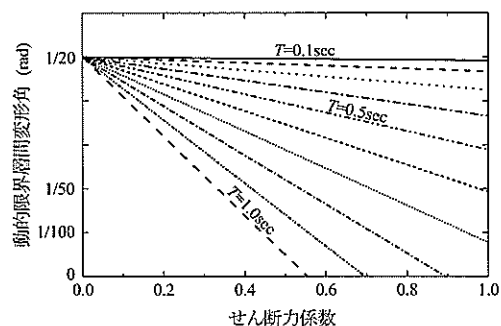


図 3.4 セン断力係数と動的限界層間変形角の関係
(静的な限界層間変形角は 1/20rad)

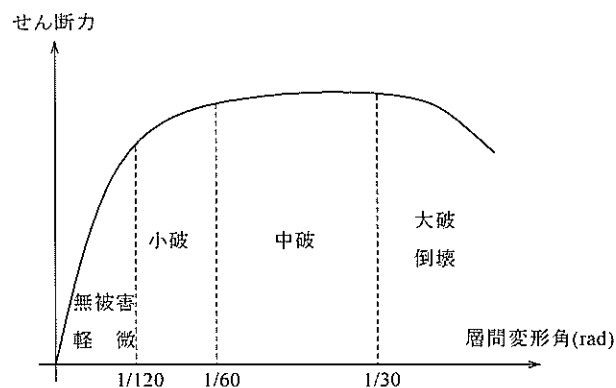


図 3.5 層間変形角と被害レベル

3.4 平屋モデルの構造耐力評価

3.4.1 建物モデル

一般的な既存木造住宅を想定して建物モデルを設定する。まず、重量については葺き土なしの瓦屋根を想定して $w=1.8\text{kN/m}^2$ 、壁量については建築基準法施行令第 46 条に掲げられている重い屋根に対応した $R_W=15\text{cm/m}^2$ 、床面積は $S=5.46\text{m}\times 5.46\text{m}=29.81\text{m}^2$ 、階高は $H=300\text{cm}$ とし、2.2.1 節で述べた 1 質点系モデルに適用する。なお、臨界減衰比は $h=0.05$ とする。

次に、壁量による建物の水平剛性 k_W を定義する。各種耐力壁の壁倍率の概念に関しては、震度 0.2 の水平力に対する耐力壁の修復限界変形角を $1/120\text{rad}$ とし、このときの単位長さあたりのせん断力を、 130kgf/m を基準として壁倍率が設定されている⁵⁾。従って、 $1/120\text{rad}$ 時の耐力を基準として壁量、床面積及び階高をそれぞれ R_W 、 S 及び H とすると k_W は次式のように表わされる。

$$k_W = \frac{1.3R_W S}{H/120} \quad (3.4)$$

ここで、係数の 1.3 は基準耐力で先に述べた 130kgf/m に対応し、単位は kN/m である。2000 年 6 月以降、この基準耐力は 1.96kN ($=200\text{kgf}$) に変更されているが、既存の軸組木造住宅を対象とするため、ここでは旧来の 1.3kN を採用する。

ところで、旧来 (2000 年以前) の軸組木造住宅の耐震設計思想では、全構造耐力の 2/3 を耐力壁が、残り 1/3 を非耐力壁が負担するとしていた。従って、非耐力壁の寄与分を考慮すると、建物の剛性は k_W の少なくとも 1.5 倍であり、更に、壁倍率評価時のばらつき係数 $3/4$ ⁵⁾ を考慮すれば、 2.0 ($=1.5\times 4/3$) 倍である。しかし、この倍率には壁量設計で無視されている余力は含まれていない。余力の影響因子を系統的に評価した建物全体の剛性 k_T を厳密に定量化することは困難であり、かつ汎用性にも乏しいと思われる。そこで、 k_W のみの関数と仮定し、次式のように定義する。

$$k_T = \lambda k_W \quad (3.5)$$

この λ が「剛性倍率」である。

応答量を評価する尺度として、塑性率は層間変形角応答を $1/120\text{rad}$ で除した値、せん断力係数はせん断力の応答を重量で除した値とする。塑性率と被害レベルの関係については、前節の設定に基づいて無被害・軽微、小破、中破の限界塑性率をそれぞれ 1.0、2.0、4.0 とし、4.0 を超過すると大破・倒壊とする。

剛性倍率 λ については既述の入力地震動レベルと被害レベルの対応で判断し、応答せん断力係数等の特性からこの判断の妥当性を検証する。

3.4.2 復元力特性

復元力特性については2.4節で述べたQ+S型を採用する。その形状を規定する諸パラメータについては、既往の筋かいを有する平屋の軸組木造住宅モデルの実大振動実験結果⁶⁻⁷⁾に基づいて設定する。

まず、復元力特性の折点層間変形角に関しては、壁倍率評価の基準である1/120radとする。更に、Q型については1/120rad以前にも剛性低下が生じるように1/480, 1/240radも折点層間変形角とする。これは、木構造の場合、一般には微小変形から徐々に剛性が低下するため、弾性、塑性域を明確に区分できないからである。

図3.6(a)は文献7)の実験で得られた復元力特性を、同図(b)には著者の解析結果を示す。実験には、1995年兵庫県南部地震時にJR鷹取駅構内で観測された加速度波形に関し、主軸を回転させた2方向の水平動及び上下動の3次元入力が行われている。一方、解析では同波形のNS方向の原波を使用した。これは、応答の時刻歴を詳細に再現することが目的ではなく、復元力特性の形状把握を目的としているからである。図(a), (b)を比較すると、Q+S型の採用によってピンチング現象が良く再現され、履歴の形も実験結果に類似していることが分かる。パラメトリックスタディの結果、複合係数と最終剛性がそれぞれ $\gamma=0.4$, $r_0=0.12$ のとき、実験結果を解析的によく再現できた。

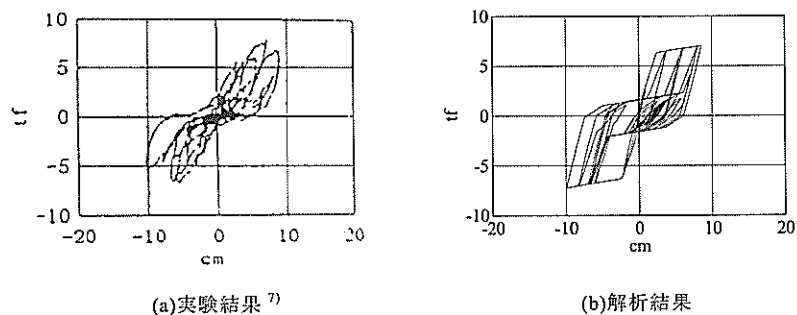


図3.6 復元力特性の比較

以上をまとめると、復元力特性のパラメータは以下のようになる。

1) Q型復元力特性のパラメータ： $\phi_{Q1}=1/480\text{rad}$, $\phi_{Q2}=1/240\text{rad}$, $\phi_{Q3}=1/120\text{rad}$

$r_0=0.12$, $r_1=1.0$, $r_2=0.5$, $r_3=0.5-r_0=0.38$

2) S型復元力特性のパラメータ： $\phi_S=1/120\text{rad}$, $r_0=0.12$

3) Q+S型の複合係数： $\gamma=0.4$

これらのパラメータを本章で取り扱う平屋の軸組木造住宅の復元力特性における典型と仮定する。しかし、実在する軸組木造住宅の復元力特性は、材料や構法、施工等の違いによって大きくばらつくと考えられる。そこで、ばらつきを γ と r_0 に反映させ、 $\gamma=0.2, 0.4, 0.6$ の3種類、それぞれの γ に対して $r_0=0.1, 0.3, 0.5$ の3種類を組み合わせ、全9ケースの復元力特性を用いて検討する。

3.4.3 入力地震動

本章の検討に用いる入力地震動を表3.2に示す。既存観測波としては、El Centro(1940, NS), Hachinohe(1968, NS)及びTaft(1952, EW)について、その最大地動速度値PGVをレベル1, 2, 3に対応させてそれぞれ25, 50, 75cm/secに基準化した波形、及びJMA Kobe(1995, NS)の原波の計4波を用いる。人工地震波としては、大阪府土木・建築構造物震災対策技術検討会の報告書⁸⁾による上町断層系の活動を想定して作成された地表の加速度波形のうち、上町台地地盤、西大阪地盤、東大阪地盤及び埋め立て地盤に対して作成された標準地震動4波を採用する。表には最大地動加速度値PGA及びPGVを併記した。なお、PGVは振り子法によって求めた。

表3.2 入力地震動の諸元

地震波	PGA(cm/s/s)	PGV(cm/s)
El Centro 1940 NS	341.70	38.54
JMA Kobe 1995 NS	818.02	90.25
Hachinohe 1968 NS	311.70	56.60
Taft 1952 EW	175.90	19.97
上町台地 3-24 EW	754.80	123.19
西大阪 4-06 EW	664.10	94.48
東大阪 4-26 EW	726.80	77.72
埋立地 4-39 EW	433.20	69.88

3.4.4 解析結果

図 3.7 は、複合係数が $\gamma=0.4$ のときの剛性倍率 λ と固有周期（右軸）及び $1/120\text{rad}$ 時のせん断力係数（左軸）の関係を示す。図より、 $\lambda=1\sim 5$ の範囲では固有周期は $0.8\sim 0.3$ 秒に急減することが分かる。それ以降は漸減し、その値は約 0.3 秒である。既往の調査^{例えは⁹⁾}によれば、常時微動計測による軸組木造住宅の平均固有周期は約 0.2 秒と報告されており、解析結果と比較して約 0.1 秒短い。これは、復元力特性モデルに微小変形時の水平剛性が反映されていないためである。 $1/120\text{rad}$ 変形時のせん断力係数を許容応力度設計の標準せん断力係数 $C_0=0.2$ に対応させると、剛性倍率は $\lambda=2$ でなければならない。これは、既述の壁倍率評価時のばらつき係数と非耐力壁の寄与分から得られた倍率に一致する。

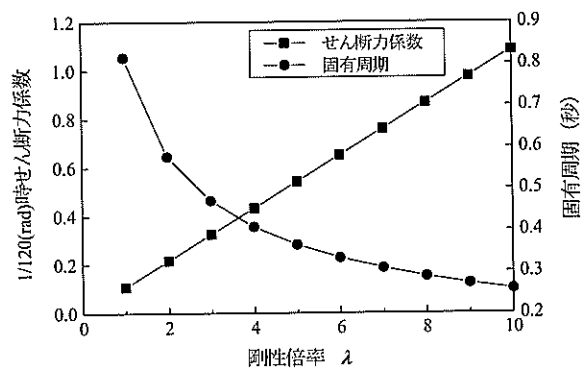
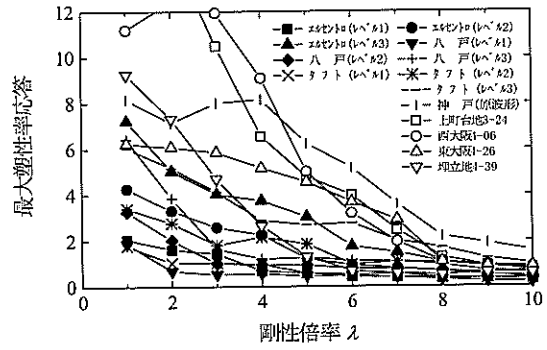


図 3.7 剛性倍率 λ とせん断力係数及び固有周期の関係 ($\gamma=0.4$)

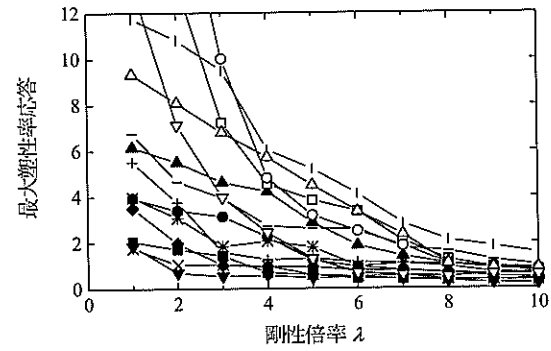
図 3.8 は、複合係数が $\gamma=0.4$ のときの各種入力地震動を受けるモデルの剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係について、復元力特性の最終剛性が $r_0=0.1, 0.3, 0.5$ の場合の結果をそれぞれ同図(a)~(c)に示す。図より、最大塑性率応答は $r_0=0.1$ の場合には入力地震動の違いによってばらつくが、 $r_0=0.3, 0.5$ になるとばらつかなくなる傾向にある。また、 $\lambda \geq 4$ になると、各図共通して r_0 に関係せずある一定値に収束し、被害レベルは変化しなくなる。

$\lambda=1$ のとき、レベル 1 の入力に対する最大塑性率応答は約 2.0 で、被害レベルは小破・中破に対応する。 $\lambda \geq 4$ になるとその値は約 0.5 に収束し、対応する被害レベルは無被害・軽微である。レベル 2 及び 3 の入力に対しても $\lambda \geq 4$ になると一定値に収束し、レベル 2 では約 2.0 で小破～中破、レベル 3 では 4.0 以下で大破・倒壊には達しない。従って、入力レベルと被害レベルの関係から判断すると剛性倍率は $\lambda \geq 4$ でなければならない。一方、JMA Kobe 原波及び大阪市標準地震動 4 波に対する最大塑性率応答は $\lambda=4$ では 4.0 を大きく上回り、被害レベルは大破・倒壊に達する。この傾向は r_0 には関係しない。また、JMA Kobe 原波形及び大阪市標準地震動 4 波に対する被害レベルが大破・倒壊に達しないためには剛性倍率は最低でも $\lambda=6$ でなければならない。1995 年の兵庫県南部地震時に法規の壁量を充足していた木造住宅が倒壊に至らなかったと仮定すれば、当該地域に限定して $\lambda=6$ になる。もともと、既存の木造住宅の壁量は個々にばらついているが、 $\lambda \geq 6$ のときの被害は λ に関係せずに概ね同レベルになり、この結果の妥当性が確認できる。以上より、サイトの違いと入力レベルの大きさが反映された地震動に対する最大塑性率応答の特性から判断すると $4 \leq \lambda \leq 6$ でなければならない。従って、既存の軸組木造平屋住宅の構造耐力は壁量から算定されるその $4\sim 6$ 倍の大きさであると考えられる。

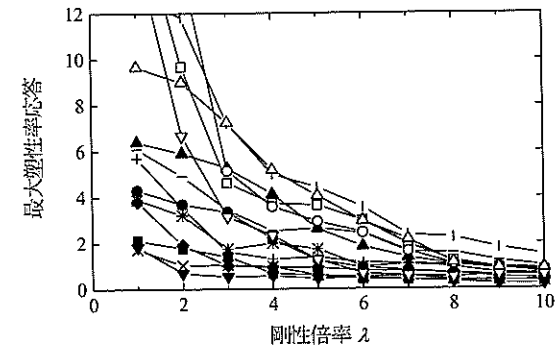
図 3.9 は複合係数が $\gamma=0.2$ のときの最大塑性率応答を示す。解析結果は定性的には $\gamma=0.4$ の場合とほぼ類似しているが、応答量は若干大きくなっている。図 3.10 は $\gamma=0.6$ のときの結果を示す。この結果についても定性的には $\gamma=0.4$ の場合とほぼ同じであるが、応答量は若干小さい。従って、履歴によるエネルギー吸収能力のばらつきを考慮しても応答量は若干変化する程度であり、応答特性はほとんど変化しない。



(a) $r_0 = 0.1$

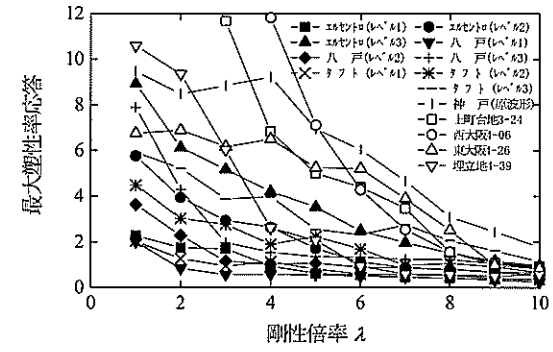


(b) $r_0 = 0.3$

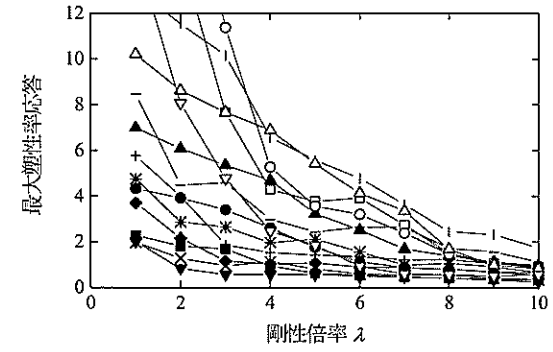


(c) $r_0 = 0.5$

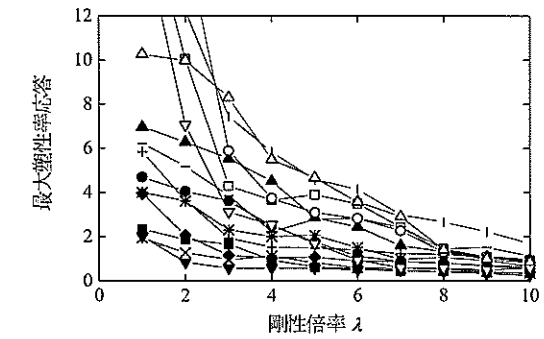
図 3.8 剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係 ($\gamma = 0.4$)



(a) $r_0 = 0.1$

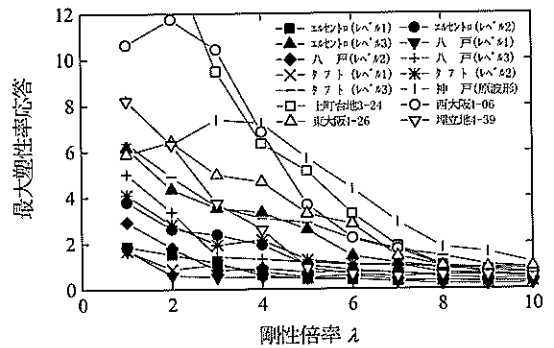


(b) $r_0 = 0.3$

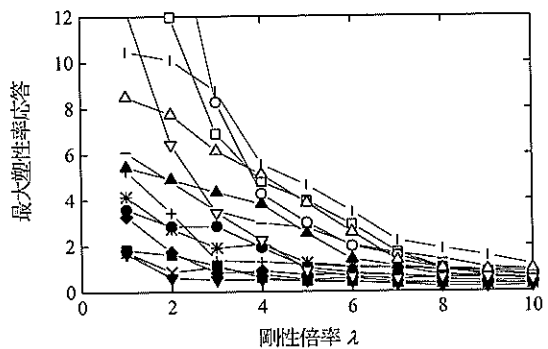


(c) $r_0 = 0.5$

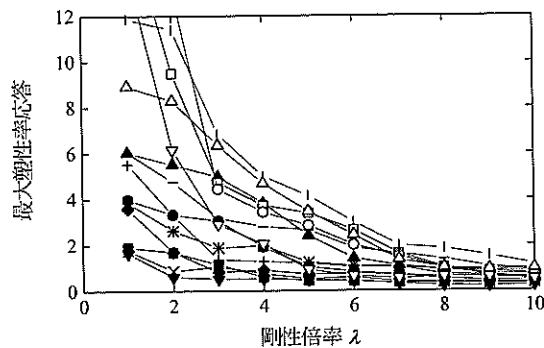
図 3.9 剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係 ($\gamma = 0.2$)



(a) $r_0 = 0.1$



(b) $r_0 = 0.3$



(c) $r_0 = 0.5$

図 3.10 剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係 ($\gamma = 0.6$)

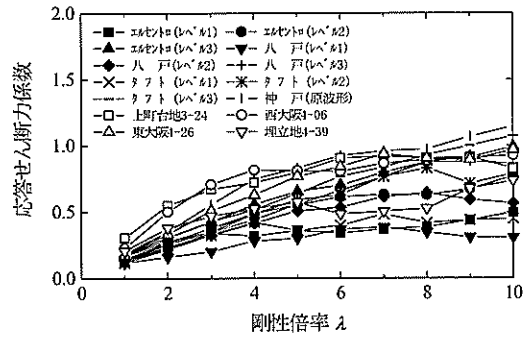
図 3.11 は、複合係数が $\gamma = 0.4$ のときの各種入力地震動を受けるモデルの剛性倍率 λ と応答せん断力係数の関係を復元力特性の最終剛性 r_0 別に示す。図より、応答せん断力係数は r_0 が大きくなるに連れて入力の違いによりばらつき、 r_0 が大きいほど応答量も大きいことが分かる。一方、 r_0 の大小に関係せず $\lambda \geq 4$ になると一定値に収束し、レベル 1, 2, 3 の入力に対する応答量の平均値はそれぞれ約 0.3, 0.6, 0.8 である。JMA Kobe 原波及び大阪市標準地震動 4 波に対して、 $\lambda \geq 4$ になると応答量の平均値は約 1.2 に収束し、その後の変化はあまり認められない。従って、最大塑性率応答の特性から得られた $4 \leq \lambda \leq 6$ という結果は、建物に作用する水平力の観点から検証しても矛盾しない。

図 3.12 は、 $\gamma = 0.4$ のときの各種入力地震動に対する剛性倍率 λ と耐力比の関係を示す。ここで、耐力比とは応答せん断力係数を $1/120\text{rad}$ 時のせん断力係数で基準化した値と定義する。図より、 $r_0 = 0.1$ の場合の耐力比は漸減する傾向を示し、 $r_0 = 0.3, 0.5$ の場合は $1 \leq \lambda < 4$ では急減し、それ以降では漸減していることが分かる。 $\lambda \geq 4$ の場合、レベル 1, 2, 3 の入力に対する耐力比はそれぞれ 0.3~1.0, 0.8~1.8, 1.0~2.7 である。一方、耐力壁単体の静的水平加力試験結果から耐力比を換算すると、その値は 1.5~2.5 の範囲に存在している例¹⁰⁾。既存の軸組木造住宅がレベル 3 の入力に対してもなお安全性を保持するための最大耐力を有するとすれば、必要な剛性倍率は入力地震動の違いを考慮してもやはり $4 \leq \lambda \leq 6$ でなければならず、前述の結果と一致する。

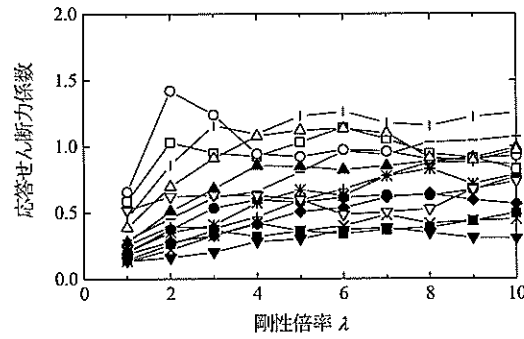
以上より、現代的な軸組木造平屋住宅について復元力特性のばらつきを考慮に入れた地震応答解析の結果、入力レベルと被害レベルの関係を最大塑性率応答から判断すると、剛性倍率は $4 \leq \lambda \leq 6$ でなければならない。この結果を地震時の作用水平力、及び耐力比の特性から検証しても矛盾しない。なお、既述の壁倍率算定時のばらつき係数と壁量計算時における全構造耐力に占める非耐力壁の耐力寄与分から得られた倍率は 2.0 であるから、通常、定量的に評価されてない余力による倍率 ($= \lambda - 2.0$) は 2~4 になる。

ところで、文献 5) では、実大木造建築物の水平加力実験に基づいた水平耐力の推定方法として、耐力壁の耐力に変形に応じて 0.6~2.0 ($1/120\text{rad}$ 時の耐力では 1.1~1.7) を乗じることで得られるとしている。また、保有水平耐力は 0.4~0.6g ($1/30 \sim 1/20\text{rad}$ 時) であると、1978 年宮城県沖地震の建物被害との対応が検証されている。これを本論の結果と照合すると、 $4 \leq \lambda \leq 6$ の場合 $1/120\text{rad}$ 時の耐力はおよそ 0.4~0.6g であり、同文献の記載と比べて若干大きい。しかし、本論の検討では $1/120\text{rad}$ 以降の復元力特性の剛性 r_0 を 0.1~0.5 としているから、 $1/120\text{rad}$ 以降の耐力上昇はさほど大きくない。従って、耐力を基準化する変形角が異なるのみで、結果は同文献と概ね整合していると考えられる。

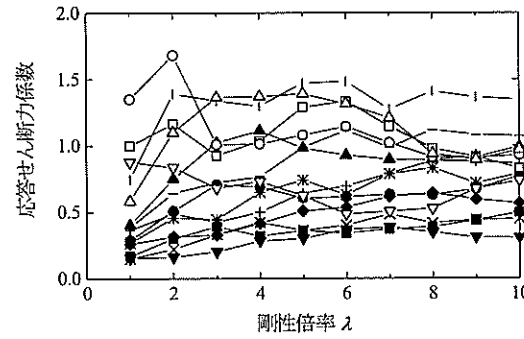
以上より、本論で得られた剛性倍率から、建築基準法による壁量が 15cm/m^2 である建物の場合、壁量換算した建物全体の耐力は $60 \sim 90\text{cm/m}^2$ であると言える。



(a) $r_0 = 0.1$

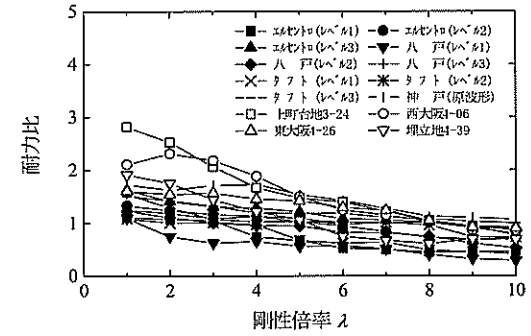


(b) $r_0 = 0.3$

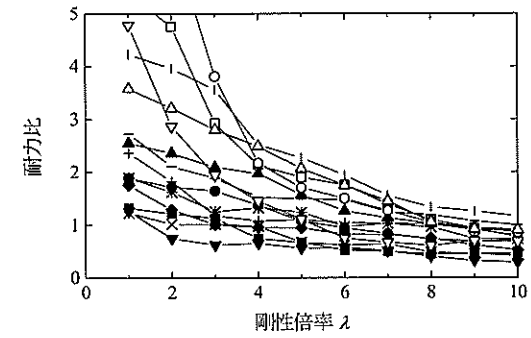


(c) $r_0 = 0.5$

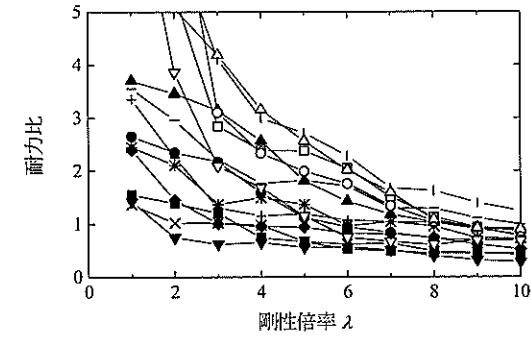
図 3.11 1層モデルの剛性倍率 λ と応答せん断力係数の関係 ($\gamma = 0.4$)



(a) $r_0 = 0.1$



(b) $r_0 = 0.3$



(c) $r_0 = 0.5$

図 3.12 1層モデルの剛性倍率 λ と耐力比の関係 ($\gamma = 0.4$)

3.5 2階建てモデルの構造耐力評価

本節では、実在する軸組木造住宅をモデルとして剛性倍率を適用した解析を実施し、前節の結果の妥当性を検証する。

3.5.1 建物モデル

表 3.3 は京阪神地方に実在する軸組木造 2 階建て住宅 A~K の 11 棟の重量、壁量及び床面積の一覧である¹¹⁾。これらの建物は、1, 2 階とも建築基準法施行令第 46 条に定められている壁量を上回っている。特に 2 階の壁量は法定値に対して 2 倍以上確保されている。もともと、表中の壁量は無開口壁を対象として算出されており、非耐力壁が耐力壁として評価されていることも考えられる。

2 階建てモデルの剛性倍率については次式のように定義する。

$$k_T = \lambda k_W \quad (i=1, 2) \quad (3.6)$$

ここで、

$$k_W = \frac{1.3(R_W + R_S)S_i}{H_i/120} \quad (3.7)$$

表 3.3 既存 2 階建て木造住宅の諸元

建物名	重量 (kN)		壁量 (cm/m ²)		床面積 (m ²)		1 次固有周期 (s)	
	第 1 層	第 2 層	1 階	2 階	1 階	2 階	桁行	張間
A	129.8	32.7	38.7	76.1	32.80	19.40	0.231	0.159
B	325.6	115.7	37.5	47.3	123.80	41.82	0.215	0.161
C	107.7	47.9	51.8	66.8	52.11	34.56	0.185	0.148
D	522.3	248.2	34.3	68.2	220.24	52.39	0.217	0.153
E	146.9	51.3	43.9	59.5	63.76	29.81	0.199	0.151
F	185.7	123.1	42.0	43.4	68.23	62.94	0.168	0.142
G	126.8	89.8	59.8	37.1	68.74	82.48	0.140	0.135
H	237.3	94.8	69.9	47.6	128.15	71.63	0.163	0.147
I	113.7	73.5	73.3	66.5	54.39	44.49	0.147	0.144
J	264.2	153.8	41.6	37.6	129.18	112.91	0.168	0.141
K	201.5	121.3	44.3	42.4	82.91	82.26	0.164	0.138

ここで、 $iR_W, iR_S (i=1, 2)$ は壁量、非耐力壁の壁量換算値を示す。表中の壁量には耐力壁、非耐力壁の区別なく無開口壁の全てが壁量に計上されている。そこで、定式化では耐力壁による壁量と非耐力壁を壁量に換算したものを区別した。 $S_i, H_i (i=1, 2)$ はそれぞれ床面積、階高を示す。

一般に 1 階と比較して 2 階の非耐力壁量が多いという傾向、及び第 1、第 2 層の質量比や床面積比等を考慮すれば、各層が同一の剛性倍率にはならない。しかし、各層の剛性倍率をそれぞれ定式化、定量化することは困難であると考えられるから、ここでは、第 1、第 2 層の剛性倍率が同一である ($\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda$) と仮定する。 k_W については表中の壁量が (3.7) 式中の $iR_W + iR_S$ に対応するとして計算する。

なお、臨界減衰比については各層 $h_1 = h_2 = 0.05$ とする。階高については文献に記載がないため、ここでは一般的な階高である $H_1 = H_2 = 270\text{cm}$ を仮定する。

3.5.2 復元力特性

復元力特性に関しては、第 1、第 2 層とも Q+S 型で同一のパラメータを仮定する。複合係数 γ と最終剛性 r_0 に関しては、個々の建物モデルについて一意的に設定することは困難であるから、前節と同様に $\gamma = 0.2, 0.4, 0.6$ と $r_0 = 0.1, 0.3, 0.5$ の組み合わせによる 9 種類の復元力特性を各建物に仮定し、応答量の平均値を検討する。なお、Q 型及び S 型の折点層間変形角についても前節と同様とする。

3.5.3 入力地震動

ここでは、表 3.2 に示した波形のうち、El Centro 1940 NS 及び JMA Kobe の原波を用いる。

3.5.4 解析結果

図 3.13 には El Centro を受ける建物モデルの第 1、第 2 層の剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係について、入力レベル 1, 2, 3 に対する結果を図 (a) 及び (b)、(c) 及び (d)、(e) 及び (f) に示す。各図には、建物 A~K をパラメータとした結果を示す。図 3.14 には λ と応答層せん断力係数を、図 3.13 と同様にして示す。

図 3.13(a), (b) 及び図 3.14(a), (b) より、レベル 1 の入力に対する最大塑性率応答は $\lambda = 1$ のときには第 1、第 2 層ともに大きくばらつき、対応する被害レベルも小破~大破・倒壊にばらついていることが分かる。しかし、 $\lambda \geq 4$ では第 1、第 2 層とも被害レベルは無被害・軽微~小破の範囲に収束している。応答層せん断力係数も最大塑性率応答に呼応して $\lambda \geq 4$

では収束する傾向にある。

図 3.13(c), (d)及び図 3.14(c), (d)より、入力レベル 2 に対する最大塑性率応答は、 λ が小さいときには第 1、第 2 層ともにばらつきが著しいが、 $\lambda \geq 4$ になると被害レベルが無被害・軽微～中破の範囲に収束することが分かる。応答層せん断力係数についても $\lambda \geq 4$ になると大きな変化は認められず、応答量は第 1、第 2 層についてそれぞれ 0.8~1.8, 1.2~2.2 である。

図 3.13(d), (e)及び図 3.14(d), (e)から、入力レベル 3 に対する最大塑性率応答は、レベル 1, 2 の場合と同様に $\lambda \geq 4$ になるとある範囲に収束していることが分かる。しかし、 $\lambda = 4$ のときに建物 A の第 1 層、建物 B 及び建物 C の第 2 層の最大塑性率応答は 4.0 以上であり、これは被害レベルが大破・倒壊に達することを示す。他の建物モデルの最大塑性率応答は第 1、第 2 層についてそれぞれ 0.8~3.5, 0.5~2.2 であり、大変形は生じて大破・倒壊には至らない。応答層せん断力係数は第 1、第 2 層についてそれぞれ 1.0~2.2, 1.5~3.0 である。

図 3.13 及び図 3.14 の結果から、平屋建て住宅の場合と同様、 $\lambda \geq 4$ では最大塑性率応答が地震動の入力レベルに対応した被害レベルの範囲に収束し、応答せん断力係数も大きく変化しないことが確認できる。一般に、2 階建て住宅の場合、1 層の変形に起因する地震被害が多い。しかし、本論で採用した建物モデルについては、第 1 層と比べて第 2 層の最大塑性率応答及び応答せん断力係数とも大きくなる傾向にあり、建物モデルの違いによって応答のばらつきも認められる。これは、各建物モデルの第 1 層に対する第 2 層の重量比と壁量比に起因すると考えられる。

図 3.15~3.16 は入力 JMA Kobe 原波の場合の結果を示す。図より、各種応答は建物 B 及び D を除いて $\lambda \geq 6$ になると一定値に収束する。剛性倍率が $\lambda = 4$ の場合、約半数の建物モデルの最大塑性率応答が 4.0 を超えて被害レベルは大破・倒壊に達すると考えられるが、残りの建物についてはその値が 4.0 を下回り、大変形は生じて大破・倒壊は免れることができる。応答せん断力係数の最大値は、第 1 層では 3.0 を越え、一方、第 2 層では約 2.1 である。

以上より、復元力特性をパラメータとした平均応答量から、建物モデルの違いによる応答のばらつきを無視することはできないものの、入力地震動の大きさと被害レベルの関係から判断して、2 階建て住宅モデルについても壁量から求めた水平剛性の倍率(剛性倍率)は少なくとも 4.0 になると考えられる。本論の 2 階建てモデルの場合、非耐力壁が壁量に含まれているが、壁量計算時における若干の評価の違いは解析結果には大きく影響していない。従って、 $\lambda \geq 4$ と判断して良い。

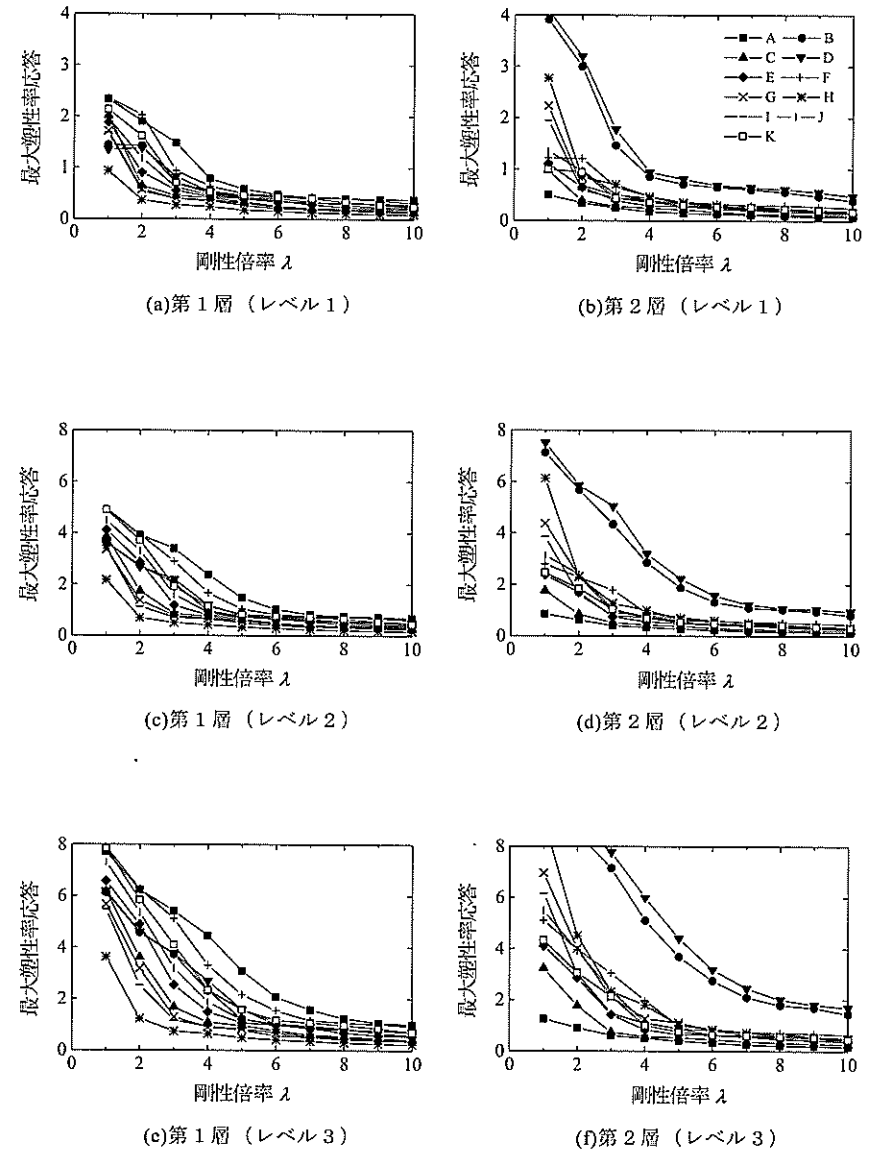
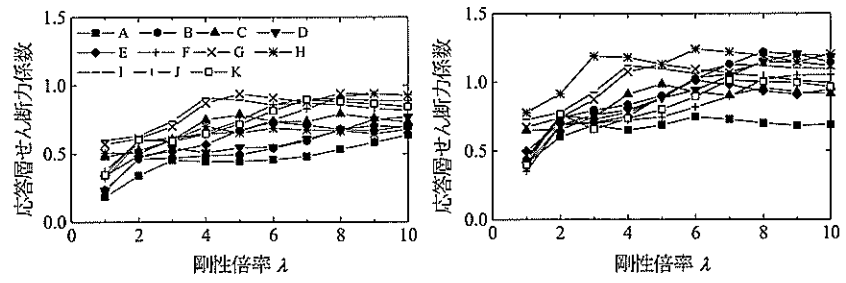
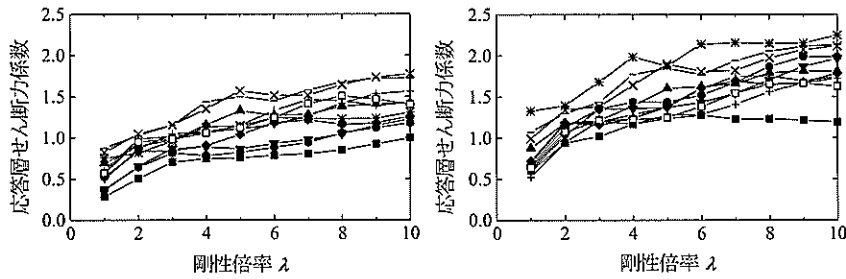


図 3.13 El Centro を受ける 2 階建て住宅モデルの剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係



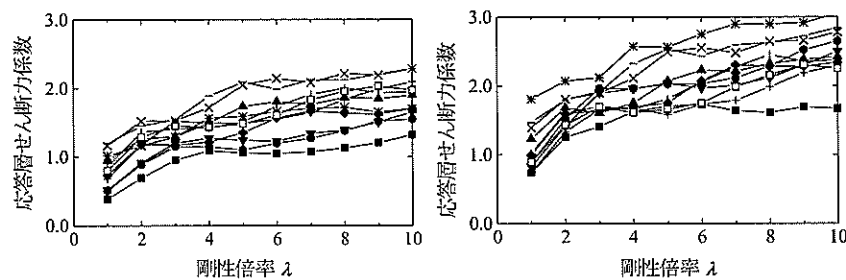
(a)第1層 (レベル1)

(b)第2層 (レベル1)



(c)第1層 (レベル2)

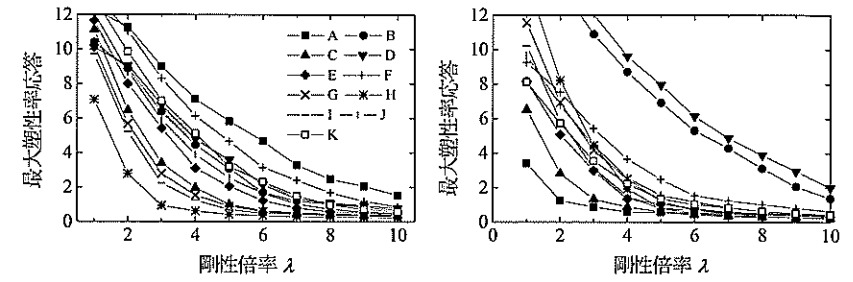
(d)第2層 (レベル2)



(e)第1層 (レベル3)

(f)第2層 (レベル3)

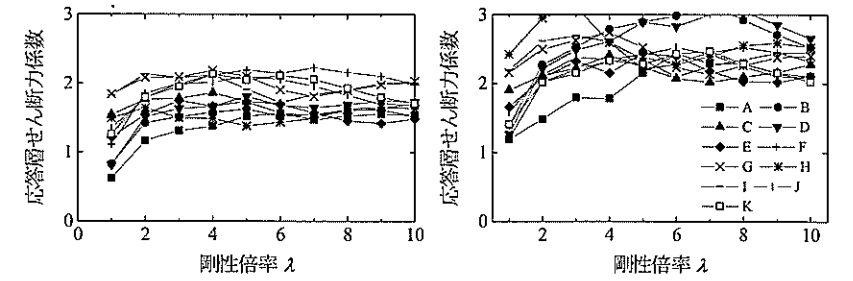
図 3.14 El Centro を受ける 2 階建て住宅モデルの剛性倍率 λ と応答層せん断力係数の関係



(a)第1層

(b)第2層

図 3.15 JMA Kobe 原波を受ける 2 階建て住宅モデルの剛性倍率 λ と最大塑性率応答の関係



(a)第1層

(b)第2層

図 3.16 JMA Kobe 原波を受ける 2 階建て住宅モデルの剛性倍率 λ と応答層せん断力係数の関係

3.6 まとめ

本章では、現代的な軸組木造住宅が実際に保有する構造耐力の評価法を提案した。実際の構造耐力については、壁量から求められる耐力に「剛性倍率」を乗じて評価した。まず、平屋モデルについて、地震動の入力レベルと被害レベルの関係及び各種地震応答特性に基づいて剛性倍率を定量化した。次に、実在する2階建て住宅をモデルとした検証を試みた。復元力特性には実大振動実験結果を模擬するパラメータを用いた。得られた結論は以下のようにまとめられる。

- ・ 軸組木造住宅モデルの復元力特性には履歴系の Quadri-linear 型と Slip 型の複合型 (Q+S 型) を採用し、複合係数を $\gamma=0.4$ 、最終剛性を 1/120rad 時の剛性に対して無次元量で $r_0=0.12$ とすると、実験結果を良く模擬することができる。これらのパラメータを軸組木造住宅の復元力特性の典型と仮定し、ばらつきを考慮した地震応答解析を行った。
- ・ 入力レベル 1, 2 の地震動に対する被害レベルがそれぞれ無被害・軽微、小破～中破にとどまり、レベル 3 の入力に対して大破・倒壊に至らないという地震時の安全性から判断すれば、剛性倍率は $4 \leq \lambda \leq 6$ であることが振動学の観点から確認された。これを応答せん断力係数と耐力比の特性から検証しても矛盾せず、結果は妥当である。従って、剛性倍率を導入してその値を $4 \leq \lambda \leq 6$ とすると、壁量から地震時の応答量を正確に評価することができ、壁量設計が想定している耐震安全性と計算結果は整合する。
- ・ 各種レベルの入力地震動を受ける実在の軸組木造 2 階建て住宅モデルの地震応答解析の結果、モデルの被害レベルが平屋の場合と同程度になるためには、1, 2 階の剛性倍率を最小でも $\lambda=4.0$ に設定しなければならない。

第 4 章 偏心軸組木造住宅の地震応答解析

4.1 はじめに

地震時に軸組木造住宅を大破・倒壊に至らしめる典型的な要因は、壁量の不足、接合部の不良、老朽化等である。それらの問題が解消されていてもなお地震時に木造住宅が被害を受ける場合がある。その要因の一つに耐力壁の偏在配置を挙げることができる。建築基準法施行令第 82 条の 3 には偏心率は 0.15 以下でなければならないと掲げられている。しかし、一般的な木造住宅の場合はその適用外である。木造住宅については、旧来は同施行令第 46 条に耐力壁の配置の仕方が掲げられていたが、その中では耐力壁を鈎合い良く配置するようにと謳われるのみで、どのように配置すべきかについては謳われていなかった。2000 年の建築基準法改正に伴い、国土交通省告示第 1352 号『木造建築物の軸組の設置の基準を定める件』が發布され、現在では、いわゆる 4 分割法によって耐力壁配置を確認するか、或いは偏心率が 0.3 以内であることを数値計算により確認することになっている。従って、現行の軸組木造住宅の耐震設計では、壁量の確保に加え、他の構造種別の建物と同様にそれらの平面的配置が極めて重要である。

木造住宅の偏心に関する実験研究は近年数多くされているものの、解析的研究は比較的少ない。そこで本章では、耐力壁の偏在配置が軸組木造住宅の地震応答に及ぼす影響を地震応答解析によって検討する。1 軸偏心モデルについて偏心と直交方向の壁量の増大がねじれ振動を抑制する効果、即ち直交壁効果の基礎的な検討を行なう。各種地震動を受ける 1, 2 軸の偏心モデルについて、偏心率と壁量から建物モデルの被害レベルの予測検討を行い、偏心を有する場合に必要な壁量の割増係数を示す。なお、本章ではねじれ振動の基本的特性を把握するため、平屋を取り扱う。対象とする構法は、第 3 章と同様に構造耐力を筋交い等に期待している在来構法とする。

4.2 解析モデル

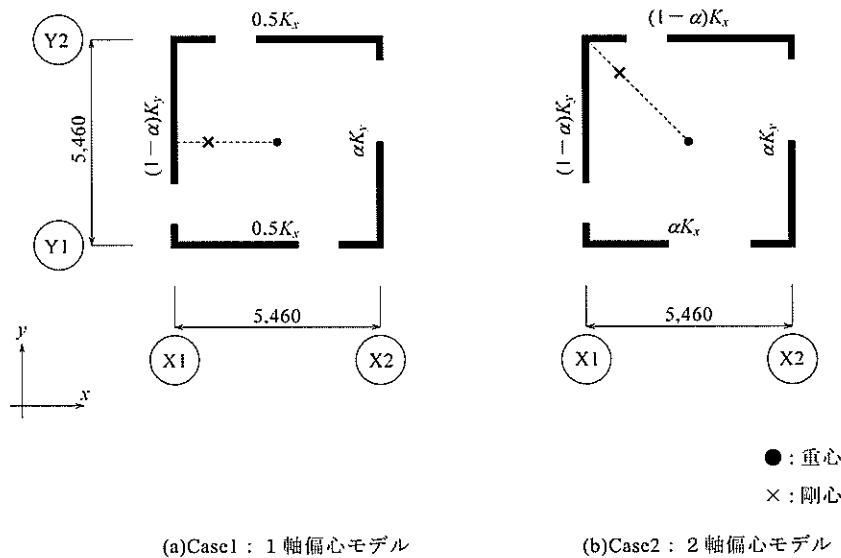
4.2.1 建物モデル

建物モデルは図 4.1 に示すような x, y 方向にそれぞれ 2 構面を有する Case1 (図(a)、1 軸偏心モデル)、及び Case2 (図(b)、2 軸偏心モデル) である。層の高さは $H=3.0\text{m}$ 、単位重量は軒の出 0.91m 、4 寸勾配の葺き土なしの瓦屋根を想定して $w=1.8\text{kN/m}^2$ とする。同図(a)の Case1 は x 方向 Y1, Y2 通りの構面の壁量を $0.5:0.5$ 、 y 方向 X1, X2 通りの構面の壁量を $(1-\alpha):\alpha$ ($0 \leq \alpha \leq 1$) の割合で配置した 1 軸偏心モデルである。同図(b)の Case2

は X1, X2 通り及び Y2, Y1 通りの構面の壁量をそれぞれ $(1-\alpha) : \alpha$ の割合で配分した 2 軸偏心モデルである。ここで、 α は「壁量分配率」と称する。床面には剛床を仮定し、2.3.1 節に示した擬似立体の剛床モデルを用いる。臨界減衰比については、軸組木造住宅の既往の調査・研究によれば 0.05~0.12 であるとされおり¹⁾、ここでは $h_x = h_y = 0.05$ とする。

層の x, y 方向の水平剛性 K_x, K_y については壁量に基づいて求め、壁量 R_w 、床面積 S 及び層の高さ H を用いて(3.4)及び(3.5)式から計算し、剛性倍率は $\lambda = 5.0$ とする。

塑性率応答は層間変形角応答を $1/120\text{rad}$ で基準化した値とする。応答せん断力係数は各通り復元力をモデル全重量の $1/2$ 、即ち構面の負担重量で除した値とする。塑性率とせん断力係数については x, y 方向それぞれ求めるが、それらの通りについてはここでは言及しない。建物の被害レベルについては、3.3 節の設定にならい、無被害・軽微、小破、中破の限界塑性率をそれぞれ 1.0, 2.0, 4.0 とし、4.0 以上で大破・倒壊とする。



(a)Case1 : 1 軸偏心モデル

(b)Case2 : 2 軸偏心モデル

図 4.1 建物モデルの平面図

4.2.2 復元力特性

各構面の復元力については 2.4 節で述べた Q+S 型を採用する。その形状を規定する諸パラメータについては筋違いを有する建物を想定し、3.4.2 節で得られた各種数値を採用する。Q型の折点層間変形角は $1/480, 1/240$ 及び $1/120\text{rad}$ 、S型の折点層間変形角は $1/120\text{rad}$ とする。Q型とS型の複合係数は $\gamma = 0.4$ 、復元力特性の最終剛性は $r_0 = 0.3$ とする。なお、Q型のばね定数は $r_1 = 1.0, r_2 = 0.5, r_3 = 0.2$ である。

4.2.3 入力地震動

検討に用いる入力地震動は、表 4.1 に示す既存観測波 3 波形 (El Centro 1940, Hachinohe 1968, JMA Kobe 1995) と、大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会²⁾による上町断層系の活動を想定した人工地震波の上町台地 3-24, 西大阪 4-06, 東大阪 4-26, 埋立地 4-39 4 波形であり、建物モデルの x, y 方向にそれぞれ地震動の EW, NS 成分を入力する。既存観測波 3 波形については、入力レベル 2 に対応させて NS 成分の最大速度値を $\text{PGV} = 50\text{cm/sec}$ に基準化し、EW 成分については原波の NS, EW 成分の速度の振幅比に対応した大きさに設定する。なお、表中の PGV は振り子法によって求めた。

表 4.1 入力地震動の諸元

地震波	成分	入力方向	PGA (cm/s/s)	PGV (cm/s)
El Centro 1940	NS	y	341.7	38.54
	EW	x	210.1	36.94
Hachinohe 1968	NS	y	311.7	56.60
	EW	x	206.2	42.47
JMA Kobe 1995	NS	y	818.0	90.25
	EW	x	617.3	76.32
上町台地 3-24	NS	y	749.8	187.71
	EW	x	754.8	123.19
西大阪 4-06	NS	y	518.2	84.41
	EW	x	664.1	94.48
東大阪 4-26	NS	y	680.7	81.49
	EW	x	726.8	77.72
埋立地 4-39	NS	y	331.9	52.51
	EW	x	433.2	69.88

4.3 解析結果

4.3.1 基本的な応答特性

まず、壁量を建物重量に対応して建築基準法施行令第46条に掲げられている下限値 $R_{10x} = R_{10y} = 15\text{cm}^2/\text{m}^2$ とした場合の Cases1, 2 の偏心率 Re と各種応答の関係を示す。次に、偏心率の影響を考慮して壁量を低減した1質点系モデル（以降、「補正質点系」と称する）の応答特性との比較を行なう。なお、偏心率による壁量の補正係数 c_T は次式で表される³⁾。

$$c_T = \begin{cases} 1 & ; Re \leq 0.15 \\ \frac{1}{3.33Re + 0.5} & ; 0.15 < Re \leq 0.45 \\ 0.5 & ; Re \geq 0.45 \end{cases} \quad (4.1)$$

図4.2は、Cases1, 2と補正質点系の無偏心に対する1次固有周期比を示す（無偏心モデルの固有周期は0.364秒である）。図から、Cases1, 2については偏心率が大きくなるに連れて周期の比も増加することが分かり、Case1に比べてCase2の方にこの傾向が顕著に認められる。法令の限界値である $Re=0.3$ のとき、周期比はCases1, 2ともに約1.1である。偏心率が大きくなると両モデルの周期比の差が大きくなり、 $Re=1.0$ のときCase2の周期比はCase1の約1.3倍である。もっとも、建物モデルの全体の水平剛性は偏心率にかかわらず同一であるが、ねじれ剛性の低下によって固有周期が伸びている訳である。

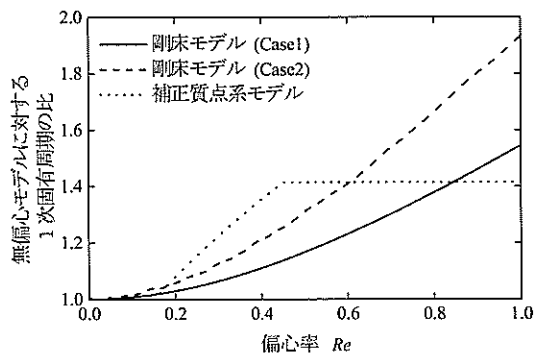


図4.2 偏心率 Re と無偏心モデルに対する偏心モデルの1次固有周期比の関係

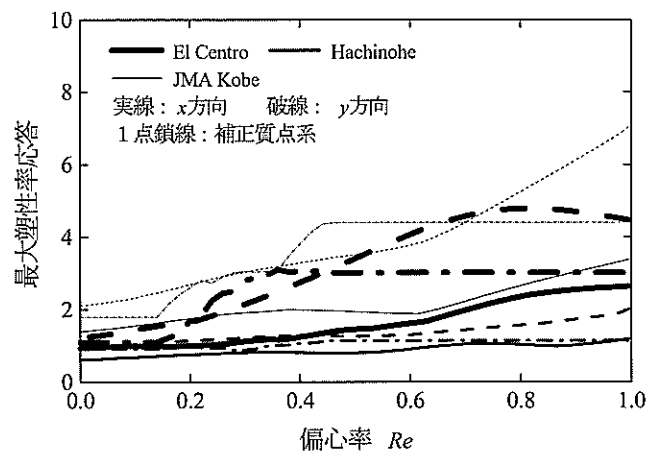
しかし、 $Re \leq 0.3$ であれば Cases1, 2 の周期の違いはほとんど認められない。従って、法令の限界偏心率以下であれば、偏心が固有周期に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。 $Re \leq 0.15$ では補正質点系と Cases1, 2 の周期比はほとんど同じであり、 $0.15 < Re \leq 0.6$ では補正質点系の方が大きく、しかし $Re > 0.6$ になると小さい。従って、加速度応答の一般的特性からすると、 $Re \leq 0.15$ では補正質点系、Cases1, 2ともに地震力は等しく、 $0.15 < Re \leq 0.6$ では Cases1, 2の方が、 $Re > 0.6$ では補正質点系の方が大きく評価することになると言える。

図4.3(a), (b)は、2方向の各種地震動を受ける Cases1, 2と、地震動のNS成分のみ受ける補正質点系の最大塑性率応答を示す。図中の太線、中線及び細線はそれぞれ El Centro, Hachinohe 及び JMA Kobe の結果であり、実線と破線はそれぞれ x, y 方向の応答、一点鎖線は補正質点系の応答である。

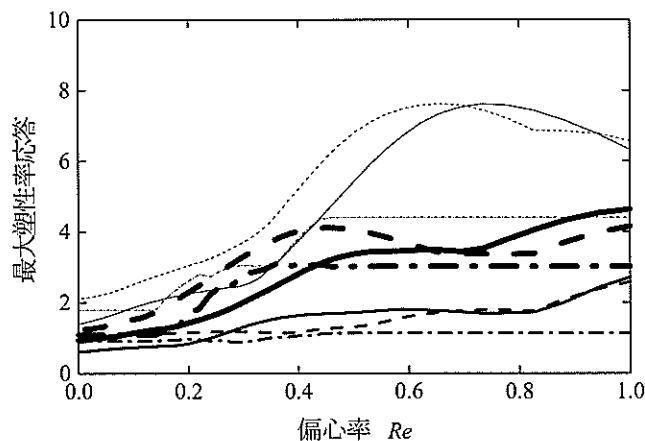
図より、Cases1, 2については $Re > 0.2 \sim 0.3$ で最大塑性率応答が急増していることが分かり、入力地震動の違いによって大きくばらついている。同図(a)より、無偏心である x 方向と比べて偏心を有する y 方向の最大塑性率応答が大きく、 y 方向の応答の変化に呼応して x 方向のそれも変化することが分かる。El Centro と Hachinohe の場合、 $Re \leq 0.2$ のときの最大塑性率応答は $0.6 \sim 1.5$ であり、被害レベルは無被害・軽微～小破に対応する。 Re が大きくなると、Hachinohe に対する最大塑性率応答は漸増するのに対して El Centro に対するそれは急増し、 $Re=0.3$ のときその値は約2.0となり、被害レベルは中破に対応する。更に、 $Re > 0.6$ になると最大塑性率応答は4.0以上になり、被害レベルは大破・倒壊に達する。一方、JMA Kobe の場合、 $Re=0$ のときの最大塑性率応答は約2.1であり、被害レベルは中破に対応し、 Re の増大とともに被害レベルも高くなり、大破・倒壊に達する。

同図(b)より、 $0 \leq Re \leq 0.2$ では最大塑性率応答が漸増し、その傾向は同図(a)とほぼ同様であることが分かる。しかし、 $Re > 0.2$ では同図(a)の傾向と異なって応答は激増し、その値は x, y 方向ともに同程度である。 $Re=0.4 \sim 0.8$ で応答は最大となり、JMA Kobe に対しては $Re > 0.8$ になると減少する。これは、偏心率の増大に伴うねじれ剛性の低下と応答の非線形性による固有周期の伸長、及び地震動の特性に起因していると考えられる。

全 Re にわたって補正質点系と Cases1, 2 の y 方向の最大塑性率応答を比較してみる。同図(a), (b)から、補正質点系の応答特性は Cases1, 2 のそれと類似しているとみなせる。 $Re \leq 0.45$ では補正質点系と Cases1, 2 の被害レベルはほぼ一致している。しかし、 $Re > 0.45$ になると補正質点系の応答は小さくかつ一定値になるため、この質点系は被害レベルを過小評価している。従って、極めて大きな偏心率を有する軸組木造住宅の場合は Cases1, 2 のような立体的な挙動を考慮したモデルの方が被害を正確に評価できる。この理由として、補正質点系はねじれ剛性や直交壁の影響が無視されていること、及び偏心による固有周期の伸長が過小評価されていることが考えられる。



(a)Case1



(b)Case2

図 4.3 偏心率 Re と最大塑性率応答の関係

図 4.4 は偏心率 Re と最大変位応答に占めるねじれの寄与率の関係を示す。ここで、ねじれの寄与率 ν は次式で定義する。

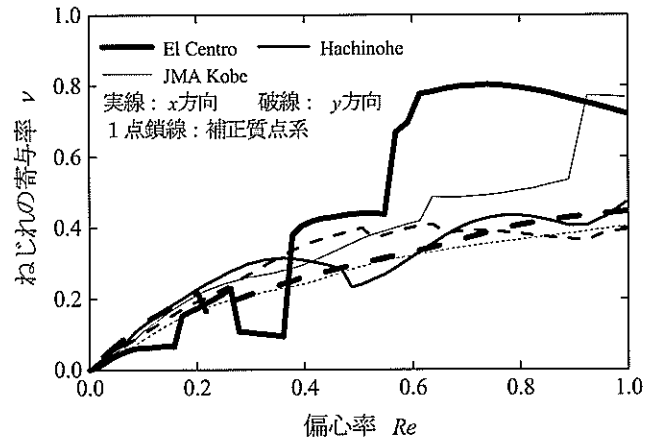
$$\nu = l\theta / u \quad (4.2)$$

ここで、 l は重心から構面までの距離、 θ は重心の回転角応答、 u は構面の変位応答である。

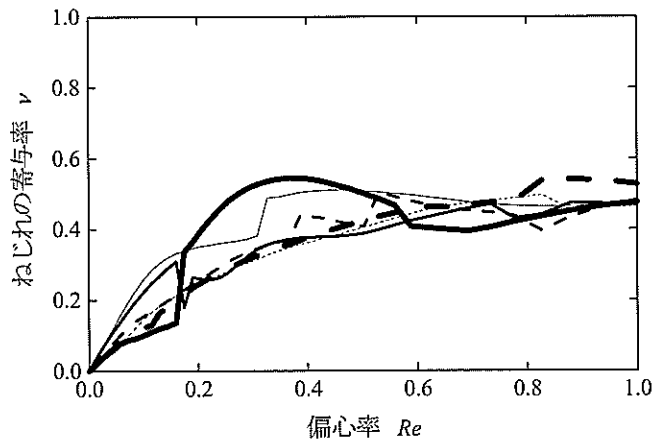
図より、(b)の Case2 に比べて(a)の Case1 の方が地震動の違いによって寄与率が大きくばらつき、 Re が大きくなるとその傾向が顕著になっていることが分かる。同図(a)より、全地震動について $0 \leq Re \leq 0.5$ では寄与率が増大し、 $Re > 0.5$ になるとそのほとんどの値が約 0.4 に収束することが分かる。ねじれの寄与率の特性は Re の変化に伴って不連続な変化をしている。これは、 Re の変化に伴って最大変位応答の生起時刻が変化するためである。同図(b)は、El Centro に対する x 方向の結果を除けば同図(a)とほとんど同じ傾向を示し、 $Re > 0.5$ では寄与率が約 0.5 に収束している。これらの結果は、偏心率がある値を超えると、偏心がねじれ振動に及ぼす影響は一定になることを示している。

図 4.5 は偏心率 Re と応答せん断力係数の関係を示す。図から、Case2 と比べて Case1 の方が地震動の違いによる応答のばらつきが大きいことが分かる。 Re の増大に伴って Case1 の応答は単調に増大するが、しかし、Case2 の応答は僅かに増大している。これは、応答せん断力係数が剛性の高い構面で決定しているからである。また、観点を変えれば、動的なねじれによって地震力が増大していると捉えることもできる。一方、補正質点系モデルの場合、 $Re \geq 0.15$ では応答せん断力係数が減少する。これは、偏心によって建物モデルの見かけの耐力が低下していると捉えることができる。従って、建物の耐力の観点からすると、補正質点系の方が安全側の判断をもたらす。しかし、応答の観点からすれば補正質点系は危険側となり、剛床モデルを採用する方が正確な結果が得られる。

以上のことから、Cases1, 2 のような剛床モデルの場合、 $Re > 0.2 \sim 0.3$ になると最大塑性率応答が急増し、無偏心の場合と比べて偏心を有する場合の方が被害レベルは高くなることが確認された。構面の最大変形に占めるねじれの寄与率は最大約 1/2 である。法令の限界偏心率 $Re = 0.3$ のとき、応答せん断力係数は $Re = 0$ のときと比べて約 1.5 倍になることが分かった。 $Re \leq 0.45$ では補正質点と剛床モデルの最大塑性率応答はほぼ等しい。しかし、 $Re > 0.45$ になると、剛床モデルの方が応答量を安全側に、正確に評価できる。

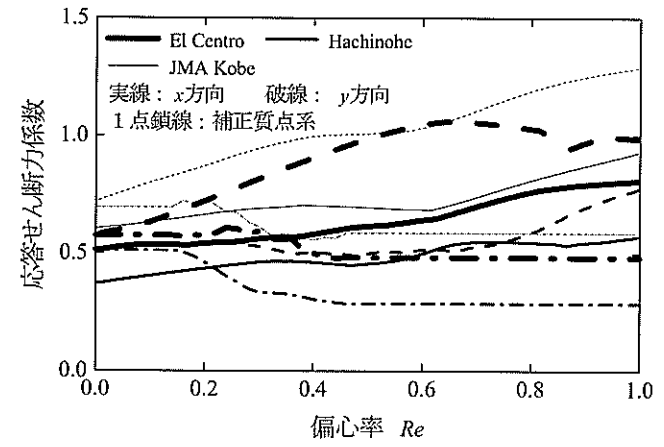


(a)Case1

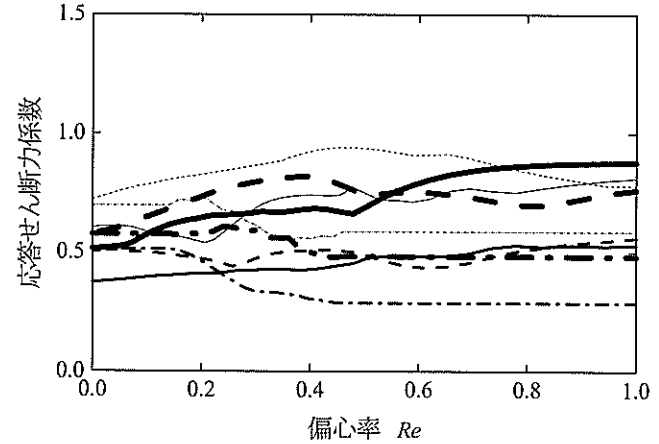


(b)Case2

図 4.4 偏心率 Re とねじれの寄与率 ν の関係



(a)Case1



(b)Case2

図 4.5 偏心率 Re と応答せん断力係数の関係

4.3.2 直交壁効果の検証

本節では、1軸偏心モデル Case1 について、偏心と直交方向の壁がねじれ振動を抑制する効果、即ち「直交壁効果」の検証を行う。偏心方向である y 方向の壁量を $R_{wy}=15\text{cm/m}^2$ に固定し、偏心と直交方向の x 方向の壁量を $R_{wx}=10\sim 50\text{cm/m}^2$ に変化させ、 x 、 y 各方向の最大塑性率応答と応答せん断力係数の特性を確認する。偏心率については、その値を $Re=\{0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0\}$ に対応して壁量分配率を $\alpha=\{0.5, 0.4, 0.3, 0.2, 0.1, 0.0\}$ とする。

図 4.6 は、直交壁量 (x 方向の壁量) R_{wx} とモデルの 1 次固有周期の関係を、 Re をパラメータにして示す。図より、 $Re=0$ の場合、 $R_{wx}<15\text{cm/m}^2$ のときは R_{wx} の増大とともに 1 次固有周期も短くなり、 $R_{wx}\geq 15\text{cm/m}^2$ になると 0.364 秒の一定値になることが分かる。これは、無偏心モデルの場合、 $R_{wx}<15\text{cm/m}^2$ では x 方向の壁量が、 $R_{wx}\geq 15\text{cm/m}^2$ では y 方向の壁量によって 1 次固有周期が決定しているからである。 $Re=0.1\sim 0.5$ の場合、少ない壁量では偏心と直交する x 方向の並進モードが振動の 1 次モードとなるため、1 次固有周期は無偏心モデルのそれと一致する。しかし、壁量が増えると 1 次モードに回転成分が現れるため、無偏心モデルと比べて 1 次固有周期が長くなる。偏心を有する場合、 R_{wx} の増大とともに 1 次固有周期は短くなり、 $Re\leq 0.5$ かつ $R_{wx}\geq 30\text{cm/m}^2$ であれば偏心モデルと無偏心モデルの 1 次固有周期に差が見られず、その値は 0.05 秒以内に収まる。

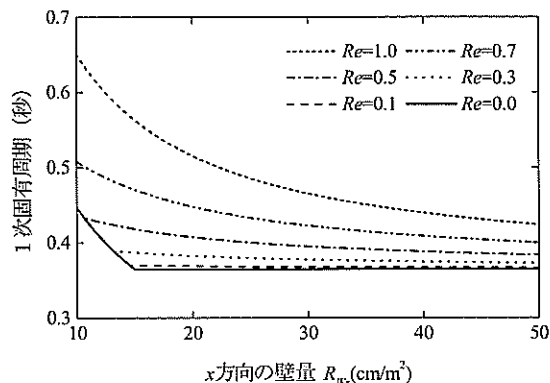


図 4.6 建物モデルの x 方向の壁量 R_{wx} と 1 次固有周期の関係

図 4.7(a), (b) は、El Centro を受けるモデルの x 方向の壁量 R_{wx} と x 、 y 方向の最大塑性率応答の関係を、 Re をパラメータにして示す。両図より、 $10\leq R_{wx}<30\text{cm/m}^2$ では Re の違い

による最大塑性率応答のばらつきが大きく、 R_{wx} の増大とともに最大塑性率応答が急減することが分かる。 $R_{wx}\geq 30\text{cm/m}^2$ になると、 Re の違いによる最大塑性率応答のばらつきは小さく、 x 方向についてはその値が収束し、 y 方向については漸減する傾向にある。 $Re=0$ のときの被害レベルは小破である。一方、 $Re\leq 0.5$ かつ $R_{wx}\geq 30\text{cm/m}^2$ の場合、偏心モデルの最大塑性率応答は 2.0 以下になり、被害レベルは無偏心モデルの同様の小破になる。

図 4.8(a), (b) には入力 Hachinohe の場合の結果を示す。図より、 x 方向については $10\leq R_{wx}<30\text{cm/m}^2$ では最大塑性率応答が漸減する傾向にあり、 $R_{wx}\geq 30\text{cm/m}^2$ になると 0.5 以下になることが分かる。一方、 y 方向については $R_{wx}\geq 30\text{cm/m}^2$ になると最大塑性率応答が一定値を示し、その値は 1.5 以下である。

図 4.9(a), (b) には入力 JMA Kobe の場合の結果を示す。図より、 $10\leq R_{wx}<25\text{cm/m}^2$ では x 方向の最大塑性率応答が急減し、その値は Re の違いによって大きくばらつき、最大値は 4.0 以上になることが分かる。しかし、 $R_{wx}\geq 25\text{cm/m}^2$ になると一定値を示し、その値は 0.3~2.0 である。 R_{wx} が大きくなると応答の変動は小さく、 $Re\leq 0.5$ の場合にはその値が 3.0 以下で、無偏心モデルと同程度の被害レベルになる。

図 4.10 は、 x 方向の壁量 R_{wx} と応答せん断力係数の関係を x 、 y 方向についてそれぞれ図 (a), (b) 示す。同図 (a) より、当然のことではあるが、 R_{wx} の増大とともに応答せん断力係数は小刻みに変動し、その値は 0.5~1.2 であることが分かる。同図 (b) より、 $R_{wx}\geq 30\text{cm/m}^2$ になると、偏心率に関係せず応答せん断力係数は一定値に収束することが分かる。従って、直交方向の壁量を偏心方向のその 2 倍以上にしても耐力の観点からは意味を持たない。 $Re=\{1.0, 0.7, 0.5, 0.3, 0.1\}$ に対応する応答せん断力係数は $\{1.5, 1.2, 1.0, 0.75, 0.7\}$ である。

図 4.11(a), (b) は、入力 Hachinohe の場合の結果を示す。図より、El Centro の場合と比べて応答は小さく、その値は 1.0 以下になっていることが分かる。図 4.12 は入力 JMA Kobe の場合の結果である。応答せん断力係数は El Centro の場合とほぼ同じである。これらの図から、入力異なる場合であっても、偏心に対して直交方向の壁量を 2 倍以上にしても偏心方向の耐力増大には直結しないことが確認できる。

以上より、偏心方向の壁量が法令の下限値の $R_{wx}=15\text{cm/m}^2$ である 1 軸偏心モデルを仮定した場合、偏心と直交方向の壁量を偏心方向のそれに対して 2 倍 ($R_{wy}=2R_{wx}$) にすると、偏心方向の最大塑性率応答と応答せん断力係数が一定値になり、ねじれ振動が抑制されることが分かった。この壁量比であれば、偏心率が $Re\leq 0.5$ であっても偏心モデルの被害レベルは無偏心モデルのそれと同程度になる。しかし、それ以上の壁量ではそれらの値は大きく変化せず、ねじれ振動の抑制には直結しない。この傾向は入力異なる場合であっても同様である。この理由の一つとして、 $Re\leq 0.5$ の場合、この壁量比以上になると偏心モデルと無偏心モデルの 1 次固有周期の差がほとんどないことが考えられる。

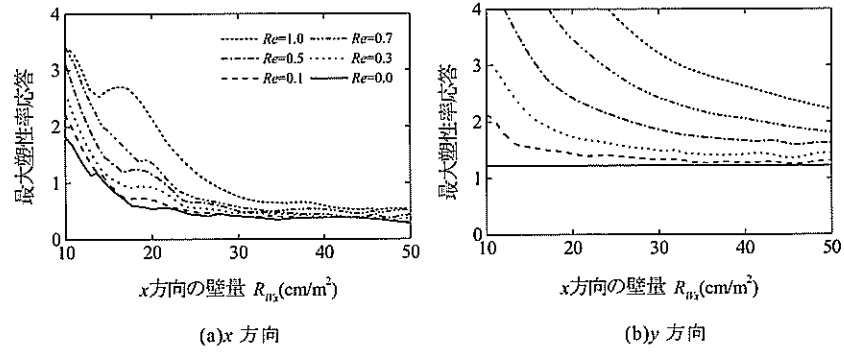


図 4.7 El Centro を受ける Case1 の x 方向の壁量 R_{Wx} と最大塑性率応答の関係

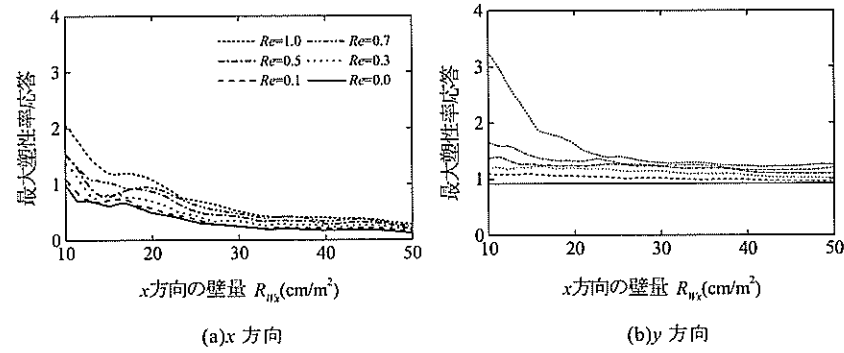


図 4.8 Hachinohe を受ける Case1 の x 方向の壁量 R_{Wx} と最大塑性率応答の関係

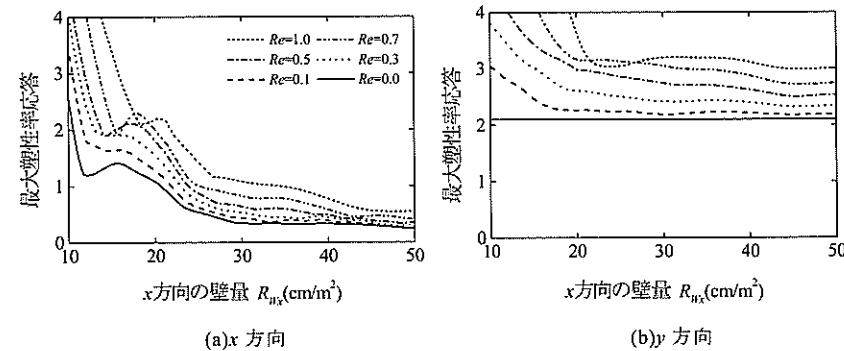


図 4.9 JMA Kobe を受ける Case1 の x 方向の壁量 R_{Wx} と最大塑性率応答の関係

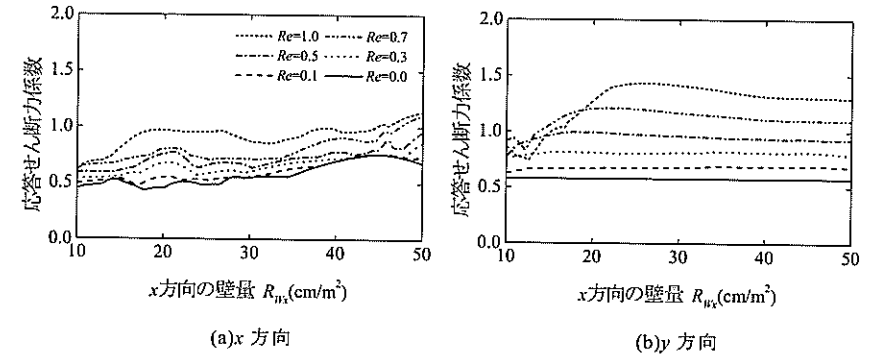


図 4.10 El Centro を受ける Case1 の x 方向の壁量 R_{Wx} と応答せん断力係数の関係

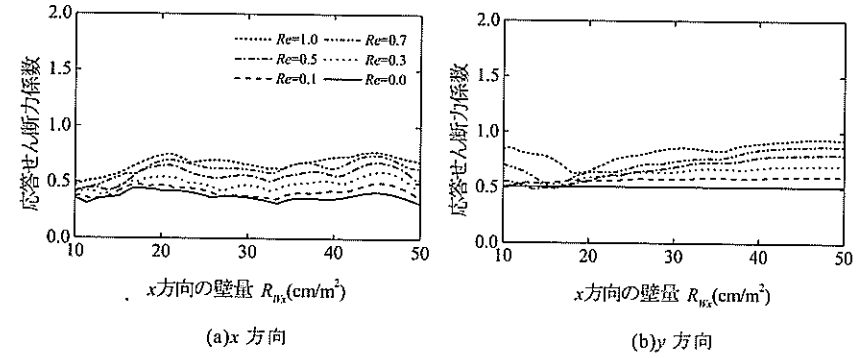


図 4.11 Hachinohe を受ける Case1 の x 方向の壁量 R_{Wx} と応答せん断力係数の関係

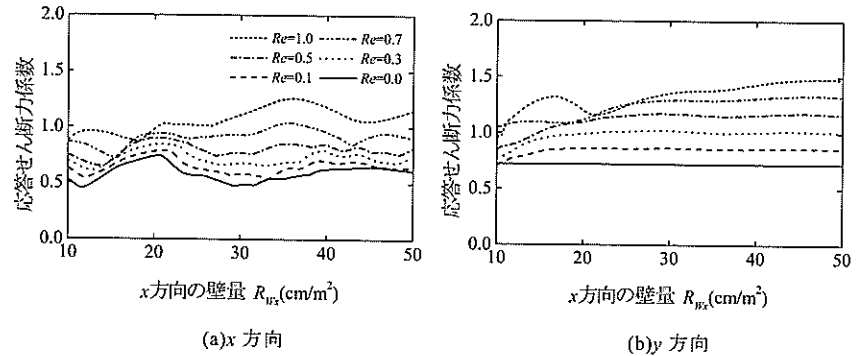


図 4.12 JMA Kobe を受ける Case1 の x 方向の壁量 R_{Wx} と応答せん断力係数の関係

4.3.3 偏心率と壁量による被害レベル予測

本節では建物モデルが地震動を受けたとき被害レベルを、偏心率と壁量の2つのパラメータから予測する検討を試みる。得られた結果から、偏心を考慮したときに必要な壁量の割り増し係数を定式化する。

建物モデルは図4.1に示したCases1, 2である。壁量を x, y 方向ともに同量、即ち $R_{Wx} = R_{Wy}$ ($K_x = K_y$)とし、壁量分配率 α を変化させて建物モデルに偏心を生じさせる。無被害・軽微、小破、中破の限界塑性率は既述のように1.0, 2.0, 4.0とし、それらの値を目標にしてある偏心率のときの必要壁量を挾撃法によって求め、得られた壁量を用いて地震応答解析を行なって応答せん断力係数を求める。

ところで、大阪市域はその直下及び周辺を活断層に囲まれており、地域特性を考慮した地震被害想定の高必要性が高い。大阪市土木・建築構造地震対策技術検討会では、上町断層系の活動を想定して大阪市域を東大阪地盤、上町台地地盤、西大阪地盤及び埋立地地盤の4種類の表層地盤に分類し、全体で38地点の人工地震動を作成している。ここで用いる地震動は、各地盤から最大地動加速度値が最大となる4波であり、各地震動の最大地動加速度値PGAと最大地動速度値PGVについては表4.1に示した。

図4.13(a)には上町台地3-24を受けるCase1について、偏心率と壁量をそれぞれ横軸、縦軸にとった平面上に建物モデルの被害レベルの領域区分を示し、同図(b)には対応するせん断力係数を示す。なお、同図(a)には建築基準法施行令第46条に掲げられている必要壁量の下限值($R_W = 15\text{cm/m}^2$)を破線で示した。

同図(a)より、 Re の増大とともに被害を区分する壁量は緩やかな曲線状に増大することが分かる。建物モデルを大破・倒壊に至らしめないための必要壁量は $Re=0$ のときには約 19.1m/m^2 、 $Re=0.3$ のときには約 21.4cm/m^2 である。従って、 $Re=0.3$ の建物モデルを $Re=0$ と同程度の被害レベルにするためには、無偏心に対して1.12倍の壁量の割り増しが必要になる。もっとも、壁量が法令の下限值($R_W = 15\text{cm/m}^2$)である場合、被害レベルは大破・倒壊する。被害レベルを小破以下に抑えるためには、壁量は $Re=0, 0.3$ についてそれぞれ 30.9cm/m^2 、 38.4cm/m^2 以上、即ち法令値の2倍以上でなければならない。

同図(b)より、被害レベルに関わらず応答せん断力係数には類似性が高く、かつ群を成していることが分かり、小破と中破の領域が明瞭に区分されない。即ち、建物には壁量や被害レベルに関係なく作用する水平力がほぼ等しく、変位応答の大きさのみで被害レベルが決定している。 $0 \leq Re \leq 0.3$ について見ると、応答せん断力係数はおよそ0.9~1.4の範囲に収まっている。

図4.14及び図4.15は、それぞれ入力が西大阪4-06及び東大阪4-26のとき結果である。西大阪4-06は上町台地3-24と比べて壁量、応答せん断力係数ともに若干小さめになっている。東大阪4-26に対する結果は上町台地3-24に対する結果とほとんど変わらないが、中破と大破・倒壊を区分する壁量は若干多く、中破の領域が狭い。しかし、何れにしても、

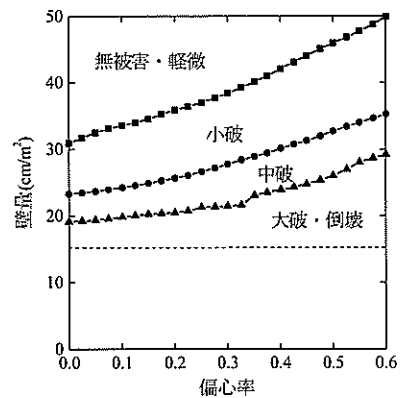
上町台地3-24、西大阪4-06及び東大阪4-26に対する結果は類似している。

図4.16は、入力が埋立地4-39のときの結果である。この結果は、先の3波形に対する結果とは異なり、壁量と応答せん断力係数はかなり小さいことが分かる。この理由として、埋立地4-39は他3波形と比べて地震動の大きさが小さいことに加え、地震動の周期特性の違いも影響していることが考えられる。図より、壁量が $R_W = 15\text{cm/m}^2$ の場合、 $Re=0, 0.3$ のときの被害レベルはそれぞれ小破、中破になることが分かる。

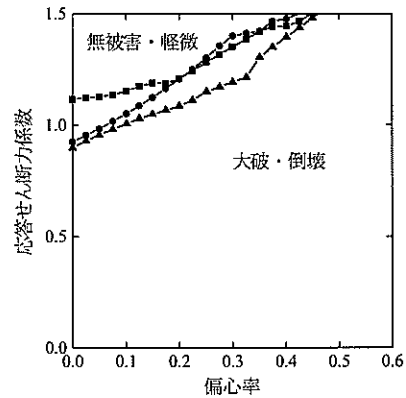
図4.17~4.20には、Case2建物モデルの解析結果を示す。

図4.17(a)から、上町台地3-24に対する被害レベルを無被害・軽微と小破に区分する壁量は $0 \leq Re < 0.4$ では漸増するのに対し、 $Re \geq 0.4$ になると急増することが分かる。一方、小破、中破及び大破・倒壊を区分する壁量は Re の増大に伴って緩やかな曲線状に増大している。図4.18~4.20の各図(a)については、 Re が増大しても被害レベルを区分する壁量はほぼ一定値を示している。各図中の各種被害レベルを区分する壁量は、東大阪4-06と西大阪4-06ではほぼ等しいが、埋立地4-39では約半分になっている。各図(b)に示した応答せん断力係数は壁量の傾向とは異なり、 Re の増大に伴って単調に増大する傾向がある。この傾向はCase1と類似しているが、それらの値についてはCase2の方が若干大きい。

Case1とCase2の違いをもたらした要因については判然としないものの、2方向の地震入力を受ける中で両者の応答における非線形性の程度、即ち周期特性が影響しているのではないかと推察される。

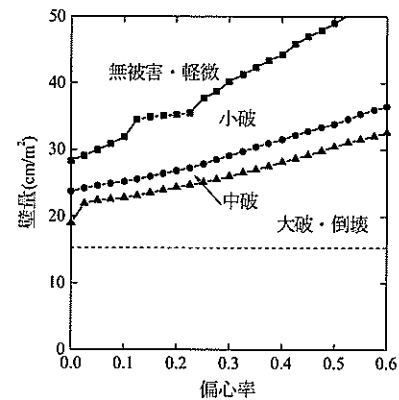


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

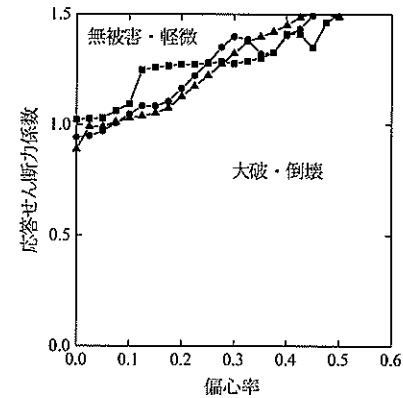


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.13 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(上町台地 3-24, Case1)

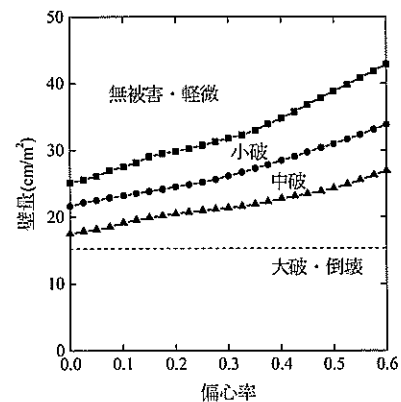


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

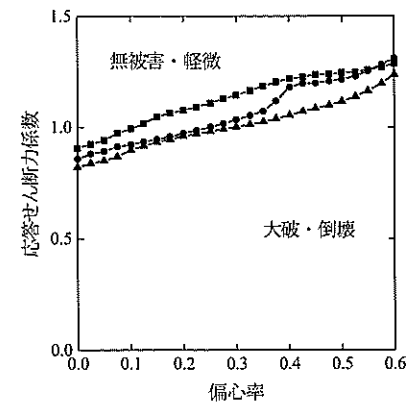


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.15 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(東大阪 4-26, Case1)

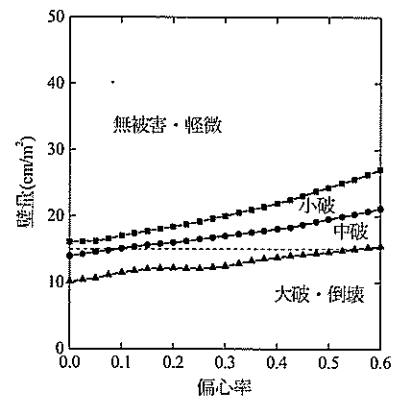


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

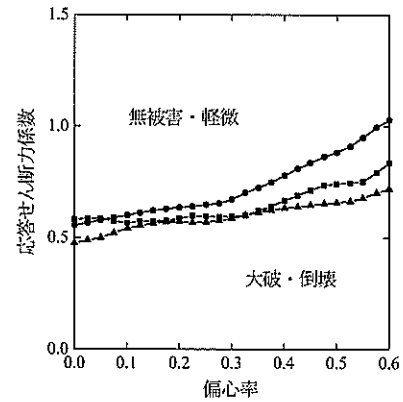


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.14 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(西大阪 4-06, Case1)

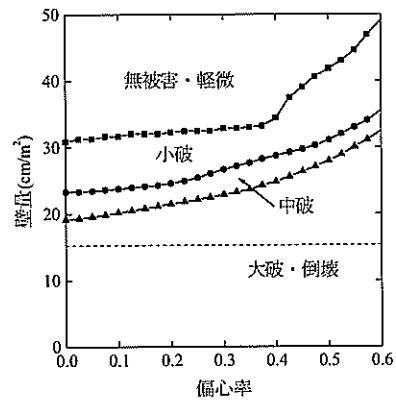


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

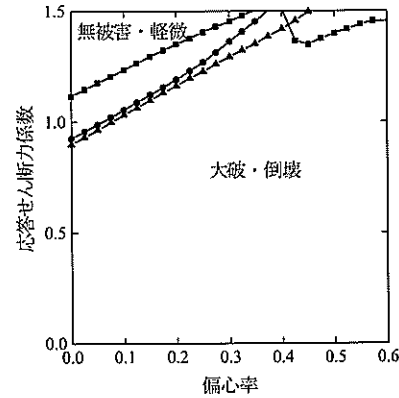


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.16 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(埋立地 4-39, Case1)

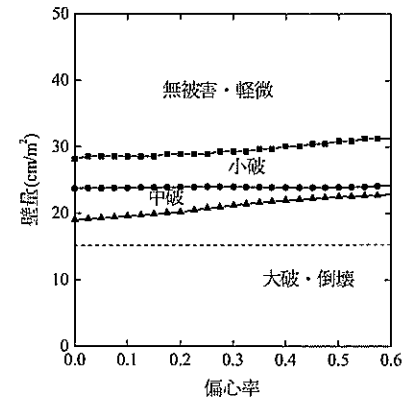


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

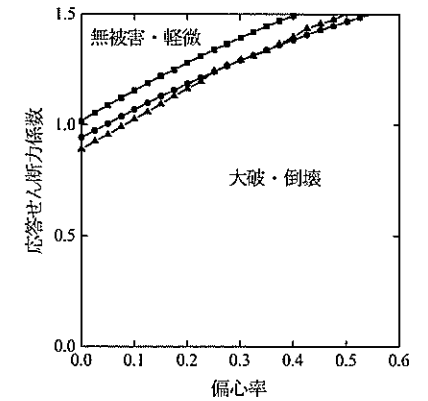


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.17 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(上町台地 3-24, Case2)

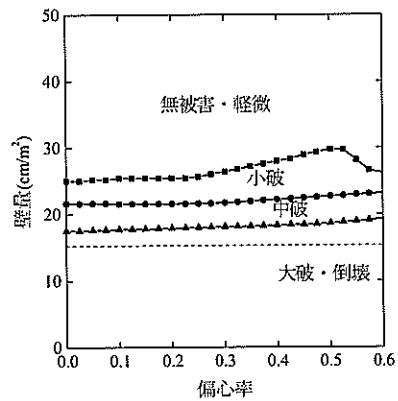


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

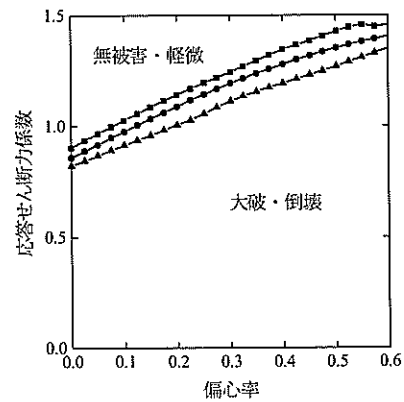


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.19 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(東大阪 4-26, Case2)

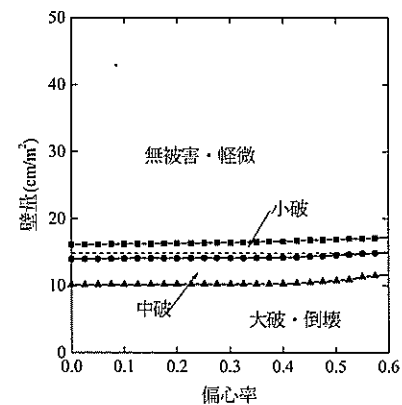


(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係

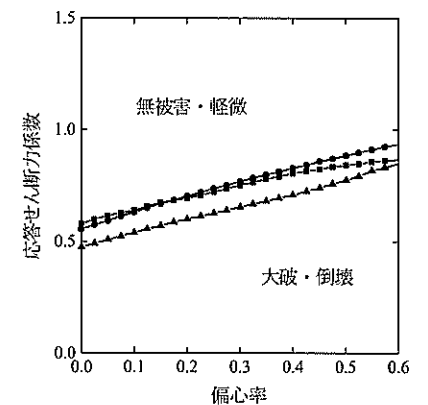


(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.18 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(西大阪 4-06, Case2)



(a) 偏心率 R_e と壁量 R_w の関係



(b) 偏心率と応答せん断力係数の関係

図 4.20 偏心率 R_e と壁量 R_w による被害レベル区分と応答せん断力係数
(埋立地 4-39, Case2)

図 4.21 には、図 4.13~20 の結果から抽出した $Re=0$ のときの被害レベルを区分の限界壁量を示す。図中には、法令の下限壁量 (15cm/m^2) を破線で示した。図から、被害レベルに関係なく上町台地 3-24 の壁量が最も多く、次いで西大阪 4-26、東大阪 4-06、埋立地 4-39 の順になっている。法令の下限壁量の場合、埋立地 4-39 を除く 3 波形に対する被害レベルは大破・倒壊になる。建物モデルを大破・倒壊に至らしめないための必要壁量は約 20cm/m^2 である。

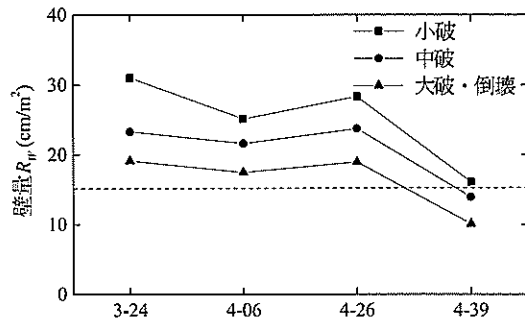


図 4.21 大阪市標準地震動を受ける無偏心モデルの壁量 R_W と被害レベル

1 軸及び 2 軸偏心モデルの被害レベルを無偏心モデルのそれと同程度にするために必要な壁量の割増率を検討する。ここでは、この割増し係数を「必要壁量係数」と称する。1 軸偏心モデルについては、図 4.13~4.16 示したある偏心率 Re のときに各種被害レベルを区分する壁量を $Re=0$ のときのそれに基づいた値とする。2 軸偏心モデルについても同様に、図 4.17~4.20 に示した結果から求める。

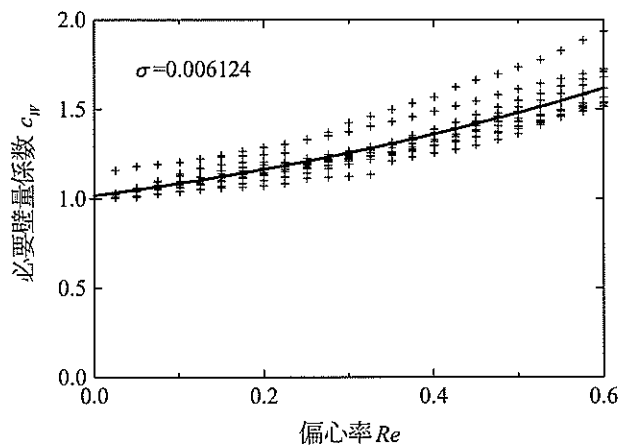
図 4.22(a), (b)には、大阪市標準地震動 4 波に対する Cases1, 2 の偏心率 Re と必要壁量係数 c_W の関係であり、図には無被害・軽微、小破、中破を区分する 3 種類の壁量から得られた 12 通りの結果を+印で示す。両図から、 c_W は Re の増大に伴って指数的な曲線を描きながら増大することが分かり、増大の程度は Case2 よりも Case1 の方が大きい。また、入力や被害レベルの違いによって c_W には大きな差は認められない。

そこで、12 通りの結果を全て用い、Cases1, 2 それぞれについて Re と c_W の関係の定式化を試みる。定式化には指数関数を用い、最小自乗法による回帰結果を図中に実線で示す。その回帰式は cases1, 2 についてそれぞれ次式のようにになった。

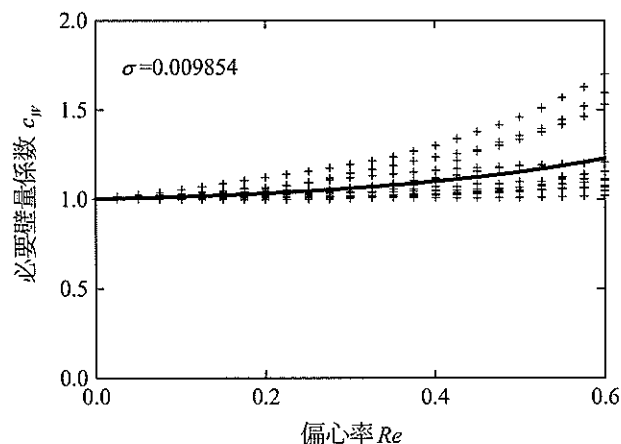
$$\text{Case1 : } c_W = 0.562 + 0.715e^{(Re-0.323)/0.712} \quad (4.3)$$

$$\text{Case2 : } c_W = 0.967 + 0.689e^{(Re-0.885)/0.292} \quad (4.4)$$

(4.3)式及び(4.4)式に法令の限界偏心率 $Re=0.3$ を代入すると、必要壁量係数は cases1, 2 についてそれぞれ $c_W=1.25, 1.06$ になる。Case1 と比べて Case2 の方が c_W は小さく、この結果は、2 軸偏心に比べて 1 軸偏心の方が偏心による壁の増量が必要であることを意味している。これは、先に述べたように、偏心率が同一であっても Cases1, 2 では応答の周期特性が異なるため、或いは入力地震動の特性に起因しているためと考えられる。得られた回帰式に対する母集団のばらつきは、図中に示すように標準偏差が Cases1, 2 についてそれぞれ $\sigma=0.006, 0.009$ であり、非常に小さい。



(a)Case1



(b)Case2

図 4.22 大阪市標準地震動 4 波に対する必要壁量係数 c_w

4.4 まとめ

本章では、まず、1 軸、2 軸偏心を有する平屋の在来構法の軸組木造住宅モデルが地震動を受けたときの地震応答特性について検討した。次に、1 軸偏心モデルについて、偏心と直交方向の壁がねじれ振動を抑制する効果、即ち直交壁効果の基礎的な検証を行った。更に、大阪市標準地震動を受ける 1 軸、2 軸偏心モデルの被害レベルを偏心率と壁量から検討し、偏心を有する場合に必要な壁量の割増率を定式化した。得られた結果から、結論は以下のようにまとめられる。

- ・ 1 軸、2 軸偏心モデルについて、偏心率が $Re > 0.2 \sim 0.3$ となると最大塑性率応答は急増する。従って、建築基準法施行令による偏心率（通常 $Re \leq 0.15$ 、木造の場合は $Re \leq 0.3$ ）が満足されていても、偏心によって地震時の被害レベルは無偏心のときと比べて高くなる。偏心による変位応答の増大に関し、応答量の約 1/2 はねじれの寄与分である。 $Re = 0.3$ のときの応答せん断力係数は無偏心のときと比べて約 1.5 倍に増大する。従って、偏心率が法定値以下であっても、ねじれの影響は無視できない。
- ・ 偏心率が $Re \leq 0.5$ の 1 軸偏心モデルの場合、偏心方向に対して直交方向の壁量を 2 倍とすると、偏心モデルと無偏心モデルの被害レベルは同程度になる。しかし、それ以上の壁量としてもねじれ振動の解消には直結せず、耐力の観点からも意味を持たない。この傾向は入力地震動が異なる場合でも同様であった。
- ・ 大阪市標準地震動 4 波を受ける 1 軸、2 軸偏心モデルを対象として、壁量と偏心率による被害レベル予測を検討し、 $Re = 0.3$ のモデルを無偏心と同程度の被害レベルに保つためには、無偏心モデルに対して壁量を約 1.3 倍としなければならない。得られた結果から、1 軸、2 軸偏心モデルの必要壁量係数を定式化した。

第5章 軸組木造長屋住宅の直交壁効果—剛床の場合

5.1 はじめに

各地の密集市街地には、各住戸が戸境壁を共有することで構造上一体となった軸組木造共同住宅である「長屋」が現在も数多く見られ、これは伝統的な都市型住戸の一形式と言える。長屋には建物全体が住戸或いは店舗として使用される場合や、前面道路側のみに店舗が配されるような店舗兼住宅がある。

長屋の建築上の特徴は、数軒の住戸によって一構造を形成していること、住戸の間口幅が狭小であること、一住戸の間口方向に対する奥行方向の辺長比が大きいこと等である。加えて、間口方向に関しては、道路に面する表側には玄関や店舗が、裏側には採光・通風のための開口が設けられるために、加えて建物内では使用上の制約のために壁量が少なく、かつ偏在配置されている場合がある。一方、奥行方向の辺長は間口方向のそれと比べて長く、壁量も確保され、配置も偏り難い。これらを構造の観点から捉えると、1) 一住戸は間口方向に対する奥行方向の辺長比が大きい、数軒が一体となることでその比が小さくなる。2) 間口方向に比べて奥行方向の壁量は多めに確保されている。3) 間口方向では壁の偏在による剛性或いは耐力の偏心が生じ易いが、奥行方向では生じ難い。と行うことができる。

このような長屋が地震動を受けたとき、間口方向には偏心の程度によってはねじれ振動が励起され得る。しかし、それが奥行方向の壁、即ち偏心に対して直交方向の壁の立体効果によって抑制される(本論ではその効果を「直交壁効果」と称している)可能性は容易に推察される。この直交壁効果を在来構法の軸組木造住宅を対象として検証した結果については第4章で述べた。

その一方で、既存の長屋の場合、水平構面の剛性が十分に確保されていないため、この効果の期待は薄いと思われる。従って、水平構面の剛性が低く、かつ壁が偏在配置されている長屋の耐震性を論じる際には、水平構面の剛性を適切に取り扱わねばならない。更に、耐震補強を施す場合には、桁行、梁間各方向の必要壁量の確保のみならず、偏心の解消と水平構面の剛性の増強が必要であることはここで述べるまでもない。しかし、何らかの事情で偏心の解消が困難な場合、特に長屋では間口方向で困難と思われるが、奥行方向の壁量と水平構面の剛性を高めることで間口方向の応答低減を図れるとすれば、これは有効な耐震補強法になり得る。

本章では、長屋に直交壁効果を期待した耐震補強が可能であるかを検討するため、先ず、水平構面に剛床を仮定した検討を行ない、基本的な地震応答特性を把握する。建物モデルについては、長屋の典型として狭小住戸4戸が一体となった4軒型と、部分解体されて1

戸のみ現存する1軒型の2種類を取り扱い、偏心、間口に対する奥行の辺長比（平面の狭小性）、直交（奥行）壁量、入力地震動をパラメータとする。偏心に関しては、間口方向の壁のみ偏在配置された1軸偏心を仮定する。まず、1軒と4軒長屋モデルの地震応答特性を示し、次に、奥行方向の壁がねじれ振動を抑制する効果、即ち直交壁効果を検証する。更に、建物モデルの平面形状とねじれ振動の因果関係について検討を加える。対象とする構法は、筋交いが多用されていない、いわゆる伝統構法である。

5.2 解析モデル

5.2.1 建物モデル

建物モデルの平面形状については、図5.1(a)に示すように間口、奥行方向の辺長をそれぞれ $A=3.64\text{m}$ 、 $B=\beta A$ ($1 \leq \beta \leq 3$, β は辺長比と称する) としたモデルを「1軒型」モデルとする。このモデルは、長屋を構成する一住戸であると同時に解体によって1軒のみで現存する長屋を想定している。壁は平面の外周部のみに配置し、これは建物の外壁、妻壁、内壁を集約したものと考えてよい。この1軒型モデルを間口方向に4軒並列したものを「4軒型」モデル（同図(b)）とする。このモデルは平均的な長屋を想定している。

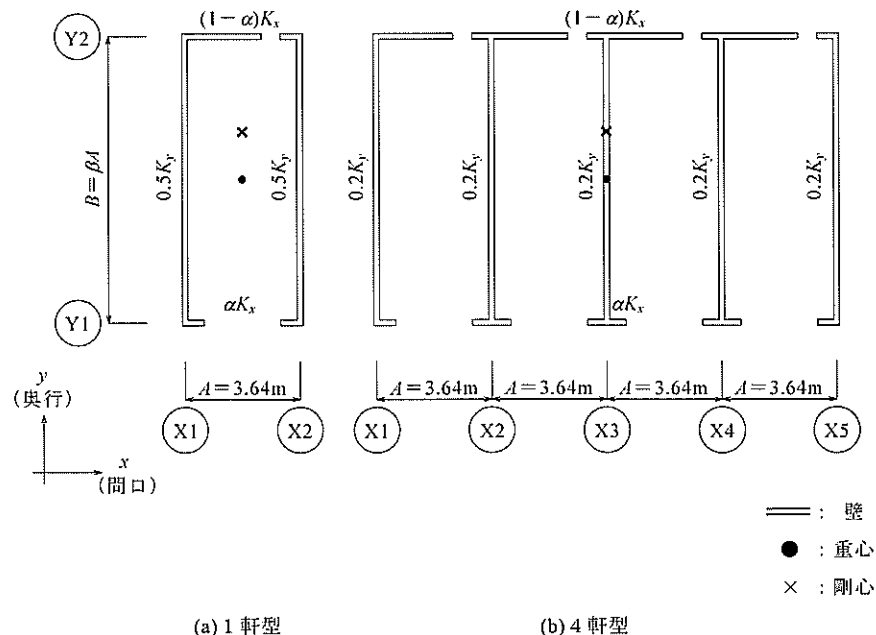


図 5.1 長屋モデルの平面形状

重量については葺土を有する瓦屋根と真壁で構成された建物を想定して $w=2.5\text{kN/m}^2$ とする。また、層の高さは $H=3.0\text{m}$ とする。偏心に関しては、図中の α （壁量分配率と称する）を $\alpha=0.05 \sim 0.5$ に変化させた1軸偏心とする。これらのパラメータを2.3.1節で述べた剛床モデルに適用する。なお、減衰に関しては $h_x=h_y=0.05$ とする

木造建物の場合、水平構面に完全剛床は成立し難く、従って、立体的な挙動を解析する際には水平構面の仕様を適切にモデル化する必要がある。ここでは、水平構面には剛床を仮定するが、これは、基本的特性を検討するためである。なお、文献1)によれば、軸組木造建物の地震応答解析を実施する際、建物モデルに剛床を仮定できる条件は四隅火打ち取り付け程度とされている。

5.2.2 復元力特性

図5.2は文献2)による土壁架構（点線）と小壁架構（実線）の荷重-変形関係を最大耐力で基準化した復元力特性の骨格曲線、及び土壁架構と小壁の復元力特性を組み合わせたものを示す。

本論では、長屋モデルの奥行方向については構造耐力に占める土壁耐力の寄与分が優勢を占めると考え、図中のグレーの実線で示すような骨格曲線を採用する。一方、間口方向については小壁と土壁が同程度の寄与分と考えられるが^{3,4)}、ここでは奥行方向と等しい骨格曲線を仮定する。

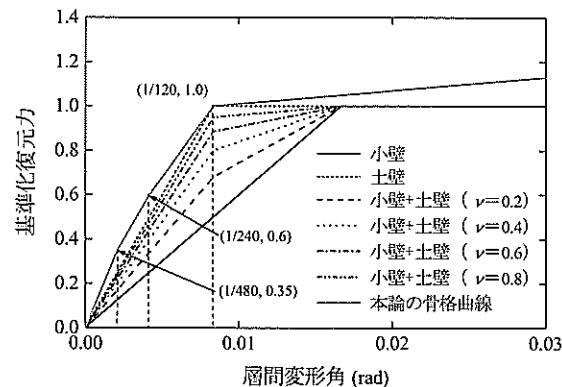
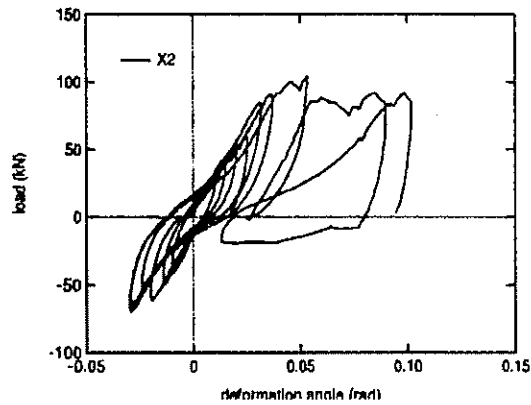


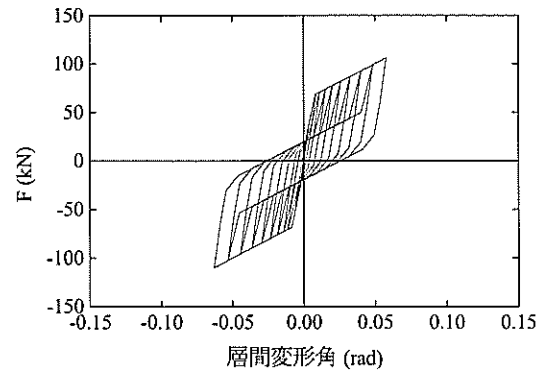
図 5.2 復元力特性の骨格曲線²⁾

履歴則はQ+S型とし、その複合係数は $\gamma=0.4$ とする。各種復元力特性の折点層間変形角についてはQ型では $\phi_{Q,1}=1/480$, $\phi_{Q,2}=1/240$, $\phi_{Q,3}=1/120\text{rad}$ とし、S型では $\phi_{S,1}=1/120\text{rad}$ とする。復元力特性の最終剛性は $r_0=0.05$ とする。Q型のばね定数については $r_1=1.0$, $r_2=0.5$, $r_3=0.45$ とする。

図 5.3(a)には文献 5)による伝統構法実大木造住宅の静的水平加力実験による荷重-変形関係を、同図(b)には前述のパラメータによる復元力特性の形状を示す。なお、解析結果は正弦波スイープ加振によって得た。実験結果と解析結果を比較すると、両者の復元力特性は全体の包絡形状や履歴の際のピンチング、荷重状態が類似しており、従って、本論で設定した復元力特性は妥当であると判断できる。



(a) 実大実験による復元力特性⁵⁾



(b) 本論の復元力特性

図 5.3 復元力特性の比較

5.2.3 入力地震動

検討に用いる入力地震動は表 5.1 に示す既存観測波 4 波 (El Centro 1940, JMA Kobe 1995, Hachinohe 1968, Taft 1952) であり、NS, EW 成分とも最大速度値を $\text{PGV}=50\text{cm/s}$ に基準化して用いる。El Centro, JMA Kobe, Hachinohe については NS, EW 成分をそれぞれモデルの間口、奥行方向に、Taft については奥行、間口方向に入力する。

表 5.1 入力地震動 ($\text{PGV}=50\text{cm/s}$)

地震波	PGA (cm/s/s)	
	NS 成分	EW 成分
El Centro 1940	510.8	284.6
JMA kobe 1995	453.2	404.4
Hachinohe 1968	332.7	242.6
Taft 1952	485.7	496.8

5.3 基本的な地震応答特性

5.3.1 無偏心モデルの応答

図 5.4 は降伏せん断力係数 C_y と固有周期の関係を示す。図より $C_y=0.2\sim 0.3$ における建物モデルの固有周期は $T=0.5\sim 0.6\text{sec}$ であることが分かり、これは、木造住宅の一般的な固有周期 (例えば表 3.3) の実測値と対応しない。しかし、実測と解析では固有周期を評価する振幅レベルが異なることからすれば、両者の違いが解析検討に支障をきたすことはないと考えられる。

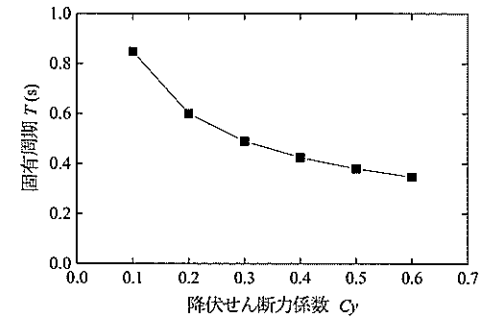


図 5.4 無偏心モデルの固有周期

図 5.5 は地震動の最大速度値 PGV と最大層間変位応答の関係を、 C_d (0.1~0.6 の 0.1 刻み) をパラメータにして示す。同図(a*), (b*), (c*)及び(d*) (*は 1 または 2) はそれぞれ地震波が El Centro, JMA Kobe, Hachinohe 及び Taft の場合であり、左側の図は地震動の NS 成分、右側の図は EW 成分を入力したときの解析結果である。これらは剛床無偏心モデルの応答であるから、通常の質点系の応答と同義である。

図より、El Centro に対する応答は PGV の増大とともに単調増大し、 C_d の違いによる応答の増大の仕方には大きな差異は認められない。JMA Kobe に対しては応答量が 2.5cm (1/120rad) を超えると応答の増大が大きくなる。これは復元力特性の非線形性に起因すると考えられる。応答は C_d の低い群 ($C_d=0.1\sim0.2$) と高い群 ($C_d=0.3\sim0.6$) に分かれており、それぞれの群の中では応答のばらつきは小さい。また、PGV が大きくなるにつれて、応答は C_d の高い群から低い群に順次移行している。この傾向は同図(b2)において顕著に認められる。Hachinohe と Taft に対する応答特性は両者ともに類似している。応答は $C_d=0.1\sim0.2$, $0.3\sim0.6$ の 2 つの群に分かれている。

入力レベルが PGV=25cm/s のとき、全地震動に対する最大応答量が 2.5cm 以下 (層間変形角にして 1/120rad 以下) であるために必要な降伏せん断力係数を全入力に対する結果から読み取ると $C_d=0.4\sim0.5$ である。更に、最大応答量が 2.5cm 以下であるための条件を入力レベルと建物モデルの降伏せん断力係数の双方から検討すると、概ね $C_d>0.3$ かつ PGV = 10~15cm/sec でなければならない。降伏せん断力係数が $C_d=0.3$ 確保されていれば、PGV = 50cm/sec に対する最大応答量は 15cm (1/20rad) 以下になっている。

これらの結果は、文献 4) に示されている建築基準法告示による稀及び極めて稀な地震動の応答スペクトルに対して必要な構造耐力のベースシア換算値と概ね整合する。従って、本論の復元力特性は、各種入力地震動に対する最大変位応答の観点からしても妥当な設定である。なお、 $C_d=0.1$ の場合、応答が 20cm (1/15rad) を超える場合があり、これは変位応答が発散していることと同義と考えるとよい。従って、応答を適切に評価できるための降伏せん断力係数は $C_d>0.3$ である。

図 5.6 には、PGV と応答せん断力係数 C_B の関係を、図 5.5 と同様に示す。ここで、せん断力係数は絶対加速度応答を重力加速度で除した値とした。図から、 C_B は最大層間変位応答と比べて C_d や地震動の違いによるばらつきが小さく、PGV の増大に伴って単調に増大する傾向にあることが分かる。応答の暴れはほとんど認められず、復元力特性の非線形性の影響は認められない。

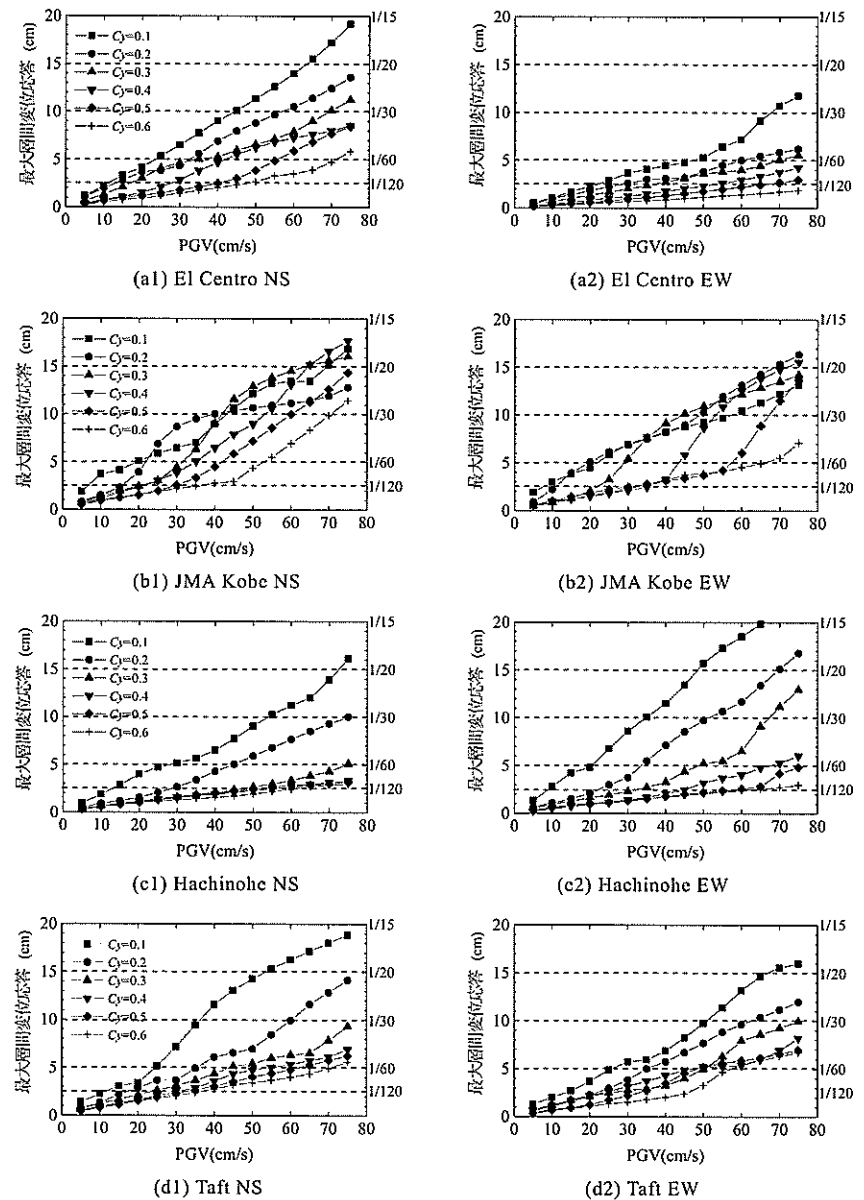


図 5.5 地震動の入力レベル PGV と無偏心モデルの最大層間変位応答の関係

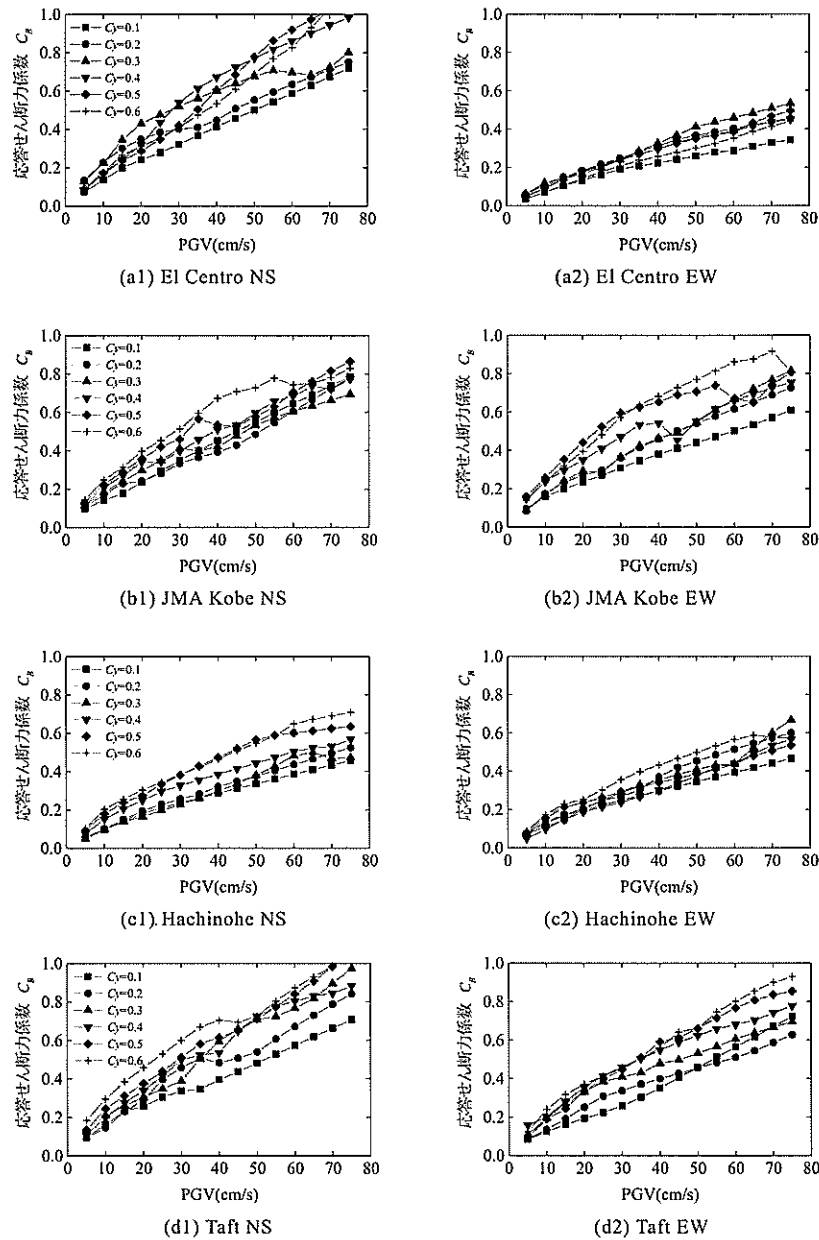


図 5.6 地震動の入力レベル PGV と無偏心モデルの応答せん断力係数 C_B の関係

5.3.2 1, 4 軒型モデルの応答

図 5.7 に 1, 4 軒型モデルの壁量分配率 α と偏心率 Re の関係を示す。なお、ここではモデルの辺長比を $\beta=2.0$ 、降伏せん断力係数を x, y 方向とも $C_x=C_y=0.3$ とした。図より、同じ α であってもモデルの違いによって Re が異なることが明瞭に読み取れる。

ところで、国土交通省告示第 1352 号に掲げられている 4 分割法では、建物の両端 1/4 部分の範囲の壁量比率が 0.5 以上であることを確認することになっており、検討の際には建物の平面形状を考慮しない。著者は α を 4 分割法に対応するパラメータと位置づけており、必要な α が満足されていれば、4 分割法による検討も自ずと満足されていることになる。なお、4 分割法が満足されるための α は、

$$\left. \begin{aligned} \alpha/(1-\alpha) &\geq 0.5 \\ \therefore \alpha &\leq 0.33 \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

である。

図中には、 $\alpha=0.3$ を破線で示したが、このときの Re は 4 軒型 ($Re=0.23$) と比べて 1 軒型 ($Re=0.38$) では約 1.7 倍になっている。従って、同一の α で 4 分割法による偏心の検討が満足されていても、建物によっては Re が法定値を越える場合がある。従って、一部解体によって建物規模を小さく改修することは偏心に関しては危険側の改修になる。

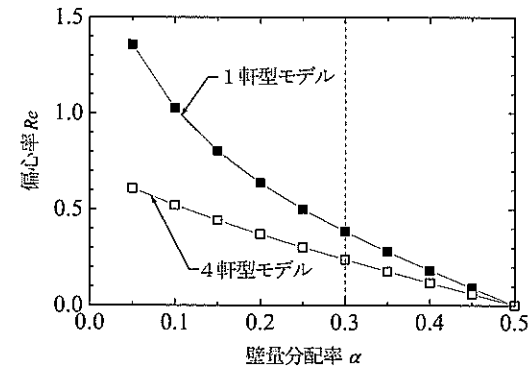


図 5.7 壁量分配率 α と偏心率 Re の関係 ($\beta=2.0, C_x=C_y=0.3$)

図 5.8 には壁量分配率 α とモデルの1～3次固有周期の関係を示し、 $\alpha=0.3$ を破線で示した。なお、パラメータは図 5.7 と同様に辺長比 $\beta=2.0$ 、降伏せん断力係数 ${}_x C_y={}_y C_x=0.3$ である。表 5.2 には図 5.8 に対応する固有ベクトルを示す。図より、同一の α の場合、4軒型と比べて1軒型の方が1、3次固有周期は長く、これは偏心率の場合と同様であるが、両者の差は大きくない。 $\alpha=0.3$ のとき4軒型に対する1軒型の1次固有周期比は1.03、3次固有周期比は1.3である。表より、1軒型の固有ベクトルについては、4軒型のそれと比べてねじれが大きく、また、両型とも α が小さいと1次モードのねじれ成分が大きいことが分かる。

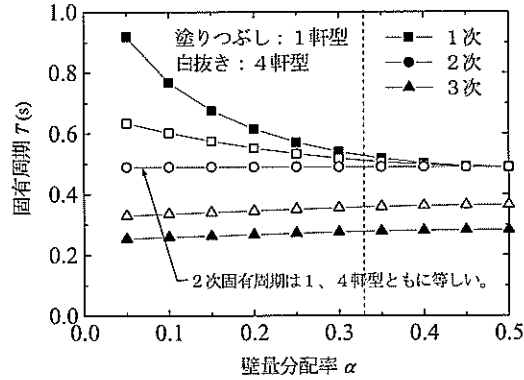


図 5.8 壁量分配率 α と固有周期 T の関係 ($\beta=2.0$, ${}_x C_y={}_y C_x=0.3$)

表 5.2 固有ベクトル一覧

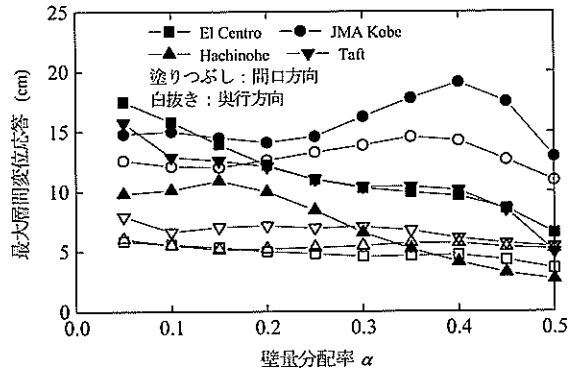
		$\alpha=0.1$			$\alpha=0.3$			$\alpha=0.5$		
		1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次
1軒型	x	1.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000
	y	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	θ	-0.002	0.000	0.009	-0.001	0.000	0.015	0.000	0.000	1.000
4軒型	x	1.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000
	y	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	θ	-0.001	0.000	0.004	-0.001	0.000	0.006	0.000	0.000	1.000

図 5.9(a), (b)は、それぞれ1、4軒型モデルの壁量分配率 α と最大層間変位応答の関係を示す。入力レベルはPGV=50cm/sであり、全構面の応答の最大値を示している。以後、特記しない限り構面の通り符号については言及しない。当然のことであるが、両図とも α の増大、即ち偏心率 Re の低下に伴って応答は漸減している。同図(a), (b)を比較すると、塗りつぶしで示した間口方向の応答については、1軒型と比べて4軒型の方が小さい傾向にある。これは、 Re や固有周期 T の傾向と符合している。一方、白抜きで示した奥行方向の応答については、モデルの違いによる差は間口方向の場合ほどではないものの、4軒型の方が若干大きい。奥行方向は両モデルとも無偏心で降伏せん断力係数 C_y も等しいから、両者の応答の違いは間口方向の応答に起因する。この結果は間口方向の地震入力に対して奥行方向も抵抗していることを意味し、直交壁効果が現れていると言える。この効果の期待の程度は、本検討の場合はモデルの違い、即ち建物全体で見たときの1軒型と4軒型の狭小性の違いに関係している。なお、JMA Kobeはその他3波形と比べて応答特性がやや異なるが、これは、地震動の特性に起因していると推察される。

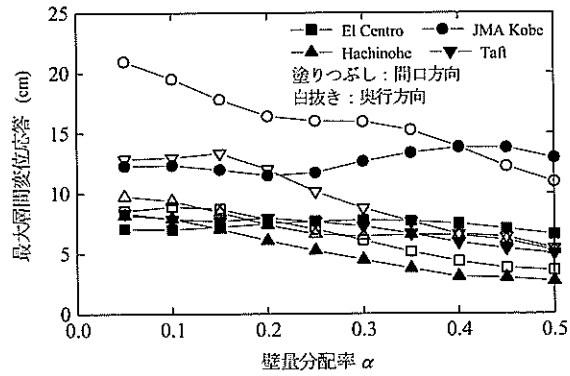
図 5.10(a), (b)にはモデルの最大加速度応答を図 5.9と同様にして示す。同図(a)より、1軒型については、間口方向では奥行方向と比べて応答がやや大きくなっており、かつ α の違いによるばらつきも認められる。一方、同図(b)の4軒型については1軒型とは逆の傾向にある。また、4軒型と比べて1軒型の方が応答量は大きい。従って、建物を一部解体して規模を縮小することは、地震時における居住性の低下につながる。解析結果に差異をもたらした要因としては、建物モデルの固有周期の違い、復元力特性の非線形性、更にねじれ量の違いが考えられる。

図 5.11(a); (b)は、それぞれEl Centroを受ける1軒型、4軒型モデルの間口方向に関し、その最大値の生起時刻($t=2\sim 3s$)近傍の絶対加速度の時刻歴応答を示す。また、同図(c), (d)にはそれぞれ同図(a), (b)に対応する層間変位の時刻歴応答を示す。なお、両モデルのパラメータは $\alpha=0.3$, $\beta=2.0$, ${}_x C_y={}_y C_x=0.3$ である。同図(a), (c)より、1軒型の場合Y1, Y2通りの加速度、層間変位の応答には位相差が生じており、応答量にも大きな差が認められる。また、層間変位の波形を見ると、Y2通りは概ね弾性応答であるが、Y1通りは大きく振られることによる非線形性が著しい。一方、同図(b), (d)の4軒型の場合、加速度応答は2構面で類似し、Y1通りと比べてY2通り層間変位は若干小さいものの位相差はほとんど生じていない。

以上より、同一の降伏せん断力係数 C_y と壁量分配率 α であっても1軒型と4軒型では地震応答特性が大きく異なることが確認できた。これは、平面形状の狭小性によって建物のねじれ剛性が異なるためと考えられる。長屋を一部解体して規模を縮小することは、偏心を増大させると同時に地震時の居住性を低下させ、危険側の改修となる。

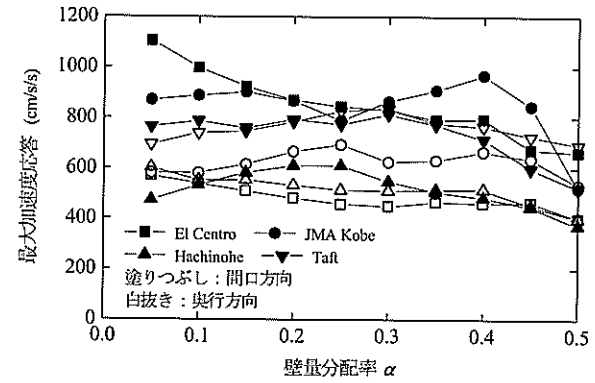


(a) 1 軒型

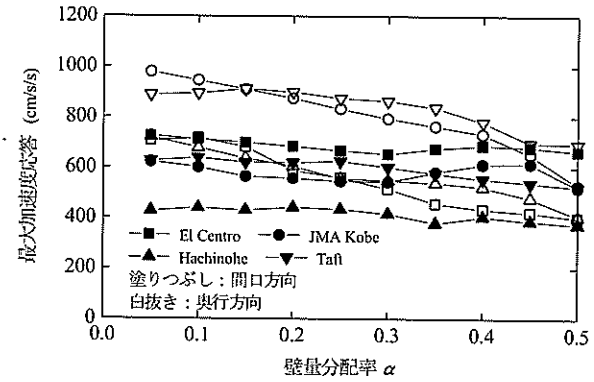


(b) 4 軒型

図 5.9 壁量分配率 α と最大層間変位応答の関係 (PGV=50cm/s, $\beta=2.0$, ${}_x C_y = {}_y C_x = 0.3$)

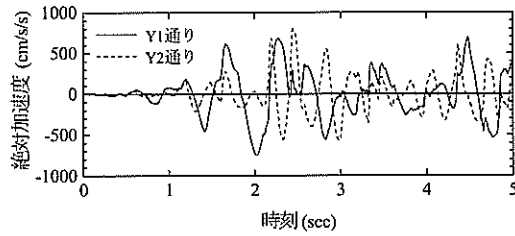


(a) 1 軒型

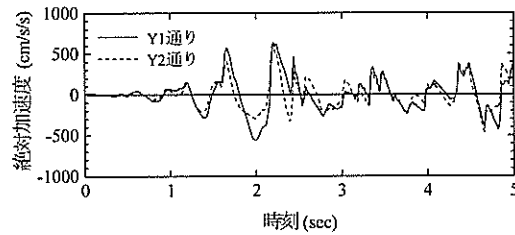


(b) 4 軒型

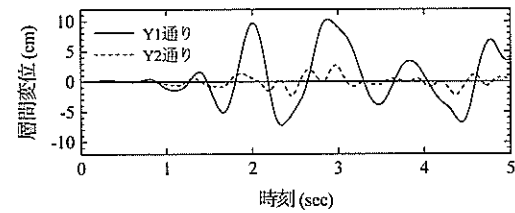
図 5.10 壁量分配率 α と最大加速度応答の関係 (PGV=50cm/s, $\beta=2.0$, ${}_x C_y = {}_y C_x = 0.3$)



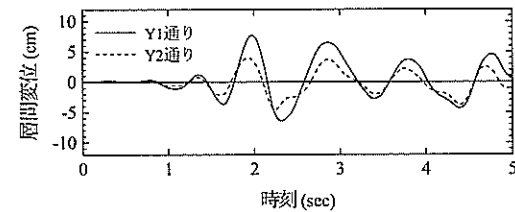
(a) 絶対加速度応答 (1軒型)



(b) 絶対加速度応答 (4軒型)



(c) 層間変位応答 (1軒型)



(d) 層間変位応答 (4軒型)

図 5.11 層間変位の時刻歴応答
(El Centro, PGV=50cm/s, $\alpha=0.3$, $\beta=2.0$, ${}_x C_y = {}_y C_x = 0.3$, 間口方向)

5.4 直交壁効果の検証

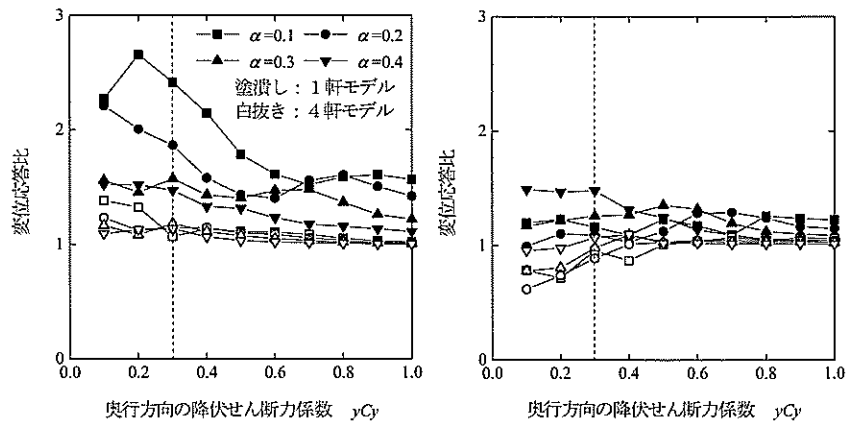
奥行方向の壁量と辺長比を変化させ、各種入力地震動を受けるモデルの応答特性から直交壁効果の検証を行なう。

図 5.12 は、1, 4 軒型モデルの奥行方向の降伏せん断力係数 ${}_y C_y$ と無偏心モデルに対する偏心モデルの変位応答比の関係を、入力地震動別に同図(a)~(d)に、各図には壁量分配率 α をパラメータに、1 軒型の結果を塗りつぶし、4 軒型の結果を白抜きにして示す。ここで、応答比は無偏心モデルに対する偏心モデルの応答の比と定義する。モデルの辺長比、間口方向の降伏せん断力係数をそれぞれ $\beta=2.0$, ${}_x C_y=0.3$ とし、入力地震動の大きさは $PGV=50\text{cm/sec}$ としている。なお、間口方向の降伏せん断力係数に対応して ${}_y C_y=0.3$ を破線で示しておく。

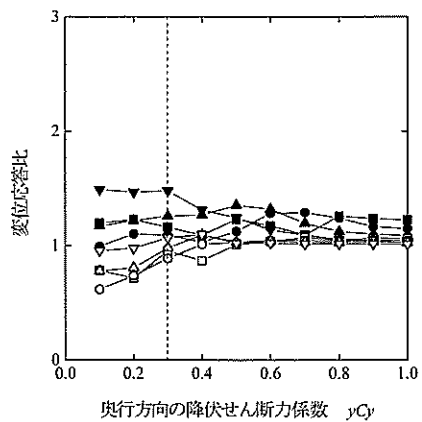
図より、全体としては ${}_y C_y$ の増大に伴って変位応答比が小さくなり、直交壁の効果の存在が認められることが分かり、特に 1 軒型で顕著である。一方、この比に関しては 4 軒型と比べて 1 軒型の方が大きく、4 軒型については ${}_y C_y > 0.3$ になるとこの比は大きく変化しない。入力地震動別に比較すると、同図(b)の JMA Kobe に対する応答比は他の 3 波に対するそれと比べて小さく、 α の違いが応答比に目立った影響を及ぼしていない。また、 ${}_y C_y$ の変化に伴う応答比の変化も小さい。一方、同図(c)の Hachinohe に対する 1 軒型の応答比は α の違いによってばらつき、 ${}_y C_y$ の増大による応答比の変化も顕著である。しかし、4 軒型については 1 軒型のようなばらつきや暴れは認められない。同図(a), (d)の El Centro と Taft に対する結果では ${}_y C_y$ の増大に伴って変位応答比が単調に減少している。

直交壁効果の期待については、直交壁が応答比の減少に直結しているかということに加え、応答比の安定性及び応答量の大きさから判断しなければならない。1 軒型の場合、直交壁の増量が応答比を減少させる効果は高いが、応答比が大きく、 α や ${}_y C_y$ の違いによるばらつきや暴れも認められ、安定性が低い。従って、直交壁効果を過度に期待すべきではなく、むしろ、間口方向の偏心の解消や耐力の確保に努めるべきである。一方、4 軒型の場合は 1 軒型ほどではないものの直交壁効果が認められ、応答比も小さく、 α や ${}_y C_y$ の違いによるばらつきや暴れもほとんど認められず、安定性が高い。以上より、本検討の範囲では、1 軒型よりも 4 軒型の方が直交壁効果の期待が高いと考えられる。

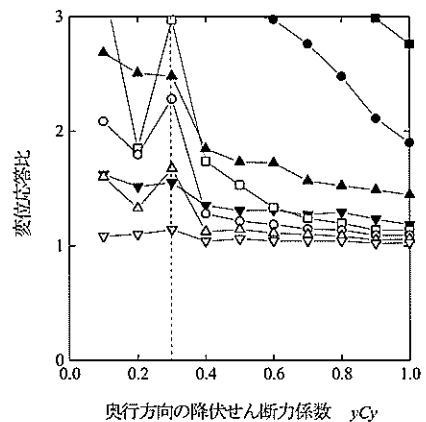
図 5.13 は、 ${}_y C_y$ と無偏心モデルに対する偏心モデルの加速度応答比の関係を示す。図の表示やパラメータは図 5.12 と同様である。図より、Taft に対する 1 軒型の結果を除き、全体的には ${}_y C_y$ の増大に伴う加速度応答比の変化は認められず、ほとんど一定であることが分かる。ただし、1 軒型モデルは 4 軒型モデルと比べて α と ${}_y C_y$ の違いによる若干のばらつきが認められる。



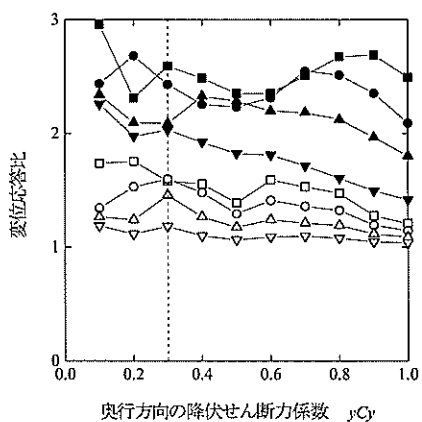
(a) El Centro



(b) JMA Kobe

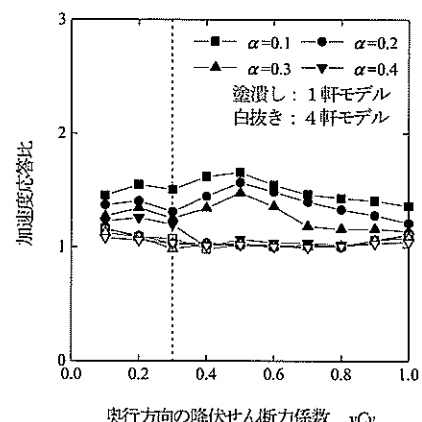


(b) Hachinohe

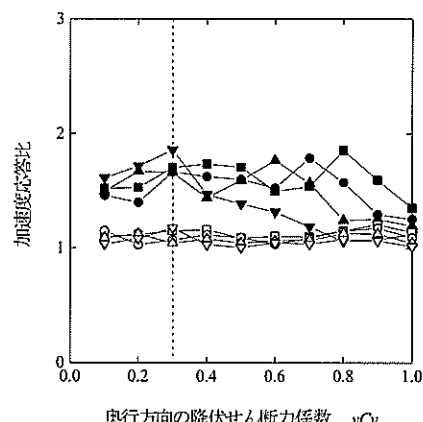


(c) Taft

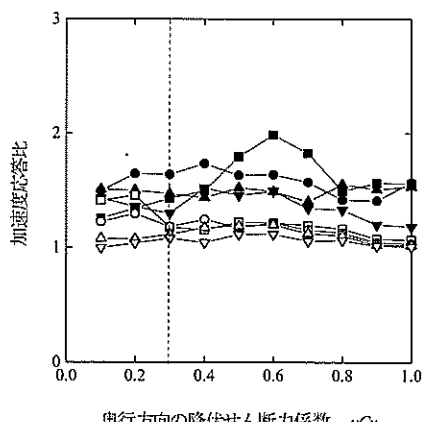
図 5.12 奥行方向の降伏せん断力係数 γ_{Cy} と変位応答比の関係
(PGV=50cm/s, $\beta=2.0$, $\gamma_{Cy}=0.3$, 間口方向)



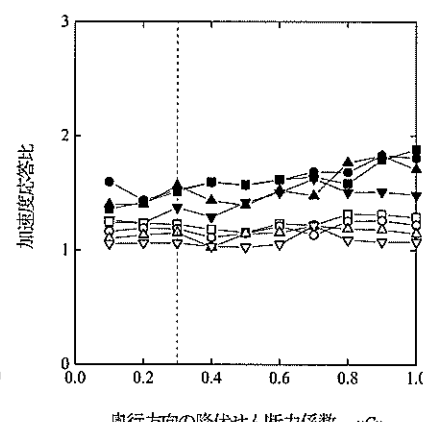
(a) El Centro



(b) JMA Kobe



(b) Hachinohe



(c) Taft

図 5.13 奥行方向の降伏せん断力係数 γ_{Cy} と加速度応答比の関係
(PGV=50cm/s, $\beta=2.0$, $\gamma_{Cy}=0.3$, 間口方向)

図 5.14 は、奥行方向の降伏せん断力係数 yC_y と構面の変位応答に占めるねじれの寄与率 ν の関係を示す。なお、この ν の定義については(4.2)式に示した。図より、4 軒型の場合 yC_y の増大に伴って ν は急減するが、 $yC_y \geq 0.5$ ($\approx 1.5 xC_y$) になるとほぼ一定値になることが分かり、その値は非常に小さい。一方、4 軒型の場合 yC_y の増大に伴って ν は単調減少する傾向にある。この結果に関しては、地震動の違いは関係しない。4 軒型の ν は 1 軒型のそれの半分以下であり、直交壁がねじれの抑制に有効に働いていると言える。また、住戸の並列による平面形状の狭小性の改善も解析結果に影響していると考えられる。

以上より、辺長比を $\beta=2.0$ に固定した場合、4 軒型では直交壁効果の期待は高く、奥行方向の降伏せん断力係数が間口方向のそれ以上 ($yC_y/xC_y \geq 1.0$) であれば、ねじれによる間口方向の変位応答の増大は小さく、1.5 倍以上であればねじれ振動は励起されない。これは α の大小、即ち壁の偏在の程度には関係しない。一方、1 軒型でも直交壁効果を期待できるが、応答量が大きいと直交壁効果を過度に期待することは危険であり、むしろ間口方向の耐力確保と偏心の解消が必要であると考えられる。

図 5.15 は、 yC_y と変位応答比の関係、辺長比 β ($=B/A$, $1.0 \sim 3.0$ の 0.5 刻み) をパラメータに、1 軒型の結果を塗りつぶし、4 軒型の結果を白抜きで示す。間口方向の降伏せん断力係数及び壁量分配率はそれぞれ $xC_y=0.3$, $\alpha=0.3$ である。図より、全体としては β が大きいほど変位応答比も大きいことが分かる。1 軒型では β の違いによって応答比がばらつき、入力にもよるが応答比は $\beta < 2.0$ と $\beta \geq 2.0$ の群に分かれ、最大値は約 2.5 である。一方、4 軒型では yC_y が大きくなると変位応答比は 1.0 に漸近し、 β の違いによるばらつきもほとんど認められない。 $yC_y \geq 0.5$ であれば、全地震動に対する応答比の最大値は約 1.5 以下に収まっている。なお、1 軒型の $\beta < 2.0$ の応答比は 4 軒型のそれと類似している。これらの結果の違いは、 β が平面形状の不整形性に及ぼす影響が 1 軒型モデルでは大きく、一方 4 軒型モデルでは小さいことに起因していると考えられる。

図 5.16 は、 yC_y と ν の関係を図 5.15 と同様にして示す。図より、1 軒型では $\beta \geq 2.0$ になると yC_y の増大によるねじれの抑制効果は低いこと、即ち ν が低下しないことが分かる。一方、4 軒型では β の違いによらず傾向はほとんど類似し、これは地震動には関係しない。

以上より、 $\alpha=0.3$ に固定して辺長比 β をパラメータにした場合、1 軒型の直交壁効果は建物モデルの平面形状に大きく依存し、辺長比は $\beta < 2.0$ でなければならない。一方、4 軒型では β に関わらず直交壁効果を期待できる。これらの結果は、長屋を構成する各住戸の平面が狭小であっても、各住戸が集合することによって狭小性が解消され、奥行方向の長さの違いが間口方向の地震応答には大きな影響を及ぼさなくなることを示している。

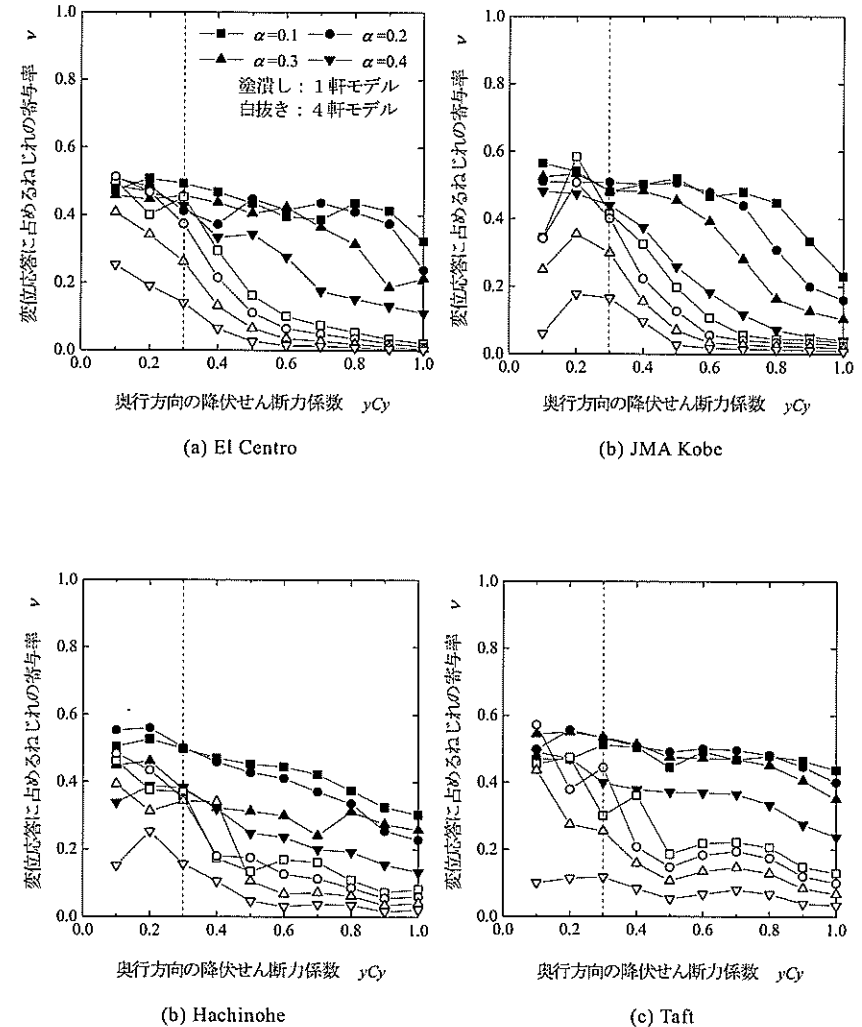
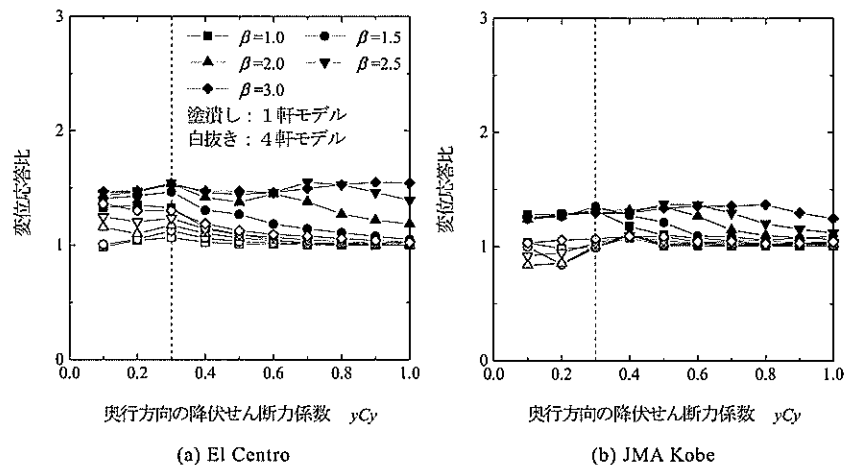
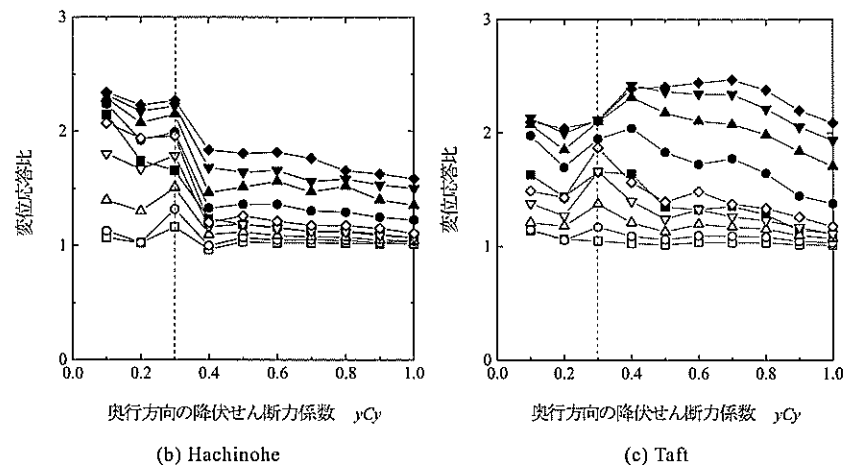


図 5.14 奥行方向の降伏せん断力係数 yC_y と変位応答に占めるねじれの寄与率 ν の関係 (PGV=50cm/s, $\beta=2.0$, $xC_y=0.3$, 間口方向)



(a) El Centro

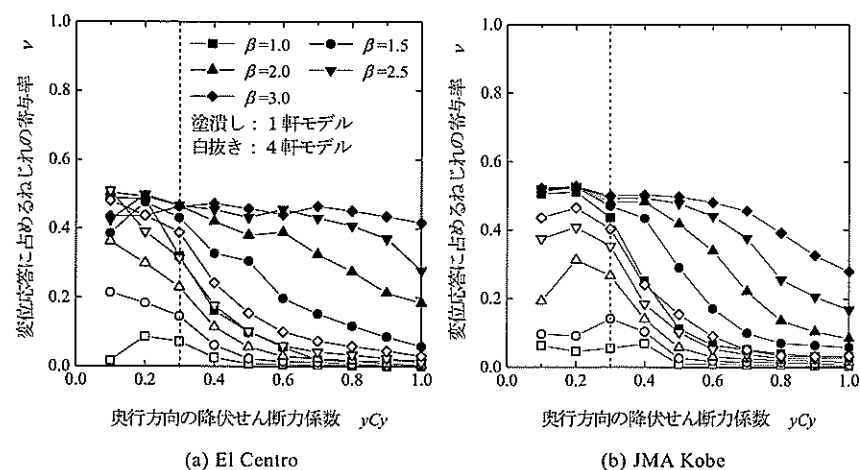
(b) JMA Kobe



(b) Hachinohe

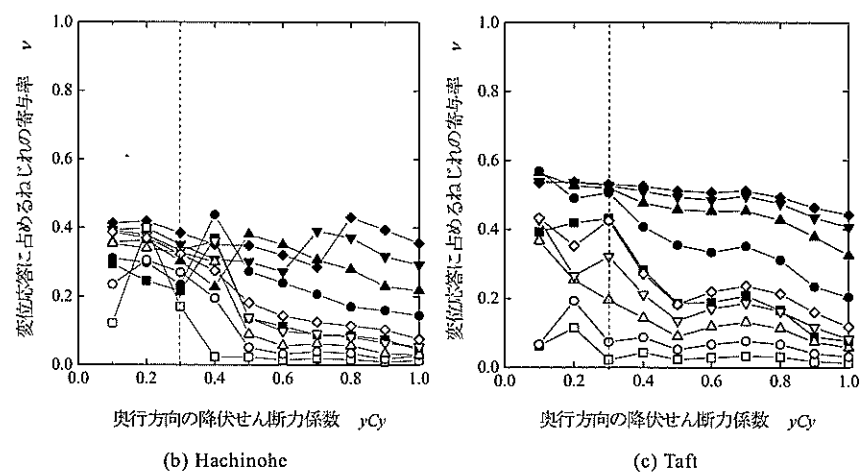
(c) Taft

図 5.15 奥行方向の降伏せん断力係数 γ_{Cy} と変位応答比の関係
(PGV=50cm/s, $\gamma_{Cx}=0.3$, $\alpha=0.3$, 間口方向)



(a) El Centro

(b) JMA Kobe



(b) Hachinohe

(c) Taft

図 5.16 奥行方向の降伏せん断力係数 γ_{Cy} と変位応答に占めるねじれの寄与率 ν の関係
(PGV=50cm/s, $\gamma_{Cx}=0.3$, $\alpha=0.3$, 間口方向)

5.5 まとめ

本章では、伝統構法による軸組木造共同住宅、長屋を対象に、その間口方向に壁の偏在配置を有する1軒型及び4軒型モデルの既存観測波に対する地震応答解析を実施し、各種モデルの応答特性について検討した。偏心と直交する奥行方向の壁がねじれを抑制する効果、即ち直交壁効果を検証し、平面形状とねじれ振動の因果関係について検討を加えた。なお、本章ではモデルの水平構面に剛床を仮定し、偏心（壁量分配率 α ）、直交壁量（奥行方向の壁量 C_y ）、平面形状の狭小性（辺長比 β ）、及び入力地震動をパラメータとした。

得られた解析結果から、結論は以下のようにまとめられる。

- ・ 無偏心の場合、降伏せん断力係数が $C_y \approx 0.3$ であれば $PGV=10$ 、 50cm/sec の入力地震動に対する最大変位応答量はおよそ $1/120$ 、 $1/20\text{rad}$ 以下となる。
- ・ 同一の降伏せん断力係数と壁量分配率 α であっても1軒型と4軒型では地震応答特性が異なる。長屋を一部解体して規模を小さくすることは、偏心率の観点からは危険側の改修である。変位、加速度の地震応答も増大し、地震時の居住性は低下する。
- ・ 1軒型、4軒型モデルの双方について、奥行方向の壁の増量は間口方向の地震応答の抑制に有効である。しかし、1軒型の場合、間口方向の応答量を小さくするためには奥行方向のみでなく間口方向の壁量確保と偏心の解消が必要である。一方、4軒型の場合、間口方向に対する奥行方向の降伏せん断力係数比が ${}_yC_y/{}_x C_y \geq 1.0$ であればねじれによる変位応答の増大は小さく、 ${}_y C_y/{}_x C_y \geq 1.5$ 以上になるとねじれ振動は励起されない。これは、本章で検討した範囲の壁量分配率 α には関係しない。
- ・ 1軒型の場合、直交壁効果はモデルの辺長比 β に大きく依存し、その効果を期待するためには $\beta \leq 2.0$ でなければならない。一方、4軒型の場合、解析の範囲では β に関係なく直交壁効果を期待できる。従って、長屋の場合、各住戸が並列されることよって直交壁効果の期待が高まると考えられる。しかし、各住戸が単体で建つ場合には、直交壁効果を期待するよりもむしろ間口、奥行方向それぞれの壁量確保と偏心の解消に努めるべきである。
- ・ 入力地震動が異なる場合でも解析結果は類似した傾向にあり、従って、入力地震動の違いは直交壁効果には関係しない。

第6章 軸組木造長屋住宅の直交壁効果—柔床の場合

6.1 はじめに

第4章では、壁の偏在配置による偏心を有する在来構法の軸組木造住宅に関し、その直交壁効果の基本的な特性を、主として地震応答と被害レベルの関係に着目して検討した。第5章では伝統構法の軸組木造共同住宅の長屋を対象として、その直交壁効果の基本的特性を検討した。

検討に際し、前2章ともモデルの水平構面には剛床を仮定した。現代的な軸組木造住宅の場合、剛床を担保する床仕様、例えば構造用合板張り床等であれば剛床を仮定して問題ないと思われるが、伝統構法による軸組木造住宅の場合、水平構面の剛性は十分ではなく、剛床を仮定することは適切でない。一方、解析に際し、いたずらに自由度の高いモデルや過多のパラメータを設定することは現象を複雑にするだけで目的にそぐわない。そのような観点から、前章のようにモデルの挙動やパラメータを限定した基本的検討は工学的には意味を持つと考えられる。しかし、直交壁効果とは、ある一方向の鉛直構面に対する地震入力が入力方向を介して他方向の鉛直構面に負担される効果で、これがねじれ振動を抑制する訳であるから、水平構面を介した応力伝達を適切に検討するためには、水平構面の剛性をモデルに反映させることが不可欠である。

本章では、第5章に引き続き、軸組木造共同住宅の長屋を対象として、その直交壁効果の検討を試みる。検討に際し、モデルの水平構面には柔床を仮定する。床剛性が地震応答に及ぼす影響、及び1、4軒型2種類のモデルの直交壁効果を検討する。偏心、辺長比（平面形状の狭小性）、床倍率（水平構面の剛性）、間口方向の壁量、入力地震動とそのレベルをパラメータとする。地震入力については、先ず間口方向の1方向入力のみで検討し、次いで2方向入力へと段階的に検討を進める。

6.2 解析モデル

6.2.1 建物モデル

建物モデルの平面形状については、第5章の検討に用いたそれと同一とする。即ち、図6.1(a)に示すように間口、奥行方の辺長をそれぞれ $A=3.64\text{m}$ 、 $B=\beta A$ ($1 \leq \beta \leq 3$ 、 β は辺長比)としたモデルを「1軒型」モデルとし、壁は建物の外周のみに配置する。このモデルを間口方向に4軒並列したものを「4軒型」モデル(同図(b))とする。重量は $w=2.5\text{kN/m}^2$ 、層の高さは $H=3.0\text{m}$ とする。偏心に関しては、図中の壁量分配率 α を変化させることで1

軸偏心とする。

これらのパラメータを2.3.2節で述べた柔床モデルに適用する。減衰に関しては、1/120rad時の割線剛性に比例型とし、その減衰定数は $k=0.05$ とする。

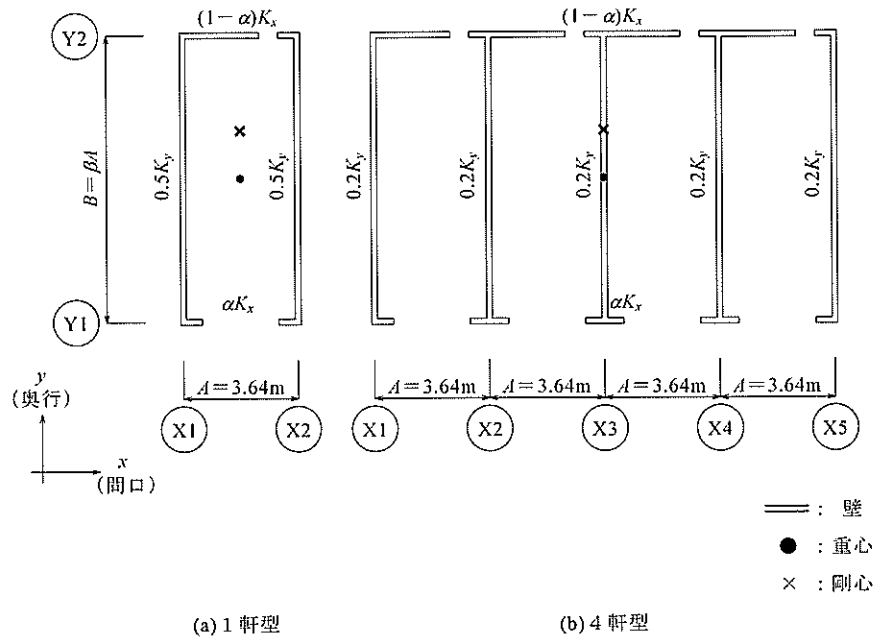


図 6.1 長屋モデルの平面形状

6.2.2 復元力特性

鉛直構面の復元力特性については第5章と同様にQ+S型を採用し、その複合係数を $\gamma=0.4$ 、最終剛性を $r_0=0.05$ とする。

水平構面の復元力特性に関しては、文献1)を参考に、床倍率からせん断弾性定数を設定する。

$$G = 150 \cdot 1.96 \cdot \Delta Q_E \quad (6.1)$$

ここで、 G はせん断弾性係数、 ΔQ_E は床倍率、1.96 は基準耐力 (kN/m) である。基準耐力時のせん断変形角には 1/150rad を仮定する。なお、 ΔQ_E には床厚も含まれているため、柔床モデルの運動方程式 (2.3.2 節) での t については単位厚さ $t=1.0$ を与える。復元力特性

に関しては、既往の各種実験結果を参考に設定することができるが、解析変数を増やすことは現象を複雑にし、基本的特性を把握するには適さないと考えられること、及び、水平構面は鉛直構面に比して地震時の変形は小さいと考えられることから、弾性を仮定する。

6.2.3 入力地震動

入力地震動は既存観測波4波に加え、日本建築センター波 BCJ L1 及び L2 波を用いる。地震動の諸元を表 6.1 に示す。同表には最大地動加速度値 PGA に加えて最大地動速度値 PGV、モデルに対する入力方向も併記した。なお、PGV は公称値である。

表 6.1 入力地震動の諸元

地震波	NS 成分			EW 成分		
	PGA (cm/s/s)	PGV (cm/s)	入力方向	PGA (cm/s/s)	PGV (cm/s)	入力方向
El Centro 1940	341.7	33.5	間口 (x)	210.1	36.9	奥行 (y)
JMA kobe 1995	818.0	90.7	間口 (x)	617.3	76.0	奥行 (y)
Hachinohe 1968	229.6	34.4	間口 (x)	180.2	37.8	奥行 (y)
Taft 1952	152.7	15.7	奥行 (y)	175.9	17.7	間口 (x)
BCJ L1	207.3	29.1	間口 (x) 奥行 (y)	—	—	—
BCJ L2	355.7	27.4	間口 (x) 奥行 (y)	—	—	—

6.3 1方向の地震入力を受ける場合

6.3.1 床剛性が地震応答に及ぼす影響

ここでは建物モデルのパラメトリックスタディによって床剛性の効果、及び基本的な特性を把握する。

図 6.2(a)及び(b)に1, 4 軒型モデルの壁量分配率 α と偏心率 Re の関係、辺長比 β をパラメータ(0.5及び1.0~5.0の1.0刻み)にして示す。図より、 α が大きくなるに連れて Re は小さくなるのが分かり、この傾向は β が大きいくほど著しい。1軒型では $\beta \geq 2.0$ 、4軒型では $\beta \geq 3.0$ になると β の違いが Re にはほとんど影響を及ぼさない。ある α のときの偏心率は4軒型と比べて1軒型の方が大きい。著者は α を木造住宅等の設計に用いるいわゆる4分割法に対応するパラメータと位置づけているが、ある α に対して β が大きいくほど Re も大きい。以降、本論では壁量分配率を $\alpha=0.3$ に固定して検討を進める。 $\alpha=0.3$ は $\beta=1.0$ の整形な1軒型モデルに対して偏心率 $Re=0.3$ 、即ち木造建物の偏心率の上限值を与え、 β の大小によって1軒型では $0.18 \leq Re \leq 0.43$ 、4軒型では $0.07 \leq Re \leq 0.37$ となる。

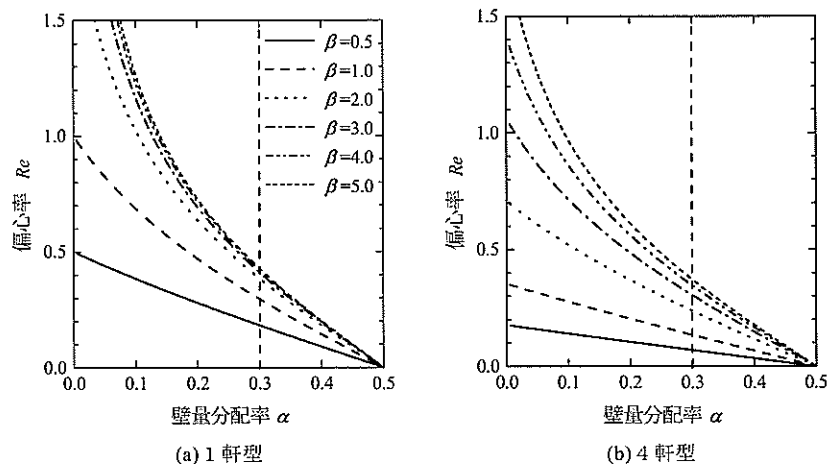


図 6.2 壁量分配率 α と偏心率 Re の関係

図 6.3 には、前述の地震動6波の入力レベルを $PGV=10, 50\text{cm/s}$ としたときの床倍率 ΔQ_E と各構面の最大変位応答比の関係を示す。ここで、応答比とは、

$$\text{(柔床偏心の応答)} / \text{(剛床無偏心の応答)} \quad (6.2)$$

と定義する。剛床無偏心の応答は質点系の応答と同義である。図には、辺長比 $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ 、間口と奥行の降伏せん断力係数をともに ${}_x C_y = {}_y C_x = 0.3$ とし、6波の地震入力に対する応答比の平均値を示す。同図の上、中、下段にはそれぞれ $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ 、左右の図にはそれぞれ $PGV=10, 50\text{cm/s}$ の場合の結果を示す。各図中、X1, X2, Y1, Y2通りの結果をパラメータとしている。モデルには加振方向の並進変形、水平構面のせん断変形、それに伴った直交方向の変形が生じる。

図より、各図共通して ΔQ_E が大きくなるに連れて間口方向のY1通り(弱構面、実線)の応答比は小さく、逆にY2通り(強構面、破線)のそれは大きくなるのが分かり、それらの値は1.0に収束し、無偏心の挙動に近づいている。 $\beta=1.0$ (同図(a1), (a2))の場合、 ΔQ_E の増大に伴って応答比は急減するが、一方、 $\beta=2.0$ (同図(c1), (c2))の場合は ΔQ_E の増大に対する応答比の変動は緩慢で、その値も小さい。 $\beta=1.0$ (同図(b1), (b2))の場合は $\beta=0.5$ と2.0の中間的な傾向を示している。

奥行(直交、X1, X2通り、点線と一点鎖線)方向に関しては、同図(a2)の $\beta=0.5$ 、 $PGV=50\text{cm/s}$ の場合、応答比は ΔQ_E が小さいときに一旦1.0を超え、 ΔQ_E の増大に伴って激減する傾向にある。これは、間口方向の鉛直構面間の過大な変形差による床構面のせん断応力が奥行方向の鉛直構面に作用し、奥行方向に変形を生じさせたものと思われ、偏心を有する柔床構造の特性であると考えられる。一方、その他の β と PGV の組み合わせの場合、応答比は単調増加している。図全体を眺めると、床倍率 $\Delta Q_E=0.5$ の床剛性であれば、加振方向の応答比は概ね1.05以下であり、偏心が応答に及ぼす影響も認められないことが分かる。この床倍率は火打床(梁成105mm以上かつ火打負担面積 2.5m^2 以下)に相当する。従って、このような床仕様であれば、最大応答量の観点からは剛床と見なせる²⁾。

この結果を簡単に検証してみる。 ${}_x C_y = 0.3$ 、 $\alpha = 0.3$ 、 $\beta = 2.0$ 、 $\Delta Q_E = 0.5$ の場合、

$$\text{建物重量は、} W = wAB = w\beta A^2 = 2.5 \times 2.0 \times 3.64^2 = 66.2\text{kN}$$

$$\text{間口方向全体の降伏耐力は、} {}_x C_y W = 0.3 \times 66.2 = 19.9\text{kN}$$

$$\text{Y1通り鉛直構面の降伏耐力は、} 0.3 \times 19.9 = 6.0\text{kN}$$

$$\text{Y2通り鉛直構面の降伏耐力は、} (1 - 0.3) \times 19.9 = 13.9\text{kN}$$

$$\text{降伏時のY1, Y2通り間の水平構面伝達力は、} 19.9 / 2 - 6.0 = 4.0\text{kN}$$

$$\text{水平構面の降伏耐力は、} 1.96 \Delta Q_E A = 1.96 \times 0.5 \times 3.64 = 3.6\text{kN} \approx 4.0\text{kN}$$

であるから、水平構面は鉛直構面の降伏時に生じる応力に概ね耐えることができ、耐力の観点からも解析結果の妥当性が確認できる。

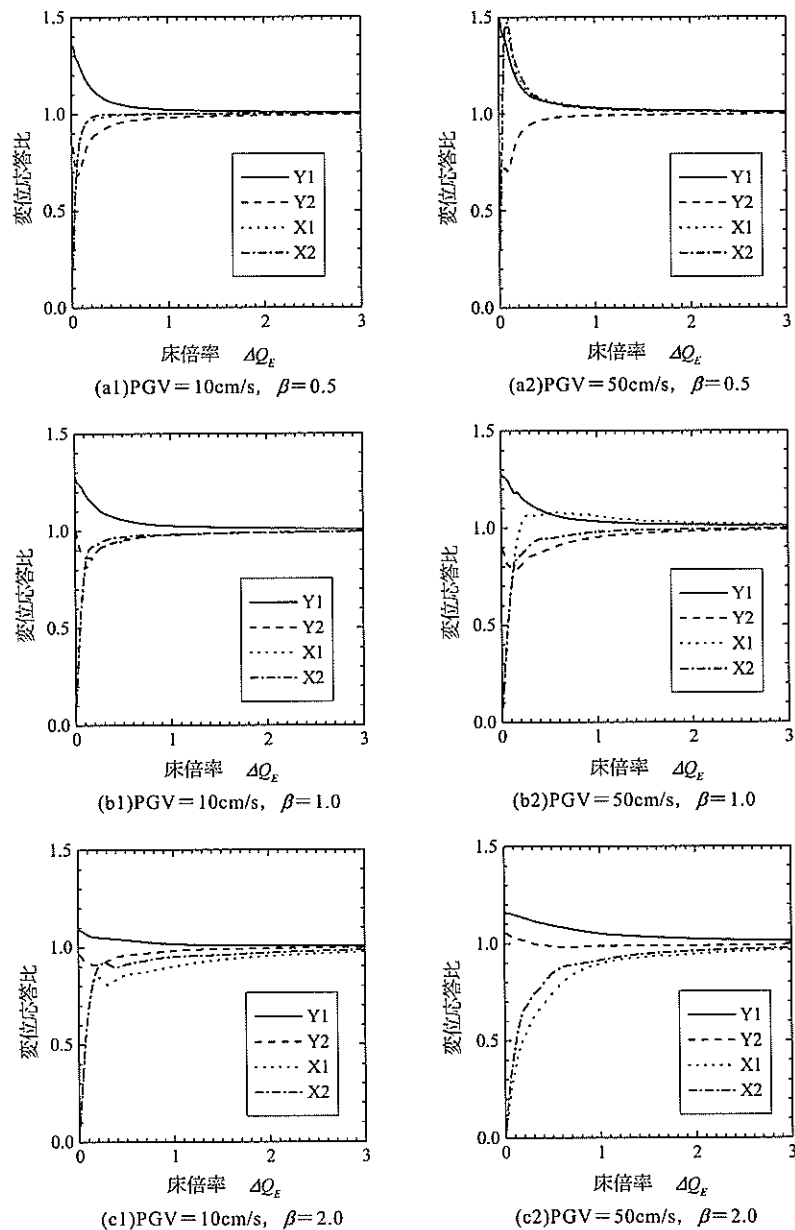


図 6.3 床倍率 ΔQ_E と最大変位応答比の関係

($\alpha=0.3$, ${}_x C_y = {}_y C_x = 0.3$, 入力地震動 6 波形に対する応答比の平均)

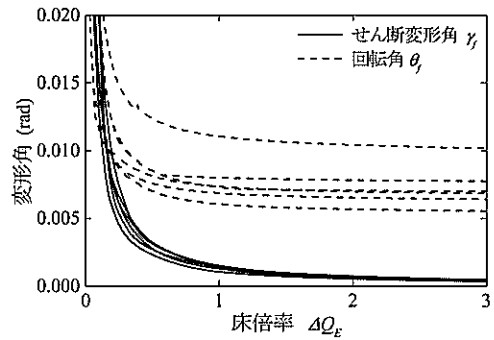
図 6.4 は、PGV=50cm/s の 6 波の地震入力に対する水平構面の最大せん断変形角 γ_f と最大回転角 θ_f を示す。同図(a), (b), (c)はそれぞれ $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ の場合の結果であり、各図には地震動をパラメータにして γ_f を実線、 θ_f を破線で示す。なお、これらの応答は下式によって求めることができる。

$$\gamma_f = \gamma_x + \gamma_y \quad (6.3)$$

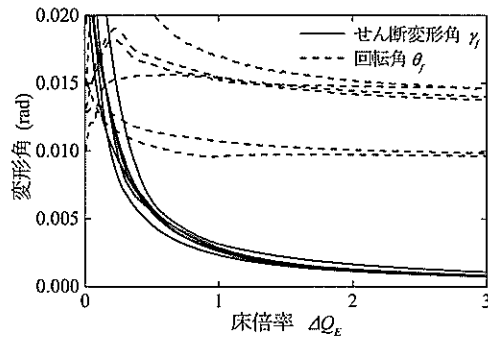
$$\theta_f = (\gamma_x - \gamma_y) / 2 \quad (6.4)$$

ここで、 γ_x と γ_y はそれぞれ間口(x)、奥行(y)方向の床のせん断変形角を示す。

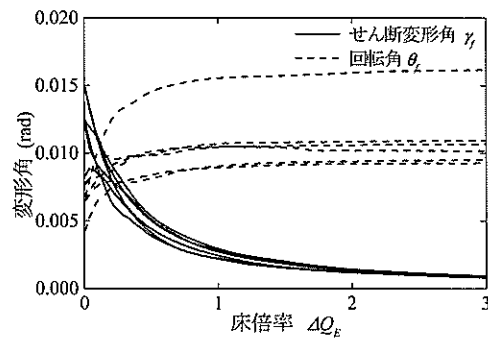
同図(a)より、 $\beta=0.5$ の場合は ΔQ_E の増大に伴って破線で示した床構面の回転角は減少、図(c)の $\beta=2.0$ の場合は増大、同図(b)の $\beta=1.0$ の場合は中間的な傾向が認められることが分かる。 ΔQ_E が小さいときに床構面に大きな回転角が生じるのは、先の図 6.3 の説明で述べた応答特性に起因する床構面の見かけの回転であると考えられる。回転角は $\beta=1.0$ の場合に、即ち整形な平面形の場合に最も大きい。これは、直交壁が加振方向の応答に寄与していることを示している。実線で示したせん断変形角については、 $\Delta Q_E \leq 1.0$ では β の違いによって応答量が大きく異なる。従って、 ΔQ_E と β の双方が偏心を有する柔床の応答に影響を及ぼすパラメータであると言える。床構面のせん断変形が大きい場合は見かけの回転角も生じ、その量も大きくなる。



(a) $\beta=0.5$



(b) $\beta=1.0$



(c) $\beta=2.0$

図 6.4 水平構面の最大変形角応答 ($\alpha=0.3$, ${}_x C_y = {}_y C_y = 0.3$, $PGV=50\text{cm/s}$)

6.3.2 直交壁効果の検証

まず、復元力特性の非線形性が応答に影響しない入力レベルで検討を試みる。

図 6.5 は、6 波形の地震動について無偏心モデルの応答が概ね弾性限界変位以下にとどまるように入力レベルを $PGV=10\text{cm/s}$ とし、 $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ と $\Delta Q_E=0.15, 0.5, 1.0$ の組み合わせによる 9 種類の建物モデルの Y1 (弱構面、実線)、Y2 (強構面、破線) 通りの変位応答比を示す。 ΔQ_E については剛床と見なせる $\Delta Q_E=0.5$ を基準に、 $\Delta Q_E=0.15$ 及び 1.0 を採用する。間口方向の降伏せん断力係数は一律に ${}_x C_y=0.3$ とし、奥行方向では ${}_y C_y=0.05 \sim 1.5$ に変化させる。上、中、下段の図にそれぞれ $\Delta Q_E=0.15, 0.5, 1.0$ 、左、中、右列の図にそれぞれ $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ の解析結果を示す。

図より、 β が小さくかつ ΔQ_E が大きいほど (同図(c1))、 ${}_y C_y$ の増大に伴って Y1, Y2 通りの応答比が 1.0 に収束する傾向が強いことが分かる。逆に、 β が大きい場合 (同図(a3), (b3), (c3))、或いは ΔQ_E が小さい場合 (同図(a1), (a2), (a3)) は ${}_y C_y$ が増大すると応答比はある一定値に収束している。従って、直交壁効果には ΔQ_E と β 及び ${}_y C_y$ の全てが影響因子である。ただし、 ${}_y C_y$ は過度に増大させても直交壁効果の期待は高まらない。

図 6.6 は、 β と ${}_y C_y$ をそれぞれ縦軸、横軸にとり、Y1 通り (弱構面) の変位応答比を等高線にして示す。入力地震動は $PGV=10, 50\text{cm/s}$ の El Centro 波である。上、中、下段の図にそれぞれ $\Delta Q_E=0.15, 0.5, 1.0$ 、左、右の図にそれぞれ $PGV=10, 50\text{cm/s}$ の結果を示す。なお、奥行方向の降伏せん断力係数は一律に ${}_x C_y=0.3$ とする。

図より、概括的には β が小さく、かつ ${}_y C_y$ が大きい場合は等高線が横軸に平行或いは右上がりとなり、応答比の規則性が認められる。しかし、 ${}_y C_y$ が小さい場合及び β が過大な場合は等高線が歪で明瞭な傾向は認められない。それらの領域を ${}_y C_y$ で区分し、安定した一定の応答比が得られるのはおよそ ${}_y C_y \geq 0.6$ 、即ち奥行方向には間口方向に対して 2 倍の壁量が必要である。この安定した応答比が得られることは柔床における直交壁効果のひとつであると言える。 $\Delta Q_E=0.15$ の場合、等高線の間隔が密で β の違いによる変動が著しいが、 $\Delta Q_E=0.5, 1.0$ の場合は間隔が広く、変動も緩慢である。

図 6.7 は、入力を BCJ L2 としたときの解析結果を図 6.6 と同様にして示す。図 6.6 と比較すると、 β が大きくなると等高線の形状と大きさには若干の差が認められるが、 β が小さければ入力に関係なく類似の傾向にある。また、入力レベルの大きさ、即ち応答の非線形性の違いは応答比には明瞭に表れず、むしろ BCJ-L2 波の場合は入力レベルに関わらず等高線の形状は類似している。 $\Delta Q_E=0.5$ では等高線が ${}_y C_y$ の増大に伴って緩やかに右上がりとなり、 $\Delta Q_E=1.0$ では更にその勾配が上がり、これは、床剛性の確保によって応答比の低減効果を期待できることを意味している。

従って、1 軸偏心を有する 1 軒型長屋モデルについて、 ΔQ_E , β , ${}_y C_y$ 、入力地震動の種類、及び PGV をパラメータとした解析から、直交壁効果に最も影響を及ぼす因子は ΔQ_E と β であると言える。 ΔQ_E が小さい場合でも ${}_y C_y$ の増大によって一定の応答比を期待するこ

とができるが、その値は小さくならない。応答比を小さくするためには水平構面を剛床と見なせるための剛性が必要であり、床倍率が $\Delta Q_E \geq 0.5$ でないと応答比の低減を含めた直交壁効果は期待できない。 γ_{Cy} も直交壁効果の影響因子にはなるが、応答比の安定性の点では過度に増大させる必要はない。入力地震動の種類とPGVについては、ここで示した範囲では影響因子にはならない。これは、応答を基準化した比率で評価し、応答量を論じていないからである。採用した何れのパラメータの組み合わせでも応答比は1.0~1.5の範囲にあり、従って、直交壁効果を期待するためには間口方向の変形性能に余裕があることも必要である。

これらの結果と長屋の特徴を照合すると、間口方向の偏心を解消することは困難であるが、しかし変形性能には余裕がある場合、床剛性と奥行方向の壁量を確保することが有効な耐震補強となり得、直交壁効果によって間口方向の地震時の変位応答は安定し、床剛性が高ければ応答量を小さくすることもできると考えられる。ただし、応答の安定性の観点から β は小さい方が望ましい。 β が小さいことは住戸の狭小性に相反し、従って、1軒型に直交壁効果を期待することは必ずしも現実的ではないとも言え、平面形状を適切に判断する必要がある。

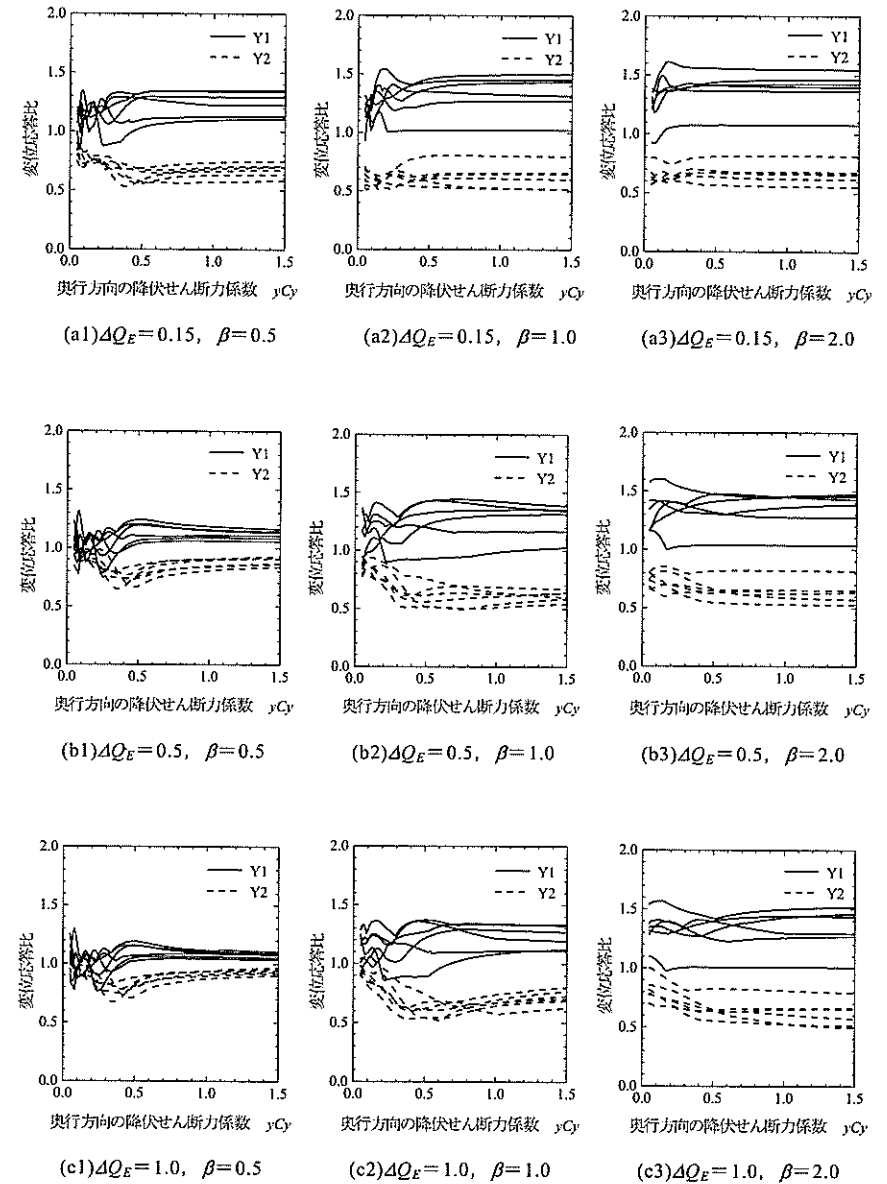


図 6.5 奥行方向の降伏せん断力係数と無偏心に対する最大変位応答比の関係
(1軒型、PGV=10cm/s の入力地震動 6 波に対する応答、 $\gamma_{Cx} = 0.3, \alpha = 0.3$)

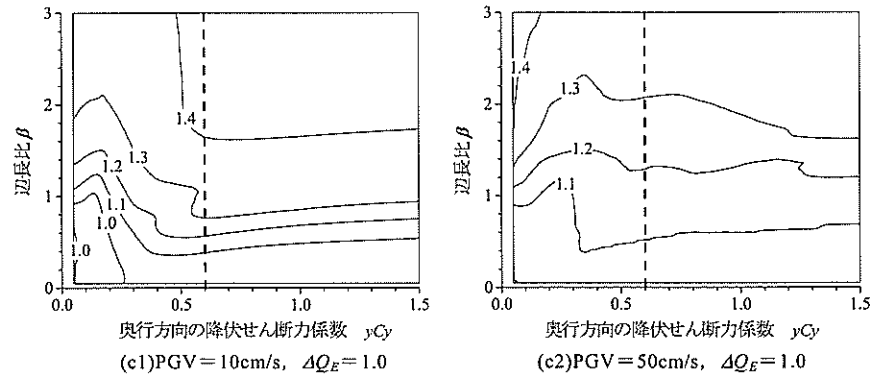
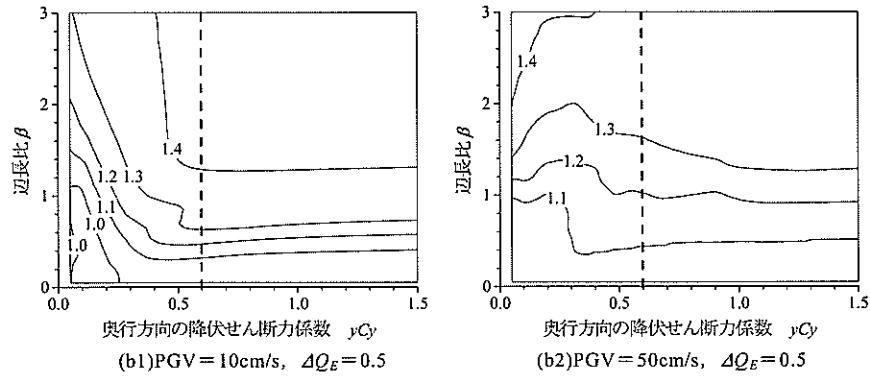
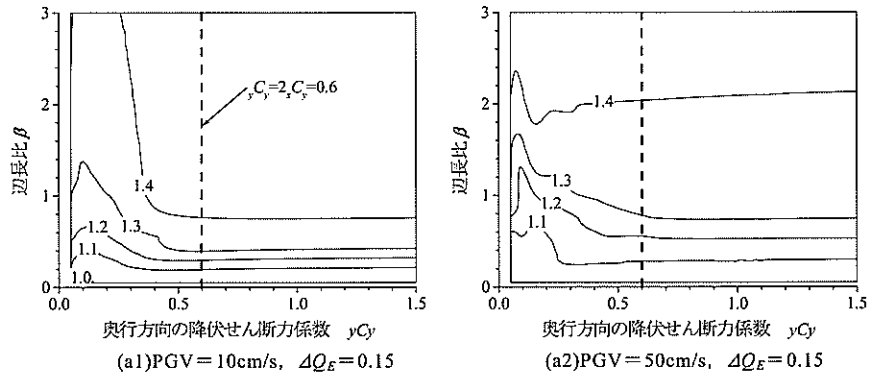


図 6.6 無偏心に対する最大変位応答比 (El Centro, 1 軒型, $y_{C\gamma} = 0.3$, $\alpha = 0.3$)

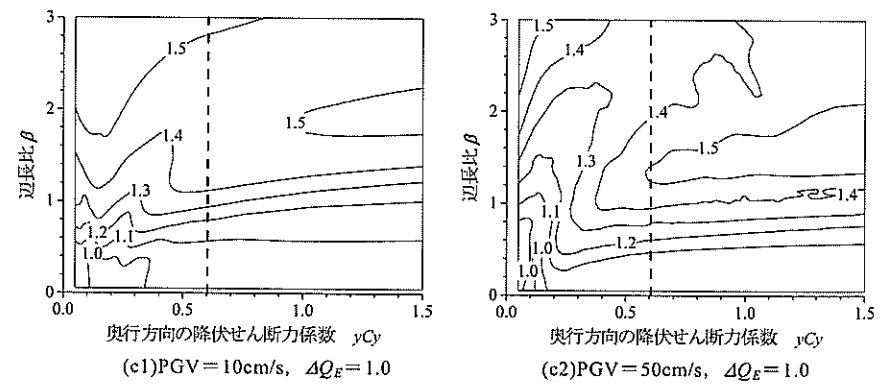
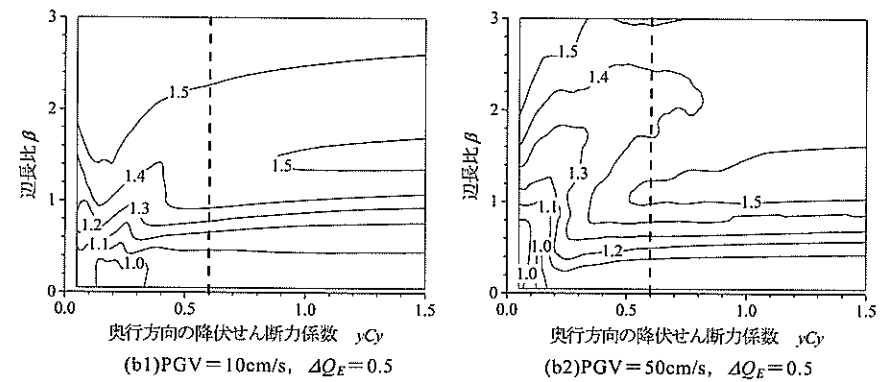
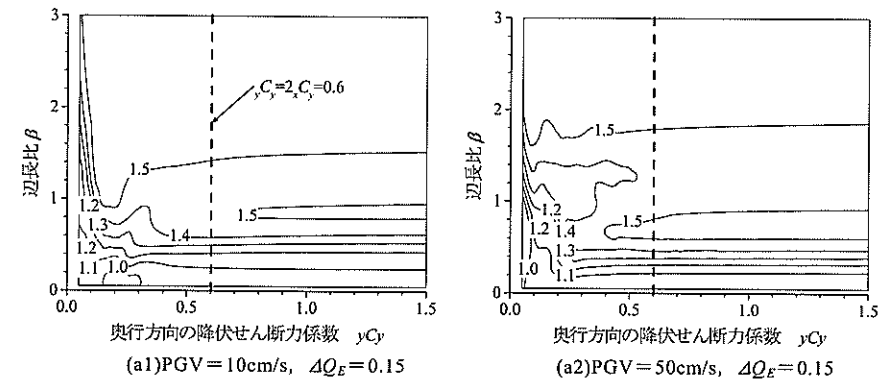


図 6.7 無偏心に対する最大変位応答比 (BCI L2, 1 軒型, $y_{C\gamma} = 0.3$, $\alpha = 0.3$)

次に、4軒型モデルの直交壁効果の検証結果を図 6.8 に示す。各種パラメータは図 6.6 ~6.7 と同様であるが、地震動の入力レベルは $PGV=50\text{cm/s}$ のみである。入力地震動は EI Centro (同図(a)) 及び BCJ L2 (同図(b)) である。先の 1軒型の解析結果と比較すると、等高線の形状は規則的でかつ安定し、 β 或いは ${}_yC_y$ に対する応答比の依存性が明瞭に認められる。応答比はおよそ ${}_yC_y \leq 0.45$ では ${}_yC_y$ に、それ以上では β に依存している。 ΔQ_E と ${}_yC_y$ に関わらず安定した一定の応答比を期待するならば、奥行方向には間口方向のおよそ 1.5 倍の壁量を確保すれば十分である。また、1軒型と同様に $\Delta Q_E \geq 0.5$ であれば、 ${}_yC_y$ の増大に伴って応答比は小さくなる。4軒型の等高線の形状に明瞭な規則性が認められることは、1軒型で β が小さい場合の結果に類似している。これは、4軒型を構成する個々の住戸の狭小性が各住戸の集合によって改善されていることに他ならない。なお、応答比は 1軒型と同様に 1.0~1.5 の範囲に納まっている。

これらの結果と長屋の特徴を照合すると、4軒型は 1軒型と比べて β の大きさに関わらず安定した一定の応答比を得ることができ、奥行方向には間口方向の 1.5 倍の壁量があればよい。通常、奥行方向の壁量は間口方向の 1.5 倍以上と思われるので、床の補強のみでも地震時の変位応答の低減効果を期待できると考えられる。

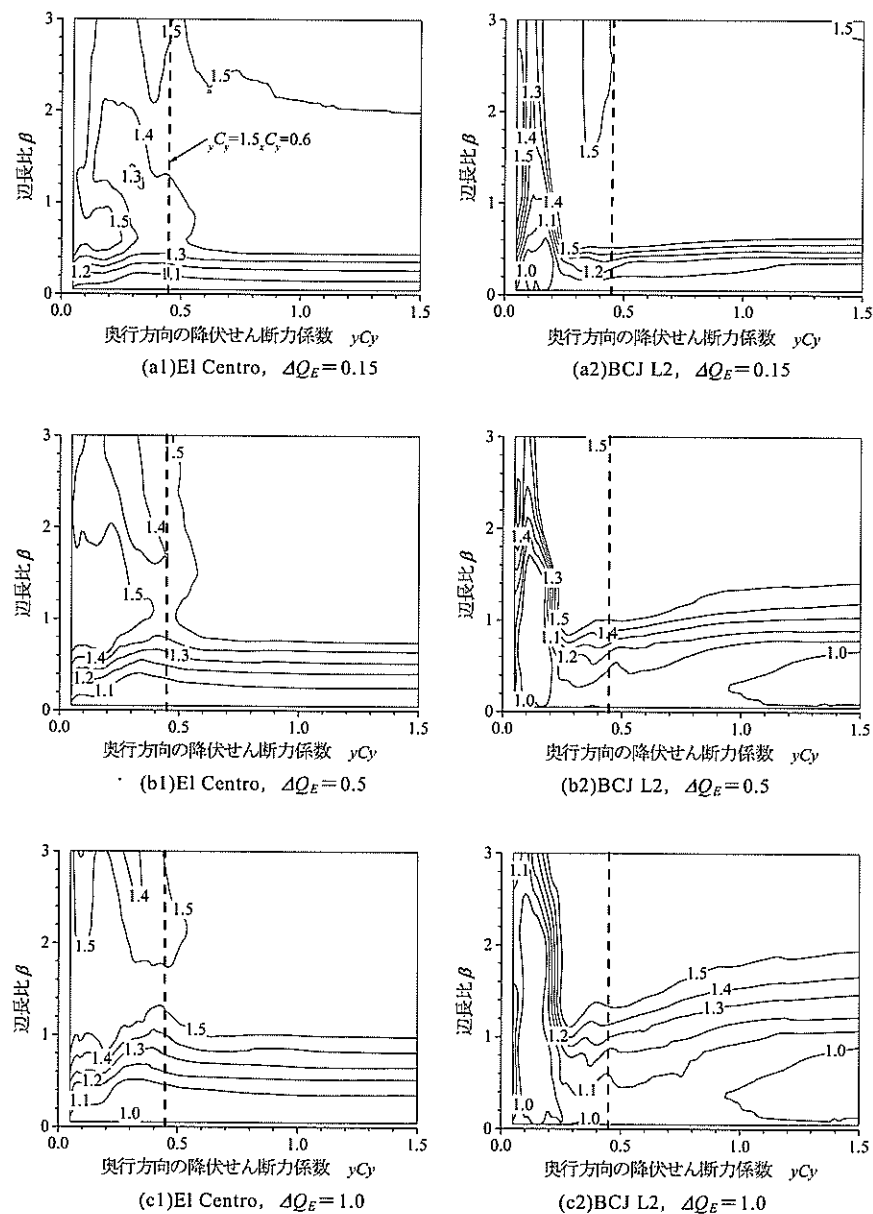


図 6.8 無偏心に対する最大変位応答比 ($PGV=50\text{cm/s}$, 4軒型, ${}_xC_y=0.3$, $\alpha=0.3$)

6.4 2方向の地震入力を受ける場合

一般に、建物の耐震安全性を検討する際は建物の強軸、弱軸方向をそれぞれ単独に取り扱えばよく、即ち地震入力は1方向のみとしてよい。しかし、建物全体の立体効果を把握するためには地震入力の2方向性を欠かすことはできない。本節では、地震入力を2方向に拡張した検討を試みる。

6.4.1 床剛性が地震応答に及ぼす影響

1軒型モデルのパラメトリックスタディによって床剛性が地震応答に及ぼす影響を確認する。

図 6.9 には、前述の地震動の入力レベルを $PGV=10\text{cm/s}$ としたときの床倍率 ΔQ_E と各構面の変位応答比の関係を示す。パラメータには辺長比 $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ の3種類、各 β について間口と奥行方向の降伏せん断力係数 $C_y = x, C_y = y, C_y = 0.1, 0.2, 0.3$ の3種類を組み合わせ、全体で9通りとする。図には地震動6波に対する各通りの応答比の平均値を示す。この設定の目的は、間口、奥行方向の壁量が同一の下で、鉛直構面と水平構面の剛性、強度の相対的な違いが地震応答に及ぼす影響を比較することである。なお、上、中、下段の図には $C_y=0.1, 0.2, 0.3$ 、左、中、右列の図には $\beta=0.5, 1.0, 2.0$ の結果を示す。

図より、各図共通して ΔQ_E が大きくなるに連れて間口方向の Y1 通り（弱構面、実線）の応答比は小さく、Y2 通り（強構面、破線）では大きくなり、それらの値は 1.0 に収束することが分かり、無偏心の挙動に近づく。 β 別の（図の縦の列）の応答比から、 β が大きくなるに連れてこの傾向が薄れていくことが分かる。 C_y 別（図の横の列）の結果から、 C_y が 0.1 から 0.3 に大きくなるに連れ、Y1 通りの変位応答比は徐々に大きくなっていくことが分かる。これは鉛直構面と水平構面の相対的な違いが影響していると考えられる。即ち、 C_y が大きいほど鉛直構面に対して水平構面が相対的に柔らかいということである。

図 6.10 には入力レベルを $PGV=50\text{cm/s}$ としたときの結果を示す。図の表記は先の図 6.9 と同様である。

図より、先の $PGV=10\text{cm/s}$ の場合は ΔQ_E の増大に伴う応答比の変化が緩慢であったのに対し、 $PGV=50\text{cm/s}$ の場合は変化が急激な上に変動も認められる。これは応答の非線形性に起因していると思われる。 C_y 別（図の横の列）の結果から、応答比の差は明瞭ではない。これは、応答が塑性領域に達する場合、降伏耐力が $C_y=0.1\sim 0.3$ 程度の違いは水平構面の変形には影響を及ぼさないことを示していると考えられる。

ところで、先の1方向の地震入力に対する解析の結果、 $\Delta Q_E \geq 0.5$ であれば剛床無偏心に対する変位応答量の増分は5%以下であることが分かっており、この2方向入力の場合においても同様の結果となっている。従って、応答比の観点からは $\Delta Q_E \geq 0.5$ であれば剛床と見なしてよい。

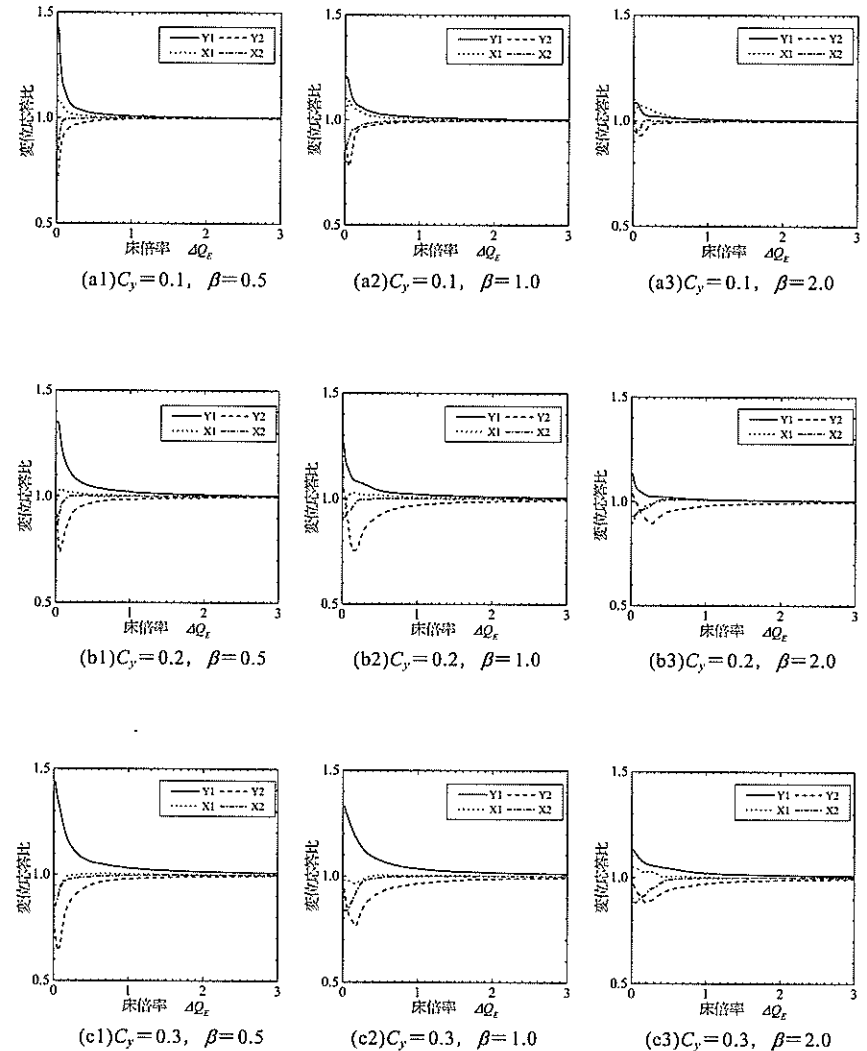


図 6.9 床倍率 ΔQ_E と最大変位応答比の関係
($PGV=10\text{cm/s}$, $\alpha=0.3$, 入力地震動6波形に対する応答比の平均)

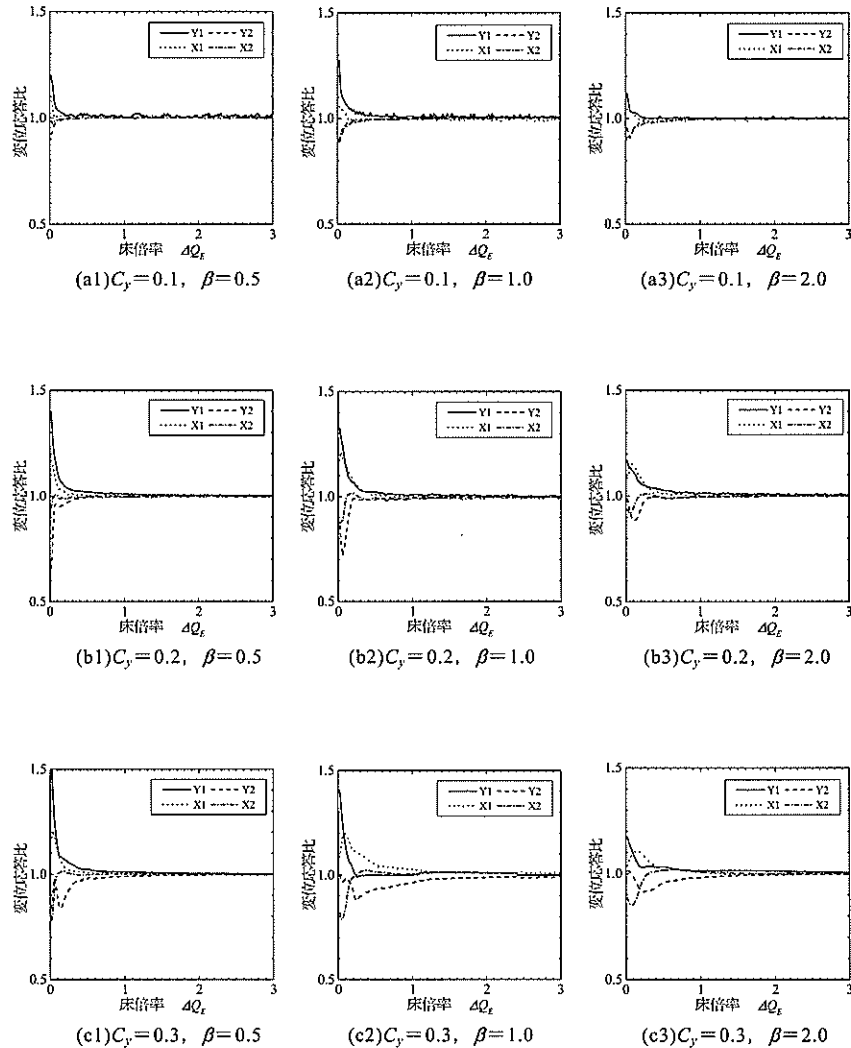


図 6.10 床倍率 ΔQ_E と最大変位応答比の関係
(PGV=50cm/s, $\alpha=0.3$, 入力地震動 6 波形に対する応答比の平均)

6.4.2 直交壁効果の検証

まず、同一の辺長比 β の下で直交壁量のみ変化させたときの応答特性を確認する。

図 6.11~6.12 には辺長比を $\beta=1.0$ に固定し、間口方向の降伏せん断力係数を ${}_yC_y=0.1, 0.2, 0.3$ (左、中、右列の図)、床倍率を $\Delta Q_E=0.15, 0.5, 1.0$ (上、中、下段の図)とし、PGV=10, 50cm/s の 6 波の入力地震動を受ける建物モデルの Y1 (弱構面、実線)、Y2 (強構面、破線) 通りの最大変位応答比を示す。なお、 ΔQ_E については剛床とみなせる $\Delta Q_E=0.5$ を基準に $\Delta Q_E=0.15$ と 1.0 を採用した。直交壁量に対応する奥行方向の降伏せん断力係数は ${}_yC_y=0.05\sim 1.5$ 、入力レベルは図 6.11 では PGV=10cm/s、図 6.12 では 50cm/s である。

図より、 ${}_yC_y$ を増大させると Y1 (実線)、Y2 (破線) 通りとも応答比が安定し、かつある一定値に収束し、直交壁効果の存在が認められることが分かる。その収束値はおよそ 1.1~1.8 である。なお、PGV=50cm/s の地震入力を受ける ${}_yC_y=0.3$ のモデルでは応答比が 2.0 を超えている場合がある。これは JMA Kobe に対する応答比であり、最大値は約 2.5 であった。これは、地震動固有の特性が現れているためと考えられる。各図中の地震動別の結果から、 ${}_yC_y$ が大きくなるに連れて地震動の違いによる応答比のばらつきが目立ち、これは PGV が大きい図 6.12 において顕著に認められる。しかし、 ${}_yC_y$ 即ち直交壁量を確保することでばらつきが小さくなり収束する。従って、直交壁量を確保すれば入力地震動とそのレベルは直交壁効果に影響を及ぼさない。 ${}_yC_y, \Delta Q_E$ 別の結果から、 ${}_yC_y$ が小さく、 ΔQ_E が大きいほど (図(c1)) Y1, Y2 通りの応答比が 1.0 に漸近することが分かり、これは PGV=10, 50cm/s ともに認められる。

前節の解析結果では、間口 1 方向の地震入力による解析では、直交壁効果を期待するための必要直交 (奥行) 壁量は地震動の入力レベルに関わらず間口方向の壁量とのバランスに依存する結論付けた。しかし、地震入力を 2 方向とした場合、必要直交壁量は入力レベルが PGV=10cm/s の場合は降伏せん断力係数にして ${}_yC_y \geq 2 \cdot {}_x C_y$ で 1 方向入力のと時と同様であるが、PGV=50cm/s の場合はおよそ ${}_yC_y \geq 0.5$ である。従って、応答が弾性域にとどまる、或いは弱非線形領域の場合、直交壁効果はやはり間口と奥行方向の相対的な壁量に支配されると考えられる。しかし、入力レベルが大きく、応答が非線形領域に達する場合、直交壁効果は間口方向と奥行方向の相対的な壁量よりもむしろ奥行方向の降伏耐力に支配されていると言え、1 方向入力による解析結果と異なる。図 5.5 より、 $C_y=0.5$ の質点系の最大層間変形角応答は 1/120~1/50 であることから、PGV=50cm/s の 2 方向の地震入力の下では、奥行方向はその方向の地震入力に対して十分に耐え、その応答は中程度の塑性域にとどまることが直交壁効果を期待するための必要条件である。更に、その効果を期待できるのは応答量の観点からすれば当然のことであるが、間口方向の変形性能に余裕を有している場合に限られる。なお、文献 3) では直交壁効果の条件として直交壁がねじれにより塑性化に至らないこととしているが、本論では直交壁には中程度の塑性化を許容できる結果となった。両者の結果の違いは 1 方向と 2 方向の地震入力の違いにあると考えられる。

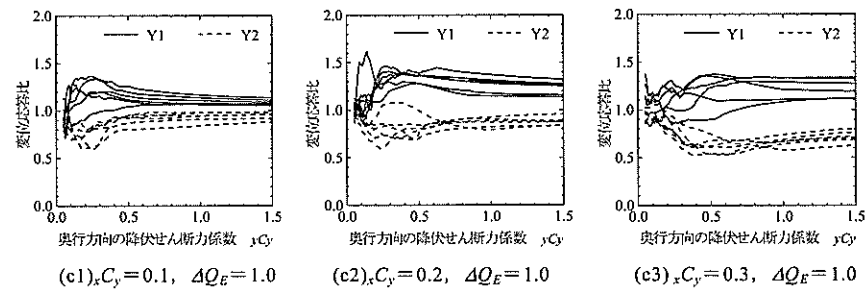
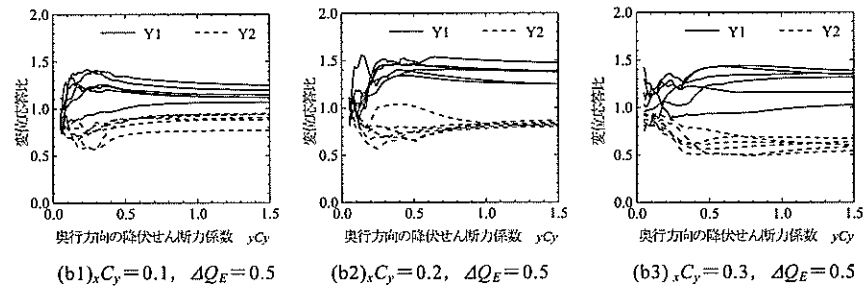
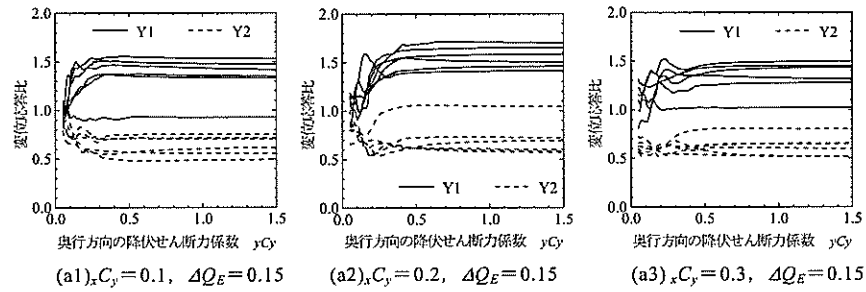


図 6.11 奥行方向の降伏せん断力係数 $y C_y$ と最大変位応答比の関係
(1軒型, 入力地震動6波に対する応答, $PGV=10\text{cm/s}$, $\alpha=0.3$, $\beta=1.0$)

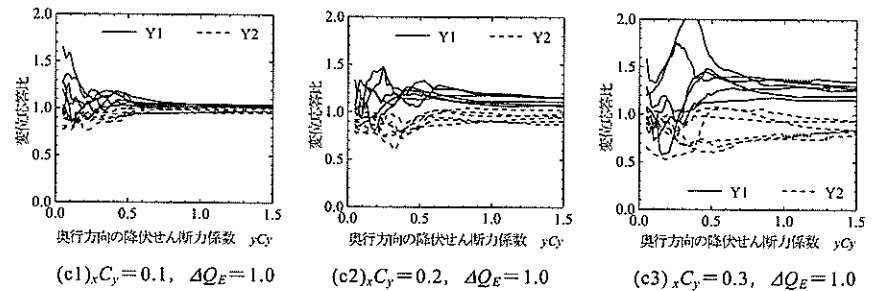
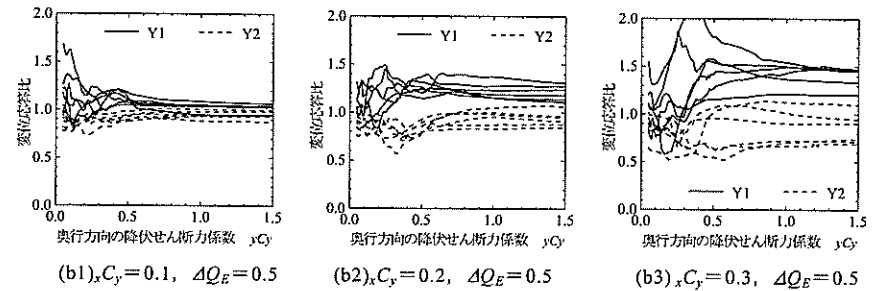
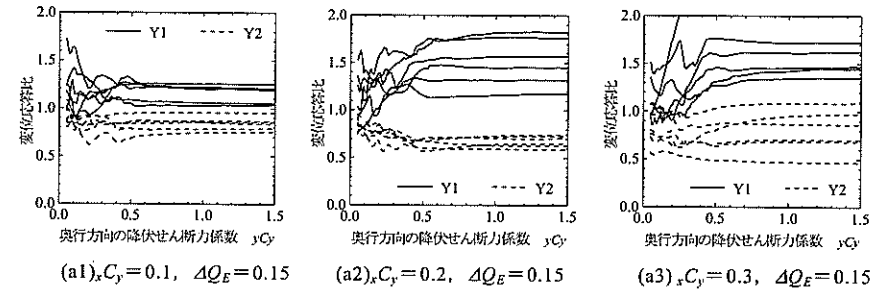


図 6.12 奥行方向の降伏せん断力係数 $y C_y$ と最大変位応答比の関係
(1軒型, 入力地震動6波に対する応答, $PGV=50\text{cm/s}$, $\alpha=0.3$, $\beta=1.0$)

次に、平面形状が直交壁効果に及ぼす影響を検討するため、図 6.13～6.16 に間口方向 Y1 通り（弱構面）の最大変位応答比の等高線を示す。図中の縦軸、横軸はそれぞれ辺長比 β と奥行方向の降伏せん断力係数 ${}_yC_y$ であり、入力地震動は $PGV=10, 50\text{cm/s}$ の El Centro 波と BCJ L2 波である。図 6.13 は $PGV=10\text{cm/s}$ の El Centro 波、図 6.14 は $PGV=10\text{cm/s}$ の BCJ L2 波、図 6.15 は $PGV=50\text{cm/s}$ の El Centro 波、図 6.16 は $PGV=50\text{cm/s}$ の BCJ L2 波の場合の解析結果である。床倍率は $\Delta Q_E=0.15, 0.5, 1.0$ （上、中、下段の図）、間口方向の降伏せん断力係数は ${}_yC_y=0.2$ とした。また、比較のために 1 方向入力による結果（左の列の図）も併記し、図 6.11～6.12 より得られた結果を受け、 $PGV=10\text{cm/s}$ の結果の図中には ${}_yC_y=2, {}_x C_x=0.4$ 、 $PGV=50\text{cm/s}$ の結果の図中には ${}_yC_y=2, {}_x C_x=0.4$ （1 方向入力）、 ${}_yC_y=0.5$ （2 方向入力）を破線で示す。

図 6.13～6.14 より、 $PGV=10\text{cm/s}$ の地震入力の場合、各図の等高線には規則性が認められ、奥行方向の降伏せん断力係数がおよそ ${}_yC_y \geq 2, {}_x C_x=0.4$ であれば、応答比は β に大きく依存し、その大きさは ΔQ_E に関係していることが分かる。 β が大きくなるに連れて応答比も大きくなるから、狭小な平面形状は応答比に関して言えば不利である。しかし、 ΔQ_E が大きく（下段の図）なると等高線は右上がりに、かつその間隔が広くなる。これは、床剛性の確保によって応答比は小さくなり、それが広範囲に亘ることを意味し、直交壁効果が現れている。地震動別の結果から、応答比自体には若干の差が認められるが、等高線の傾向は類似していることが分かる。入力方向別の結果から、応答比とその形状はほとんど変わらないことが分かり、 $PGV=10\text{cm/s}$ では入力方向の違いはやはり直交壁効果には影響を及ぼさない。

図 6.15～6.16 より、 $PGV=50\text{cm/s}$ になると、 10cm/s の場合と比べて等高線の規則性は低く、 $\beta > 2.0$ になると応答比が不安定になることが分かる。しかし、 $\beta \leq 2.0$ では定性的に ${}_yC_y$ が大きくなると応答比に対する β の依存性が高まる。更に、 ΔQ_E が大きくなるに連れて等高線の間隔も広く、かつ右上がりになることは $PGV=10\text{cm/s}$ の場合と同様である。入力方向別の結果から、2 方向入力の場合は等高線の不規則性と暴れが目立つことが分かる。これは、間口、奥行方向とも塑性化に至るためであり、2 方向入力時の応答の特徴と考えられる。しかし、 ${}_yC_y$ が大きく（破線の右側の領域）なると応答比は安定し、これはねじれの解消を意味する。従って、図 6.12 から得られた直交方向の必要壁量は、 β を変化させた場合でもなお同様であると判断できる。ただし、応答比とその安定性の観点では $\beta \leq 2.0$ であることが望ましい。しかし、 β が小さいことは長屋の住戸の狭小性に相反するから、1 軒型に直交壁効果を期待することは現実的と言えない。

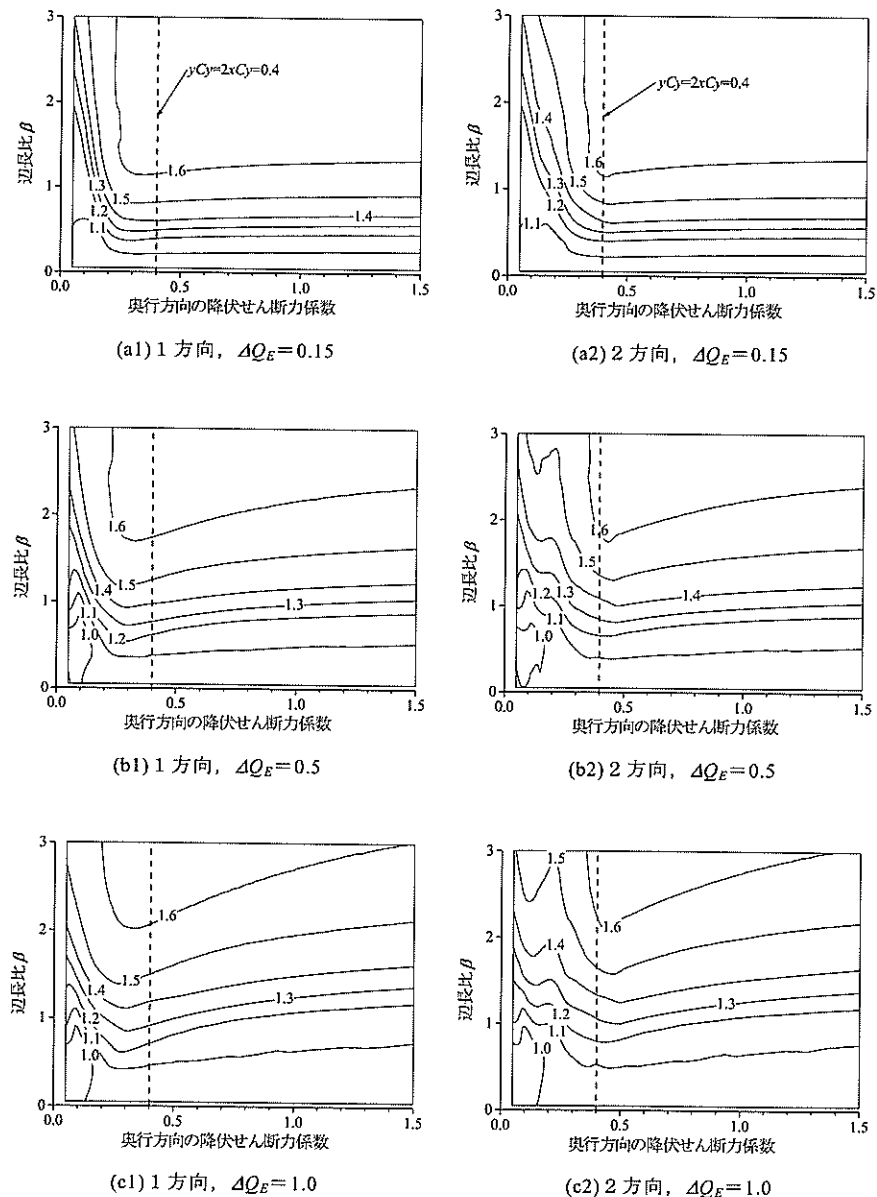


図 6.13 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比
(El Centro, $PGV=10\text{cm/s}$, 1 軒型, ${}_x C_x=0.2$, $\alpha=0.3$)

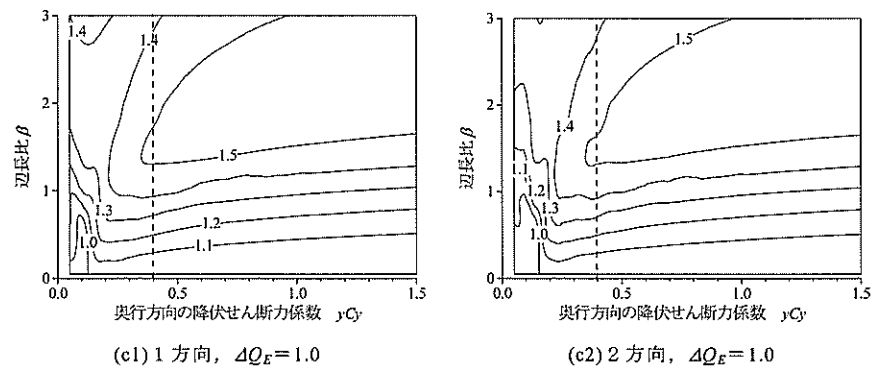
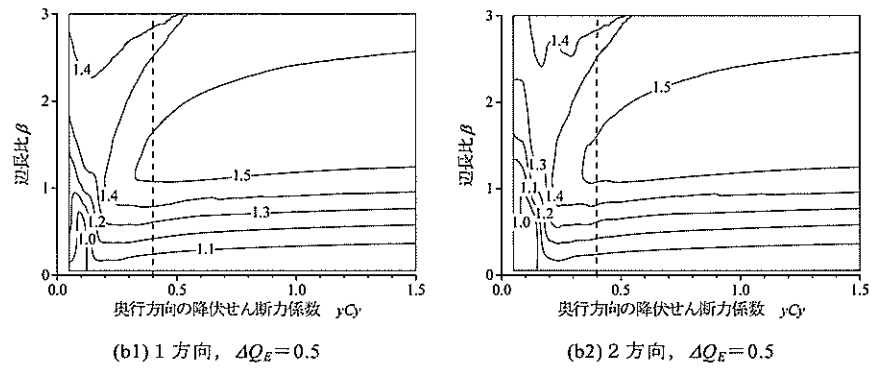
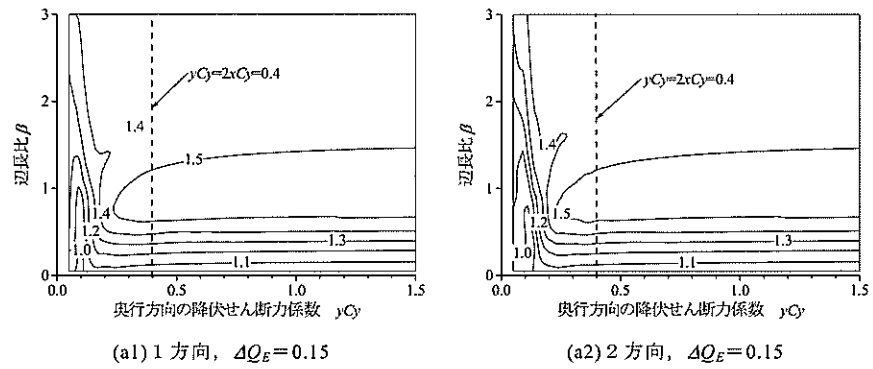


図 6.14 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比
(BCJ L2, PGV=10cm/s, 1 軒型, $rC_y=0.2$, $\alpha=0.3$)

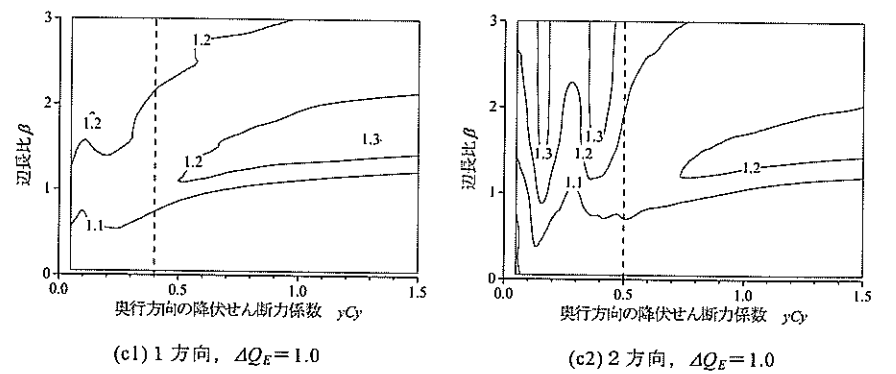
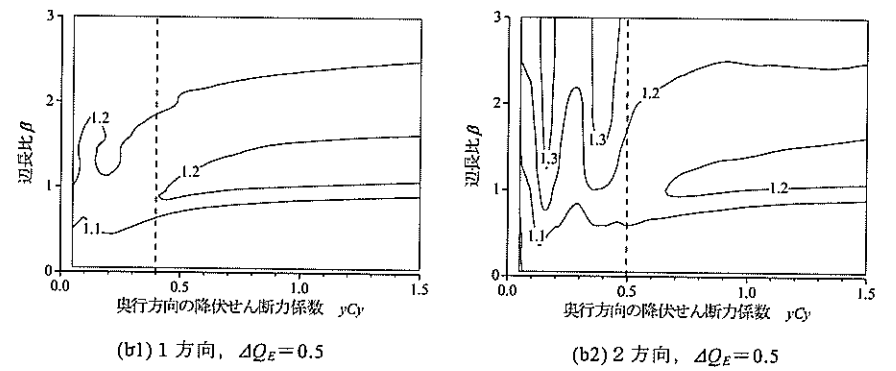
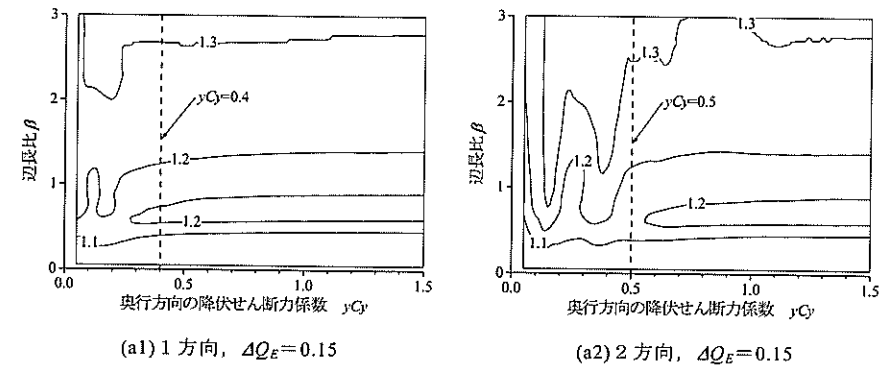


図 6.15 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比
(El Centro, PGV=50cm/s, 1 軒型, $rC_y=0.2$, $\alpha=0.3$)

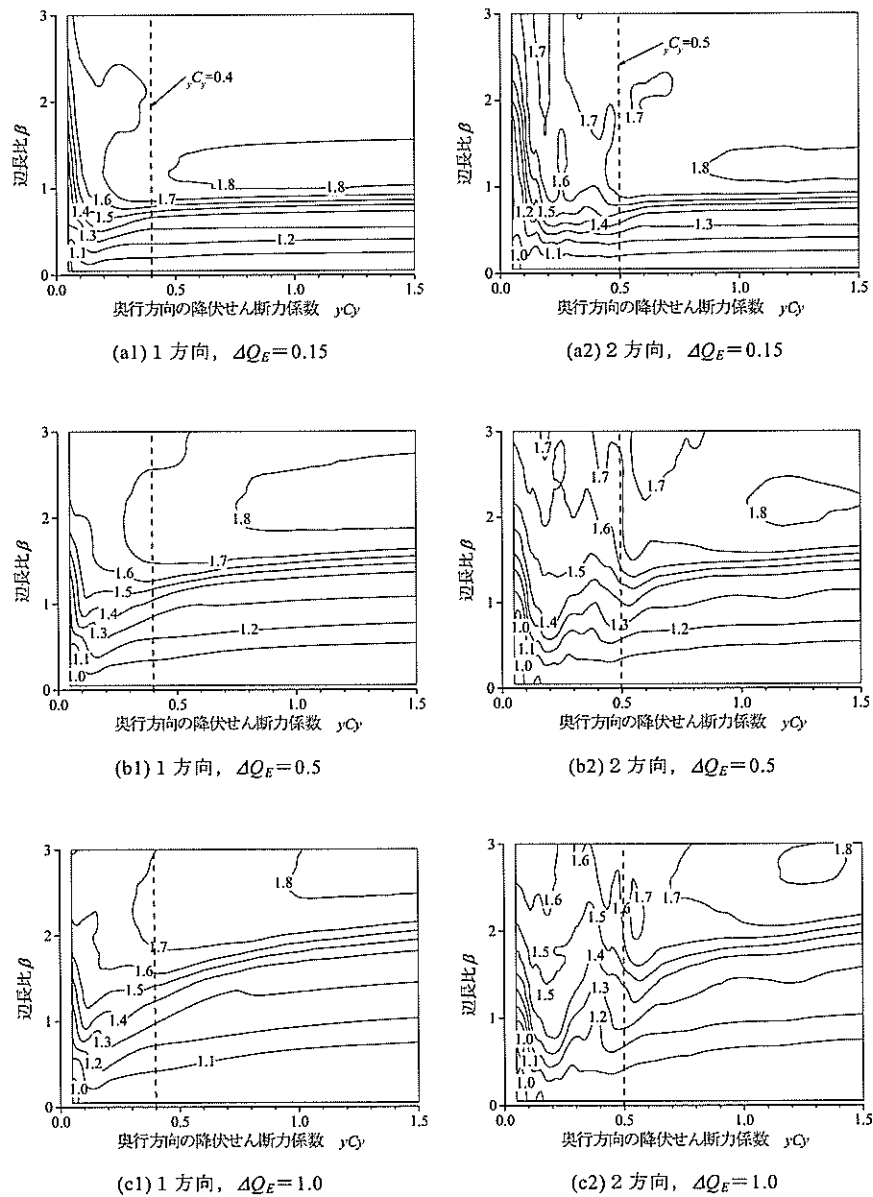


図 6.16 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比
(BCJ L2, PGV=50cm/s, 1 軒型, $x C_y=0.2$, $\alpha=0.3$)

次に、間口方向の耐力の大小が直交壁効果に及ぼす影響を検討する。

図 6.17~6.18 は、辺長比 β ($=0.5, 1.0, 2.0$) と床倍率 ΔQ_E ($=0.15, 0.5, 1.0$) の組み合わせによる 9 種類の建物モデルに PGV=10, 50cm/s の BCJ L2 波を入力し、間口、奥行方向の降伏せん断力係数 $x C_y, y C_y$ をそれぞれ縦軸、横軸にとり、間口方向 Y1 通り (弱構面) の最大変位応答比の等高線を示す。PGV=10cm/s の図 6.17 には $y C_y=2x C_y$ を、PGV=50cm/s の図 6.18 には $y C_y=0.5$ を破線で示す。

図 6.17 より、入力レベルが PGV=10cm/s の場合、 $y C_y \geq 2x C_y$ では応答比は十分に安定していることが分かり、図 6.11 から得られた知見を支持する。更に、 ΔQ_E が大きく (下側の図) なるに連れて応答比は小さくなる。 β が異なる (図の右、中、左列) と等高線の形状は大きく変わる。従って、 $x C_y, \Delta Q_E$ よりも β の方が直交壁効果に及ぼす影響が大きいことが分かる。

図 6.18 より、入力レベルが PGV=50cm/s になると、間口、奥行各方向とも応答の非線形性が強い傾向が認められない。しかし、 $y C_y \geq 0.5$ では応答比は十分に安定している。また、等高線の形状から、この場合でも β は直交壁効果に及ぼす影響が大きいことが分かる。

図 6.17~6.18 の両入力レベルについて、各図共通して応答比の最大値は $x C_y=0.2 \sim 0.3$ の間に生じている。これは、応答量を支配する成分に起因しているものと推察される。 β が大きいと応答比も大きくなり、その最大値は 2.0 (図 6.18 の(c1)及び(c2)のとき) である。従って、直交壁効果を期待する場合は間口方向の変形性能に余裕を確保しておかなければならない。なお、1 方向入力の場合のこの最大値は 1.5 であったが、2 方向入力の場合は大きくなった。

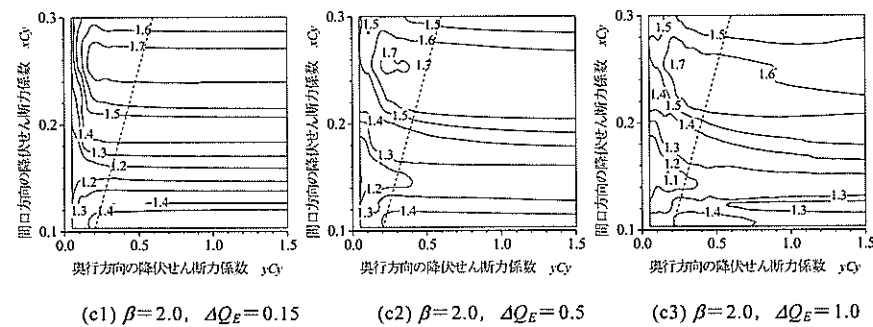
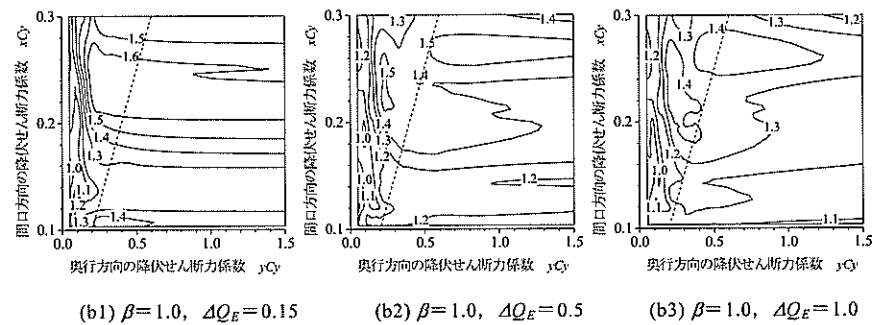
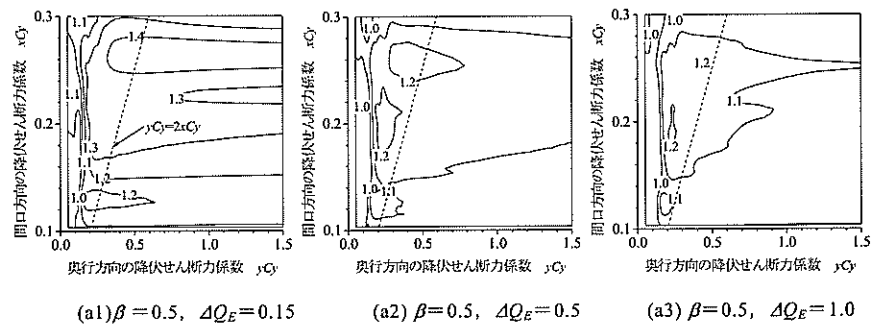


図 6.17 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比 (1 軒型, BCL L2, PGV=10cm/s, $\alpha=0.3$)

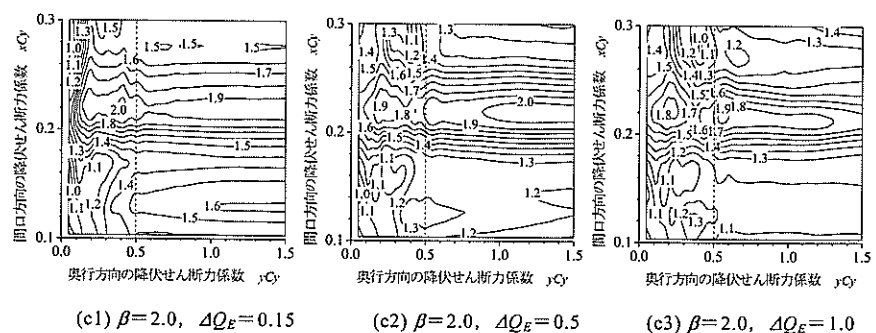
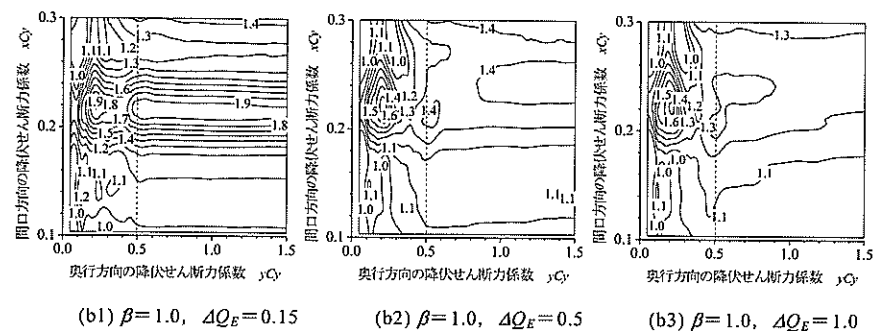
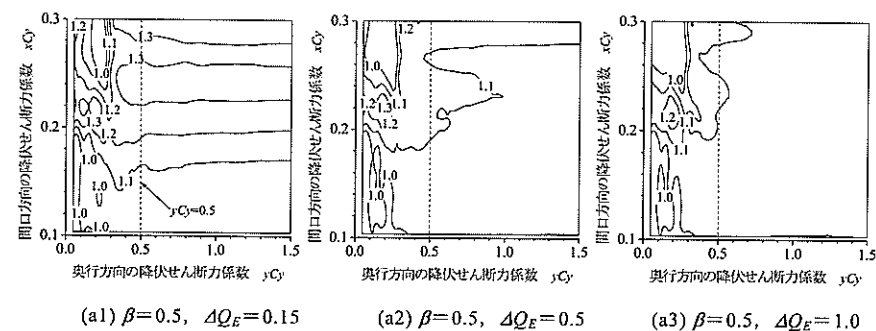


図 6.18 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比 (1 軒型, BCL L2, PGV=50cm/s, $\alpha=0.3$)

4 軒型モデルの直交壁効果の検証結果を図 6.19~6.20 に示す。各種パラメータは先の図 6.13~6.16 と同様で、地震入力は 2 方向のみである。図 6.19、図 6.20 の入力レベルはそれぞれ $PGV=10, 50\text{cm/s}$ である。床倍率 $\Delta Q_E=0.15, 0.5, 1.0$ の結果をそれぞれ上、中、下段の図に、El Centro 波及び BCJ L2 波に対する結果をそれぞれ左右の図に示す。各図中には ${}_yC_y=2{}_xC_y$ を、 $PGV=50\text{cm/s}$ のそれには ${}_yC_y=0.5$ を破線で示す。

図より、破線で示した ${}_yC_y$ より大きい (右側の ${}_yC_y$) 領域では、1 軒型の場合と同様に応答比が β に強く依存していることが分かる。 ΔQ_E 別の結果から、 ΔQ_E が大きい方が応答比は小さく、かつ等高線の間隔も広く、右上がりの傾向にある。これは前述の直交壁効果であると考えられる。更に、図 6.13~6.16 の 1 軒型の結果と比較すると、4 軒型の応答比は小さい。これは、長屋を構成する個々の住戸の狭小性が住戸の集合によって建物全体では改善されていることを意味する。通常、長屋の奥行方向は妻壁や戸境壁によって壁量が十分確保されているため降伏せん断力係数も高いこと^{4,5)}、応答比の最大値が 1.5~1.7 の範囲に存在すること、及び床倍率と等高線の関係から、直交壁効果は大いに期待でき、水平構面の剛性を高めることにより間口方向の鉛直構面の補強を最小限にとどめることも可能であると考えられる。

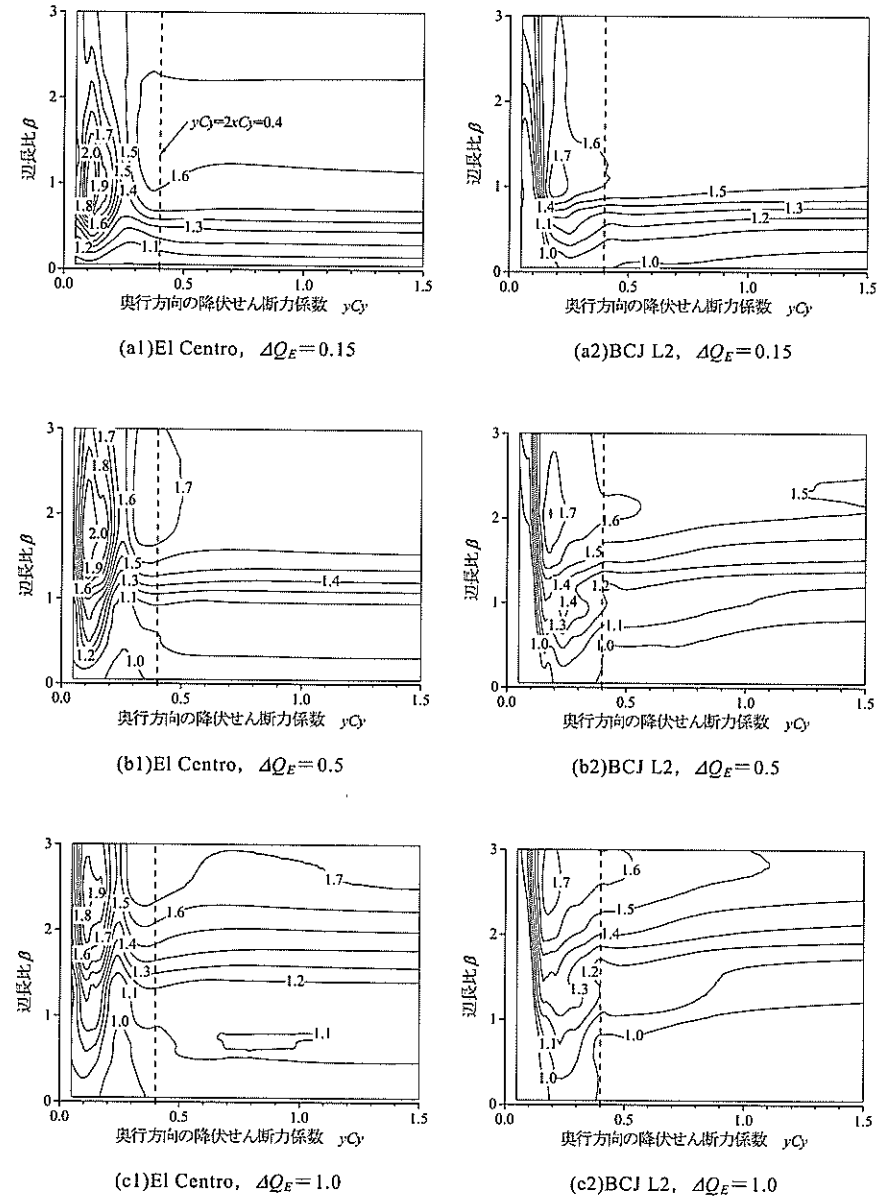


図 6.19 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比 (4 軒型, $PGV=10\text{cm/s}$, ${}_xC_y=0.2$, $\alpha=0.3$)

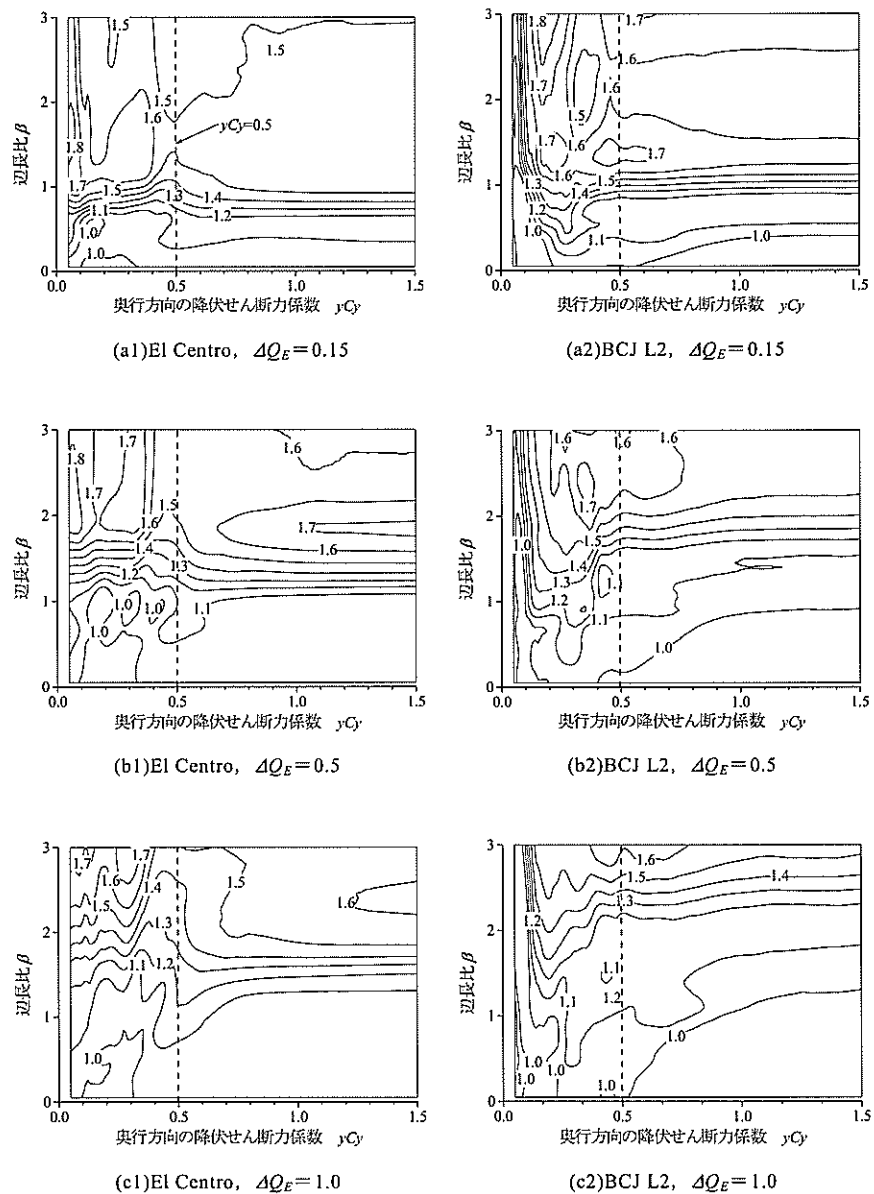


図 6.20 間口方向 Y1 通りの最大変位応答比 (4 軒型, PGV=50cm/s, $x_{Cy}=0.2$, $\alpha=0.3$)

6.5 まとめ

本章では、第 5 章に引き続き、間口方向に 1 軸偏心を有する伝統構法の軸組木造共同住宅、長屋について地震応答解析を行なった。水平構面を柔床に拡張し、床剛性が地震応答に及ぼす影響を検討し、1 軒型、4 軒型 2 種類のモデルの直交壁効果を検証した。

解析パラメータには偏心 (壁量分配率 α)、平面形状の狭小性 (辺長比 β)、床構面の剛性 (床倍率 ΔQ_E)、間口方向の壁量 (降伏せん断力係数 x_{Cy})、奥行方向の壁量 (直交壁量、降伏せん断力係数 y_{Cy})、入力地震動とそのレベル (PGV) とし、先ず、1 方向の地震入力による検討を行ない、次いで 2 方向入力に検討を行なった。

得られた知見を以下にまとめる。

- 床倍率が $\Delta Q_E \geq 0.5$ であれば剛床無偏心に対する変位応答量の増分は概ね 5% 以下にとどまり、最大応答量の観点からは剛床と見なしてよい。この結果は地震入力の方向に関係しない。
- 床倍率 ΔQ_E と辺長比 β は偏心を有する柔床の応答を支配する主要なパラメータである。 ΔQ_E が小さく、水平構面のせん断変形が大きい場合には見かけの回転も大きく、 $\beta=1.0$ の場合は直交壁が加振方向の応答に大きく寄与する。
- 奥行方向の壁を増量することにより、間口方向には地震入力に対して安定した変位応答量を期待することができる。これは床倍率 ΔQ_E の大小に依存せず、柔床における直交壁効果のひとつである。
- 直交壁効果を期待するための奥行方向の必要壁量は、入力レベルが PGV=10cm/s の場合は間口方向のその最低 2.0 倍 ($y_{Cy} \geq 2x_{Cy}$) であり、これは地震入力の方向に関係しない。従って、応答が弾性域にとどまる、或いは弱非線形領域の場合には地震入力の方向は直交壁効果と無関係で、間口方向と奥行方向の相対的な壁量のみで支配される。
- 地震動の入力レベルが PGV=50cm/s の場合、直交壁効果を期待するための奥行方向の必要壁量は降伏せん断力係数に換算して最低 $y_{Cy} \geq 0.5$ であった。従って、応答の非線形性が強くなる入力レベルの地震動に対する直交壁効果は奥行方向の降伏耐力に支配され、奥行方向はその方向の地震入力に対して十分に耐え、中程度の塑性化にとどまることが必要条件である。なお、地震入力を 1 方向に限定した場合の結果は 2 方向入力の場合のそれと比べて危険側であった。従って、直交壁効果のような立体効果を期待する場合は地震入力の 2 方向性を無視してはならない。
- 直交壁効果には奥行方向の壁量 y_{Cy} のみではなく、むしろ辺長比 β と y_{Cy} の組み合わせに留意する必要がある。また、効果は床倍率 ΔQ_E との組み合わせにも関係し、入力地震動の種類とそのレベルの違いは関係しない。

- ・ 1 軒型モデルの場合、辺長比 β が大きいと応答比も大きい。従って、直交壁効果を期待する場合は間口方向に変形に余裕が確保されていることが必要であり、応答比とその安定性の観点から辺長比は $\beta \leq 2.0$ であることが望ましい。しかし、 β が小さいことは長屋の住戸の狭小性に相反するから、1 軒型に直交壁効果を期待することは現実的ではない。
- ・ 4 軒型モデルの応答比は 1 軒型モデルのそれより小さく、これは個々の住戸の狭小性が各住戸の集合によって改善されていることを意味する。

第 7 章 結論

本論では、軸組木造住宅の耐震性能について、壁の効果に着目していくつかの問題を取り上げ、地震応答解析による検討を試みた。検討対象は在来構法による現代的な木造住宅、及び伝統構法による木造共同住宅の長屋とした。

まず、壁量設計された在来構法の軸組木造住宅が実際に保有する構造耐力の評価方法を提案し、その検証を行なった。実際の構造耐力とは、耐力壁の耐力に加え、通常の設計では無視される余力（雑壁や建物全体の立体効果による余力）を含めた耐力である。この耐力を評価するために「剛性倍率」なるパラメータを導入した。地震入力を受ける建物モデルの壁量と被害レベルの関係、及び地震応答特性からこの剛性倍率の定量化を試みた。

次に、在来構法の軸組木造住宅について耐力壁の偏在配置が地震応答に及ぼす影響を検討した。1 軸偏心を有する建物モデルの直交壁効果について基礎的な検討を行なった。偏心率と壁量の 2 つのパラメータを用い、地震時の被害レベル予測を試みた。また、偏心を有するときに必要な壁量の割増係数を定式化した。

更に、密集市街地に今もなお現存する狭小開口の軸組木造共同住宅、長屋について、その「直交壁効果（偏心方向と直交方向の壁がねじれ振動を抑制する効果）」を検証した。想定した構法は筋交いが多用されていない、いわゆる伝統構法である。まず、水平構面に剛床を仮定し水平 2 方向の地震入力を受ける 1, 4 軒型の 2 種類のモデルについて、偏心（壁量分配率）、平面形状の狭小性（一住戸の間口方向に対する奥行方向の辺長比）、奥行方向の壁量（直交壁量）、入力地震動をパラメータとして基本的な検討を行なった。次いで、柔床モデルを用い、水平構面の変形を考慮した検討を試みた。水平構面の剛性と入力地震動のレベルをパラメータに追加し、水平 1 方向の地震入力を受ける場合について検討を行ない、更に地震入力を水平 2 方向とし、間口方向の壁量をパラメータに追加して検討を行なった。

以下に、本論で得られた知見を示す。

地震応答解析に基づく軸組木造住宅の構造耐力の評価について（第 3 章）

筋交い等を主要な耐震要素とした在来構法の軸組木造住宅を対象とし、建物が実際に保有する構造耐力を壁量から算出される 1/120rad 時の割線剛性、即ち壁倍率算定時における特定変形時耐力を基準にして推定し、「剛性倍率」なるパラメータを導入した。実際の構造耐力は壁量から算出される 1/120rad 時耐力にこの剛性倍率を乗じたものと定義した。

検討には回転ばね付き質点系モデルを用いた。復元力特性には履歴型（Q 型）とスリッブ型（S 型）の複合型復元力特性（Q+S 型）を採用し、それらの組み合わせを 2:3（複

合係数 0.4)、最終剛性を 1/120rad 時の割線剛性に対して無次元量で 0.12 とすると、既往の実験結果を良く模擬することができた。このパラメータを在来軸組木造住宅の復元力特性の典型とした。

検討の結果、レベル 1 (PGV=25cm/s)、レベル 2 (PGV=50cm/s) の地震入力に対する被害レベルがそれぞれ無被害・軽微、小破～中破にとどまり、レベル 3 (PGV=75cm/s) の地震入力に対して大破・倒壊に至らないという耐震安全性の思想から判断すれば、剛性倍率は 4～6 である。これを応答せん断力係数と耐力比の特性から検証しても矛盾しない。従って、剛性倍率を導入し、その値を 4～6 に設定すると、壁量設計が想定している地震時の被害レベルと計算結果が対応する。換言すれば、壁量設計された軸組木造住宅の地震時における正確な被害想定を実施することができる。

また、実在する軸組木造 2 階建て住宅をモデルにした地震応答解析の結果、地震入力のレベルと被害レベルの関係が平屋モデルの場合と同程度になるためには、1、2 階の剛性倍率を最小でも 4.0 に設定しなければならないことが分かり、平屋の解析で得られた結果の妥当性が検証された。

偏心を有する在来構法軸組木造住宅の地震応答特性について (第 4 章)

在来構法の軸組木造住宅を対象として、その水平構面には剛床を仮定し、擬似立体の剛床モデルによる検討を行なった。鉛直構面の復元力特性には Q+S 型を採用し、複合係数を 0.4、最終剛性を 1/120rad 時の剛性に対して無次元量で 0.3 とした。入力地震動については、レベル 2 (PGV=50cm/s) の既存観測波及び原波形の人工地震波 (大阪市標準地震動) をモデルの 2 方向に入力した。

検討の結果、1 軸、2 軸偏心を有する両モデルについて、偏心率が 0.2～0.3 を超えると最大塑性率応答が急増することを指摘した。従って、法令規定による偏心率 (木造の場合は 0.3 以下) が満足されていても、偏心によるねじれ振動が各鉛直構面の各種応答に及ぼす影響を無視することはできない。変位応答に及ぼすねじれ成分の寄与率は全変形量の約 1/2 に達し、偏心率が 0.3 のときの応答せん断力係数は無偏心のときと比べて約 1.5 倍に増大する。

偏心率が 0.5 以下の 1 軸偏心モデルの場合、偏心方向に対して直交方向の壁量を 2 倍確保すると、偏心モデルと無偏心モデルの被害レベルは同程度になる。しかし、それ以上の壁量を確保してもねじれ振動の解消や偏心方向の耐力増大には直結しない。この傾向は入力地震動が異なる場合でも同様に認められた。

1 軸、2 軸偏心モデルを対象として、壁量と偏心率による被害レベル予測を試みた。その結果、偏心率が 0.3 のモデルを無偏心と同程度の被害レベルに保つためには、無偏心モデルに対して約 1.3 倍の壁量が必要である。1 軸、2 軸偏心それぞれのモデルについて、

偏心を考慮した壁量の割増率 (本論では「必要壁量係数」と定義した) の定式化を示した。

偏心軸組木造長屋住宅の直交壁効果について (第 5 章、第 6 章)

伝統構法の軸組木造共同住宅、長屋を対象とし、まず、その水平構面には剛床を仮定し、擬似立体の剛床モデルによる基本的な検討を行なった。次いで、水平構面の剛性を考慮した擬似立体の柔床モデルを用いた検討を行なった。地震入力については剛床モデルの場合は水平 2 方向、柔床モデルの場合は水平 1 方向及び 2 方向とした。鉛直構面の復元力特性には Q+S 型を採用し、それらの複合係数を 0.4、最終剛性を 1/120rad 時の剛性に対して無次元量で 0.05 とすると、既往の実大建物の実験結果を良く模擬することができる。なお、水平構面の復元力特性には弾性を仮定した。

1) 剛床モデルによる検討結果

剛床無偏心の場合、降伏せん断力係数が約 0.3 確保されていれば PGV=10, 50cm/sec の地震入力に対する最大層間変形角応答はおよそ 1/120, 1/20rad 以下である。1 軒型と 4 軒型では同じ降伏せん断力係数と壁量分配率であっても地震応答特性が異なる。長屋を一部解体して規模を小さくすることは偏心を増大させ、変位、加速度の地震応答も増大させるため危険側の改修になり、地震時の居住性も低下する。

1 軒型、4 軒型モデルの双方について、奥行方向の耐力を確保することは地震応答の抑制のためには有効である。しかし、1 軒型の場合、応答量を小さくするためには奥行方向のみでなく間口方向の耐力確保に加え、偏心の解消にも努めるべきである。一方、4 軒型の場合、間口方向に対する奥行方向の降伏せん断力係数比が 1.0 以上であれば、ねじれによる変位応答の増大は小さく、1.5 以上になるとねじれ振動は励起されない。これは、検討した範囲では壁量分配率と地震動に関係しない。

1 軒型の場合、直交壁効果はモデルの辺長比に大きく依存し、その効果を期待するためには、辺長比が 2.0 以下でなければならない。一方、4 軒型の場合、解析の範囲では辺長比に関わらず直交壁効果を期待できる。従って、長屋の場合、各住戸が並列されることよって直交壁効果の期待が高まると考えられる。しかし、各住戸が単体で建つ場合には、直交壁量を論じるよりもむしろ間口、奥行方向それぞれの耐力確保が必要である。

2) 柔床モデルによる検討結果

柔床であっても、床倍率が約 0.5 以上であれば、剛床無偏心に対する変位応答量の増分は 5% 以下にとどまる。従って、当該床倍率以上が確保されていれば、ほぼ剛床とみなしてよい。

偏心を有する柔床長屋の応答を支配する主要なパラメータは床倍率と辺長比である。床

倍率が小さく、水平構面のせん断変形が大きい場合には見かけの回転が大きい。辺長比が1.0のとき直交壁が加振方向の応答に最も影響を及ぼす。

奥行方向の壁を増量することにより、間口方向の地震応答特性は安定する。これは床倍率に関係せず、柔床における直交壁効果の特徴である。

応答が弾性域、或いは弱非線形域にとどまる地震入力 (PGV=10cm/s) の場合、直交壁効果は間口方向と奥行方向の相対的な壁量比に支配される。直交壁効果を期待するために必要な奥行方向の壁量は、間口方向のその2倍以上である。しかし、応答の非線形性が強くなる地震入力 (PGV=50cm/s) の場合、直交壁効果は奥行方向の降伏耐力のみに支配される。このとき、奥行方向はその方向の地震入力に対して十分に耐え、かつ応答が中低度の塑性化にとどまることが必要条件である。直交壁効果を期待するために必要な奥行方向の壁量は、降伏せん断力係数に換算して0.5以上である。

必要量以上の直交壁を確保しても直交壁効果の期待は高まらない。即ち、直交壁効果には奥行方向の壁量のみではなく、むしろ辺長比と壁量の組み合わせが関係している。また、効果の程度には床倍率との組み合わせも影響する。なお、入力地震動の種類とそのレベルの違いは関係しない。

1軒型モデルの場合、辺長比が大きいと変位応答も大きく、従って、直交壁効果を期待するためには間口方向の変形性能に余裕が確保されていることが必要である。応答の安定性の観点から辺長比は2.0以下が望ましい。辺長比が小さいことは長屋の住戸の狭小性に相反するから、1軒型に直交壁効果を期待することは実用的ではない。

4軒型モデルの場合、応答は1軒型モデルのそれと比較して小さく、これは、個々の住戸の狭小性が各住戸の集合によって改善されていることを意味する。耐震補強を施す場合、長屋の奥行方向は妻壁や戸境壁によって壁量が確保されているため、水平構面の剛性を高めることにより間口方向の鉛直構面の補強量を最小限にとどめることも可能であると考えられる。

本論の検討に用いたモデルとその定式化については汎用性に主眼を置いた。従って、導入したモデルと定式化は全てシンプルであり、定式化は適切なパラメータを設定することで種々の構法の木造住宅にも容易に適用、応用できる。

参考文献

第1章

- 1) 日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会：大阪を襲う内陸地震に対して建物をどう耐震設計すればよいか？、シンポジウム資料、2008年3月
- 2) 木造住宅の耐震診断と補強方法 木造住宅の耐震精密診断と補強方法（改訂版）、（財）日本建築防災協会、2004年7月
- 3) 横尾義貫：木造家屋の耐震化、防災研究所年報、第2号、pp.49-55、1949年11月
- 4) 久田俊彦：福井地震における木造住宅壁体の効果、福井地震震害調査報告 II 建築部門、pp.219-226、1951年8月
- 5) 鈴木祥之、中治弘行、岩井哲、北原明男：在来構法木造建物の実大水平力荷重実験、日本建築学会構造系論文集、第499号、pp.69-76、1997年9月
- 6) 綿引誠、大橋好光、高増幹弥、中野一郎、石山央樹、佐藤栄児：実大実験に基づく木造軸組構法住宅の耐震性に関する研究 その3 各部の応答挙動と筋かいの負担力、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.173-174、2000年9月
- 7) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4 木造建築物 建築基礎構造、日本建築学会、1998年3月
- 8) 坂本功、大橋好光：木造住宅の地震応答解析—標準的な在来構法住宅のモデルに関して—、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.2651-2652、1984年9月
- 9) 山田耕司：軸組木造住宅の雑壁量と固有周期・最大地震応答変位の関係、日本建築学会構造系論文集、第536号、pp.109-114、2000年10月
- 10) 山田耕司：愛知県内の在来軸組木造住宅の壁量に関する調査研究、構造工学論文集、Vol.46B、pp.181-188、2000年
- 11) 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、第C-1巻、pp.237-238、2001年9月
- 12) 山田耕司：平成8年に設計された木造建物の壁配置の適格性と耐震等級に関する分析 日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.273-274、2001年9月
- 13) 大橋好光、宮澤健二他：軸組構法住宅の偏心に関する研究 その1～5、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.259-268、1999年9月
- 14) 宮澤健二、大橋好光他：軸組構法住宅の偏心に関する研究 その6～8、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.295-300、2000年9月
- 15) 野口弘行、渡辺英幸、渦波きさら：剛性及び重量偏心を有する木質構造物の振動性状に関する研究 その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.269-274、1999年9月

- 16) 渦波きさら、野口弘行、伊藤修一：偏心率と床剛性を考慮した木質構造物の振動性状に関する研究 その1～2、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.289-292、2000年9月
- 17) 野口弘行、渦波きさら、伊藤修一：偏心を有する木質構造物の床剛性を考慮した振動性状に関する基礎的研究 その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.191-196、2001年9月
- 18) 山田耕司：床剛性と耐力壁線を考慮した在来軸組木造構法住宅の耐震性能評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第525号、pp.79-84、1999年11月
- 19) 生田寛、川瀬博、多賀直恒：偏心を有する在来軸組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年2月
- 20) 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年4月
- 21) 佐々木隆允、藤田香織：既存木造共同住宅への耐震診断の適用に関する研究 都心部3棟の実測調査結果に基づく考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.267-268、2006年9月
- 22) 佐々木隆允、藤田香織、石川永子：既存木造住宅・長屋の耐震性能に関する研究 墨田区京島での耐震補強事例、日本建築学会技術報告集、第13巻第26号、pp.557-560、2007年12月
- 23) 阿川将樹、宮澤健二：軸組構法住宅の偏心に関する研究 その11 床剛性と直交壁効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.297-298、2002年8月
- 24) 野口弘之、伊藤修一、高岡満子：1軸偏心した1層建物の地震挙動に及ぼす床構面の影響に関する実験的研究 その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.283-288、2002年8月
- 25) 鈴木秀三：枠組壁工法建物のせん断剛性に及ぼす直交壁・積載荷重の影響に関する実験的研究(第1報)、日本建築学会構造系論文報告集、第444号、pp.83-94、1993年2月
- 26) 鈴木秀三：枠組壁工法建物のせん断剛性に及ぼす直交壁・積載荷重の影響に関する実験的研究(第2報)、日本建築学会構造系論文報告集、第451号、pp.123-128、1993年9月
- 27) 鈴木秀三：枠組壁工法建物のせん断剛性に及ぼす直交壁・積載荷重の影響に関する実験的研究(第3報)、日本建築学会構造系論文集、第459号、pp.91-99、1994年5月
- 28) 広川敦士、青木謙治、安藤直人：枠組壁工法躯体の力学性状に及ぼす直交壁の効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.385-386、2001年9月
- 29) 大草雄二、入江康隆：振動台実験に基づく木造立体架構における直交壁効果の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.367-368、2006年9月

- 30) 福地祥晃、村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その44 ねじれ制御された大開口を有する実大建物の静加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.351-352、2001年9月
- 31) 福岡崇博、富居勝宏、野口弘行他：木質立体建物の振れ挙動に関する研究 その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.225-230、2001年9月
- 32) 山田耕司：木造建物の地震時最大塑性率への床構法の影響 1層1スパン建物の場合、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.197-198、2000年9月
- 33) 村上雅英、藤井雅也、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81～82、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.109-112、2006年9月

第2章

- 1) Paul C. Jennings, A.M.ASCE. and Raul Husid: Collapse of Yielding Structures during Earthquakes, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.94, No.EM5, pp.1045-1065, October 1968
- 2) 柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版株式会社、1997年
- 3) 坂本功、大橋好光：木造住宅の地震応答解析—標準的な在来構法住宅のモデルに関して—、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.2651-2652、1984年9月
- 4) 大橋好光、坂本功：木造住宅の地震応答解析 その2 荷重-変形曲線をトレースする復元力モデルによる解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.1237-1238、1985年10月
- 5) 荒木康弘、腰原幹雄、大橋好光、坂本功：木造住宅の地震応答解析のための復元力モデルに関する研究、日本建築学会構造系論文集、第579号、pp.79-85、2004年5月
- 6) 上村美那、西村彰敏、宮澤健二：軸組構法住宅の実大振動実験に関する研究(その4、立体弾塑性振動解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.127-128、2002年8月
- 7) 高田香織、重藤功光、宮沢健二：枠組壁構法実大振動実験に関する研究(その7、非線形振動解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.163-164、2000年9月
- 8) 浅野幸一郎：弾塑性履歴特性を有する質点構造物の確率統計論的地震応答、日本建築学会論文報告集、第258号、pp.39-45、1977年8月
- 9) Yoshiyuki Suzuki: Seismic Reliability Analysis of Hysteretic Structures Based on Stochastic Differential Equations, Disaster Prevention Research Institute Kyoto University, December 1985

第3章

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編 - 4 木造建築物 建築基礎構造、日本建築学会、1998年3月
- 2) 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、榎学芸出版社、2004年3月
- 3) 日本建築学会木質構造運営小委員会、木質構造動的性能小委員会：木質構造の新しい耐震設計の考え方（2001）、シンポジウム資料、2001年11月
- 4) 村上雅英、鈴木祥之、田原賢：阪神淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察、日本建築学会構造系論文集、No.523、pp.95-101、1999年9月
- 5) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、日本建築学会、1981年6月
- 6) 小野塚浩基、大橋好光、木村正彦、坂本功：JR 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験 その2 平屋試験体（S1）の実験概要と中小加振、日本建築学会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.155-156、1997年9月
- 7) 田中裕樹、大橋好光、木村正彦、坂本功：JR 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験 その3 平屋試験体（S1）の3次元フルスケール加振、日本建築学会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.157-158、1997年9月
- 8) 大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会：大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会 報告書、大阪市計画局都市耐震化計画室、1997年3月
- 9) 中治弘行：木造建物の耐震性能評価に関する研究、京都大学学位論文、1999年4月
- 10) 北尾聡子、小坂郁夫、中村武：木造建物の履歴復元力特性に関する実験的研究（その1）在来木造軸組の静的水平加力試験、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.373-376、2001年6月
- 11) 鈴木祥之、中治弘行、平山貴之、秋山真一：常時微動計測による木造住宅の振動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.221-222、1998年9月

第4章

- 1) 一反田康啓、岩井哲：木造建物の動的特性に関するデータベース構築と応答解析用復元力特性履歴モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.199-200、2000年9月
- 2) 大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会：大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会 報告書、大阪市計画局都市耐震化計画室、1997年3月
- 3) 宮澤健二：偏心とねじれ、建築技術、pp.141-145、2000年10月

第5章

- 1) 山田耕司：木造軸組建物における剛床仮定の成立する床剛性、日本地震工学会・大会 - 2004 梗概集、pp.438-439、2005年1月
- 2) 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、榎学芸出版社、2004年3月
- 3) 日本建築学会近畿支部（木造部会）：木造住宅の耐震性能・耐震補強調査 - 萩市浜崎伝統的建造物群保存地区における調査報告 - 、2003年6月
- 4) （社）大阪府建築士会、（社）日本建築構造技術者協会関西支部：木造軸組構法の新しい耐震設計と改修の事例、pp.53-59、2003年4月
- 5) 中治弘行、鈴木祥之他：東三河伝統構法木造住宅の水平加力実験、日本地震工学会・大会 - 2004 梗概集、pp.148-149、2005年1月

第6章

- 1) （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、（財）日本住宅・木材技術センター、2001年12月
- 2) 山田耕司：木造軸組建物における剛床仮定の成立する床剛性、日本地震工学会・大会 - 2004 梗概集、pp.438-439、2005年1月
- 3) 日本建築学会木質構造運営小委員会、木質構造動的性能小委員会：木質構造の新しい耐震設計の考え方（2001）、シンポジウム資料、pp.173-179、2001年11月
- 4) 野島千里、大崎修、山田明、須田達：歴史的市街地・密集市街地における戦前木造建築物群の集団的な耐震改修促進手法の検討、京都大学防災研究所研究集会（一般）16K-02、pp.132-141、2004年4月
- 5) 日本建築学会近畿支部（木造部会）：木造住宅の耐震性能・耐震補強調査 - 萩市浜崎伝統的建造物群保存地区における調査報告 - 、2003年6月

発表論文リスト

査読付き論文

- (1) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：偏心軸組木造平屋住宅モデルの地震応答特性に関する一考察、日本建築学会構造系論文集、第 562 号、pp.75-82、2002 年 12 月
- (2) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答特性に基づく剛性倍率評価に関する一考察、日本建築学会構造系論文集、第 584 号、pp.111-117、2004 年 10 月
- (3) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：軸組木造長屋モデルの地震応答特性と直交壁効果に関する一考察－剛床と仮定した場合、日本建築学会構造系論文集、第 604 号、pp.95-102、2006 年 6 月
- (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－1 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 628 号、pp.939-945、2008 年 6 月
- (5) 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 年 12 月

国際会議・シンポジウム

- (1) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：耐力壁の偏在を考慮した軸組木造建物モデルの地震応答特性、第 11 回日本地震工学シンポジウム、pp.1399-1404、2002 年 11 月
- (2) 小山田剛、山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：実在木造住宅のねじれ振動を含む地震応答特性について、第 11 回日本地震工学シンポジウム、pp.1439-1442、2002 年 11 月
- (3) 鈴木三四郎、山田明、浅野幸一郎：地震応答特性に基づく 2 階建て軸組木造建物モデルの剛性倍率に関する考察、第 11 回日本地震工学シンポジウム、pp.1443-1448、2002 年 11 月
- (4) Akira Yamada, Sanshiro Suzuki and Koichiro Asano: A study on earthquake response characteristics and damage predictions of one-storied wooden-framed house models with uni-axial and bi-axial eccentricities, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.8
- (5) Akira Yamada, Sanshiro Suzuki and Koichiro Asano: A Study on estimation of stiffness factor based on earthquake response characteristics of wooden-framed houses, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 2006.11
- (6) Akira Yamada, Sanshiro Suzuki: Study on Earthquake Response Characteristics and Effects of

口頭発表

- (1) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：地震動を受ける木造建物の被害想定に関する一考察、日本建築学会近畿支部研究報告集、第40号・構造系、pp.93-96、2000年6月
- (2) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：地震応答解析による木造建物の被害想定に関する一考察、日本建築学会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.205-206、2000年9月
- (3) 鈴木三四郎、山田明、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答に関する考察 その1 復元力特性のモデル化と応答特性について、日本建築学会近畿支部研究報告集、第41号・構造系、pp.381-384、2001年6月
- (4) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答に関する一考察 その2 壁率から評価した建物の水平剛性について、日本建築学会近畿支部研究報告集、第41号・構造系、pp.385-388、2001年6月
- (5) 鈴木三四郎、山田明、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答解析 その1 振動実験結果による復元力特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.205-206、2001年9月
- (6) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答解析 その2 平屋建て住宅モデルの壁率による水平剛性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.207-208、2001年9月
- (7) 小山田剛、山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答解析 その3 実在する2階建て住宅の壁率による水平剛性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.209-210、2001年9月
- (8) 鈴木三四郎、山田明、浅野幸一郎：地震応答を考慮した木造建物の動的パラメータの推定、第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集、p.84、2001年11月
- (9) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：耐力壁の偏在が木造建物の地震応答に及ぼす影響、第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集、p.85、2001年11月
- (10) 鈴木三四郎、山田明、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答に関する考察 その3 2階建てモデルの壁率による水平剛性評価、日本建築学会近畿支部研究報告集、第42号・構造系、pp.121-124、2002年6月
- (11) 小山田剛、山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：実在木造住宅モデルの地震応答特性に関する考察、日本建築学会近畿支部研究報告集、第42号・構造系、pp.125-128、2002年6月
- (12) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：偏在する耐力壁を有する軸組木造平屋建物モデル

の地震応答特性、日本建築学会近畿支部研究報告集、第42号・構造系、pp.129-132、2002年6月

- (13) 小山田剛、山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：実在軸組木造住宅モデルの地震応答特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.295-296、2002年8月
- (14) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：耐力壁が偏在する軸組木造住宅の地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.299-300、2002年8月
- (15) 鈴木三四郎、山田明、浅野幸一郎：軸組木造住宅の地震応答解析 その4 2階建てモデルの壁率による水平剛性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.303-304、2002年8月
- (16) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：偏在する耐力壁を有する軸組木造2階建て建物モデルの地震応答特性、第43号・構造系、pp.29-32、日本建築学会近畿支部研究報告集、2003年6月
- (17) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：耐力壁が偏在する軸組木造2階建て住宅の地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.333-334、2003年9月
- (18) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：動的荷重を受ける2階建て現代軸組木造建物のねじれ振動特性、日本地震工学会大会-2004梗概集、pp.132-133、2005年1月
- (19) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：偏心を有する木造軸組モデルの直交壁が地震応答特性に及ぼす影響について、日本建築学会近畿支部研究報告集、第45号・構造系、pp.413-416、2005年6月
- (20) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：偏心を有する長屋住宅モデルの直交壁が地震応答特性に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.49-50、2005年9月
- (21) 山田明、鈴木三四郎、浅野幸一郎：偏心を有する木造長屋建物モデルの地震応答特性と直交壁効果について、日本地震工学会大会-2005梗概集、pp.106-107、2005年11月
- (22) 山田明、鈴木三四郎、向坊恭介、鈴木祥之：京町家のE-ディフェンス震動台実大振動実験のシミュレーション-簡易復元力モデルによる再現性の検討-、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.529-530、2007年8月
- (23) 鈴木三四郎、山田明、鈴木祥之、山田耕司、石川浩一郎、向井洋一、松本慎也：伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション(その2)簡易復元力モデルによる土台仕様の場合、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.533-534、2007年8月
- (24) 山田明、鈴木三四郎：床剛性を考慮した偏心を有する木造長屋建物モデルの地震応答特性と直交壁効果について、日本地震工学会大会-2007梗概集、pp.294-295、2007年11月

- (25)鈴木三四郎、山田明、鈴木祥之：E-ディフェンス震動台モデル実験の解析シミュレーション、日本地震工学会大会-2007 梗概集、pp.312-313、2007年11月
- (26)山田明、鈴木三四郎：床剛性を考慮した偏心を有する木造長屋建物モデルの地震応答特性と直交壁効果について-2方向の地震入力を受ける場合、日本建築学会大会学術講演梗概集、第C-1巻、pp.125-126、2008年9月
- (27)山田明、鈴木三四郎：水平2方向の地震入力を受ける軸組木造長屋モデルの直交壁効果について、日本地震工学会大会-2008 梗概集、pp.86-87、2008年11月

講習会テキスト

- (1) 共著（日本建築学会近畿支部（木造部会）、日本建築総合試験所）：木造軸組構法の耐震設計法、pp.177-183、2002年7月
- (2) 共著（（社）大阪府建築士会、（社）日本建築構造技術者協会関西支部）：木造軸組構法の新しい耐震設計と改修の事例、pp.53-59、2003年4月

報告書

- (1) 共著（日本建築学会近畿支部（木造部会））：木造住宅の耐震性能・耐震補強調査-萩市浜崎伝統的建造物群保存地区における調査報告、pp.35-43、2003年6月
- (2) 共著（野島千里、大崎修、山田明、須田達）：歴史的市街地・密集市街地における戦前木造建築物群の集団的な耐震改修促進手法の検討、京都大学防災研究所研究集会（一般）16K-02、pp.132-141、2004年4月

著書

- (1) 共著（日本建築構造技術者協会関西支部建築構造用語事典編集委員会）：建築構造用語事典、(株)建築技術、2004年1月

謝辞

私は、大学4年生のときに関西大学工学部建築学科（現環境都市工学部建築学科）浅野研究室に配属されて以来今日に至るまで、木造住宅について振動学の観点からの研究に取り組んで参りました。本論文は、これまで取り組んできた一連の研究結果を取りまとめたものです。研究の遂行及び本論文の執筆にあたり、多くの方々からご指導、ご支援を賜りました。ここに、感謝の意を表す次第で御座います。

学生の頃から今日に至るまでの約10年間にわたり、鈴木三四郎先生（関西大学教授）には研究に関する直接的なご指導と励ましを賜りました。私が大学院を修了し、学術研究とは縁の薄い職に就いたにも関わらず、継続して懇切丁寧にご指導下さり、私にとりましては十分過ぎる環境を提供して頂きました。更に、研究にとどまらずあらゆる方面にわたり、示唆に富んだご指導を賜りました。学位審査にあたっては主査をご快諾下さり、色々とお骨折り頂きました。私が本論文を執筆し、このようにまとめることができたのは、常に私を激励し続けて下さった鈴木先生のおかげであり、ひとかたならぬご厚情に対する感謝の気持ちは一言では書き尽くせないものがあります。改めて、心から感謝申し上げますと存じます。

八尾貞太郎先生（関西大学教授）、河井康人先生（関西大学教授）には、本論文の審査にあたりご多忙の中お時間を割いて頂き、貴重なご指摘を賜りました。また、論文をまとめる上での姿勢や心構え等について有益なご助言を賜りました。ここに感謝申し上げます。

浅野幸一郎先生（元関西大学教授）は、私が在学中に所属していた研究室の指導教授で、退職なさった後も、私の研究の進捗状況について常日頃より気にかけて頂きました。私が研究を進め、このように本論文をまとめることができた、その礎を築いて下さったのは浅野先生です。有難う御座いました。

松田敏先生（関西大学准教授）には、私の在学中から今日に至るまでの間、研究に関して様々なご助言を賜りました。井上隆二氏（財団法人日本建築総合試験所）には、木造住宅の設計に関する法的、研究的背景等について幾度となく教えて頂き、私の研究に非常に有益でした。感謝申し上げます。

浅野研究室の卒業生の小山田剛君、伊藤陽介君には、研究では労力を、議論では知力を提供して頂きました。特に、議論は長時間に及ぶことも多かったにも関わらずお付き合い頂き、私にとっては非常に有益な時間でした。有難う御座いました。

私が勤務している株式会社平田建築構造研究所の所員の方々には、常日頃からお世話になり、本論文の執筆にあたっては色々とお心遣いを頂きました。有難う御座いました。

末筆ではありますが、私を支えて頂きました多くの方々に、改めて、厚くお礼申し上げます。

