

博士論文

強非線形解析による木造住宅の
耐震性能評価法

中川 貴文

目次

第 1 章 序論	1
第 2 章 強非線形解析法	15
第 3 章 木造住宅のモデル化	37
第 4 章 実大振動台実験における検証	48
第 5 章 地震被害の再現解析	101
第 6 章 現代の木造住宅の生産と耐震性能評価	154
第 7 章 結論	172
付録	176

第1章 序論

- 1.1 研究の背景・目的
- 1.2 既往の研究
- 1.3 本研究の位置づけ・目標・新規性
- 1.4 本論文の構成

第1章 序論

1.1 研究の背景・目的

1995年兵庫県南部地震以後、度重なる地震によって木造住宅が大きな被害を受け、その耐震性が注目されている。最近では2016年熊本地震においても木造住宅が多数倒壊し、木造住宅の耐震基準の妥当性が検討されている。2016年3月に閣議決定された「住生活基本計画」においては、住宅ストックの耐震化率を平成37年までに概ね解消することとしており、ストックの多数を占める木造住宅の耐震性確保には我が国の重要な課題となっている。2階建て小規模木造住宅は我が国の耐震基準では、壁量計算（令46条）によって最低基準の安全性評価がされるのみで、一般的に構造計算されることは無い。また、4号特例による図書省略により、建設後に構造図等の耐震性能に関する情報が残されないことが現状である。品確法の性能表示制度や、長期優良住宅等の補助制度により、政府は第3者による耐震性のチェックや、設計図書の保存を促しているが、普及率は低い状況である。

研究分野においては、特に兵庫県南部地震以降、振動台を用いた木造住宅の実大実験が多く行われるようになり、住宅全体の耐震性能評価が行われるようになって来ている。また実大実験は予算・時間等のコスト面の負担が大きいため、地震時の動的な応答変形挙動を数値シミュレーションで予測する手法の確立が試みられている。コンピュータの普及・計算処理能力の向上によって木造住宅を3次的にモデル化し、応力解析することも身近となって来ている。さらに、現在、軸組構法住宅の9割以上がプレカット加工材を用いて建築されているが、プレカット架構の際には三次元CAD/CAMによる全自動機械加工が一般的であり、その際に作成される情報は、三次元モデルによる構造計算がすぐにできる状況にあり、構造解析との親和性は極めて高い。新築時に壁量計算のみによってチェックされ、建設後の耐震性能評価が困難である既存木造住宅について、耐震性能を精度の高い方法で定量的に評価し、施主・設計者・施工者等が、地震による倒壊の危険性を視覚的に確認できるツールは、耐震性向上、住宅の構造品質向上に有効であると考えられる。

以上のような背景から本研究では、新築・既存の木造住宅を対象として、三次元解析モデルを作成し、木造住宅が完全に倒壊・崩壊するまでの挙動（強非線形挙動）を再現できる耐震性能評価を行うことが出来るシミュレーション手法の確立を目的としている。建築分野における構造解析では有限要素法が広く用いられているが、倒壊までを追跡することは一般的な有限要素法解析ツールでは不可能である。本研究では建物が完全に倒壊に至る過程を追跡できる解析手法として、個別要素法を基本理論として用いた。開発したシミュレーション手法は振動台実験との比較により精度の検証・改良を行った。

以下、次節では振動台実験と耐震シミュレーションと、数値解析手法に注目した既往の研究をとりまとめ、1.3説では、本研究の位置づけについて述べる。

1.2 既往の研究

木造住宅の耐震性能を直接評価する方法として振動台実験があるが、実験施設・実験手法が整備されつつあることから、実大の振動台実験がここ最近多く実施されるようになった。一方で、数値解析により木造住宅全体の地震時の挙動を再現する地震応答解析モデルの提案も行われてきている。実大振動台実験は時間・予算もかかることから、数多くの実験を行うことは困難で、ある特定の仕様の木造住宅の耐震性能評価に限られるが、その他の仕様を補完する方法として、数値解析による地震応答シミュレーションが用いられている。数値解析は振動台実験の前に入力地震波の選定、応答・損傷の予測等を目的として実施される事前解析と、実験結果から得られた物理現象の再現や、再現された解析モデルによるパラメトリック・スタディを目的として実施される事後解析として利用されている。本節では実大の振動台実験と実験の際の事前・事後解析に用いられた木造住宅全体の数値解析モデルによる地震応答シミュレーションに着目して、ここ最近の研究例についてとりまとめる。次項では振動台実験と数値解析モデルの基本事項を説明し1.2.2項から構法別に主に2005年以降に実施された振動台実験と数値解析モデルについて解説する。1.2.7項では、本研究の数値解析手法に関する既往の研究をまとめた。

1.2.1 実大振動台実験と数値解析モデル

これまでに実施された木造住宅の主な実大振動台実験について、1995年兵庫県南部地震以降から最近まで文献^{1.1-1.2)}にまとめられている。振動台実験の目的を大別すると、①耐震設計法・耐震診断法等の構造性能評価手法の検証、②物理現象の解明、③新たに開発された工法や民間企業による自社物件の安全性検証、等が挙げられるが、その目的に応じて、試験体の規模、目標変形、入力地震動などが決定される。表1.2.1に実大木造住宅の振動台実験に用いられた主な公的研究機関の振動台実験施設を示した。入力地震波としてはJMA神戸(1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された地震波)、JR鷹取(1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された波形)、BSL(建築基準法に規定される限界耐力計算の稀・極稀地震の応答スペクトルに適合させるように作成された人工地震波)等がよく用いられている。

振動台実験の際の木造住宅全体の数値解析モデルとしては、各層を質点系に置換したせん断バネモデルから、柱・梁等の部材全てを立体骨組でモデル化したものまで様々な解析モデルが提案されている。変形量で区別すれば、線形解析、非線形解析に分けられるが、大変形域における崩壊・接触等の強い非線形性の物理現象について、一般的な解析ソフトウェアでは解くことが困難なため、強非線形解析と区別されることがある^{1.3-1.4)}。解析モデルは自由度が増えて複雑になればなるほど、変形量は線形～強非線形になるほど、解析技術としては高度なモデル化手法とそれに対する知識、多くの物理定数が求められることとなる。また解析モデルが複雑で自由度の多いほど、モデル化に要する手間と計算時間も増えることになり、適切な解析モデルの選択が必要となる。

表 1.2.1 世界の公的機関における主な振動台

名称	所在地	大きさ	積載荷重	加振方向	最大加速度	最大速度 (cm/s)	最大変位 (mm)
(国研)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 実大三次元振動破壊施設(E-ディフェンス)	兵庫県 三木市	20 × 15m	1200tonf	XY	900gal	200	1000
				Z	1500gal	70	500
(国研)防災科学技術研究所 大型耐震実験施設	茨城県 つくば市	14.5 × 15m	500tonf	X	940gal	100	220
京大大学防災研究所 強震応答実験装置	京都府 宇治市	5 × 3m	15tonf (定格) 30tonf (最大)	X	1G	150	300
				Y	1G	150	250
				Z	1G	150	200
(国研)土木研究所 三次元大型振動台	茨城県 つくば市	8 × 8m	300tonf	XY	2G	200	600
				Z	1G	100	300
(地独)北方建築総合研究所	北海道 旭川市	4.5 × 4.5m	20tonf	X	1.2G	140	200
				Z	1G	40	100
富山県農林水産総合技術センター 木材研究所	富山県 射水市	4 × 6m	8tonf (定格)	X	1G	100	200
(国研)建築研究所 中型振動台	茨城県 つくば市	4 × 3m	20tonf	X	1G	100	150
The Large High-Performance Outdoor Shake Table, University of California, San Diego	San Diego, California, USA	7.6 × 12.2m	20000kN	X	1.2G (400ton 試験体) 4.2G (最大)	180	750
Structural Engineering and Earthquake Simulation Laboratory (SEESL), University at Buffalo	Buffalo, New York, USA	3.6 × 3.6m 7 × 7m (with extension) Two shaking tables	20tonf (定格) 50tonf (最大)	XY	1.15G	125	150
				Z	1.15G	50	75
LNEC-3G, Earthquake Engineering Research Centre, National Laboratory for Civil Engineering (LNEC)	Lisbon, Portugal	5.6 × 4.6m	600kN	X	2.0G	40	200
				Y	1.2G	40	200
				Z	0.6G	70	200
High Performance Uniaxial Shake Table, European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering	Pavia, Italy	5.6 × 7m	140tonf	X	1.8G (60ton 試験体) 6.0G (最大)	220	500
(財)原子力工学試験センター 多度津工学試験所 大型高性能振動台(現在は廃止)	香川県仲多 度郡多度津 町	15 × 15m	1000tonf	XY	5G	75	200
				Z	2.5G	37.5	100

1.2.3 在来軸組構法による木造住宅の振動台実験と数値解析モデル

我が国の木造住宅の大半を締める在来軸組構法による低層住宅は、建築基準法の構造関係規定においては構造計算が不要で壁量計算が求められているが、壁量計算における必要壁量はこれまでの木造住宅の地震被害から経験的に定められたものである^{1.5)}。壁量計算の妥当性の検証を目的として在来軸組構法による2階建て木造住宅の実大振動台実験が数多く行われた^{1.6)}。

在来軸組構法の耐震要素としては壁量計算でカウントされる耐力壁以外に、小壁や仕上げ材による壁、横架材と柱接合部接合部や通し柱による軸組のモーメント抵抗が挙げられる。これらの水平抵抗要素が性能を発揮するためには、軸組間の接合部の引張抵抗力、水平構面のせん断抵抗力が必要となる。これまでに実施された振動台実験では仕上げ材のせん断抵抗^{1.7)}や、軸組のモーメント抵抗の影響^{1.8)}が明らかになっており、構造解析モデルで実験結果を再現するためには、これらの耐震要素のモデル化が必要となる。

2005年には建築基準法の必要壁量を満足し、仕上げがされた2階建て軸組構法住宅の振動台実験がE-ディフェンスで実施された^{1.9)}。実験は試験体の倒壊に至るまでの挙動の確認と、加振後に補修を行うことで、復旧後の性能確認を目的としている。実験により、必要壁量を満足する木造住宅が十分な安全性を有していること、最大耐力を超え、層間変形角が

1/35rad.を超える変形を経験した場合でも、外装材と内装材の交換により初期剛性、最大耐力は当初性能を回復できることを確認している。この実験の解析として、床を剛床とした擬似三次元モデルと Folz により提案された復元力特性^{1.10)}を用いた解析モデルが用いられ、倒壊限界を層間変形 30%程度と定義した倒壊の有無についてはほぼ実験と一致する解析結果が得られている。

同じく 2005 年には同じ平面プランの木造住宅 2 棟を移築して、片方に耐震補強を行い (B 棟)、片方は無補強 (A 棟) で加振をする実験が E-ディフェンスにおいて実施された。JR 鷹取波での加振の結果、無補強の A 棟は 1 階が完全に層崩壊し、補強した B 棟はダメージを受けるものの倒壊を免れ、耐震補強の有効性と、耐震診断法の妥当性を証明した実験結果が得られている^{1.11)}。本振動台実験では 3 次元骨組用いた詳細な解析モデルにより事前・事後解析^{1.12)}が行われ、壁・接合部等の要素実験の荷重変形関係を用いた事前解析においても、振動台実験の層の荷重変形関係や倒壊の有無について、精度よく予測した結果が得られている。また、外装材のモルタル壁の連続性を再現できる 3 次元骨組を用いた解析^{1.13)}によると、モルタルの塗り面積による寸法効果を考慮することで、振動台実験結果を精度よく再現できることが示されている。

2008 年に (独) 土木研究所で行われた 3 階建て軸組構法住宅の振動台実験では、JMA 神戸の 200%の加振により、1/15rad.を超える層間変形角までの加振が行われている^{1.14)}。この振動台実験では、釘のせん断変形の復元力特性を壁の復元力特性とみなしたバネを用いた擬似立体解析モデル (PB3D) を用いて、層間変形の時刻歴を精度よく追跡できることが示されている^{1.15)}。

接合部の設計法の違いが建物の耐震性能に与える影響を目的として 2009 年に E-ディフェンスで行われた 3 階建て軸組構法住宅の振動台実験では、1 階が完全に層崩壊して、振動台上から転げ落ちる挙動と、1 階の柱脚接合部が全て崩壊し、振動台上で試験体がロッキングする 2 つの崩壊挙動が確認されている^{1.16)}。この振動台実験では壁と接合部の要素実験を用いて有限要素法と個別要素法による 2 つの立体骨組解析が行われたが、事前解析では実験結果の予測には至らなかったものの^{1.17)}、事後解析では荷重変形関係や倒壊挙動を追跡する解析結果が得られている^{1.18)}。また両解析共に、同じ実験データを解析モデルの入力データとして用いた場合には、ほぼ同様の解析結果が得られることを確認している。

1.2.4. 枠組壁工法による木造住宅の振動台実験と数値解析モデル

北米の木造住宅で主流な工法である枠組壁工法は、壁と水平構面から構成され、水平抵抗要素は面材釘打ち壁であり、釘接合部のせん断変形における荷重変形関係が層の復元力特性に大きく影響を及ぼすことになる。構造設計法の安全性検証を目的として、国内外でこれまでに多くの振動台実験が行われ、過去の振動台実験では立体弾塑性解析モデルが提案され、検証がされている^{1.19-1.20)}。

2009 年に NEESWOOD (NEES は米国 NSF の国家プロジェクト Network for Earthquake

Engineering Simulation) プロジェクトの一環として日米共同で E-ディフェンスで行われた振動台実験では、実大 6 層 (最下階の鋼構造の階を加えると 7 層) の木造枠組壁工法住宅の実験が行われた^{1.21)}。本実験は中層の木造建築物の耐震安全性の検証が目的であるが、北米で構築された PBSD (Performance Based Structural Design) の検証も目的の一つであり、PBSD の一つである DDD (Direct Displacement Design) の検証に実験結果が活用されている^{1.22)}。振動台実験の解析や、DDD のツールとして NEESWOOD で開発された解析ソフトウェア (SAPWOOD) が用いられている。このソフトウェアは各層を質点系に置き換えたせん断バネモデルを用いているが、面材釘打ち壁の釘打ちの配置や、接合部の種類に応じて、せん断バネを細かく設定する機能がある。

NEESWOOD に引き続き、既存木造建築物の耐震改修をテーマとして実施された NEES-Soft プロジェクトでは、新たに開発された耐震改修設計法 (PBSR : Performance-based seismic retrofit) と、3 次元数値解析手法 (Timber3D) の検証を目的として、2013 年にカリフォルニア大学サンディエゴ校の屋外振動台を用いて 4 層の枠組壁工法の実大実験が行われた^{1.23)}。試験体は 1920~1940 年台の米国の既存木造住宅を再現したもので、耐震補強を繰り返しながら、最終的には大開口を持つ最下層が完全崩壊するまで加振が行われた。Timber3D は、水平構面の軸材を梁要素としてモデル化し、鉛直構面を非線形リンク要素として 3 次元モデルを構築する手法であるが、解析によって示された倒壊限界は、振動台実験と同じであったと報告されている。

1.2.5 伝統構法による木造住宅の振動台実験と数値解析モデル

日本に古くから伝わる伝統構法による木造住宅は、土塗り壁、板壁等による鉛直構面や、通し柱。貫等の軸組のめり込みによるモーメント抵抗が耐震要素として考えられている。また、柱を礎石の上に直接設置し、水平方向の移動を緊結しない石場建ての仕様が、地震の際に横滑りすることで、入力地震動を低減する効果があることが知られている。数値解析モデルでは、在来軸組構法に比べて、軸組のモーメント抵抗の影響が大きくなることから、モーメント抵抗のモデル化に配慮が必要となる。また、柱脚の滑りを精緻に再現するためには、各柱に作用する鉛直荷重による軸力の変動と、摩擦力のモデル化が必要となる。これらの伝統構法特有の耐震要素の性能検証と、構造設計法への反映を目的として振動台実験が行われている。

2006 年に E-ディフェンスで行われた伝統的構法による木造住宅の振動台実験では、柱脚の移動を許容した場合と固定した場合の石場建て仕様の構造躯体を用いて、水平構面の仕様や、壁配置が耐震性能に与える影響の検証を目的としている^{1.24)}。数値解析として、質点系振動モデル、擬似三次元モデル、立体骨組モデルによる弾性解析が提案されているが、擬似三次元モデルでは、柱脚を固定した試験体において、実験結果を再現できる解析結果が得られている^{1.25-1.26)}。

2008~2012 年度に E-ディフェンスで行われた伝統的構法による木造住宅の一連の振動台

実験^{1.27-1.29)}は、伝統的木造住宅の設計法の検証を目的としている。柱脚の滑り・浮き上がりや、水平構面の柔床としての挙動が確認されたが、それらの挙動をモデル化した立体骨組モデルによる応答解析により、実験の3次元的な変形挙動を再現できることが確認されている^{1.30-1.31)}。

1.2.6 その他工法による木造住宅の振動台実験と数値解析モデル

木造建築物の中層・大規模化を実現する方法として、CLT (Cross Laminated Timber) パネルを用いた工法がヨーロッパで開発され、欧米諸国で中・高層建築物 (CLT 構造) が建設されるようになってきている。CLT 構造は CLT パネルを鋼材により機械的に接合して組み立てていく工法であり、崩壊形はパネルの開口入隅部での破壊か、接合部の破壊となるため、それらの現象を追跡するためには、パネルの応力状態が確認できるシェル要素を非線形バネで連結するような解析モデルが必要となる。

2007年には CNR-IVALSA (イタリア国立樹木・木材研究所) の Sofie プロジェクトの一環として、E-ディフェンスを用いて、7層の CLT 構造の実大実験が実施された^{1.32)}。Eurocode8 の耐震設計に基づいて JMA 神戸を想定した設計により試験体が行われたが、安全性が確認されている。この実験の解析として、CLT パネルを弾性シェル要素でモデル化し、接合部を非線形のバネでモデル化した FEM 解析モデルを用いた検討がされているが、実験の層間変形の時刻歴を再現できる解析結果が得られている^{1.33)}。

日本においても CLT 構造の一般的な構造設計法確立に向けて検討が進められているところであるが、2012年に(独)防災科学技術研究所の振動台でスギを用いた3階建ての CLT 構造の振動台実験が実施され、建築基準法で想定している地震動で損傷が無いことが確認されている^{1.34)}。Sofie プロジェクトの試験体では大版の CLT パネルを繰り抜いて開口を作成する工法であるが、この実験では 1m×3m の小幅パネルを接合する工法が用いられた。この実験に対しては CLT パネルをブレース置換によりモデル化した2次元解析^{1.35)}や、FEM 解析モデル^{1.36)}を用いた検討がされているが、実験の荷重変形関係を再現する解析結果が得られている。

大規模空間や、大開口を有する木造建築物を実現する工法として、集成材による木質ラーメン構造が、小規模住宅にも用いられている。振動台実験とそれを追跡した解析による報告としては、3質点系のせん断バネモデルにより検討した結果^{1.37)}や、擬似立体解析モデルにより検討した結果^{1.38)}が報告されているが、いずれも振動台実験の結果を再現できる解析結果が得られている。

1.2.7 個別要素法と陰解法による有限要素法

陰解法に基づく有限要素法 (FEM) は構造物の応力変形解析手法として周知である。ただし地震力による構造物の倒壊などの強非線形問題に対応するためには大変形問題や P- Δ 効果などへの対応が必要となり解析理論に特別の工夫が求められる。木造建築物の分野では

これらの問題を比較的簡単な手法によりこれらの問題を解決した地震倒壊応答解析理論が開発されており^{1.39-1.43}、その精度は振動台実験結果との比較により検証されている^{1.44}。個別要素法は Cundall によって開発された非連続体解析法^{1.45}で現在では市販ソフトも存在する。我が国では伯野らにより開発が進められ主に土木分野において土壌や岩盤の崩壊の解析に用いられてきた。伯野の「破壊のシミュレーション」^{1.46}に詳細な記述があるが、個別要素法のような陽解法では運動方程式を「連立させず」に「動的」に解いて計算を進める。全体剛性マトリクスを解かずに各要素で個別に応力を算出する点が特徴であり、時刻が進むことによる要素間の応力の伝播によって釣り合いを保つため、不釣り合い力や、崩壊後の挙動については特別な処理をすることなく計算することができる。個別要素法は元々は物体と物体が接触した際にバネを生成し、反発力、摩擦力を計算する手法であるが、目黒・伯野らによって連続体としての挙動も解析できる「拡張個別要素法」^{1.47}が開発され、様々な構造体に応用されている。また個別要素法と有限要素法の両者の長所を有した「応用要素法」^{1.48}が開発され実用化に至っている。

木造住宅の地震時の倒壊過程において、接合部の破壊によって軸材が非連続体となり飛散する現象や、水平耐力喪失後に1階が層崩壊し、地表面との接触により2階が自立する現象の再現には個別要素法が適しているという着想から、著者らは個別要素法を元にした解析手法（以下、本解析手法）の開発を行った。破壊前の連続体としての挙動を再現するため、要素と要素の間に建築分野における構造解析で用いられている梁要素、せん断バネ、回転バネ等を組み込み、計算時間の短縮のため、軸材同士の接触による反発・摩擦の計算は行わず、構造体同士の接触や、地盤と軸材の接触の計算を行うのみとした。要素間のバネに関する式を生成するまでは陰解法による有限要素法とほぼ同じ計算手順となるため、衝突の計算を除けば、陽解法を用いた有限要素法に近い解析手法とも定義できる。他に RBSM (Rigid Body Spring Method)^{1.49-1.50}や DDA (Discontinuous Deformation Analysis)^{1.51}等の類似の解析手法があるが、本解析手法では基本理論を「出発点」である「個別要素法」と呼称している。2009年にE-ディフェンスで行われた3階建木造住宅の振動台実験では、事前・事後解析でFEM、DEMによる解析^{1.53-1.54}が行われたが、解析モデルの前提とする接合部、鉛直構面の実験データが同じ場合には両者の解析結果はよく一致することが確認されている。

著者による学位論文「動的負荷を受ける木質構造物の破壊・倒壊過程シミュレーション」(2002年提出^{1.52})では、木造軸組構法の壁や、簡単な構造躯体に対して個別要素法の適用可能性を検討したものであり、本論文の解析手法の基本理論の検討がされたものであるが、部材を粒子状にモデル化することで応力の伝達等を再現しており、本論文とは軸組や耐震要素のモデル化手法が異なる。

1.3 本研究の位置づけ・目標・新規性

本研究で開発した強非線形解析法の位置づけを整理する上で、木造住宅の標準的な構造解析手法と、より高度な解析手法について、本論文において下記の通り定義する。

○標準的な木造住宅の構造解析手法の定義

- ・構造設計者が汎用有限要素法解析ソフトで応力解析、プッシュオーバー、時刻歴応答解析等を行う際に標準的に用いられる構造解析手法
- ・擬似立体解析か、立体骨組によるモデル化
- ・接合部、壁、水平構面の荷重変形関係は弾性、またはバイリニア、トリリニア
- ・負勾配は考慮しない
- ・モデル化に要する時間は、最初の計算まで1~2日程度

○高度な木造住宅の構造解析手法の定義

- ・研究者や構造設計者が陽解法等の高度な計算機能を備えた汎用有限要素法解析ソフトや個別要素法解析ソフトで構造解析を行う際に用いられる構造解析手法
- ・立体骨組、シェル要素、ソリッド要素によるモデル化
- ・接合部、壁、水平構面の荷重変形関係は任意折れ点による
- ・負勾配を考慮、解析ソフトによっては強非線形域・倒壊・崩壊を考慮
- ・モデル化に要する時間モデルの規模によっては最初の計算まで1~2週間程度

図 1.3.1 に示した通り、高度な解析手法では木造住宅の耐震要素をより多くモデル化出来ることになる。本研究で開発した非線形解析法（以下、本解析手法）は、現状、壁量計算しか行われておらず、建築後の耐震性能評価が困難な木造住宅において、構造性能評価が普及することを目的として、図 1.3.2 に示した通り、高度な木造住宅の構造解析手法と同じ程度以上に木造住宅の各部の変形挙動を追跡できる解析モデルを用いて、標準的な構造解析手法と同程度のモデル化に要する時間・計算時間で実現可能な手法の実現を目指した。そのため、木造住宅の構造躯体全体の地震時の挙動に影響を及ぼす耐震要素を整理した上で極力解析モデルに考慮することとした。また、モデル化についてもユーザーインターフェースを整備することで、構造設計者が使用できるようなモデル化手法とした。

以上の位置づけから、本研究では下記を目標（アウトプット）としている。

【本研究の目標】

- ①これまでの研究では困難とされていた木造住宅の倒壊に至る挙動を追跡できる解析手法の開発
- ②開発した解析手法を用いた実大木造住宅の振動台実験と、過去の地震被害の再現解析を行い、現象を再現するための入力パラメータ等の整理
- ③木造住宅の生産システムに本解析手法を組み込むことによる実務で用いることのできる耐震性能評価手法の提案

本研究により上記アウトプットが達成されることにより、一般的な低層の木造住宅においても時刻歴応答解析を元にした耐震性能評価が身近になり、さらに将来起こりうる巨大地震に対しての耐震性能についても把握できることになる。

それぞれの目標に対応する本解析手法の新規性は下記3点が挙げられる。

【本解析手法の新規性】

- ①個別要素法を用いて完全に倒壊・崩壊までの物理現象を追跡できること
（図 1.3.1 における横軸方向の変形域の拡張）
- ②振動台実験の検証により複雑な物理現象の再現が可能になったこと
（図 1.3.1 における縦軸方向の構法・耐震要素の拡張）
- ③陽解法による有限要素法よりも容易な操作で、高速に計算を実現したこと（図 1.3.2 における右下の軸への展開）

なお、本解析手法は研究者・技術者等が使用できる windows のフリーソフトとしてまとめられており、下記の URL から無償でダウンロードすることが出来る。以下、本論文では本ソフトウェアを「本解析ツール」と呼称する。

<http://www.rish.kyoto-u.ac.jp/~nakagawa>

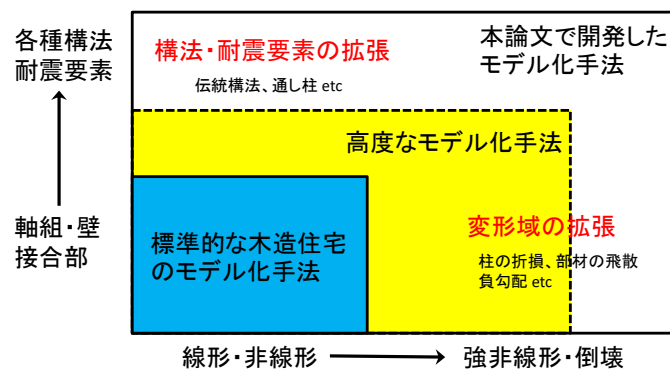


図 1.3.1 モデル化手法の定義

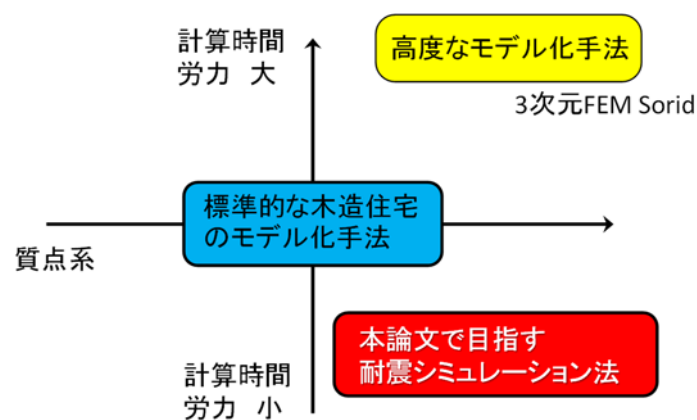


図 1.3.2 本論文で目指す耐震シミュレーション法の位置づけ

1.4 本論文の構成

第2章では、本解析手法の基本理論について説明を行い、第3章では、木造住宅のモデル化法について代表的な構法と耐震要素を整理し、数値解析モデル化する上での各耐震要素の整理を行った。第4章では、第3章のモデル化手法における耐震要素3例に着目し、木造住宅の実大振動台実験の試験体について本手法を用いて再現を行い、耐震要素の再現性の検証を行った。第5章では、本解析手法を用いた耐震性能評価法の事例として、過去の木造住宅の地震被害を再現した事例3つを紹介した。第5章においては、木造住宅以外の社寺建築が含まれており、本解析手法の対象を拡張した検討を行っている。第6章では、木造住宅の生産システムを活用した耐震性能評価について検討を行った。

第1章 参考文献

- 1.1) 坂本 功：兵庫県南部地震以後の振動台実験概観. 日本地震工学会誌 No.2, 1-32 (2005).
- 1.2) 宮沢健二：木質構造における実大実験とシミュレーションー発展の歴史と課題ー. 第59回構造工学シンポジウム 土木・建築合同パネルディスカッション資料, 東京, 2013, pp41-51.
- 1.3) 日本建築学会 応用力学運営委員会：建築構造における強非線形問題に対する数値解析の現状と課題 建物の崩壊現象を予測することは可能か? 2007 年度日本建築学会大会 構造部門 (応用力学) パネルディスカッション資料, 九州, 2007, pp9-17.
- 1.4) 日本建築学会 応用力学運営委員会：建物の強非線形挙動の再現における可能性と課題. 2013 年度日本建築学会大会 構造部門 (応用力学) パネルディスカッション資料, 北海道, 2013, pp.12-20.
- 1.5) 杉山英男：地震と木造住宅. 丸善, 東京, 1996, pp.222-259.
- 1.6) 村瀬伸吾, 五十田博, 川上 修：木造住宅の振動台実験の整理と解析的検討. 日本建築学会北陸支部研究報告集 No. 51, 117-120 (2008).
- 1.7) 佐藤友彦, 福本有希, 槌本敬大, 腰原幹雄, 五十田博：経年変化に着目した木造モルタル壁の振動台実験. 日本建築学会北陸支部研究報告集 No. 48, 109-112 (2005).
- 1.8) 佐藤弘美, 腰原幹雄：通し柱をもつ差鴨居架構の水平抵抗力. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 596-570 (2010).
- 1.9) 五十田博, 平野 茂, 三宅辰哉, 古屋 治, 箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験. 日本建築学会構造系論文集 No. 618, 167-173 (2007).
- 1.10) Folz, B., Filiatrault, A. : Cyclic analysis of wood shear walls. J. Struct. Eng. 127(4), 443-441 (2001).
- 1.11) 佐藤友彦, 上角充広, 坂本功, 箕輪親宏, 河合直人, 槌本敬大, 古屋治, 五十田博：耐震補強した既存木造住宅の耐震性能に関する震動台実験. 日本建築学会北陸支部研究報告集 No. 49, 95-98 (2006).
- 1.12) 三宅辰哉, 河尻 出, 五十嵐冬人：木造建物実験における三次元数値シミュレーション. 文部科学省 大都市大震災軽減化特別プロジェクト 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 平成 17 年度成果報告書, 229-271 (2007).
- 1.13) Nakagawa, T., Tsuchimoto, T., Miyake, T., Kawai, N., Ohta, M. : Numerical analysis for evaluation of the effect of exterior walls on seismic performance of wooden post-and-beam houses. 13th World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, Italy, 2010.
- 1.14) 岡部実, Lam, F., Barret, D., Foschi, R. O. Li, M., 中島史郎, 中川貴文, 河合直人, 山口修由, 箕輪親宏, 麓英彦：3 階建木造軸組構法建築物の振動台実験 (その 1) 実験概要及び実験結果, 第 60 回日本木材学会大会研究発表要旨集, 宮崎, 2010, p.43.
- 1.15) Li, M., Lam, F., Foschi, R. O., Nakajima, S., Nakagawa, T. : Seismic performance of post-and-beam timber buildings I: model development and verification. J. Wood Sci. 58(1), 20-30

- (2012).
- 1.16) 河合直人, 槌本敬大, 大橋好光, 井上貴仁, 五十田博, 稲山正弘, 藤田香織 : 木造 3 階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その 1 全体概要. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 229-230 (2010).
 - 1.17) 三宅辰哉, 中川貴文, 槌本敬大, 五十田博, 河合直人 : 木造 3 階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その 13 事前解析. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 251-252 (2010).
 - 1.18) Nakagawa, T., Miyake, T., Isoda, H., Kawai, N., Tsuchimoto, T., : Collapsing analysis of shake table tests of three story post-and-beam wood houses. 14th World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand 2012.
 - 1.19) 小原勝彦, 宮本俊輔, 西村彰敏, 重籐功光, 高田香織, 宮澤健二 : 枠組壁工法実大振動実験に関する研究. 構造工学論文集 Vol.47B , 333-340 (2001).
 - 1.20) 綴喜寛人, 梅森 浩, 馬場章子, 宮澤健二 : 木質断熱複合パネルを用いた枠組壁工法住宅の振動台実験 その 3 解析結果. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 169-170 (2008).
 - 1.21) 五十田博, 腰原幹雄, 立花和樹, 岡崎友也, 清水秀丸, 林 彦孝 : 枠組壁工法 7 階建て震動台実験その 1 試験体の設計・実験方法. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 225-226 (2010).
 - 1.22) Pang, W., Rosowsky, D., Lindt, J., Pei, S. : Simplified direct displacement design of six-story woodframe building and pre-test seismic performance assessment. J. of Struct. Eng. 136(7), 813-825 (2010).
 - 1.23) Lindt, J., Bahmani, P., Gershfeld, M., Mochizuki, G., Shao, X., Pryor, S. E., Pang, W., Symans, M. D., Tian, J., Ziaei, E., Jennings, E. N., Rammer, D. : Seismic risk reduction for soft-story wood-frame buildings: test results and retrofit recommendations from the NEES-Soft project, 15th World Conference on Timber Engineering, Quebec, Canada, 2014.
 - 1.24) 鈴木祥之, 後藤正美, 斎藤幸雄, 鎌田輝男, 清水秀丸, 中村いずみ : 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験 (その 1) 実験の目的と計画. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 515-516 (2007).
 - 1.25) 山田耕司, 鈴木祥之, 鈴木三四郎, 石川浩一郎, 向井洋一, 松本慎也, 向坊恭介 : 伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験 (その 3) パンケーキ・モデルによる応答解析. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 535-536 (2007).
 - 1.26) 鈴木三四郎, 川端佑輔, 山田明, 向坊恭介, 鈴木祥之 : 伝統構法木造軸組の実大震動実験の解析的再現性. 日本建築学会構造系論文集 No. 663, 935-942 (2011).
 - 1.27) 大橋好光, 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 河合直人, 槌本敬大, 岩波正 : 伝統的構法による木造建物の性能検証のための実大実験 その 1 実験の概要. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 437-438 (2009).

-
- 1.28) NPO 法人緑の列島ネットワーク：第2章 伝統的構法木造建築物の実大振動台実験，伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 平成22年度 事業報告書，1-158 (2011).
- 1.29) NPO 法人緑の列島ネットワーク：第3.2節 実大震動台実験検討WG，伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 平成24年度 事業報告書，361-626 (2013).
- 1.30) 米澤美貴，向井洋一，鈴木祥之：伝統的構法による礎石立ち木造建築物実大試験体の柱脚部のすべり挙動の解析的評価．日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，295-296 (2012).
- 1.31) Nakagawa, T., Koshihara, M., Kawai, N., Saito, Y., Suzuki, Y. : Development of numerical analysis method for Japanese traditional wood houses considering the sliding behavior of column ends. 14th World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, 2012.
- 1.32) 岡部 実，安村 基，箕輪親宏，河合直人，清水秀丸，須藤昌照，クロスラミナパネルを用いた7階建木造建築物の震動台実験 その2 振動実験結果．日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，173-174 (2008).
- 1.33) Rinaldin, G., Poh' sie, H. G., Fragiacomio, M., Amadio, C., Pontarin, F. : Non-linear modelling of the three and seven storey x-lam buildings tested within the sofie project. 15th World Conference on Timber Engineering, Quebec, Canada, 2014.
- 1.34) 安村基，三宅辰哉，河合直人，五十田博，津田千尋，槌本敬大，御子柴正：クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その1 研究の目的と概要ならびに構造計画と要求性能．日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，305-306 (2012).
- 1.35) Miyake, T., Matsumoto, K., Tsuchimoto, T., Isoda, H., Kawai, N., Yasumura, M. : An analytical estimation on seismic performance of 3 story construction with "Sugi" CLT panels depending on connection properties. 15th World Conference on Timber Engineering, Quebec, Canada, 2014.
- 1.36) 松本和行，三宅辰哉，槌本敬大，五十田博，河合直人，安村 基：クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その16 3層実大モデル静的加力実験事後解析．日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，565-566 (2013).
- 1.37) 那須秀行，石山央樹，山本徳人，高岡繭子，三宅辰哉，野口弘行：木質ラーメン構造による実大3層立体フレームの振動台実験．日本建築学会構造系論文集 No. 617，129-135 (2007).
- 1.38) 中川学，五十田博，岡野瑛貴：木質ラーメン構造振動台実験の応答変形の追跡と解析的検討．日本地震工学会論文集 9(4) (2009).
- 1.39) 日本建築学会大会 PD 資料，建築構造における強非線形問題に対する数値解析の現状と課題，pp. 9-17，2007
- 1.40) 文部科学省研究開発局，他：大都市大震災軽減化特別プロジェクト，Ⅱ震動台活用に
-

- よる構造物の耐震性向上研究, 平成14年度成果報告書, pp.514-549, 2003.5
- 1.41) 文部科学省研究開発局, 他: 大都市大震災軽減化特別プロジェクト, II 震動台活用による構造物の耐震性向上研究, 平成15年度成果報告書, pp.538-579, 2004.5
- 1.42) 文部科学省研究開発局, 他: 大都市大震災軽減化特別プロジェクト, II 震動台活用による構造物の耐震性向上研究, 平成16年度成果報告書, pp.613-615, 2005.5
- 1.43) 文部科学省研究開発局, 他: 大都市大震災軽減化特別プロジェクト, II 震動台活用による構造物の耐震性向上研究, 平成17年度成果報告書, pp.263-311, 2006.5
- 1.44) 三宅辰哉, 河尻 出, 腰原幹雄, 槌本敬大, 五十田博, 箕輪親宏: 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験, その25 解析による実験結果の予測・分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007.8
- 1.45) Cundall, P. A. : “A Computer Model for Simulating Progressive, Large-scale Movements in Blocky Rock System ”, Symposium Soc. International Mechanique des Roches, Nancy (1971)
- 1.46) 伯野元彦「破壊のシミュレーション」森北出版, 1997年10月
- 1.47) 目黒公郎, 伯野元彦「拡張個別要素法を用いた地震による構造物の崩壊過程のシミュレーション解析」日本建築学会大会学術講演概要集, C-1, p.763-764 (1991)
- 1.48) 目黒公郎, ハテム・タグエルディン「3次元応用要素法による構造物の破壊シミュレーション」生産研究 51巻11号, p.773-776 (1999)
- 1.49) Kawai, T., “New Element Models in Discrete Structural Analysis”, 日本造船学会論文集, No.141, pp.174-180, 1977.
- 1.50) Shi, G. H., Goodman, R. E. : “ Generation of Two-Dimensional Discontinuous Deformation Analysis for Forward Modeling ”, International J. Numer. Analysis Methods Geomech. 13(4), pp.359-380, (1989)
- 1.51) Kawakami, H., Tingatinga, E., “Seismic Collapse Analysis of Wooden Houses in Japan Using Nonlinear Rigid Body-Spring Method, 14th World Conference on Earthquake Engineering”, CD-ROM, 2008.
- 1.52) 中川貴文「動的負荷を受ける木質構造物の破壊・倒壊過程シミュレーション」学位論文, 東京大学農学生命科学研究科, 2001年2月
- 1.53) 三宅辰哉, 中川貴文, 槌本敬大, 五十田博, 河合直人「木造3階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その13 事前解析」日本建築学会学術講演梗概集(北陸), C-1, p.251-252, 2010
- 1.54) 中川貴文, 三宅辰哉, 槌本敬大, 五十田博, 河合直人「木造3階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その14 事後解析」日本建築学会学術講演梗概集(北陸), C-1, p.253-254, 2010

第2章 強非線形解析手法

- 2.1 解析手法の概要
- 2.2 振動方程式
- 2.3 耐震要素のバネの節点間の剛性マトリクス
- 2.4 数値計算プログラムとフロー
- 2.5 第2章のまとめ

第2章 強非線形解析手法

本章では、本論文における検討で用いた強非線形解析手法の概要についてまとめた。また、本解析手法を元にした数値計算プログラムの概要について解説した。

2.1 解析手法の概要

建築物の時刻歴応答解析にはマトリクス法に代表される有限要素法（Finite Element Method：以下FEM）を用いた数値計算が広く用いられている。FEMは連続体の応力解析を目的として開発されたツールであるため、破壊までを解析的に追跡するためには、幾何学非線形、材料非線形を考慮する必要があり、汎用のソフトを用いる場合でも、研究用に自作したプログラムの場合でも、相当の計算テクニックを要する。特に部材の破断（木材の折損）、亀裂の進展といった極端な破壊が進行する場合には、計算の中で不釣り合いをどう処理するかという問題が生じる。これらの問題を解決し、倒壊までを追跡できる解析手法として、本研究では個別要素法（Distinct Element Method）を基本理論として採用した。個別要素法は、元来、図 2.1.1 に示したような土壌や岩盤の崩壊を計算する為に開発された「非連続体解析法」（バラバラな物体の挙動を計算する手法）であるので、大変形・倒壊解析を自然に行うことが可能である。個別要素法は数値解析手法の中では動的陽解法のカテゴリーに入る。個別要素法では、元々は図 2.1.2 に示したように、物体と物体が接触した際にその反発力と摩擦力を計算するのみであった。形状が複雑な場合や、物体の数が多い場合は計算時間の大半は接触判定と、接触後の挙動の計算に費やされる。建築分野で個別要素法を用いた研究例は少なく、現状では木造建築を対象とした市販の解析ツールは無い状況である。本研究では個別要素法を木造軸組構法建築物に適用するために、梁要素やせん断バネなどの建築の構造解析では一般的に用いられている構造要素を、個別要素法の解法の中に組み込む作業を行った。反面、元々の個別要素法で行われている接触判定は本解析手法では行わず、部材のめり込み等の接触に伴う現象は全て連結されたバネによって表現することとした。接触判定を行わないため、計算時間は大幅に短縮されることとなる。

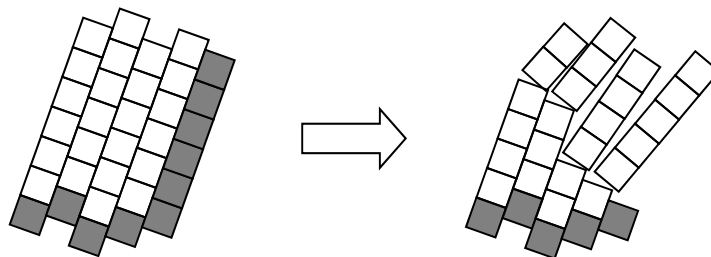


図 2.1.1 岩盤の崩壊シミュレーション

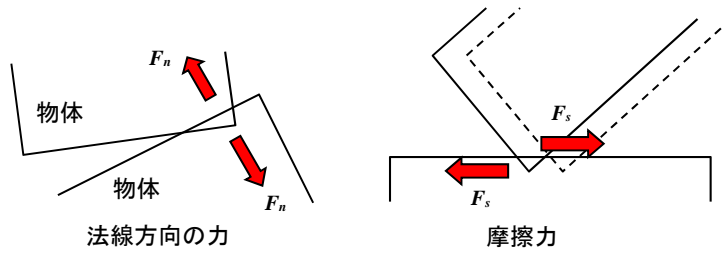
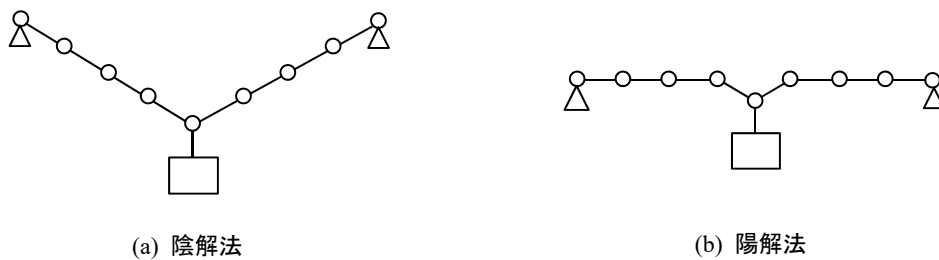


図 2.1.2 岩盤の崩壊シミュレーション

2.1.1 有限要素法との比較

建築の構造解析で広く用いられている陰解法による有限要素法と陽解法の個別要素法の相違については1.2.7で概要を述べたが、伯野による具体例を用いた説明^{2.1)}が明快であるため、図2.1.3に加筆をして引用する。張った糸の中央に重りがある場合、陰解法で解く場合には各節点に作用する力と変形の関係の式を作成し、連立方程式（剛性マトリクス）を作成して釣り合いを解く手順になる。そのため1回の計算で図2.1.3(a)のような釣り合いの状態を導き出すことができる。それに対して、個別要素法のような陽解法の場合には前述した通り、要素間の釣り合いの式（要素剛性マトリクス）は個別に作成するが、各式を並べた連立方程式を作成しない。そのため1回の計算では錘が連結されている節点の両側のバネにのみ力が伝達されるため、図2.1.3(b)のような変形状態となる。計算を何回も繰り返すと変形によって生じた力が波動のように全ての節点に伝搬し、図2.1.3(a)の全く同じ釣り合い状態が導かれることになる。本手法のメリットは、糸の途中に破壊が生じた場合に生じる極端に大きな応力の再分配を行う必要がなく、計算を続行できるため、建物が倒壊して各部が破壊するような強非線形解析に向いていることである。デメリットは1回の計算では釣り合いの状態が解けないため、応力が端部まで伝播して釣り合い状態を保つ必要があり、1回の計算の時間刻みを短くする必要があり計算不可が増大することである。ただし陽解法では連立方程式を作成しなくて良いため、節点・自由度が多い解析モデルの場合には、陰解法では自由度の2乗のオーダーで計算負荷が増大するが、陽解法では線形に増大に計算不可が増大するのみであるため、結果的に計算不可が小さくなる場合が多い。

図 2.1.3 陰解法と陽解法の違い、^{2.1)}を参考に作成

2.1.2 既提出の学位論文における解析法との相違

著者が2003年3月に提出した学位論文「動的負荷を受ける木質構造物の破壊・倒壊過程シミュレーション（以下、既論文）」²⁻²⁾における数値解析法でも個別要素法を元にした解析手法が提案されているが、本論文の非線形解析手法とは下記の点において異なる。

①軸組のモデル化法

既論文では個別要素法で一般的に用いられているモデル化法²⁻²⁾（粒子の集合体としても出る化）を踏襲し、柱・梁等の軸組を10cm程度の節点の集合に分割してモデル化しているが（図2.1.4(a)）、本手法では後述する通り、部材の両端部もしくは接合部に相当する点を節点としてモデル化している（図2.1.4(b)）。いずれの解析方法でも節点に質量を設定している。

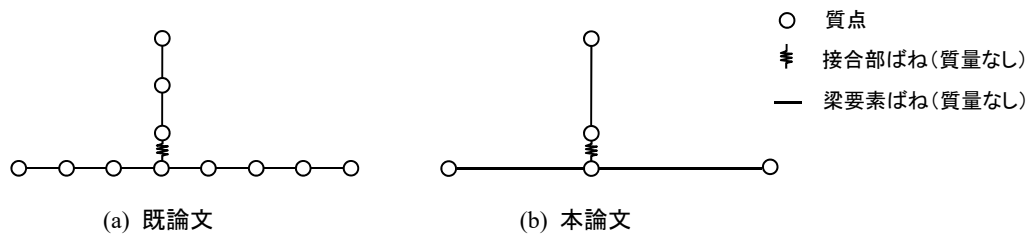


図 2.1.4 軸組のモデル化法の違い

②バネの剛性・強度の設定方法

既論文では節点間に生じる曲げ・せん断力を節点間に設けた回転バネにより再現し、回転バネの剛性・強度は、図2.1.5に示した通り、単純梁をモデル化した数値解析から半経験的に決定していた²⁻³⁾。それに対し、本論文では、節点間に梁要素のバネを設けることで、一般的に有限要素法で用いられている手法と同一の曲げ剛性・曲げ強さから直接計算することとした。

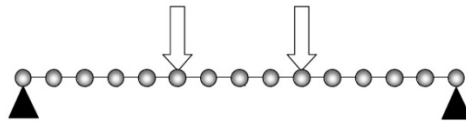


図 2.1.5 既論文における半経験的手法

③壁・水平構面のバネのモデル化法

既論文では壁は筋かいのみを対象として、軸組と同様に10cm程度の節店の集合としてモデル化していた。本論文では筋かい以外の面材壁や土塗り壁、雑壁も対象として、ブレース置換により任意の壁のモデル化を行っている。また既論文では水平構面は剛体としてモ

モデル化を行っていたが、本論文では任意の水平構面を対象として、ブレース置換により、せん断変形についてもモデル化を行っている。

2.2 振動方程式

本解析手法では全体剛性マトリクスを作成せずに、バネの両端の節点に生じた変位から力を計算する要素剛性マトリクスを基本として数値計算を行う。そのため、振動方程式は解析モデル全体としては成立せず、各バネで振動方程式が解かれることとなる。以下に計算の手順を説明する。

2.2.1 節点間の振動方程式

基本となる質点のないバネの両端の節点 1,2 間の振動方程式は式 2.1、2.2 の通りである。微小時間 $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ の時間変化の中で瞬間接線剛性が一定であるとすると、後述する 2.2.3 項で減衰マトリクスも一定となり、バネの両端の節点の変位増分・速度に対して式 2.3 の関係が成り立つ。変数名の添字は解析ステップを表す。また、 $[X]$ はマトリクス、 $\{X\}$ はベクトルを表す。

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\}_n + [C]_n \cdot \{\dot{u}\}_n + [K]_n \{u\}_n = 0 \quad (2.1)$$

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\}_{n+1} + [C]_{n+1} \cdot \{\dot{u}\}_{n+1} + [K]_{n+1} \{u\}_{n+1} = 0 \quad (2.2)$$

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\}_{n+1} + [C]_{n+1} \cdot \frac{\{\Delta u\}_n}{\Delta t} + [K]_{n+1} \{u\}_{n+1} = 0 \quad (2.3)$$

ここで、 $[M]$: 節点質量マトリクス

$[C]_n$: 減衰マトリクス

$[K]_n$: 節点間の剛性マトリクス

$\{u\}_n$: t_n の部材座標系における変位ベクトル

$\{u\}_n = \{x_1, y_1, z_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, x_2, y_2, z_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^T$

: バネの両端 (1 端、2 端) の並進 3 方向の変位、3 軸の回転角

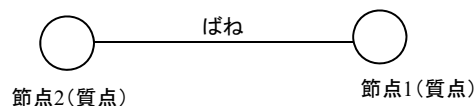


図 2.2.1 節点間の振動方程式

この振動方程式を用い、未知数である $\{\ddot{u}\}_{n+1}$ 、 $\{\dot{u}\}_{n+1}$ を求める。このとき、大変形問題に対応するために、解析の過程で初期節点座標に $\{\Delta u\}_n$ を加算して節点座標を逐次更新するが、そのようにしても、 $t=t_n$ の変形状態は一つ前のステップ ($t=t_{n+1}$) の変形状態に基づいて計算されているので $\{f\}_n$ には $t=t_n$ と $t=t_{n+1}$ における変形状態の差異に起因する不釣り合い力が含まれている。しかし、(2.1)式のように次のステップ ($t=t_{n+1}$) の応答量を求める際に $\{f\}_n$ が参照されることにより、その不釣り合い力は自らを打ち消すように働くため、不釣り合い力が累積することはなく逐次計算の中で無視できるレベルにとどまる。

式 2.1 より、時刻 t_{n+1} に要素座標系において生じる慣性力 $\{f\}_{n+1}$ は $\{f\}_{n+1} = [M] \cdot \{\ddot{u}\}_{n+1}$ の関係により、式 2.4~2.5 により計算される。

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\}_{n+1} = -[C]_{n+1} \cdot \{\Delta u\}_n / \Delta t - [K]_{n+1} \{u\}_{n+1} \quad (2.4)$$

$$\{f\}_{n+1} = -[C]_{n+1} \cdot \{\Delta u\}_n / \Delta t - [K]_{n+1} \{u\}_{n+1} \quad (2.5)$$

ここで

$$\{f\}_n = \{px_1, py_1, pz_1, mx_1, my_1, mz_1, px_2, py_2, pz_2, mx_2, my_2, mz_2\}^T$$

: 並進 3 方向の力、3 軸のモーメント

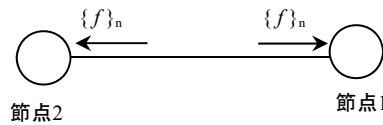


図 2.2.2 節点に生じる慣性力

全体座標系 → 部材座標系の座標変換マトリクスを $[T]_n$ とすると全体座標系における応力 $\{F\}_{n+1}$ は式 2.6 により計算される。

$$\{F\}_{n+1} = [T]_{n+1}^{-1} \cdot \{f\}_{n+1} \quad (2.6)$$

式 2.6 を各バネにおいて計算し、各節点における応力ベクトル $\{f\}_{n+1}$ を算出する。この応力ベクトルを、ある節点 A に接続されるすべてバネにおいて計算し合算することで、節点 A に作用する応力ベクトル $[F_A]_{n+1}$ を算出する。

$$\{F_A\}_{n+1} = \{P_x, P_y, P_z, M_x, M_y, M_z\} = \sum_A \{f\}_{n+1} - \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ m_A g \\ \dots \end{pmatrix} \quad (2.7)$$

ここで、 P_x, P_y, P_z : 節点 A の応力ベクトル
 M_x, M_y, M_z : 節点 A のモーメント
 g : 重力加速度

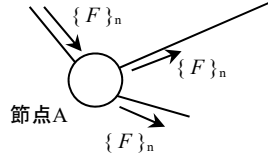


図 2.2.3 節点 A に生じる慣性力の合算

上式によって算出された応力ベクトルを用いた $t = t_{n+1}$ における節点の運動方程式 (式 2.8a : 減衰項をゼロと仮定) について、式 2.9~2.10 により数値積分を行い、時刻 t_{n+1} における加速度 $\{\ddot{U}_A\}_{n+1}$ 、速度 $\{\dot{U}_A\}_{n+1}$ 、変位増分 $\{\Delta U_A\}_{n+1}$ を算出する。

$$[M_A]\{\ddot{U}_A\}_{n+1} = \{F_A\}_{n+1}, \quad \{\ddot{U}_A\}_{n+1} = [M_A]^{-1}\{F_A\}_{n+1} \quad (2.8a,b)$$

$$\{\dot{U}_A\}_{n+1} = \{\dot{U}_A\}_n + \frac{\{\ddot{U}_A\}_{n+1} + \{\ddot{U}_A\}_n}{2} \Delta t \quad (2.9)$$

$$\{\Delta U_A\}_{n+1} = \{\dot{U}_A\}_n \Delta t + \frac{\{\dot{U}_A\}_{n+1} + \{\dot{U}_A\}_n}{4} \Delta t^2 \quad (2.10)$$

ここで、

質量マトリクスは下記

$$[M_A] = \begin{bmatrix} m_A & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_A & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_A & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I_A & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I_A & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_A \end{bmatrix}$$

m_A : 節点の質量

I_A : 節点の慣性モーメント (収束のため経験的に $2/3 m_A$ を用いる)

式 2.11 によって計算されたバネの両端の節点の変位増分を、座標変換により次ステップに各バネの部材座標系の変位増分ベクトル $\{\Delta u\}_{n+2}$ として、式 2.2 から次ステップの各バネの応力を計算することとなる。

$$\{\Delta u\}_{n+1} = [T]_{n+1} \cdot \{\Delta U_1, \Delta U_2\}_{n+1} \quad (2.11)$$

以上の計算を各要素、各時刻についておこなうことで、外力に対するモデル全体の応答を算出していく。全体剛性マトリクスを解かずに各要素で個別に応力を算出する点が個別要素法の特徴である。時刻が進むことによる要素間の応力の伝播によって釣り合いを保つため、不釣り合い力の処理や、崩壊後の挙動などは特別な処理をすることなく解析をすることができる。

2.2.2 強制変位、境界条件の与え方

本解析手法では外力の与え方として、地震動による外乱入力を地盤（基礎レベル）に接する節点に与える地震動入力と、特定の高さの節点に強制変位を与えるプッシュオーバー解析の大きく分けて、2通りがある。保有水平耐力計算で用いられるプッシュオーバー解析は数値解析により静的に応力や変位の計算を行うものであるが、本手法では動的な時刻歴応答解析を実施しながら強制変位を与える解析もプッシュオーバー解析と定義する。地震動等による外力は全て強制変位として与えられる。そのため地震動が加速度で記録されたものであっても、Booreの方法等^{2.4-2.5})により変位に変換してから入力を行う。

時刻 t_n における地震動による変位を $\{\Delta U_g\}_n = \begin{pmatrix} X_g \\ Y_g \\ Z_g \end{pmatrix}$ とすると、強制変位をさせる節点 i を

含むバネ P （もう1端は節点 j とする）では、式 2.12 により変位増分として計算される。

$$\{\Delta u_p\}_n = [T_p]_n \cdot \{(\Delta U_g, \Delta U_j)\}_{n+1} \quad (2.12)$$

この変位増分は式 2.2 の振動方程式の釣り合いにより応力に変換され、式 2.3～2.8 までの計算によって、節点 j にも節点 i の変位増分が考慮されることになり、ステップが進むごとに解析モデル全体に強制変形の影響が伝達することになる。解析モデル全体の釣り合い式を解かないので、計算ステップ Δt は十分小さくしておく必要がある。なお、本論文で対象とする低層の木造住宅では地盤との相互作用の影響は小さいと考え、第5章では観測された地震動を直接地盤に接触する要素に与える方法をとっている。

2.2.3 減衰の計算

2.1 式における減衰マトリクスは式 2.13 に示す通り瞬間剛性比例型で計算される。後述の要素剛性マトリクスにおいて、剛性が負勾配となる場合は、減衰項が励起力となるため計算の便宜上、減衰マトリクスは $\mathbf{0}$ としている。負勾配になる大変形域では非線形が進行し、履歴減衰が減衰の主体となるため、 $\mathbf{0}$ としても計算結果に与える影響は小さい。

$$[C]_n = \frac{2h}{\omega} [K]_n \quad (2.13)$$

ここで、 h : 減衰定数

ω : 1次固有角振動数

1次固有振動数は建物全体の固有振動数を用いているが、本解析手法は陽解法による動的解法のため建物全体の固有振動数を全体剛性マトリクスから一義的に計算することができない^{2.6)}。そのため、仮の1次固有振動数を用いて、自由振動やホワイトノイズによる強制変位を建物全体に与えるシミュレーションを行うことで固有振動数を計算して用いる方法をとっている。計算のフローを図2.2.3に示した。三角波を用いた自由振動シミュレーションについて、具体的な計算過程を以下に示す。ホワイトノイズを入力地震波として用いた場合は、応答からフーリエ変換により1次振動数を読み取ることとなる。

※三角波を用いた自由振動によるシミュレーション

- ①1次固有振動数を仮に3.0として、式2.13の $\omega = 2\pi f = 2\pi \times 3.0$ として設定
- ②図2.2.4に示した三角波の変位波形を、図2.2.5に示した解析モデルのX方向に入力する時刻歴応答解析を行う。
- ③時刻歴応答解析の計算結果から各階の床の全体変位の時刻歴波形を得る(図2.2.6)。
- ④変位波形から1次固有振動数を読み取る(この場合は2.7Hz)。
- ⑤読み取った1次固有振動数を実際の応答解析を実施する際の式2.10の $\omega = 2\pi f = 2\pi \times 2.7$ として設定する。

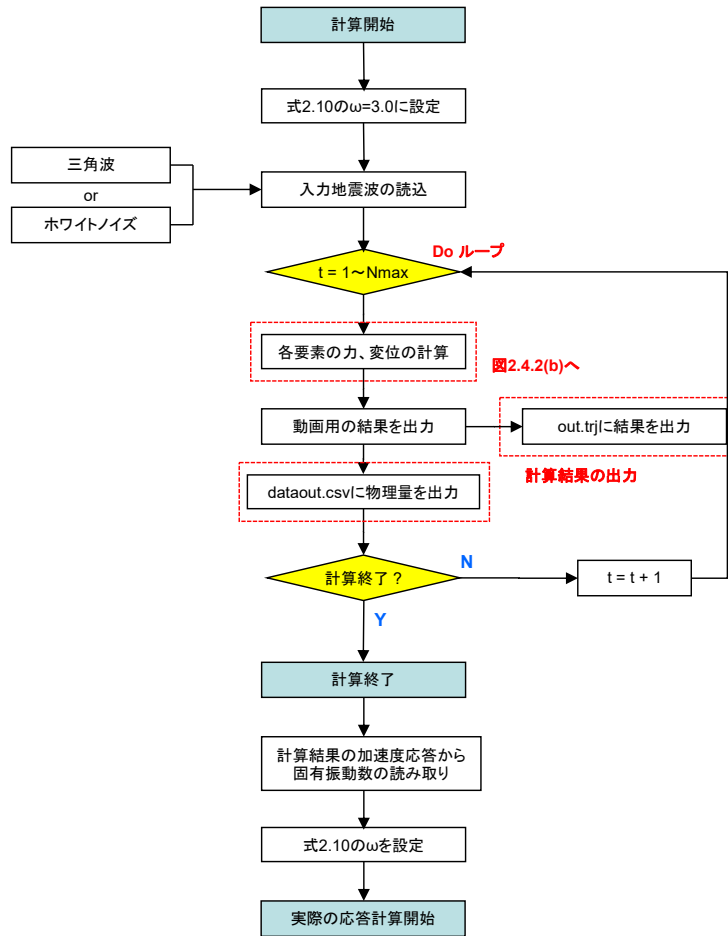


図 2.2.3 固有振動数計算のため事前計算のフロー

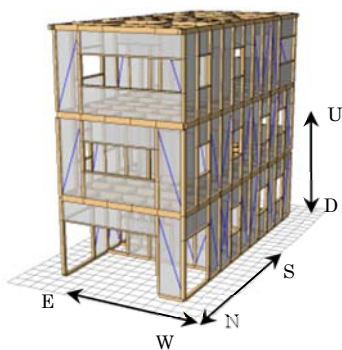


図 2.2.4 解析モデル (詳細は 4.1 節)

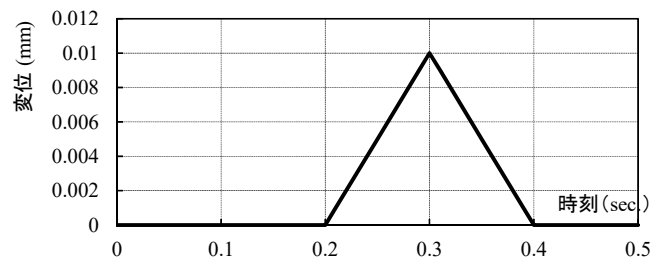


図 2.2.5 三角波

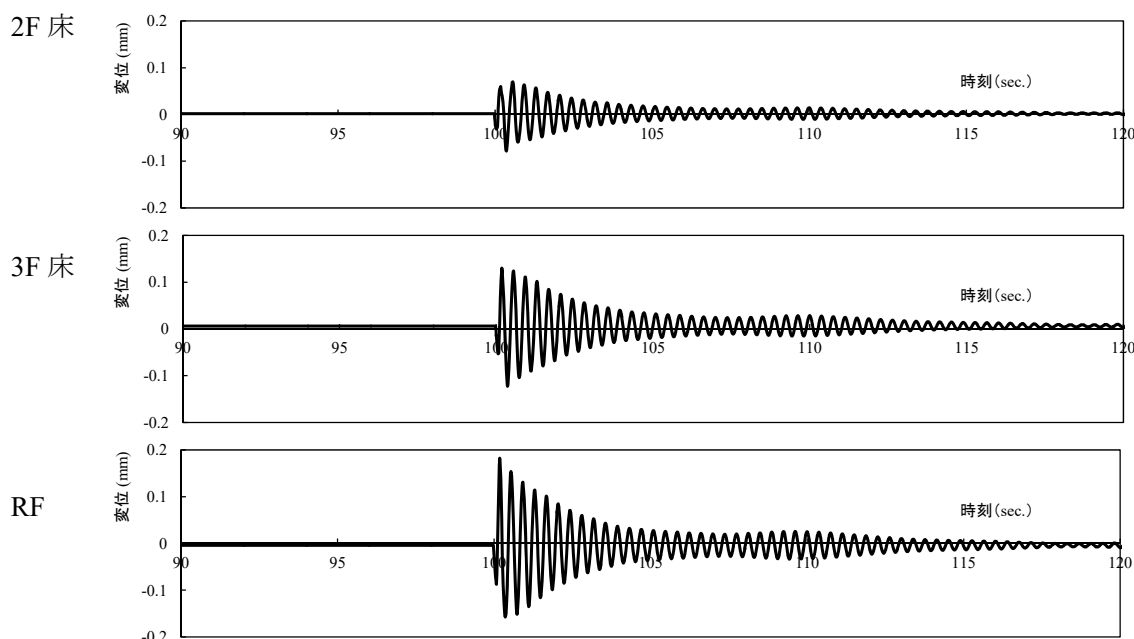


図 2.2.6 自由振動シミュレーションによる各階の床の変位応答

2.2.4 $P-\Delta$ 効果の計算

$P-\Delta$ 効果（建築物の水平方向の変形により、自重により付加モーメントが生じる現象）は強非線形解析において倒壊挙動に影響するため不可欠の物理現象であるが、式 2.4 において全ての節点に $1G$ に相当する鉛直力を与え続けることにより考慮される。具体的には 1 ステップ目の計算で 2.4 式の $-mg$ の力が節点 A に生じ、式 2.7~2.9 で変位増分として 2 ステップ目にバネの変形として考慮されることになる。地盤に接して強制変位が生じた節点を含むバネでは、式 2.10 で鉛直力による変形が生じた節点 j と、強制変位が生じた節点 i の間にバネの変形が生じることになり、その変形分が 2.3 式で反力として考慮されることになる。反力はステップが進むごとに解析モデル全体に伝達し、鉛直力と釣り合うことになり結果として自重による $P-\Delta$ 効果が考慮されることとなる。

2.2.5 座標変換マトリクス

木造住宅の強非線形解析における軸組の大変形挙動がモデル化するためには、全体座標系から部材座標系に変換する式 2.6 の座標変換マトリクス $[T]$ を計算ステップごとに更新する必要がある。マトリクス更新の際の回転角は、ステップの計算の前後で $[T]$ の参照する座標軸をまたぐ場合や、大変形が進行して 180° 以上回転する場合などに、通常の座標変換マトリクスでは計算ができない場合が生じる。この問題を解決するために累積型の座標変換マトリクス^{2.6)}を用いる。具体的には式 2.6 に示す通り時刻 t_n の座標変換マトリクスを $[T]_n$ とすると、 $[T]_{n+1}$ は、 $[T]_{n+1}$ は $[T]_n$ の差分に相当する $[\Delta T]_{n+1}$ を $[T]_n$ に乗じることで計算を

行う。

$$[T]_{n+1} = [\Delta T]_n [T]_n \quad (2.14)$$

2.2.6 計算の時間刻み

個別要素法では応力が解析モデル全体に伝達する間に大きな変形が生じると、それが誤差として蓄積されてしまうため、計算の時間刻みを十分小さな値を取る必要がある^{2-1,2)}。既往の研究では、式2.15を満たすような Δt が必要とされているが、本解析手法では計算結果に影響を及ぼさない十分小さい値である $\Delta t = 10^{-5}$ を用いることとした。

$$\Delta t < 2\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.15)$$

2.2.7 地盤面との接触

個別要素法では要素間が接触した場合に、図2.1.2に示すような摩擦力と、法線方向の力が作用する。本解析手法では前述の通り要素同士の接触の判定を行わないが、伝統構法による木造住宅で柱脚が石場立てになっている仕様の柱脚の滑りや、建物の一部が損壊して上階が崩れ落ちた際に柱が地面に接触して、建物を支持する現象を再現するために、地盤面との接触のみ計算することとした。

具体的には式2.7において、地盤面にめり込んだ節点Aに対して、めり込み量に応じて、水平方向と鉛直方向に付加応力を与えることとした(式2.16)。地盤面と接触している状態での横移動(滑り挙動)については、条件分岐によって地盤面と同じ速度で移動する場合(静止した状態)と、地盤面上を滑る状態について計算を行うこととした。これらのモデル化により、石場立ての柱や接合部破壊によって端部が、自由になった柱が地盤面上で浮き上がったり、2次元平面状を滑る強非線形挙動を再現することが出来る。

$$\{F_A\}_{n+1} = \sum_A \{F\}_{n+1} - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ m_{AG} \\ \dots \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \mu_2 f_{Az} \begin{Bmatrix} V_{Ax} \\ V_{Ay} \end{Bmatrix} \\ K_g \Delta u_g + C_g V_{Az} \\ \dots \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

ここで、 K_g ：地盤の接触の際の反発力の剛性

Δu_g ：節点Aが地盤にめり込んだ距離

C_g ：地盤のめり込みの際の減衰 ($C = \frac{2h}{\omega} K_g$)

V_{Ax}, V_{Ay}, V_{Az} ：節点Aのx方向、y方向、z方向の速度

F_{Ax}, F_{Ay}, F_{Az} ：節点Aに作用するx方向、y方向、z方向の力

f_{Az} ：節点Aを柱脚とする柱に作用するz方向の力

μ_2 : 摩擦係数

具体的には図 2.2.5 に示した条件分岐と式 2.17、2.18 に従って条件分岐をし、それぞれ状態において式 2.16、2.19 に従って力の計算を行う。

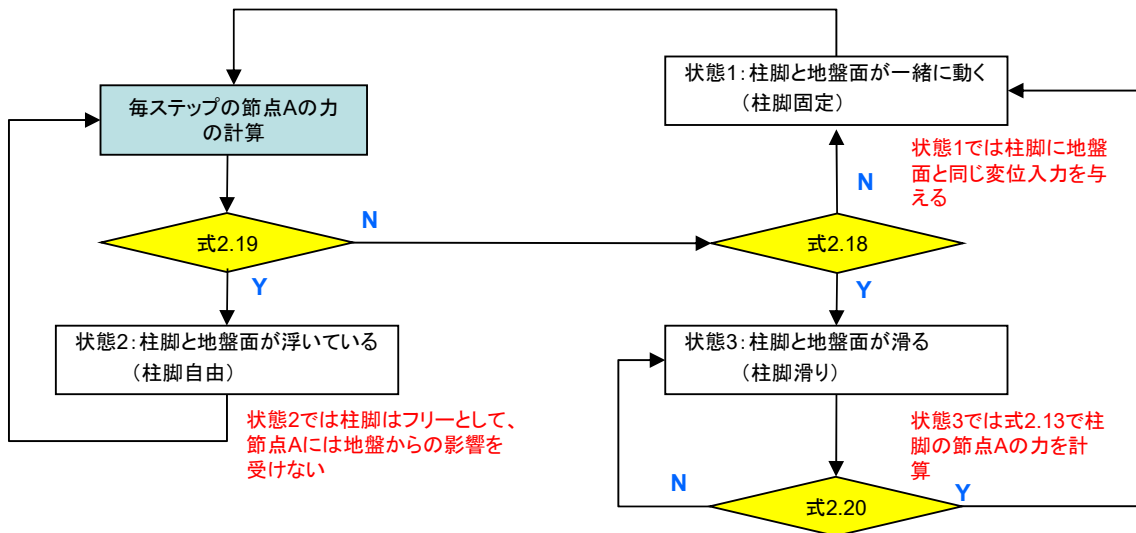


図 2.2.7 柱脚の滑りに関する計算の条件分岐

$$\text{節点が横滑りする条件: } \mu_1 F_{Az} < \sqrt{F_{Ax}^2 + F_{Ay}^2} \quad (2.17)$$

$$\text{節点が浮き上がる条件: } D_{Az} > D_{Gz} \quad (2.18)$$

$$\text{滑りが停止する条件: } \begin{Bmatrix} V_{Ax} \\ V_{Ay} \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} V_{Gx} \\ V_{Gy} \end{Bmatrix} < 0 \quad (2.19)$$

ここで、 D_{Ax} 、 D_{Gy} : 節点 A、地盤の Z 方向の変位

V_{Gx} 、 V_{Gy} : 地盤の速度ベクトル

2.3 耐震要素のバネの節点間の剛性マトリクス

式 2.3 の節点間の剛性マトリクスは軸材の梁要素、壁のブレース置換等のバネの種類に応じて異なる剛性・耐力・非線形性を持つ。本論文で用いた木造住宅の耐震要素のモデル化手法については、第3章に示す通り、地震時の変形挙動を考慮して妥当なモデル化手法を決定した。本節では標準的な耐震要素に対応するバネの剛性マトリクスと強非線形の考え方について説明を行う。なお、第4章、第5章では後述する耐震要素以外の特殊なバネも用いているが、説明は各章において行う。

2.3.1 梁要素

軸組は折損と通し柱のモーメント抵抗を考慮するために図 2.3.1 に示したような弾塑性回転バネ（塑性ヒンジ）+剛バネ要素でモデル化を行った。履歴特性は図 2.3.2 に示した履歴則^{2.8)}を用いた。部材の曲げ強度を文献などにより設定し、断面係数に従い最大曲げモーメントを決定することとしている。骨格曲線の曲げモーメントがゼロの回転角に達すると、部材が折損したとみなし、部材間の回転バネをピン接合に変更する。このように設定することで、通し柱の折損や、垂れ壁がついた柱の横架材接合部での折損現象を解析で表現することが可能となる。

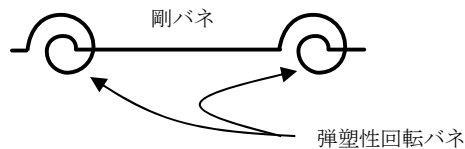


図 2.3.1 軸組の概念図

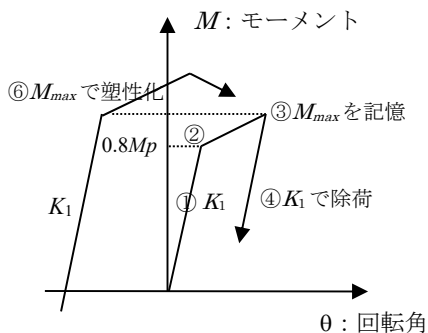


図 2.3.2 復元力特性

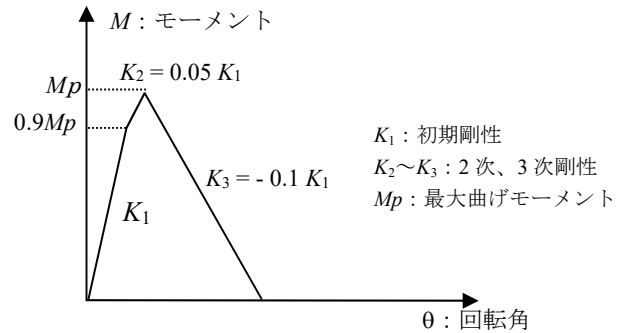


図 2.3.3 骨格曲線

剛性マトリクスは式 2.21 に示す通り、梁の曲げ・圧縮・引張・ねじりを計算する行列となる。マトリクス中の λ を図 2.3.3 に示す復元力の塑性化の状態に応じて変更することで折損に至るまでの強非線形挙動を再現する。

$$[K]_n = \left(\begin{array}{cccccc|cccccc} kx_{11} & & & & & & & & & & & \\ 0 & ky_{11} & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & kz_{11} & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & kr_{11} & & & & & & & & \\ 0 & 0 & kz_{21} & 0 & kz_{22} & & & & & & & \\ 0 & ky_{21} & 0 & 0 & 0 & ky_{22} & & & & & & \\ \hline kx_{21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & kx_{22} & & & & & \\ 0 & ky_{31} & 0 & 0 & 0 & ky_{32} & 0 & ky_{33} & & & & \\ 0 & 0 & kz_{31} & 0 & kz_{32} & 0 & 0 & 0 & kz_{33} & & & \\ 0 & 0 & 0 & kr_{21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & kr_{22} & & \\ 0 & 0 & kz_{41} & 0 & kz_{42} & 0 & 0 & 0 & kz_{43} & 0 & kz_{44} & \\ 0 & ky_{41} & 0 & 0 & 0 & ky_{42} & 0 & ky_{43} & 0 & 0 & 0 & ky_{44} \end{array} \right) \quad (2.21)$$

ここで、

$$kx_{11} = kx_{22} = EA / L \quad , \quad kx_{12} = kx_{21} = -EA / L$$

$$kr_{11} = kr_{22} = GK / L \quad , \quad kr_{12} = kr_{21} = -GK / L$$

$$ky_{11} = \frac{6EI_z}{L^3} \frac{\lambda_1 + \lambda_2 + 4\lambda_1\lambda_2}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \quad ,$$

$$ky_{21} = \frac{6EI_z}{L^2} \frac{\lambda_1(1 + 2\lambda_2)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \quad , \quad ky_{22} = \frac{6EI_z}{L} \frac{\lambda_1(1 + \lambda_2)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2}$$

$$ky_{31} = -ky_{11} \quad , \quad ky_{32} = -ky_{21} \quad , \quad ky_{33} = ky_{11} \quad ,$$

$$ky_{41} = \frac{6EI_z}{L^2} \frac{\lambda_2(1 + 2\lambda_1)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \quad , \quad ky_{42} = \frac{6EI_z}{L} \frac{\lambda_2(1 + \lambda_1)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2} \quad , \quad ky_{43} = -ky_{41} \quad , \quad ky_{44} = \frac{6EI_z}{L} \frac{\lambda_2(1 + \lambda_1)}{1 + \lambda_1 + \lambda_2}$$

E : 木材の弾性係数、 A : 梁の断面積

L : 節点間の距離、 I_z : z 軸周り断面 2 次モーメント

G : 木材のせん断弾性係数、 K : サンプナンねじり定数

λ_1, λ_2 : 1 端、2 端における塑性ヒンジの初期剛性 K_1 に対する割合

$kz_{11} \sim kz_{44}$ は $ky_{11} \sim ky_{44}$ の I_z を I_y に置き換えて、 $ky_{21}, ky_{32}, ky_{41}, ky_{43}$ の符号をマイナスにして算出する。

2.3.2 接合部

軸組間の接合部は図 2.3.4(a)に示したような回転バネ+弾塑性バネ（せん断に対しては剛とする）を用いてモデル化を行った。圧縮引張の弾塑性バネの履歴特性は図 2.3.4(b)に示したような片側弾性+片側スリップ型で、骨格曲線は実験データを元にして設定した。回転バネの履歴特性は図 2.3.4(c)に示したようなスリップ型を用い、文献や実験から骨格曲線を決定する。回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立に作用するように設定した。引張方向若しくは回転方向のバネが負勾配を超えて耐力 0 になった場合に、バネが消滅するように設定することで、接合部において計算当初に連結されていた軸組が接合部の破壊によって離散する現象を再現可能となる。接合部は回転バネ 2 種類のバネの軸と変形の方法を図 2.3.5 に示した。

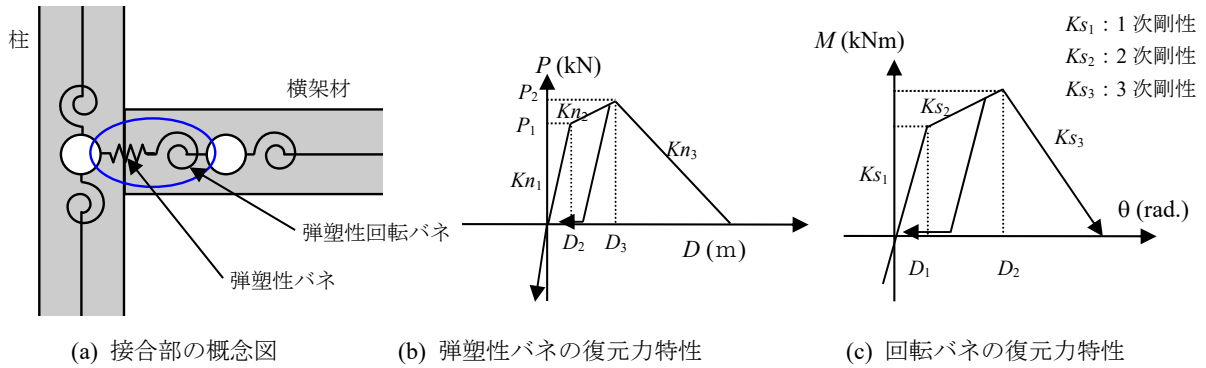


図 2.3.4 接合部のモデル化概要

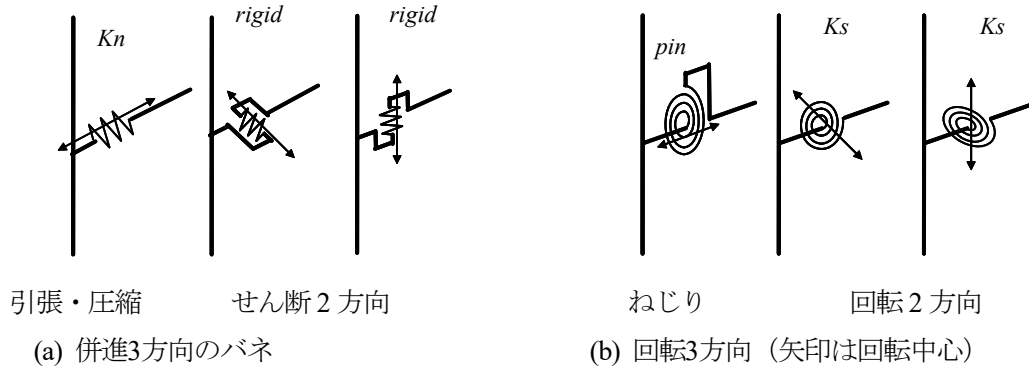


図 2.3.5 接合部の6自由度のバネ

剛性マトリクスは式 2.22 に示す通り、接合部の引張・圧縮、2方向の回転を計算する行列となる。ねじりに対してはピン接合とした。マトリクス中 Kn 、 Ks を図 2.3.4 に示す骨格曲線の塑性化の状態に応じて変更することで接合部が破壊に至るまでの強非線形挙動を再現する。

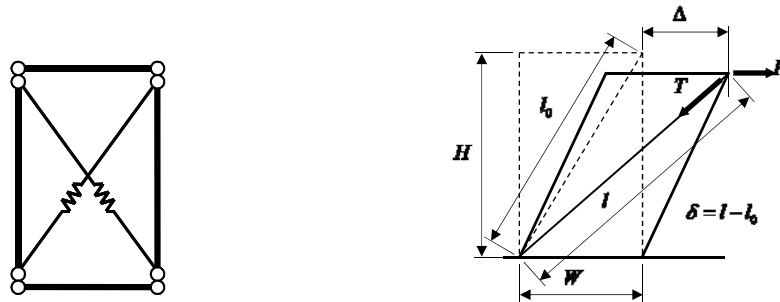
$$[K]_n = \begin{bmatrix} [K_1] & 0 \\ 0 & -[K_1]_n \end{bmatrix}$$

$$[K_1] = \begin{bmatrix} Kn & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{rigid} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{rigid} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_s \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

ここで、 Kn ：引張・圧縮バネの剛性（図 2.3.4(b)の骨格曲線に応じて $Kn_1 \sim Kn_3$ ）
 K_s ：回転バネの剛性（図 2.3.4(c)の骨格曲線に応じて $K_{s1} \sim K_{s3}$ ）
 K_{rigid} ：剛と仮定し、十分大きな剛性を与える

2.3.3 壁、水平構面

鉛直構面は図 2.3.6(a)に示した通り、トラスバネでブレース置換することでせん断力のモデル化を行った。ブレース置換の際のせん断方向の力・変形の関係は強非線形を考慮し、図 2.3.6(b)、式 2.23、2.24 に示した変換^{2.7)}を行う。履歴特性は図 2.3.7 に示したバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。水平構面も同様にトラス要素でブレース置換することでモデル化し、履歴特性も同様にバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。骨格曲線は文献の文献や実験結果を参考に設定した。第 4 章、第 5 章の解析例では解析に用いた骨格曲線を各解析モデルにおいて示した。



(a) 壁のブレース置換 (b) ブレース置換における応力・変形の変換^{2.7)}

図 2.3.6 トラスバネによるブレース置換

$$\delta = \sqrt{H^2 + W^2 + 2W\Delta} - \sqrt{H^2 + W^2} \quad (2.23)$$

$$T = \frac{\sqrt{H^2 + W^2 + 2W\Delta}}{W + \Delta} P \quad (2.24)$$

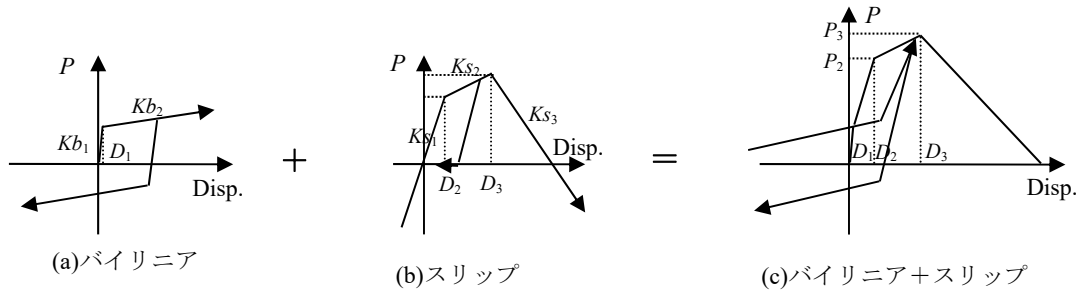


図 2.3.7 鉛直構面の履歴特性

剛性マトリクスは式 2.25 に示す通り、ブレース置換バネの引張・圧縮を計算する行列となる。マトリクス中 Kb 、 Ks を図 2.3.7 に示す骨格曲線の塑性化の状態に応じて変更すること壁・水平構面がせん断破壊に至るまでの強非線形挙動を再現する。

$$[K]_n = \begin{bmatrix} [K_1] & 0 \\ 0 & -[K_1] \end{bmatrix}_n$$

$$[K_1] = \begin{bmatrix} Kb + Ks & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

ここで、 Kb : バイリニア特性のバネの剛性 (図 2.3.7(a)の骨格曲線に応じて $Kb_1 \sim Kb_3$)

Ks : スリップ特性のバネの剛性 (図 2.3.7(b)の骨格曲線に応じて $Ks_1 \sim Ks_3$)

2.3.4 筋かい

筋かい構面は図 2.3.8 に示したように 1 本の筋かいに対して圧縮と引張の 2 本のトラス要素を配置することでモデル化を行った。圧縮筋かいのバネは引張り方向の力には作用せず、引張筋かいのバネは圧縮方向のバネには作用しない。この特性により、筋かい耐力壁の非対称な水平復元力を表現した。また、圧縮筋かいはフレームとの接合点を横架材に設定することで、圧縮筋かいによる梁・桁の突き上げ挙動をモデル化した。履歴特性は構面のバネと同様にバイリニア+スリップ型の履歴則で表現した。

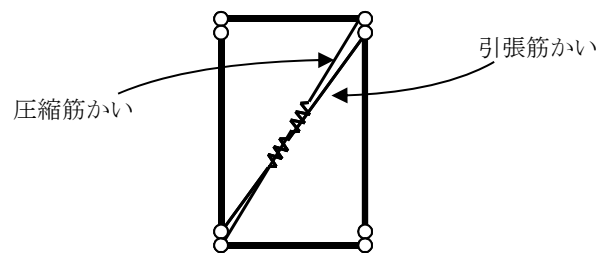


図 3.2.7 筋かいのモデル化

2.4 数値計算プログラムとフロー

本解析手法では、前節の耐震要素のモデル化法を組み込んだ数値解析プログラムを作成した。以下、プログラムの基本的な計算法について説明する。

「本解析ツール」^{2.9)}は図 2.4.1 に示した通り、解析モデルの作成と計算結果の動画確認を行う GUI プログラム（プリ・ポスト処理プログラム）と計算を実行するプログラムからなる。プログラムの使い方や、入力ファイルの詳細については文献^{2.8)}のユーザーズ・マニュアルを参照されたい。計算プログラムのフローを図 2.4.2 に示した。数値計算は 2.2 節の振動方程式を元とし、部材の配置を行って、各要素に作用する応力と変形の間係を計算する。図 2.4.2(b)のフローの中央の条件分岐によって各要素の剛性マトリクスを作成し、変位増分から応力を計算することとなる。

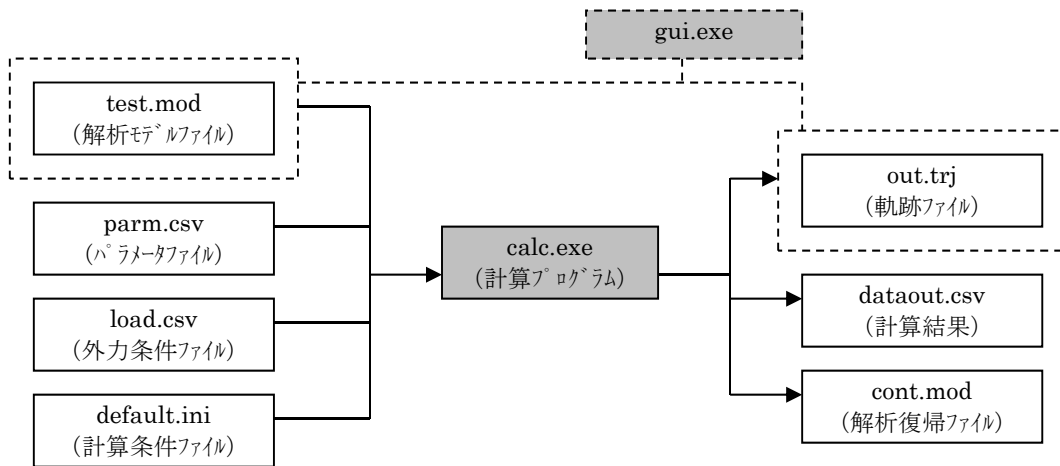
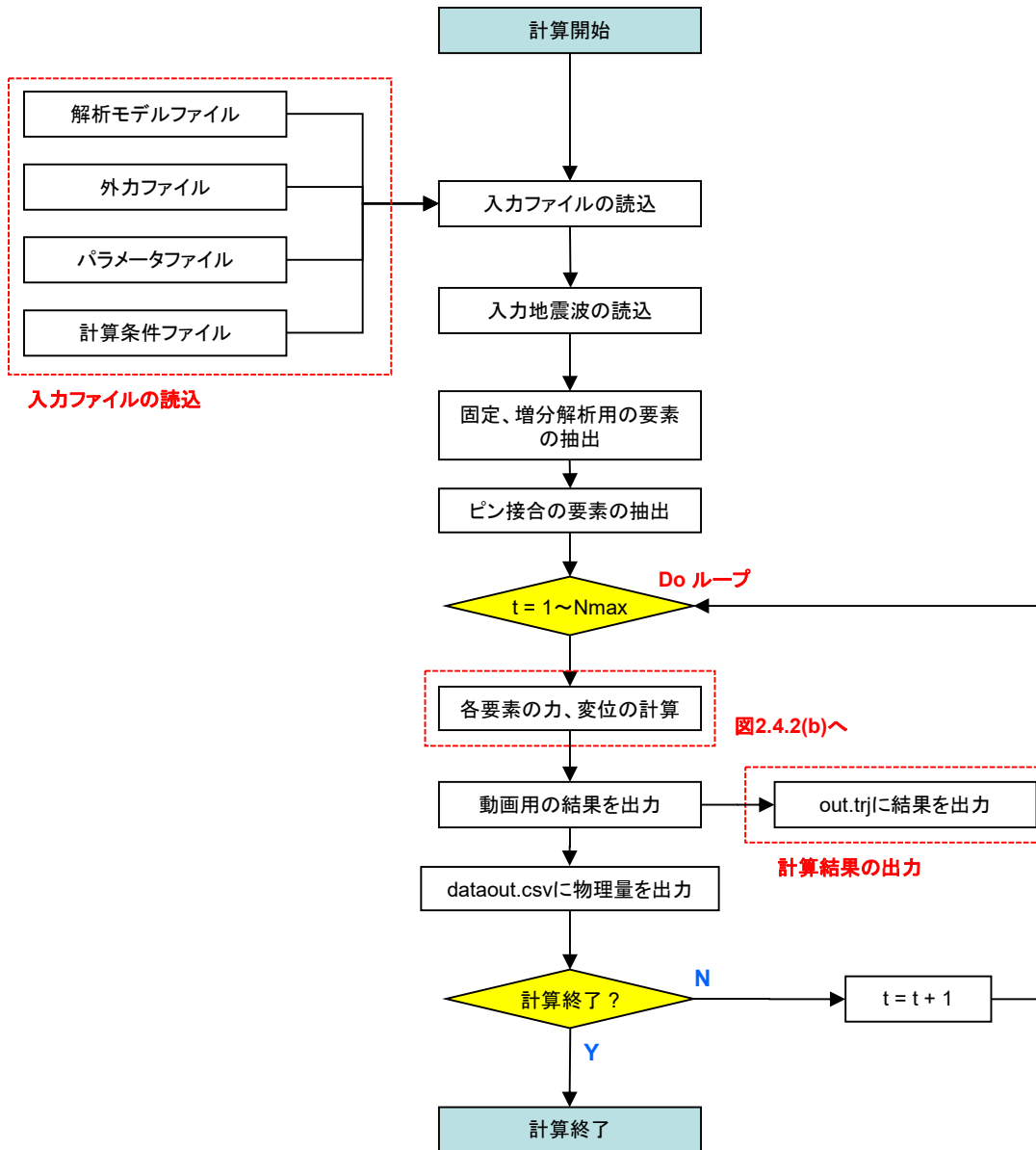
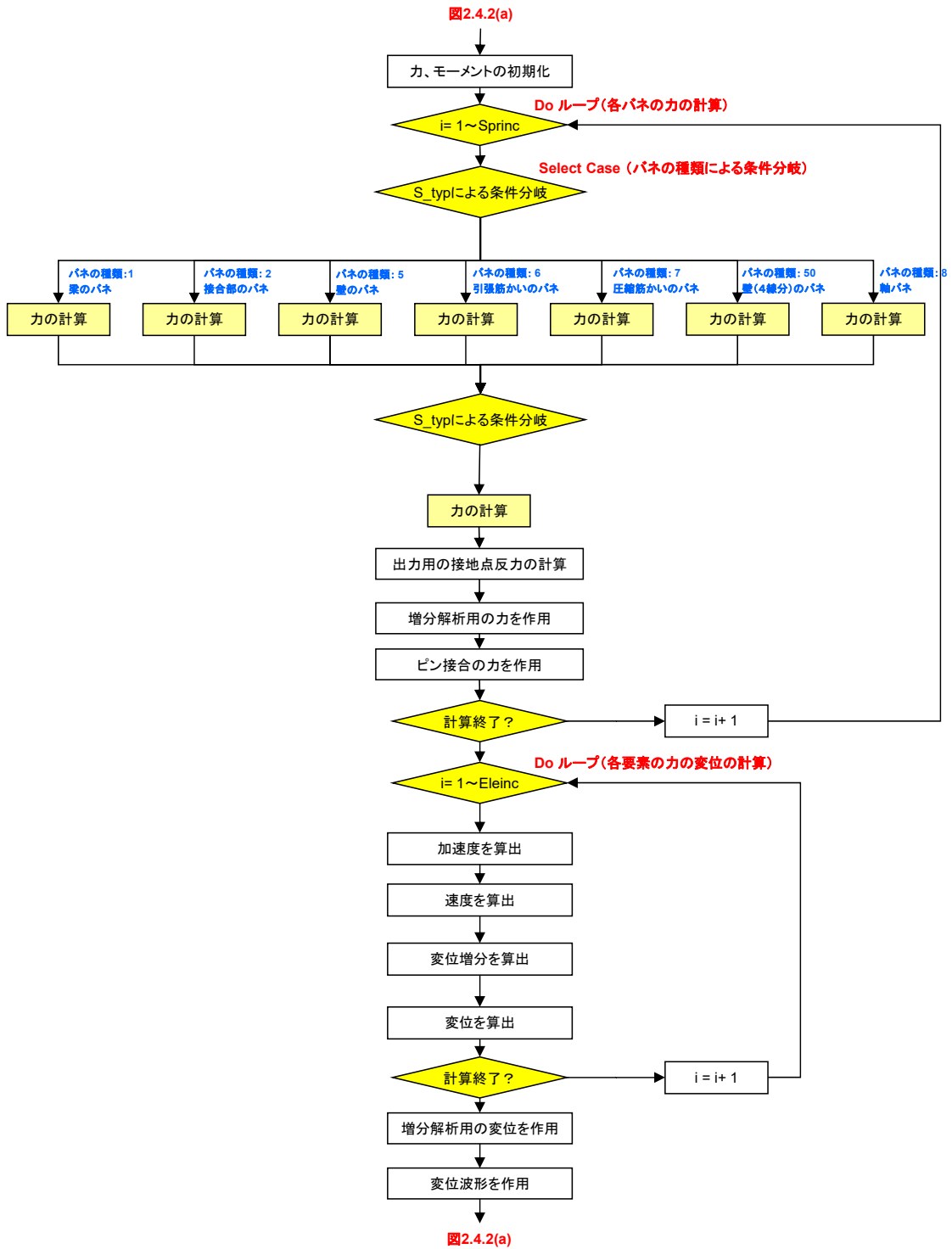


図 2.4.1 数値解析プログラムの概要



(a) 計算フロー

図 2.4.2 数値解析プログラムのフロー



(b) 各バネの力の計算

図 2.4.2 数値解析プログラムのフロー (続き)

2.5 第2章のまとめ

木造住宅の地震時の強非線形挙動を追跡できる構造性能評価のために、非連続体解析手法である個別要素法を基本理論として用いた構造解析法の開発を行った。部材間の振動方程式を元にして、各耐震要素に強非線形挙動を再現するためのバネを配置することで、部材が折損・飛散する過程の再現可能とした。

第2章 参考文献

- 2.1) 伯野元彦「破壊のシミュレーション」森北出版, 1997年10月
- 2.2) 目黒公郎, 伯野元彦「拡張個別要素法を用いた地震による建造物の崩壊過程のシミュレーション解析」日本建築学会大会学術講演概要集, C-1, p.763-764 (1991)
- 2.3) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, Takahiro Tsuchimoto, Naohito Kawai "Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading III: Numerical simulations of the real size wooden houses", Journal of Wood Science, Vol.56, No.4, p.284-292 (2010)
- 2.4) Boore, D. M., C. D. Stephens and W. B. Joyner : Comments on baseline correction of digital strong-motion data: examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, pp.1543-1560, 2002.5
- 2.5) 平井敬、福和伸夫「強震記録に基づく東北地方太平洋沖地震による地殻変動分布の算定」日本建築学会構造系論文集 第77巻 第673号, pp. 341-350 (2012年3月) ①地方自治体、防災科学技術研究所の観測点
- 2.6) 古川愛子、木村翔太、清野純史「個別要素法を用いた建造物の動的解析における減衰のモデル化に関する基礎的検討」土木学会論文集 A1, Vol.70, No.4 (2014)
- 2.7) 日本建築学会大会 PD資料, 建築構造における強非線形問題に対する数値解析の現状と課題, pp. 9-17 (2007)
- 2.8) 加藤勉、秋山宏：鋼構造部材の耐力 その4, 日本建築学会論文報告集, 第151号, pp.15-20, (1968)
- 2.9) 本解析ツールのダウンロード URL
<http://www.rish.kyoto-u.ac.jp/~nakagawa>

第3章

木造住宅のモデル化

- 3.1 木造住宅の地震時挙動とモデル化手法の整理
- 3.2 木造住宅の耐震要素のモデル化
- 3.3 第3章のまとめ

第3章 木造住宅のモデル化

本章では、木造住宅を構造解析モデルの視点から分析し、本解析手法におけるモデル化の概要についてまとめた。また、個別の耐震要素について、木造住宅の耐震性能評価において再現する物理現象と耐震要素のモデル化手法の関係について整理を行った。

3.1 木造住宅の地震時挙動とモデル化手法の整理

在来軸組構法による木造住宅は、壁が耐震要素と考えられており、壁が本来の耐震性能を発揮できるように壁を構成する軸組の断面や軸組間の接合部の引張耐力を確保することが必要となる。建築基準法における壁量計算においては、建物の重さと床面積に応じて必要壁量（壁の長さの必要量）が規定されており（施行令46条）、個々の壁に対して、壁の両側の柱の柱頭・柱脚の接合部について壁が自身に対して抵抗した際に生じる引抜力に耐えるように接合部の引張耐力を確保することとしている（施工令47条）。また壁の配置についても東西南北に釣り合いよく配置することとされている。ただし、壁のせん断耐力に応じて接合部の設計をすることや壁の釣り合い良い配置が明確化されたのは1995年兵庫県南部地震の後の2000年の建築基準法改正であり、それ以前に建設された木造住宅では接合部の引張耐力が不十分である可能性や、壁の釣り合いよい配置が満たされていない可能性が考えられる。

近年に発生した木造住宅の地震被害では、写真3.1.1～3.1.4に示した通り、層崩壊以外にも、接合部の先行破壊、壁のねじりによる大破、水平構面の破壊等が確認されている。木造住宅のモデル化にはこれらの破壊形態を考慮する必要がある。



写真 3.1.1 層崩壊



写真 3.1.2 接合部の先行破壊による転倒



写真 3.1.3 壁の偏心によるねじれ



写真 3.1.4 水平構面（小屋組）の破壊

表 3.1.1 では、木造住宅の耐震性能評価の際に重要となる主な地震時挙動とモデル化手法について整理を行った。立体骨組では、8通りの地震時挙動をモデル化することが可能であるが、串団子モデルでは、再現できる挙動に限られる。木造住宅の耐震性能評価には、壁のせん断抵抗の他に、その性能を担保するための接合部の引張抵抗や水平構面のせん断抵抗のモデル化が必要となる。本論文では、表 3.1.3 のモデル化については必要不可欠と考え、立体骨組によるモデル化を基本としている。それぞれ 4 章において振動台実験によりモデル化の妥当性の検証を行っているが、対応する節番号を表中に示した。木造住宅の部材（接合部・木材）の劣化については、参考文献^{3.1-3.2})に示したような部材の蟻害・腐朽等による低減係数が評価できれば、部材単位の荷重変形関係に乗じることで、建物全体の耐震性能に与える影響を評価することが可能となる^{3.3}。

表3.1.1 木造住宅の地震時挙動とモデル化手法

地震時の変形・破壊挙動、耐震要素	等価線形化手法	串団子	疑似立体	立体骨組	必要となるパラメータ	本論における検証
層崩壊	○	○	○	○	層の荷重変形関係	4.1
ねじれ(壁の個別変形)	—	—	○	○	壁の荷重変形関係 床の荷重変形関係	4.1
水平構面の変形・破壊	—	—	○	○	壁の荷重変形関係 床の荷重変形関係	4.1
柱脚の滑り挙動	—	—	○	○	柱脚の荷重変形関係	4.3
接合部先行破壊	—	—	—	○	接合部の引張方向の荷重変形関係	4.1
部材の劣化	—	—	—	○	軸材・接合部が劣化した際の荷重変形関係の低減率	参考文献
柱のモーメント抵抗・破壊	—	—	—	○	軸材のモーメント抵抗	4.1 4.2
外壁の連層効果	—	—	—	○	外装材の連層挙動	4.2

木造住宅の一般的な数値解析モデルでは、壁、床、接合部、軸組が耐震要素としてモデル化される。モデル化手法としては、限界耐力計算で用いる 1 質点 1 自由度の応答解析モデルから、立体骨組までモデル化の細かさによってバリエーションがある。木造住宅の部位・

物理現象と、解析モデルで把握したい情報、標準的なモデル化手法の関係について、表3.1.2、図3.1.1にまとめた。木造住宅の部位・物理現象、把握したい情報の内容によって、それを表現できるモデル化手法が示されている。例えば、せん断バネモデルでは、壁や接合部のモーメント抵抗をせん断力に変換して累加することで、各層の変形については把握することができるが、個別の部材の変形については立体骨組等により詳細なモデル化を行う必要がある。表3.1.3では、木造住宅の部位・物理現象ごとに実験データの蓄積が一般的にどの程度あるかと、建物の特徴（構法・形式）ごとの最適なモデル化手法の整理を行った。

表3.1.2 木造住宅の部位・物理現象と標準的なモデル化手法

部位	地震時の変形・破壊挙動、耐震要素、入力条件	把握したい情報							標準的なモデル化手法			
		各層の応答変形	各部位の変形	偏心の影響	滑り量(全体)	滑り量(各柱)	浮き上り量	倒壊の有無	等価線形化法	せん断バネモデル(串団子モデル)	擬似立体モデル(バンケーキ)	立体骨組モデル
建物	層の変形	◎	○	○	◎	○	○	◎	○	○	○	○
鉛直構面	せん断変形	○	◎	◎		○	○	◎			○	○
	面外変形											
水平構面	せん断変形		○	○	○	○	○	○			○	○
	面外変形											
接合部	引張り変形		○			○	○	○				○
	圧縮変形		○			○	○	○				○
	せん断変形											
	回転変形		○									○
	回転2方向で異なる特性											
	ねじり変形											△
	破壊							○				△
部材	引張り変形					○	○	○				○
	圧縮変形					○	○	○				○
	せん断変形											
	曲げ変形											△
	折損											△
柱脚	通し柱									△		△
	滑り	○	○	○	○	◎	○	○		○	○	○
	斜め方向滑り			○	○	○	○	○				△
	浮き上がり						◎	○				△
外力	踏み外し							○				
	2次元入力			○	○	○	◎	○			○	○
	3次元入力				○	○	○	○				○
その他	傾斜復元力							○				△
	幾何学的非線形							○				△
	P-Δ効果							○		△	△	○
建物の特徴	町家型民家										○	○
	農家型民家											○
	数寄屋書院								○	○	○	○
	住宅系本堂											○
	社殿											
	庫裏								○	○	○	○
	現代住宅								○	○	○	○
	旅館料亭								○	○	○	○
	仏殿											○
	社殿											○
	塔											○
鐘楼											○	
土蔵								○	○	○	○	

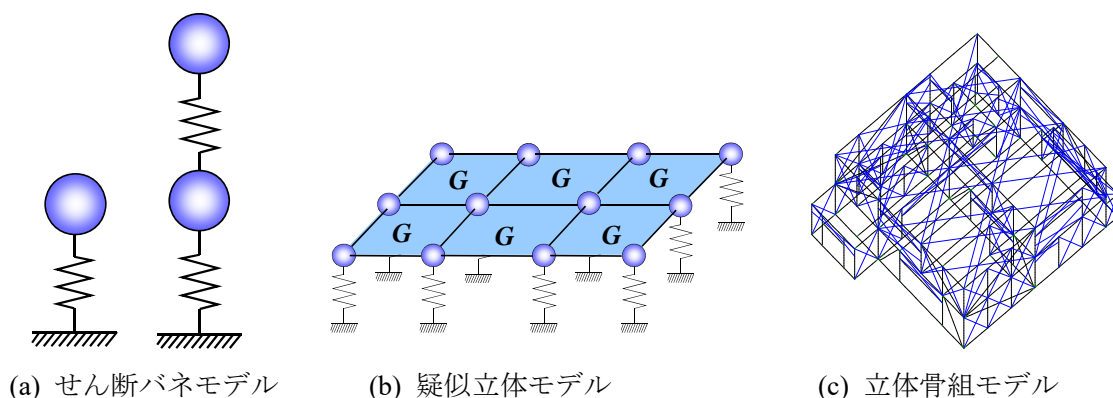


図 3.1.1 木造住宅の代表的なモデル化法

表 3.1.3 部位・物理現象と実験データ、建物ごとのモデル化手法の整理

部位	地震時の変形・破壊挙動、耐震要素、入力条件	必要となる実験	データ蓄積	標準的なモデル化手法			
				等価線形化法	せん断バネモデル(串団子モデル)	疑似立体モデル(パンケーキ)	立体骨組モデル
建物	層の変形	実大建物の実験	○				
鉛直構面	せん断変形	壁のせん断試験	◎			○	○
	面外変形	壁の曲げ試験	△				○
水平構面	せん断変形	床・小屋のせん断試験	○			○	○
	面外変形	床の曲げ試験	○				○
接合部	引張り変形	接合部引張り試験	◎			○	○
	圧縮変形	めり込み試験	◎			○	○
	せん断変形	接合部せん断試験	○			○	○
	回転変形		○			○	○
	回転2方向で異なる特性	接合部モーメント実験	○				
	ねじり変形	接合部ねじり試験	△				○
	破壊		◎				○
部材	引張り変形	木材の引張り試験	◎				
	圧縮変形	木材の圧縮試験	◎				
	せん断変形	木材のせん断試験	◎				
	曲げ変形	木材の曲げ試験	◎				
	折損	木材の曲げ試験	◎				
	通し柱	木材の曲げ試験	◎				
	N-M相互作用	軸力、曲げ試験	△				
柱脚	滑り	滑り実験	△				
	浮き上がり		理論				
その他	踏み外し		理論				
	傾斜復元力		◎				
	幾何学的非線形 P-Δ効果	実大建物の実験	△				

◎：データ量多い、○：データ量中、△：データ量少

表 3.1.4 では、木造住宅の代表的な 3 つの構法について、壁・接合部・水平構面の一般的な仕様をまとめた。それぞれ本論において該当する 4 章、5 章の節を示した。各構法ともに 2 階建ての場合には、耐震基準上必要となるのは壁量計算であり、年代による耐震基準の変遷により、特に既存木造住宅の耐震診断を行う上で、モデル化における留意点がある。壁量計算は 1950 年代の建築基準法制定当時から、壁により地震や風の水平力に耐えるという考え方であり、壁が耐震性能を十分に発揮するために、軸組の接合部については存在応力を伝達できるように緊結することと規定されている。そのため、破壊形態として想定しているのは、壁のせん断破壊による層崩壊のみであった。必要壁量の増加により、想定する外力が増えたことと、基準上壁の釣り合い良い配置や、接合部仕様が 2000 年の

建築基準法改正の際に明確化されたことで、現代木造に比べると既存の在来軸組構法では、接合部仕様や壁のバランスが不十分な場合に、想定しない崩壊形が生じる可能性がある。また、現行基準でも、床のせん断耐力や、横架材間の接合部の応力伝達のチェックは定量的に規定されていないため、水平構面のせん断変形・先行破壊は現代の木造においても留意すべき点となる。

表 3.1.5 に各構法において壁量計算の前提条件と起こりうる地震時挙動について示した。地震時挙動は表 3.1.3 と共通するものであるが、既存木造住宅や伝統木造住宅では建物全体の変形に影響が大きい地震時挙動をモデル化するためには立体骨組による解析が必要となる場合が多いことがわかった。

第1章において、本論文の独自性として示した下記の3項目について、「変形域の拡張」「構法・耐震要素の拡張」の観点から解析モデルにより再現可能な項目を表 3.1.5 の4～5列目に示した。

【本解析手法の独自性】

- ①個別要素法を用いて完全に倒壊・崩壊までの物理現象を追跡できること
(図 1.3.1 における横軸方向の変形域の拡張)
- ②振動台実験の検証により複雑な物理現象の再現が可能になったこと
(図 1.3.1 における縦軸方向の構法・耐震要素の拡張)
- ③陽解法による有限要素法よりも容易な操作で、高速に計算を実現可能としたこと (図 1.3.2 における右下の軸への展開)

変形域の拡張の観点では、接合部・水平構面・部材等が破壊・折損して、構造体の一部、あるいは全体が分離した後の変形挙動については、第1章で位置づけた標準的な解析手法ではモデル化が困難で、本解析手法の独自性と言える。また、これらの破壊現象を含めた耐震要素のモデル化による、層が明確に分離できない水平抵抗要素(外壁・通し柱の連層効果)、柱脚が完全フリーになることによる、地震動の入力損失や礎石からの脱落等は、本解析手法により拡張されてモデル化可能となった耐震要素・構法と言える。それぞれの地震時挙動について、第4章において実験との比較による検証を、第5章において地震被害の再現を行っているが、本論文での対応する節を図 3.1.5 の一番右の列に示した。

次節ではこれらの地震時挙動の再現を前提とした一般的な耐震要素のモデル化手法について解説する。柱脚の滑り、外壁の連層効果等のモデル化については第4章の対応する節で解説を行う。

表3.1.4 木造住宅の構法と耐震要素

構法	壁	接合部	水平構面	年代	本論における検証
伝統構法	真壁仕様 (土塗り壁、板壁など)	嵌合接合 石場建て	茅葺屋根 瓦葺屋根 転ばし根太板張り	室町・江戸～現代	4.3 5.1 5.2
在来軸組構法	真壁仕様 筋かい系 湿式大壁 (ラスモルタルなど) 乾式大壁 (せっこうボードなど)	短ほぞ釘打ち かすがい 金物接合 ひら金物	瓦葺屋根 転ばし根太板張り	戦後～昭和50年代	4.1 5.1
現代木造	真壁仕様 筋かい系 湿式大壁 (ラスモルタルなど) 乾式大壁 (せっこうボードなど) 制振壁	プレート金物 筋かい端部金物 ホールダウン金物	瓦葺屋根 スレート瓦葺き屋根	昭和60年代～現代	4.2 5.3

表3.1.5 木造住宅の構法と地震時挙動

構法	壁量計算の前提条件	起こりうる地震時挙動 (影響大)	本解析手法により再現可能 (変形域の拡張)	本解析手法により再現可能 (構法耐震要素の拡張)	本論にお ける検証
伝統構法	建築基準法以前	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊 柱脚の滑り・浮き上がり 通し柱・軸組のモーメント抵抗	接合部の破壊 水平構面の破壊・構造体の 分離 通し柱・軸組の折損 柱脚の滑り・浮き上がり	通し柱・軸組の折損を含めた モーメント抵抗 柱脚が礎石と乖離すること による上部構造への地震動の 入力損失 外壁・通し柱の連層効果	4.3 5.1 5.2
在来軸組構法 (既存木造)	△耐力壁のみで抵抗 △接合部が先行破壊しない △床が剛床 △立面・平面が整形	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊	接合部の破壊 水平構面の破壊・構造体の 分離 通し柱・軸組の折損	通し柱・軸組の折損を含めた モーメント抵抗 外壁・通し柱の連層効果	4.1 5.1
現代木造	耐力壁のみで抵抗 接合部が先行破壊しない △床が剛床 △立面・平面が整形	層崩壊 水平構面の変形・破壊	接合部の破壊 水平構面の破壊・構造体の 分離 通し柱・軸組の折損	通し柱・軸組の折損を含めた モーメント抵抗 外壁・通し柱の連層効果	4.2 5.3

3.2 木造住宅の耐震要素とモデル化

本論文で採用した各耐震要素のモデル化法と、モデル化の際に必要な情報について各耐震要素で以下にまとめた。2.3 節で用いたモデル化とバネの図を説明のため再掲する。

3.2.1 軸組のモデル化

軸組は折損と通し柱のモーメント抵抗を考慮するために図 3.2.1 に示したような弾塑性回転バネ（塑性ヒンジ）+弾性梁要素でモデル化を行っている。木材のせん断変形、ねじり変形については、木造住宅の地震時の再現挙動に影響を与えることは少ないと考えられるため剛としている。モデル化に必要な情報と再現できる変形挙動・抵抗要素は下記の通りである。

【モデル化に必要な情報】

- 弾性係数（曲げ・圧縮・引張で同じ数値を採用）
- 曲げ強さ（2方向）
- 断面2次モーメント（2方向）
- 断面寸法

【再現できる地震時の変形挙動・抵抗要素】

- 通し柱の曲げ抵抗
- 垂れ壁付き独立柱の曲げ抵抗
- 節点位置での折損
- 横架材による壁の押さえ込み効果

【対応する構法】 在来軸組構法、伝統構法

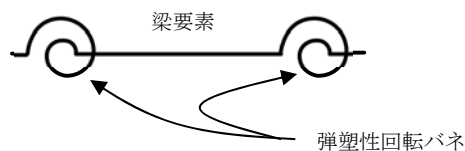


図 3.2.1 軸組の概念図

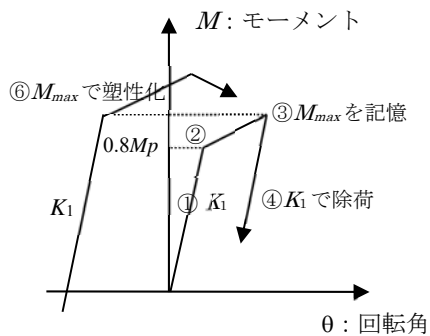


図 3.2.2 復元力特性

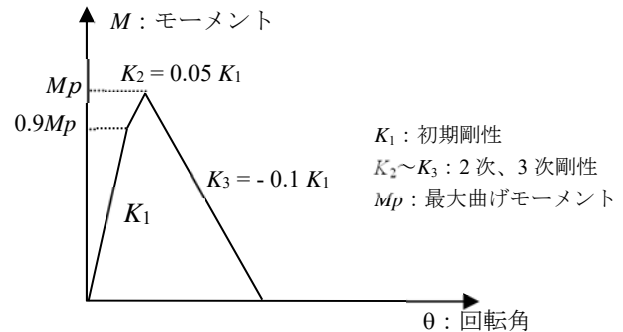


図 3.2.3 骨格曲線

3.2.2 接合部のモデル化

軸組間の接合部は図 3.2.2(a)に示したような回転バネ+弾塑性バネ (せん断に対しては剛) を用いてモデル化を行っている。接合部のせん断変形に関しては、ほぞで固定されていることが前提として剛としている。ねじり変形についてはピン接合としている。圧縮方向はめり込み挙動を弾性バネでモデル化している。モデル化に必要な情報と再現できる変形挙動・抵抗要素は下記の通りである。

【モデル化に必要な情報】

- 引張方向の3線分の荷重変形関係 (接合部の引張実験の結果)
- 回転方向の3線分のモーメントー回転角の関係 (接合部のモーメント実験の結果)
- めり込み剛性

【再現できる地震時の変形挙動・抵抗要素】

- 接合部の引張抵抗・引張破壊
- 接合部のモーメント抵抗・曲げ破壊

【対応する構法】 在来軸組構法、伝統構法、枠組壁工法

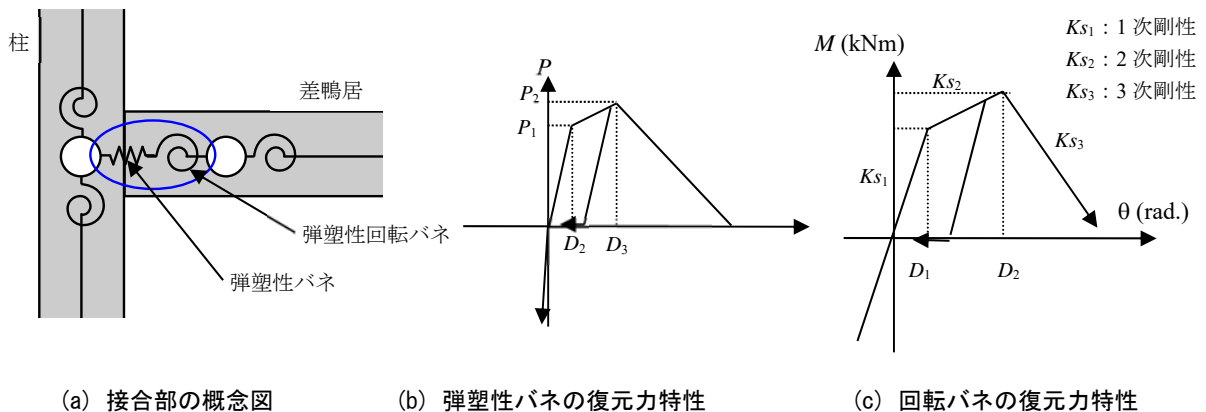


図 3.2.2 接合部のモデル化概要

3.2.3 鉛直構面、水平構面のモデル化

鉛直構面は図 3.2.5 に示した通り、トラスバネでブレース置換することでせん断力のモデル化を行っている。履歴特性はバイリニア+スリップ型と簡易なモデルで、木造特有の復元力特性をモデル化している。モデル化に必要な情報と再現できる変形挙動・抵抗要素は下記の通りである。なお、本論文の解析モデルでは壁全体の荷重変形の実験データがあることが前提であり、釘の1面せん断等の細かい耐震要素からモデル化する場合には別途壁の荷重変形に変換することが必要となる。

【モデル化に必要な情報】

○壁の4線分の荷重変形関係（壁のせん断実験の結果）

【再現できる地震時の変形挙動・抵抗要素】

○鉛直構面・水平構面のせん断抵抗・せん断破壊

【対応する構法】 在来軸組構法、伝統構法、枠組壁工法

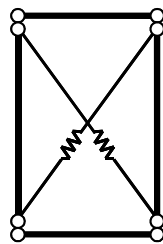


図 3.2.5 トラスバネによるブレース置換

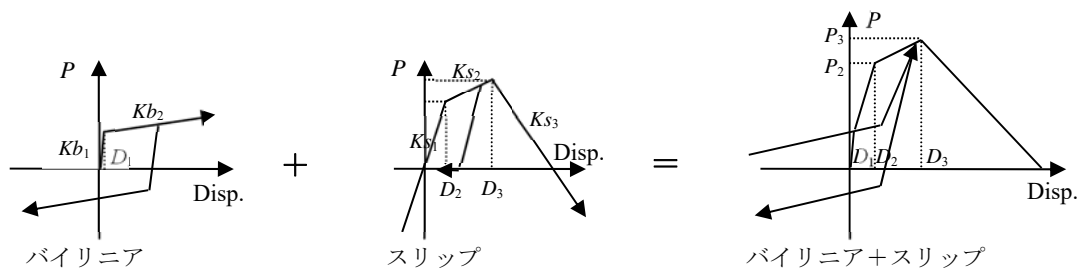


図 3.2.6 鉛直構面の履歴特性

3.2.4 筋かいのモデル化

筋かい構面は図 3.2.7 に示したように1本の筋かいに対して圧縮と引張の2本のトラス要素を配置することでモデル化を行っている。モデル化に必要な情報と再現できる変形挙動・抵抗要素は下記の通りである。

【モデル化に必要な情報】

○筋かいの圧縮・引張方向の4線分の荷重変形関係（壁のせん断実験の結果）

【再現できる地震時の変形挙動・抵抗要素】

- 筋かい構面のせん断抵抗・せん断破壊
- 圧縮・引張で異なる水平耐力

【対応する構法】 在来軸組構法

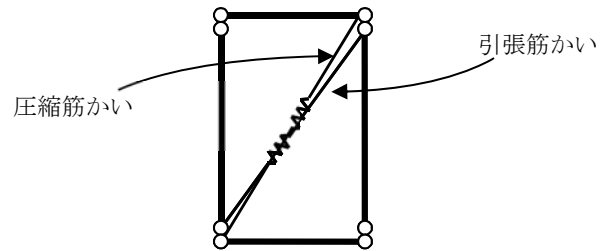


図 3.2.7 筋かいのモデル化

3.3 第3章のまとめ

本章では、本解析手法におけるモデル化の概要について、木造住宅の主な耐震要素とモデル化手法の関係をまとめた。また、個別の耐震要素について、本解析手法で用いたモデル化手法について解説を行った。

第3章 参考文献

- 3.2.1) 石山央樹, 腰原幹雄: 木造住宅の劣化時構造性能に関する研究 その1 釘接合部の劣化時せん断性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻 第646号, pp.2281-2289 (2009.12)
- 3.2.2) 加藤英雄, 森拓郎, 中川貴文, 槌本敬大, 戸田正彦: 強制的に生物劣化を発生させた柱土台接合部の強度評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 pp.85-86, 2015.9
- 3.3.3) 森拓郎, 田中圭, 毛利悠平, 中川貴文, 井上正文, 五十田博「生物劣化が生じた木造住宅の耐震性能評価に関する基礎的検討」日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 pp.241-242, 2015.9

第 4 章

実大振動台実験における検証

- 4.1 壁・接合部・軸組のモデル化に関する検証
- 4.2 外壁の変形拘束効果に関する検証
- 4.3 柱脚の滑りに関する検証
- 4.4 第 4 章のまとめ

第4章 実大振動台実験における検証

本章では、前章の耐震シミュレーション法を、実大の木造住宅の振動台実験3例と比較することで検証を行った。各節で検証する耐震要素・地震時挙動を表4.1にまとめた。

4.1節では、3階建ての木造軸組構法の木造住宅の振動台実験を対象として、壁・接合部・軸組の3つの基本的な耐震要素について2章、及び3章で提案した強非線形解析手法と、立体骨組によるモデル化手法の妥当性を検証することを目的としている。加えて壁の両端の柱脚・柱頭接合部におけるモーメント抵抗と、接合部の設計が不十分な場合に、接合部が先行破壊する現象についても検討も行った。

4.2節では、2階建ての補強・無補強の既存木造住宅の振動台実験を対象として、4.1節で検討した耐震要素に加え、外壁のラスモルタルが塗り面積に応じて建物全体の変形を拘束する効果についてモデル化手法の検討を行った。

4.3節では、2階建ての伝統的構法による振動台実験を対象として、柱脚が石場建て仕様となっている場合に、柱脚に滑り、浮き上がりが生じる挙動のモデル化手法について検討を行った。

表 4.1 各節で検証する地震時挙動

節番号	対象試験体	検証する地震時挙動
4.1節	軸組構法3階建て (現代木造)	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊 通し柱・軸組のモーメント抵抗
4.2節	在来軸組構法2階建て (既存木造)	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊 通し柱・軸組のモーメント抵抗 外壁の連層効果
4.3節	軸組構法2階建て (伝統構法)	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊 通し柱・軸組のモーメント抵抗 柱脚の滑り・浮き上がり

4.1 壁・接合部・軸組のモデル化に関する検証

4.1.1 はじめに

本節で解析の対象とした振動台実験は国土交通省補助事業「3階建て木造軸組構法の設計法検証事業」の一環として、防災科学技術研究所との共同研究で平成21年度にE-ディフェンスで実施されたものである。実験の詳細は文献^{4.1.1)}を参照されたい。解析対象の試験体は、上記事業の実験で用いられた試験体1～2である。試験体1と試験体2は同じ平面・立面プランで壁配置、壁量は同じであるが、接合部の設計が異なる。試験体は図4.1.1～4.1.2に示したように、いずれも平面の寸法が4.55m×10.01m、軒高さ8.905mの総3階建て木造軸組構法軸組建築物である。試験体1は壁の許容せん断耐力に基づきN値計算^{4.1.2)}によって接合部に必要とされる引張耐力が設計されており、試験体2は地震力が作用した際の存在応力によって接合部の引張耐力が設計されている。そのため、図4.1.2の接合部仕様の通り、ホールダウン金物の数は試験体1の方が多く、試験体2の方がより軽微な接合部仕様となっている。両試験体とも1階部分に大きな開口を有し、設計法や、耐力壁配置、接合部の仕様等が各試験体で異なる。

解析モデルの概要を図4.1.2に示した。軸組の配置、壁の位置等はすべて、文献^{4.1.1)}の試験体の平面プランと同一とした。試験体1～2の接合部の柱脚接合部の仕様に応じて、2つの解析モデルを作成した。軸材は試験体に用いられた木質材料（スプルー集成材）の物性値を考慮して、曲げ強度を60 N/mm²として断面係数に従い最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は各部材のJAS表示（E95、E105、E120）に従って設定した。

以下、解析モデルと解析結果について、実験前に実施した事前解析と、実験後に実施した事後解析に分けて説明する。



図 4.1.1 振動台実験試験体の概要

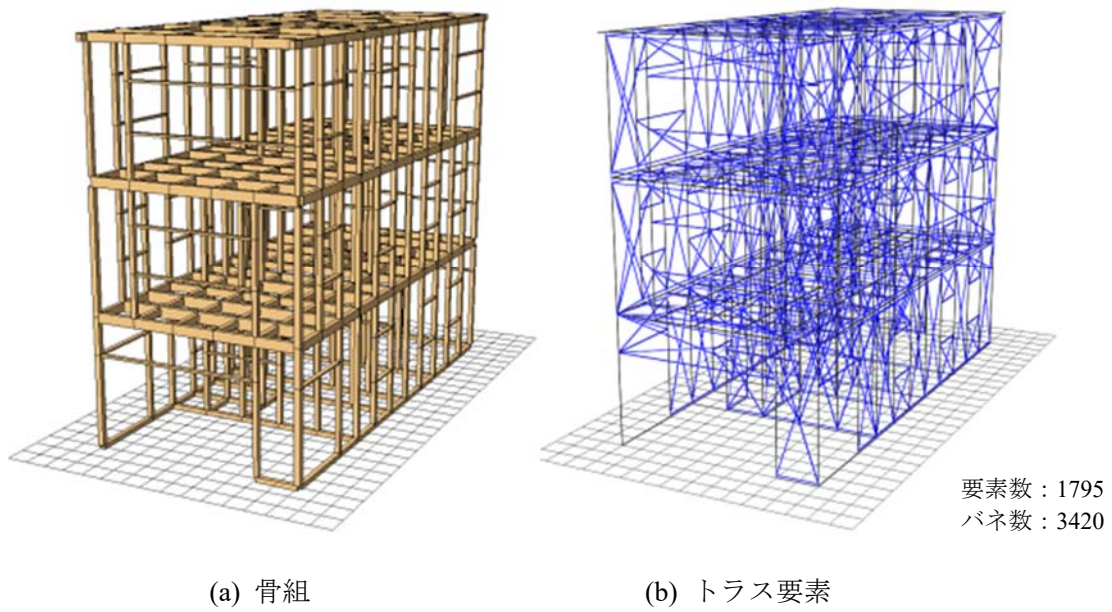
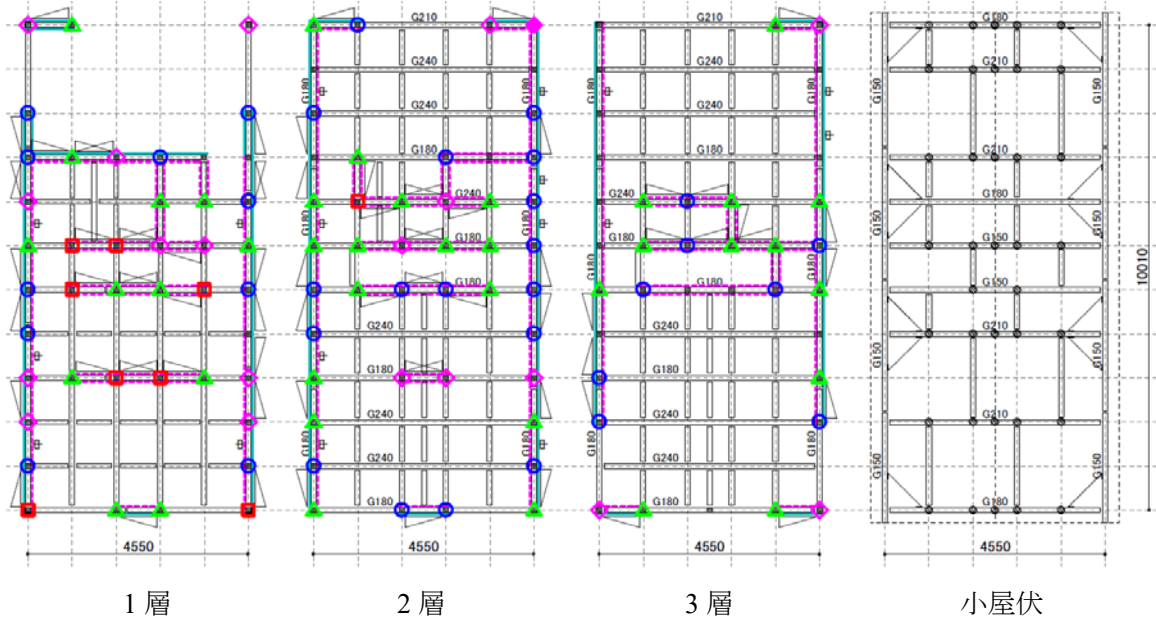
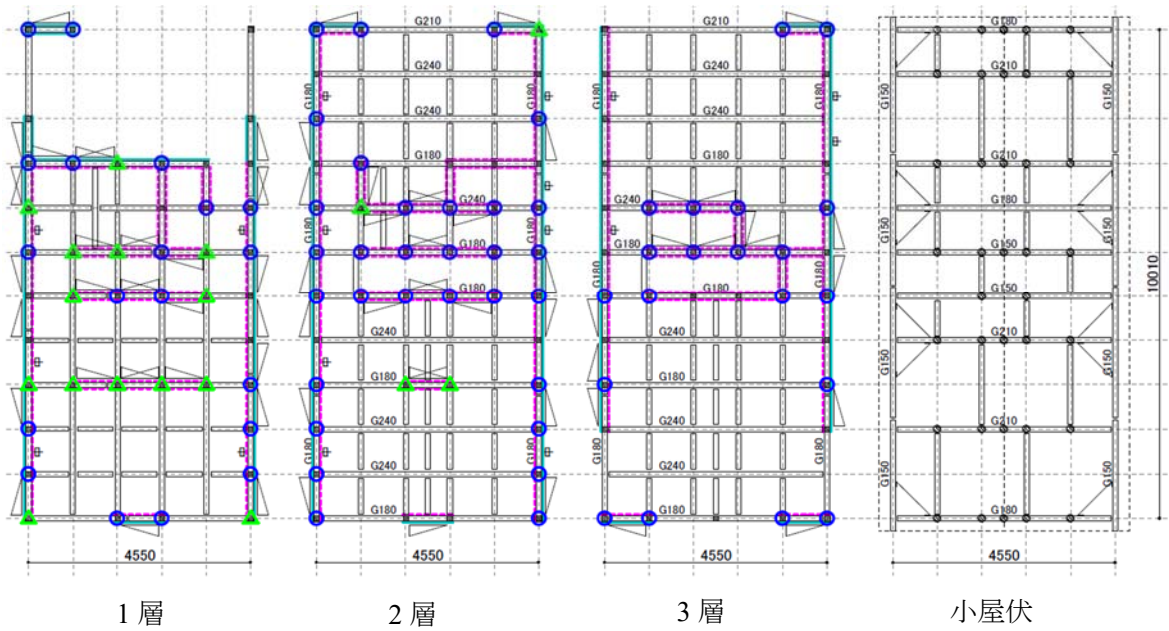


図 4.1.3 3次元骨組による解析モデル

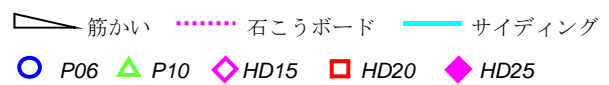


(a) 試験体 1



(b) 試験体 2

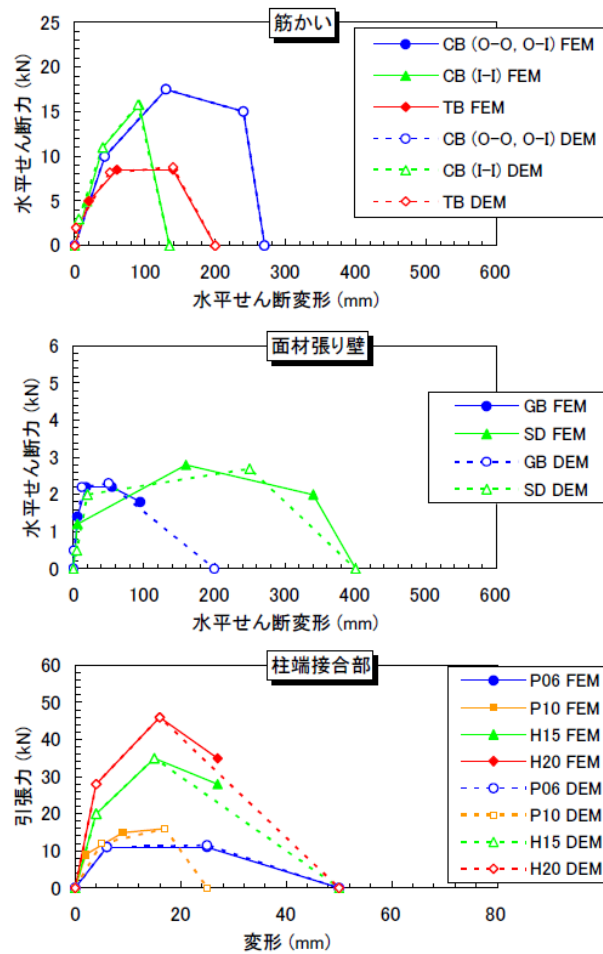
図 4.1.2 試験体の各層の壁・柱配置と伏図



4.1.1 事前解析1で用いたパラメータ

事前解析では、実験計画と並行して行われた耐力壁の要素実験のほか既往の部分実験の結果に基づいて図4.1.4のように復元力特性の応力変形骨格曲線を設定した。水平耐力要素としては、水平力を負担する可能性のあるすべての部材を考慮することとし、筋かい、せっこうボード準耐力壁、サイディングのほか柱材についても水平耐力を設定した。また、圧縮筋かいについては図13に示すように「O-O」、「O-I」、「I-I」の3種類を設定した。「O-O」は両側サイディング張り壁内、「O-I」は片側サイディング・他方せっこうボード張り壁内、「I-I」は両側せっこうボード張り壁内を意味する。事前解析では「O-O」と「O-I」は同じ骨格曲線とした。鉛直構面のバネは復元力がゼロとなった時点で喪失される条件としたが、面材に関しては柱脚柱頭にリンク要素を設定し、バネ喪失後も柱脚、柱頭間の拘束は継続する設定とした。

柱端接合部については、既往の引張実験結果に基づいて引張力に対する骨格曲線を設定した。圧縮力に対してはめり込み剛性を考慮した骨格曲線を設定した。



注) CB: 圧縮筋かい TB: 引張筋かい GB: せっこうボード SD: サイディング

図4.1.4 復元力モデル骨格曲線

4.1.2 入力地震波及び重量

重量は試験体が設置された鉄骨架台の下の三分力計による実測重量を、部材拾いによる重量の比率に基づき、各階の要素に配分して下記の通り設定した。

1F : 50.1 kN 2F : 103.1 kN 3F : 104.3 kN RF : 61.2kN

入力地震波は実験で使用された人工地震波（以下、BSL）を用いた。人工地震波は100%が限界耐力計算における第2種地盤の極稀地震に相当する応答スペクトルに適合するように作成された20秒間の地震動である。変位、速度、加速度の時刻歴を図4.1.5、加速度応答スペクトルを図4.1.6に示した。解析モデルの土台レベルの各要素に、短辺方向に強制変位を与えることで外乱入力を行った。事前解析では実験前に地震波の入力レベルを決定する目的で、地震波の振幅を80%~160%まで5%刻みで大きくして各解析モデルに入力を行った。

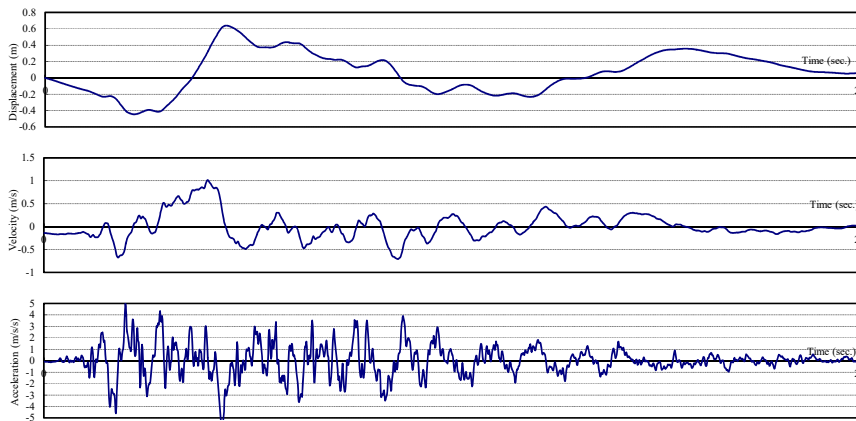


図 4.1.5 入力地震動の時刻歴波形

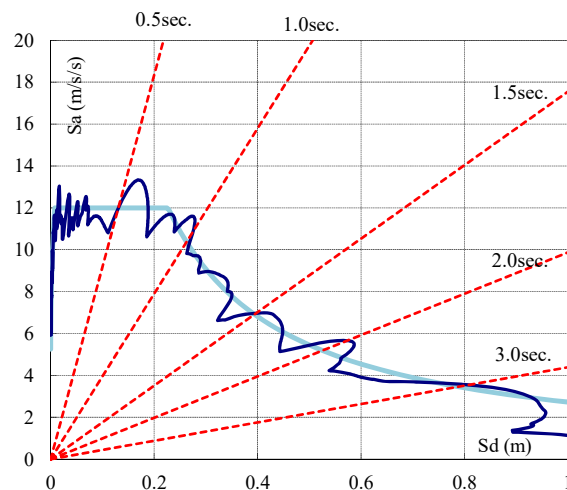


図 4.1.6 入力地震動の応答スペクトル

4.1.3 事前解析1の結果

試験体1、2の解析モデルの各階の最大層間変位と入力地震動の関係を図4.1.7に示した。試験体1は130%、試験体2は105%の入力レベルで倒壊する解析結果となった。

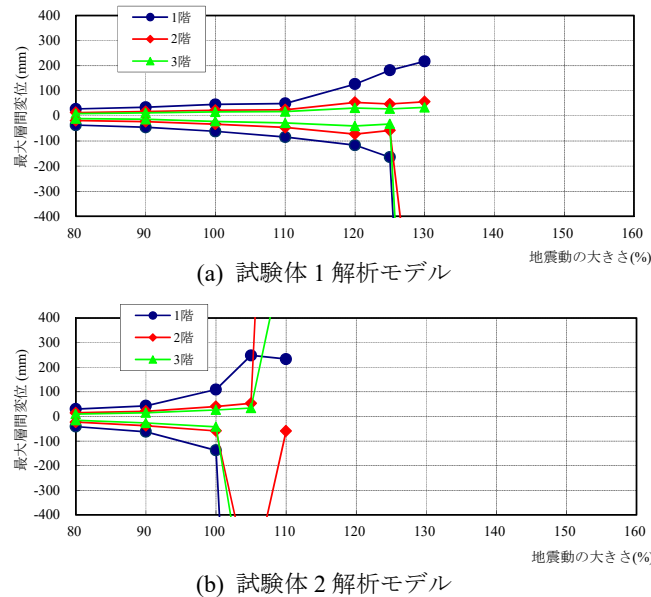


図4.1.7 最大層間変位と入力時震動の関係

4.1.4 事前解析2のパラメータ

試験体1、2の実験の直前に同じ耐震要素を用いた試験体（試験体3、4）の振動台実験が実施され結果が得られたが、解析で想定していた耐力よりも高い結果となった。そのため、試験体1、2の加振直前に、実験結果に合うように事前解析1の解析モデルの条件修正を行い、試験体1、2の事前解析（事前解析2）を行った。修正点は下記である。図4.1.8に骨格曲線を示した。

【修正1】

- ①接合部の耐力を一律1.5倍
- ②筋かいの耐力を調整（初期剛性、最大耐力を上昇）
- ③サイディングの耐力を一律1.5倍

【修正2】

- ①ビス式金物P10、P06の破壊変位の増加、短ほぞの耐力増加
- ②筋かいの耐力を再調整（靱性を向上）

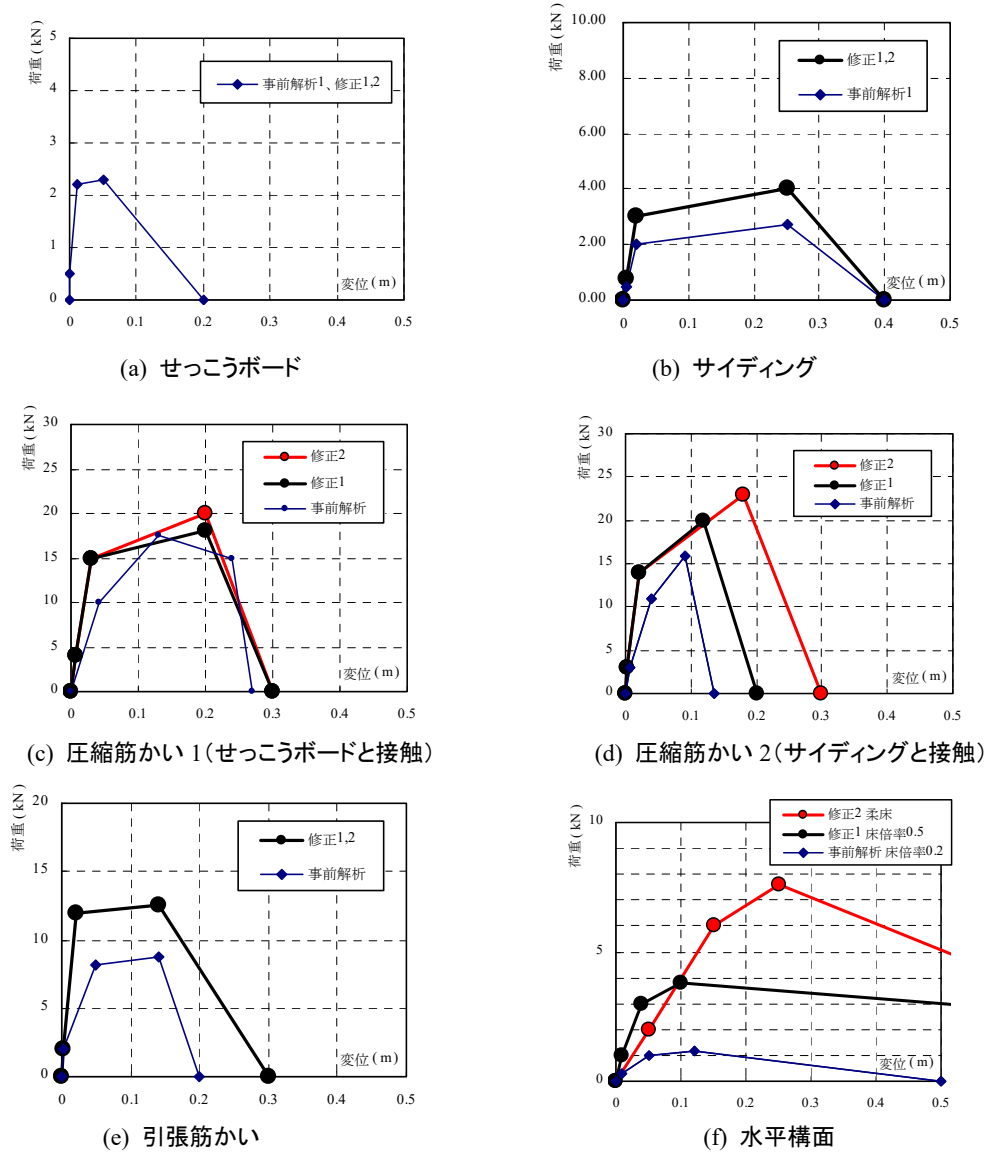


図 4.1.8 事前解析 2 で修正した入力パラメータ (鉛直構面、水平構面)

4.1.5 事前解析2の結果

修正1、2の試験体1、2の各階の最大層間変位を図3.5.10に示した。

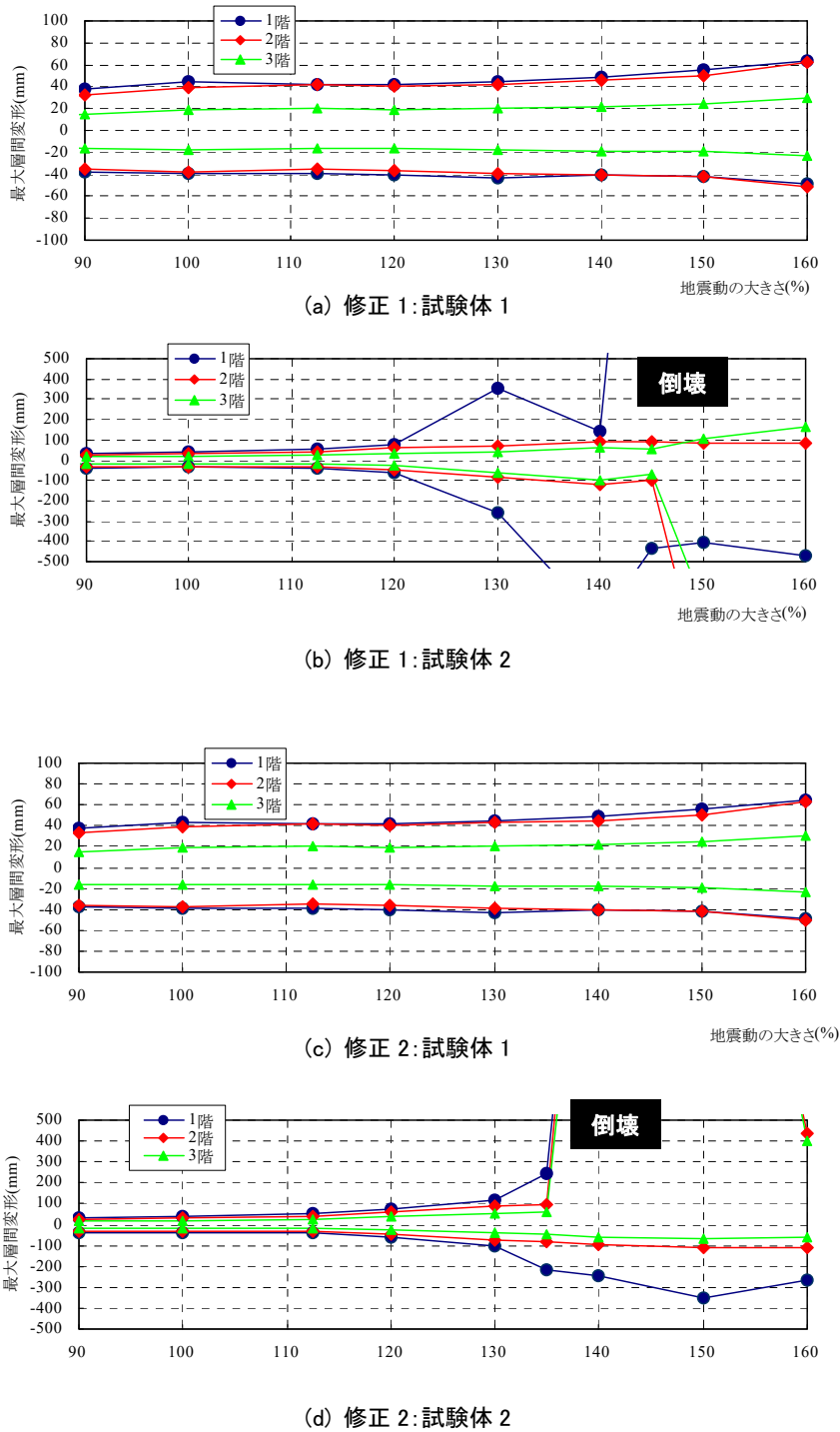


図 4.1.9 最大層間変位と入力時震動の関係

試験体 1、2 の加振直前に行った事前解析 2 では各試験体の解析モデルが倒壊する地震動の入力倍率は下記であった。

試験体 1 (修正 1)	160%以上
試験体 2 (修正 1)	145%
試験体 1 (修正 2)	160%以上
試験体 2 (修正 2)	140%

振動台実験前の解析による予測精度の検証という観点で、本節の事前解析 1、2 と実験結果の比較を行ったが、1/30rad.程度までの変形は実験結果をよく再現できたものの、倒壊までを予測することは出来なかった。その理由として、要素実験において荷重変形関係に及ぼす加力速度の影響や、柱脚接合部が完全に引き抜けた後の耐力壁の各部材の挙動など、事前解析における解析手法でモデル化できていない現象の影響が挙げられる。

4.1.6 事後解析 1

試験体 1、2 の実験結果から解析モデルのパラメータの修正を行い、事後解析 1～7 を行った。修正点は下記である。図 4.1.10 に骨格曲線を示した。

Post 1 : 鉛直構面→要素実験から再設定
接合部→要素実験から再設定
減衰 5%で計算

Post 2 : 鉛直構面→圧縮筋かいの第 3、破壊変位を「modified」に適合させる。粘り増加
(理由：実験では柱脚が先行破壊したとして)

90%入力：ほぼ適合、160%入力：10sec までは適合、その後早期に倒壊

Post 3 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を調整。下り勾配が緩やかにする。(0.3 → 0.5)
(理由：実験結果から)

160%入力：10sec までは適合、その後倒壊せず。柱脚の先行破壊が生じる

Post 4 : 接合部→HD15、HD20 を調整。「modified」に適合させる。初期剛性、粘り増加
160%入力：10sec までは適合、その後倒壊せず。

Post 5 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を Post 2 に戻す。(0.5 → 0.3)

圧縮筋かいの Pmax 時の変位を変更 (2 次勾配を上昇)

通し柱の曲げ強さを 60 MPa → 30 MPa (断面欠損を考慮)

160%入力：10sec までは適合、その後早期に倒壊。

Post 6 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を増加 (0.3 → 0.45)

圧縮筋かいの Pmax 時の変位を Post 4 に戻す。

160%入力：15sec までは適合、その後倒壊せず。

Post 7 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を減少 (0.45 → 0.38)

圧縮筋かいの Pmax 時の変位を増加。Pmax も少し増加。

グラフの凡例 :

- static(real) →鉛直構面の要素実験のデータから真のせん断変形角を抽出
- modified →事後解析の有限要素法解析のパラメータ
- post 1 →事後解析のパラメータ出発点
- pre →事前解析 1 のパラメータ

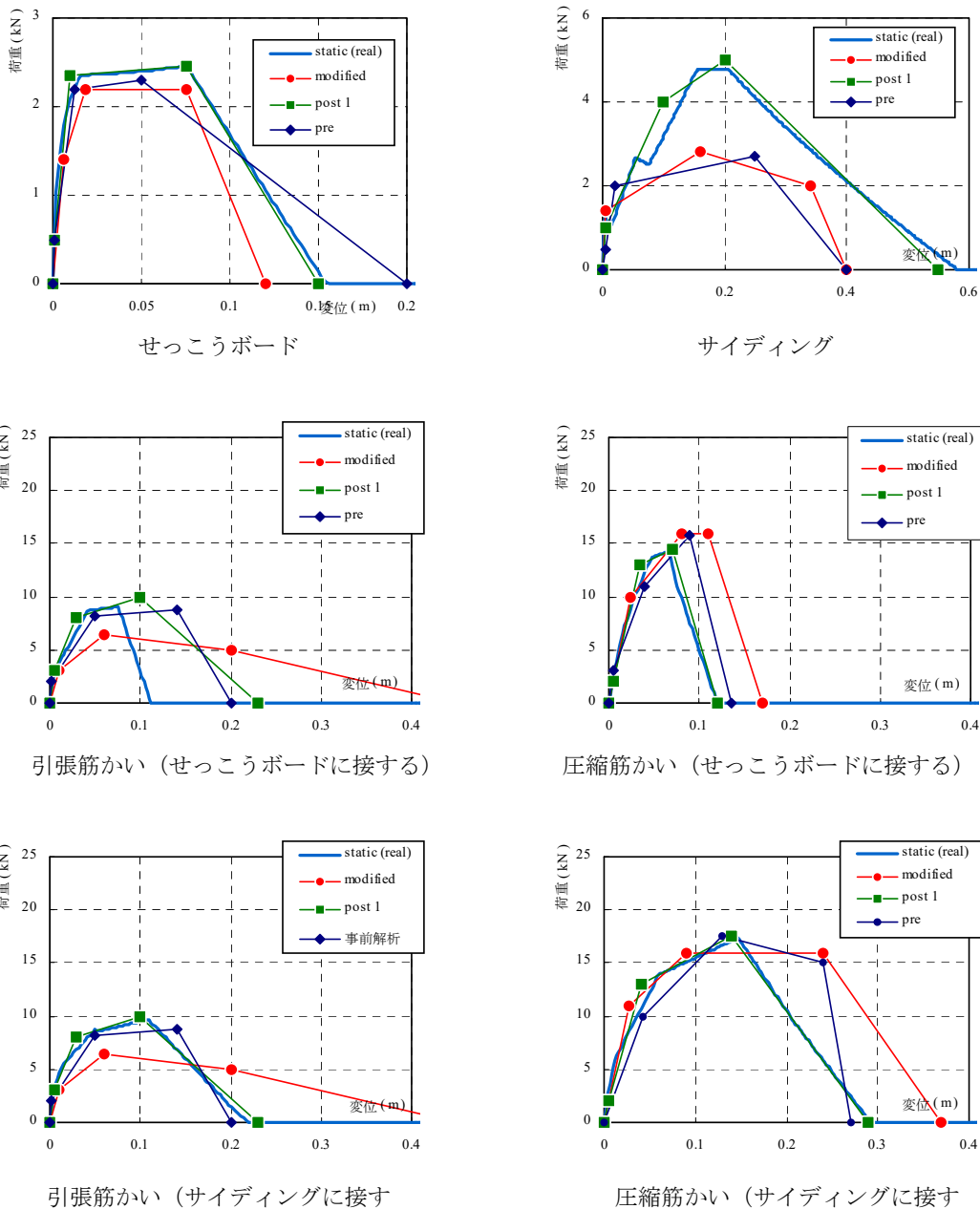


図 4.1.10 事後解析 1 の鉛直構面の骨格曲線

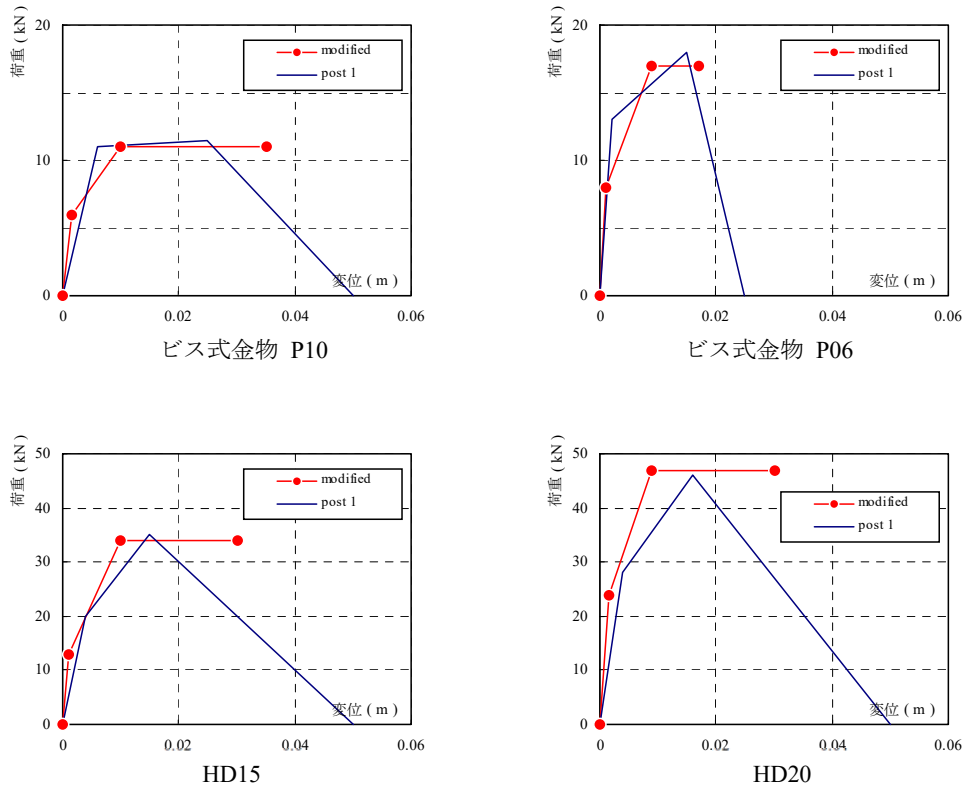


図 4.1.11 事後解析 1 の接合部の骨格曲線

4.1.7 事後解析 1 の結果

事後解析 1~7 の中では事後解析 7 が最も実験結果に適合した。事後解析 7 の鉛直構面の骨格曲線を図 4.1.12 に示した。また BSL 90% → 160% と順に入力した際の試験体 1、2 の応答値を図 4.1.13~図 4.1.14 に示した。試験体 1 が倒壊し、試験体 2 は大変形はするが倒壊しないという点は、実験結果と同様であった。応答値は地震入力開始後 10 秒経過付近までよく一致したが、10 秒以降はよい適合性は得られなかった。

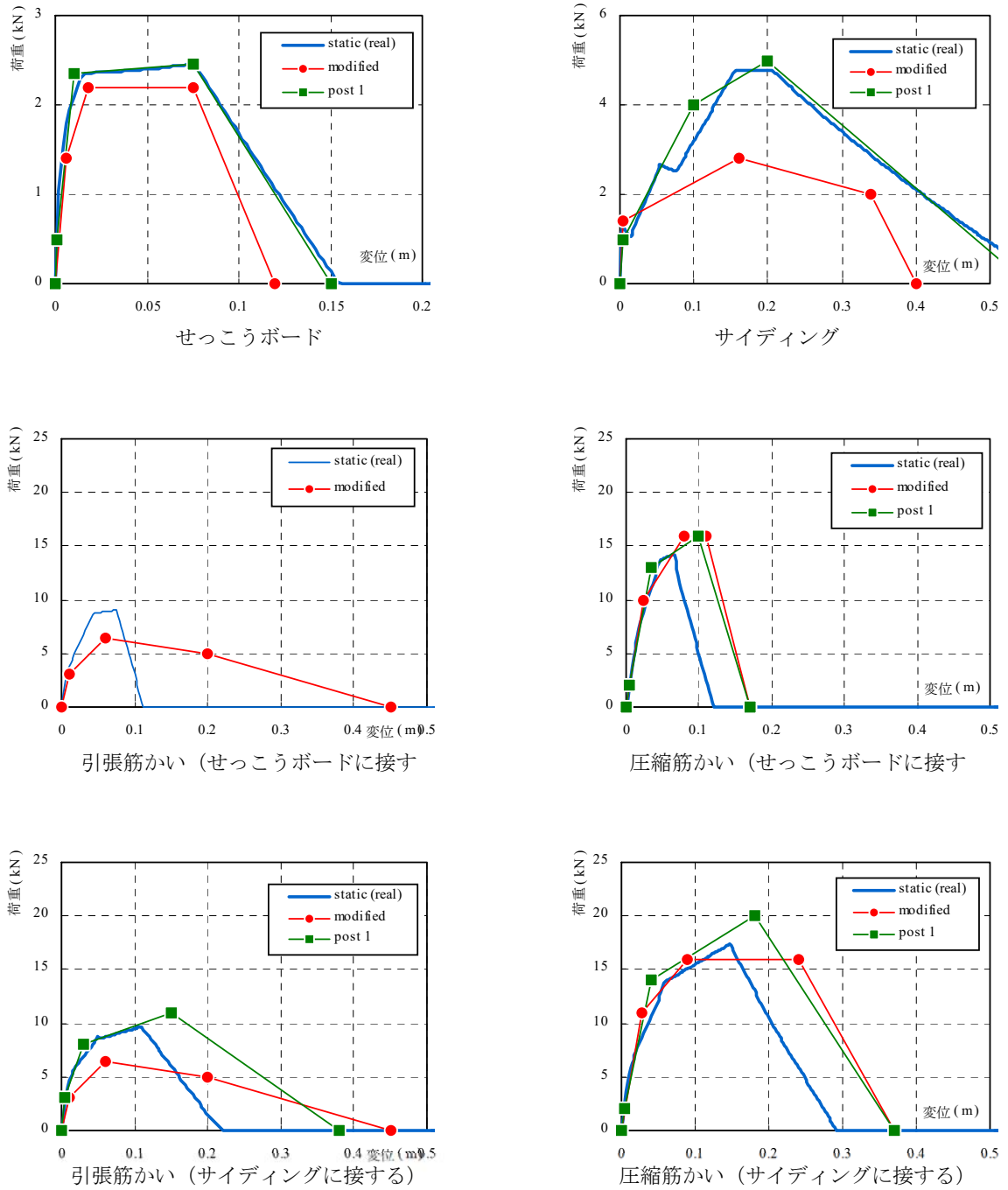
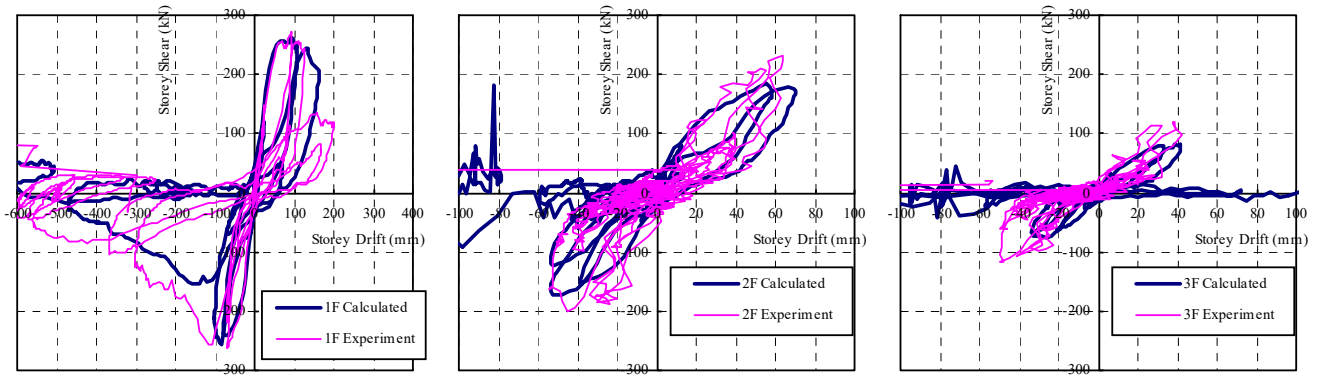


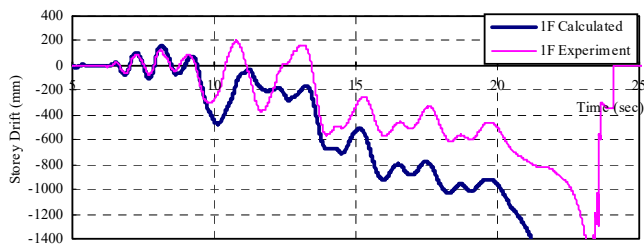
図 4.1.12 事後解析 7 の鉛直構面の骨格曲線



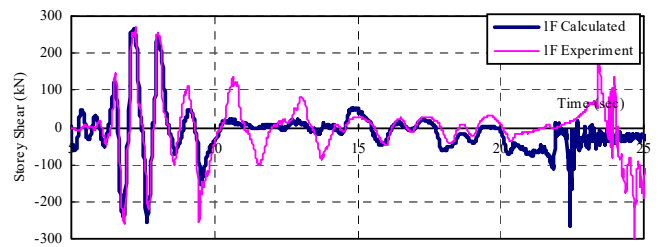
1 階荷重変位

2 階荷重変位

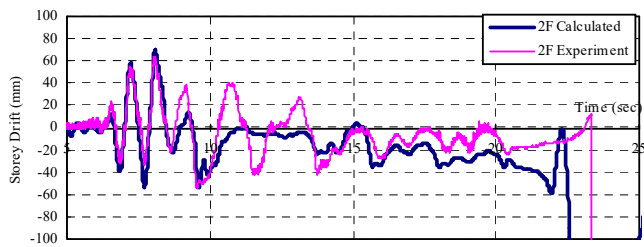
3 階荷重変位



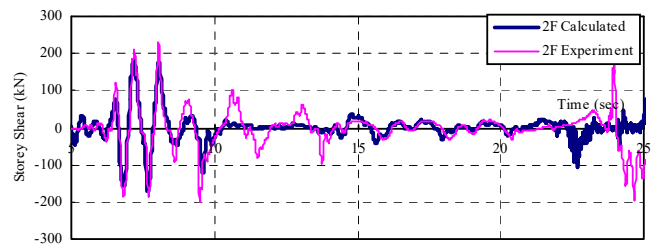
1 階層間変位時刻歴



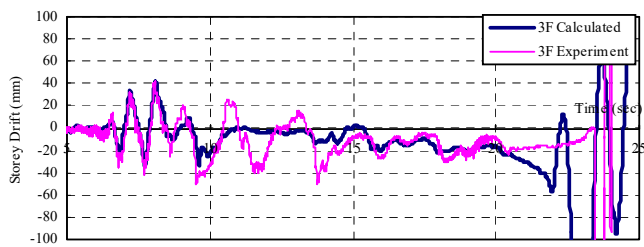
1 階層せん断力時刻歴



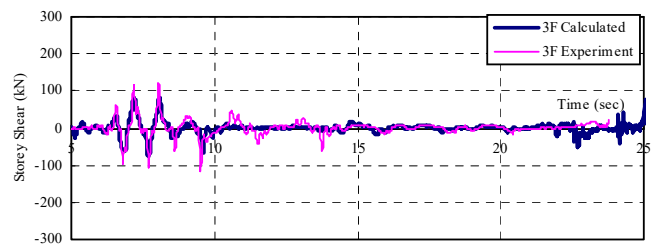
2 階層間変位時刻歴



2 階層せん断力時刻歴



3 階層間変位時刻歴



3 階層せん断力時刻歴

図 4.1.13 試験体 1 の BSL160%入力時の層間変位と層せん断力

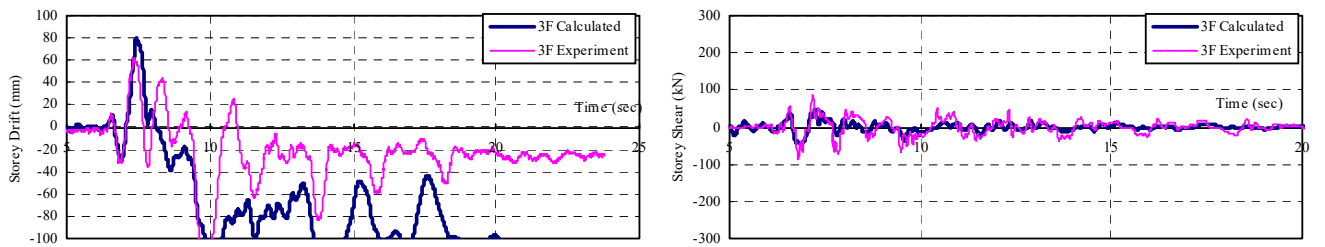
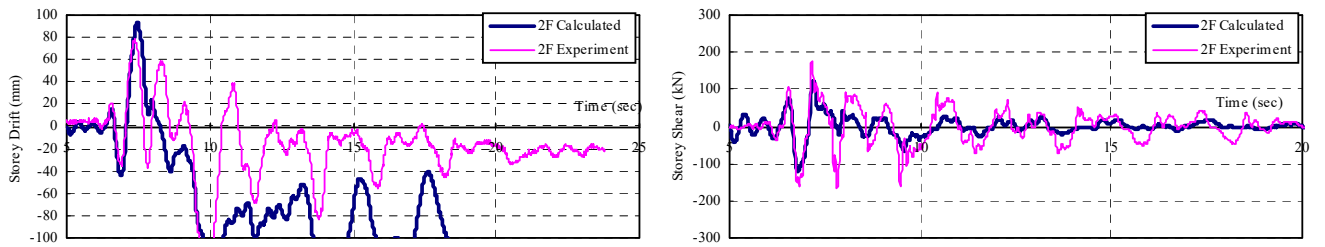
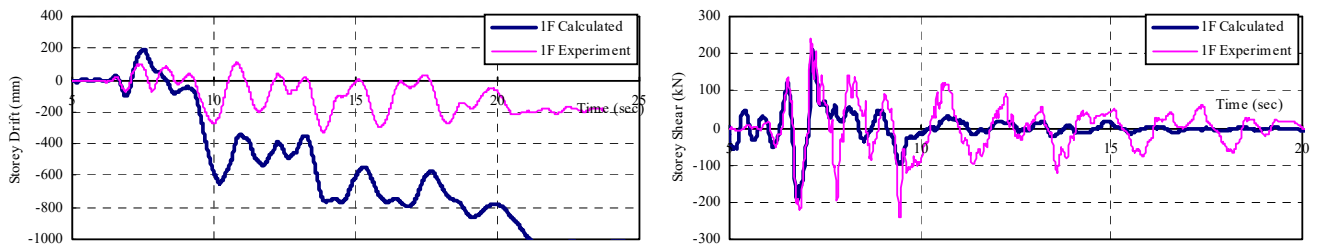
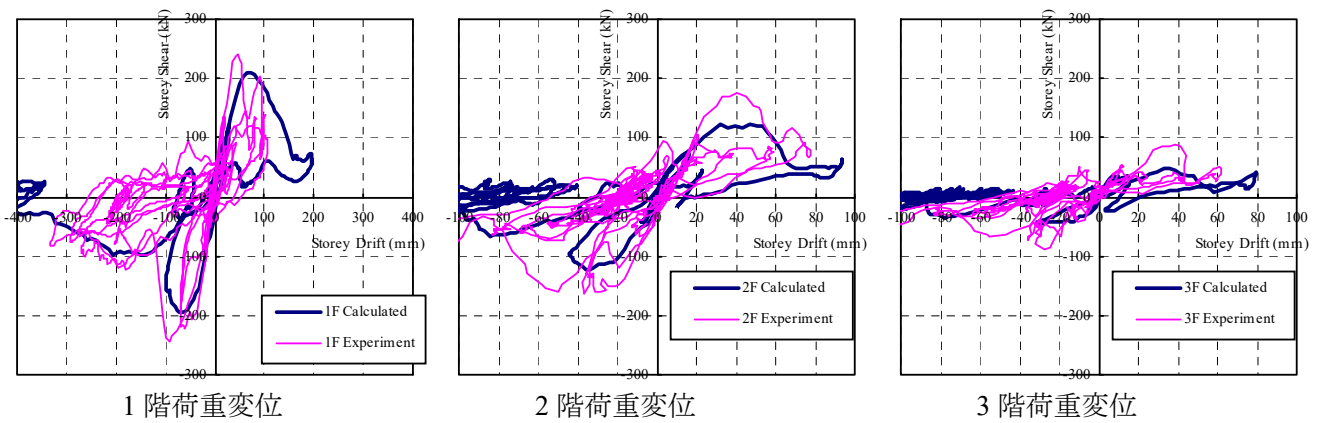


図 4.1.14 試験体 2 の BSL160%入力時の層間変位と層せん断力

4.1.8 事後解析2の結果

事前解析では、荷重変形関係に及ぼす加力速度の影響が実験と解析の相違の要因の一つとして挙げられたため、事後解析2では、壁構面、接合部の要素実験を動的・静的な加力方法に基づき再実験を行った。実験結果と事後解析2で用いた骨格曲線を図4.1.15に示した。事後解析2では3パターンの骨格曲線の表4.1.1の組合せで解析を行った。各解析モデルの1階の層間変形の最大値を表4.1.2、層間変形の時刻歴を図4.1.16、荷重変形関係を図4.1.17に示した。モデルBとCの差は軸組のモーメント抵抗10%のみであるが、試験体1の倒壊の有無を決定するパラメータとなっている。軸組のモーメント抵抗は単体では無視出来るほど小さいが、柱全てに関連するパラメータであり、500~600mmの大変形の層間変形で最大モーメントを示すため、建物全体の倒壊挙動に大きく影響を及ぼすことが示唆された。

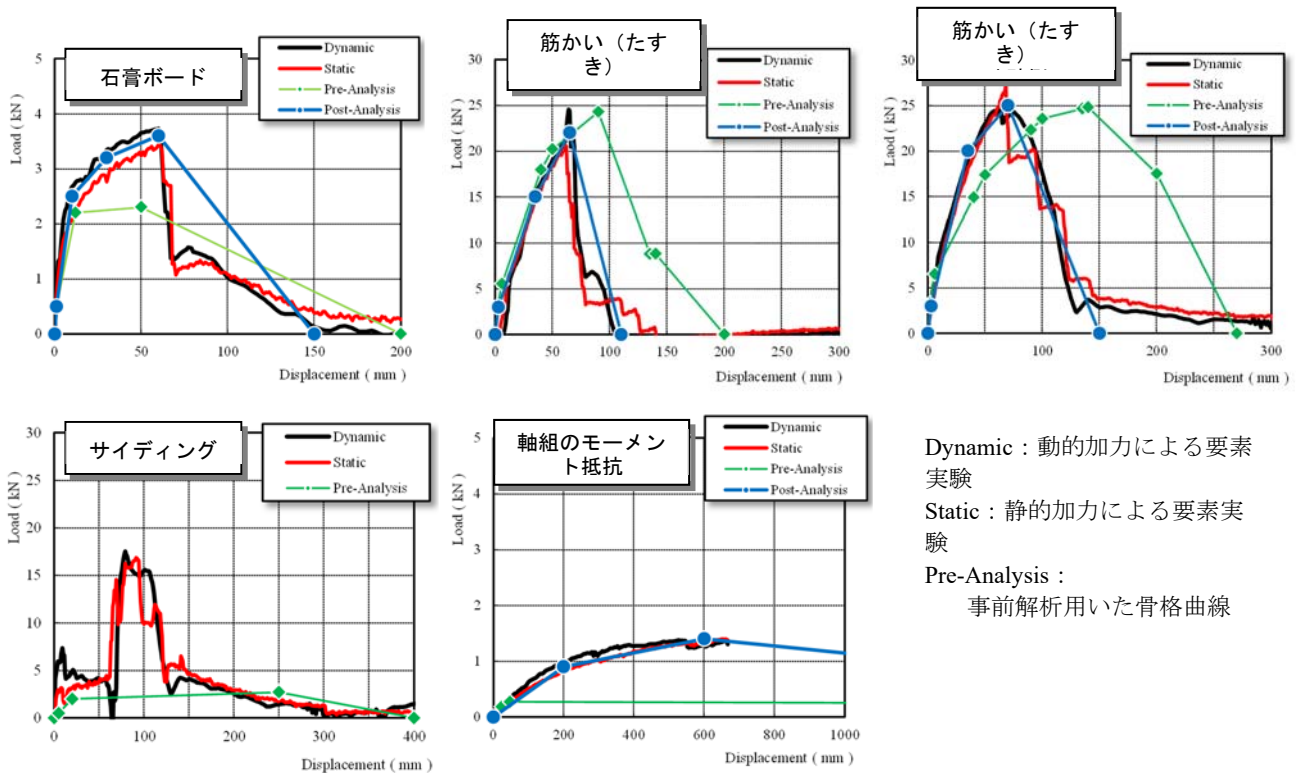


図 4.1.15 動的・静的加力による要素実験結果と事後解析で用いた骨格曲線

4.1.8 まとめ

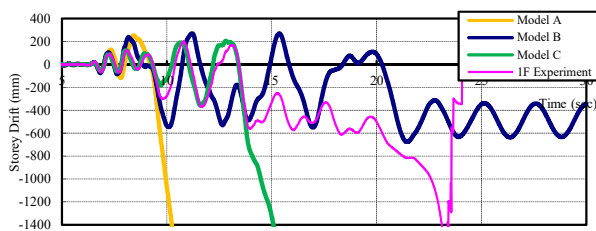
本節では、3階建ての木造軸組構法の木造住宅の振動台実験を対象として、壁・接合部・軸組の3つの基本的な耐震要素についてモデル化手法の妥当性を検証することを目的として、立体骨組モデルによる事前・事後解析を行った。最大荷重までの変形は壁や接合部のバネの荷重変形関係を要素実験の結果を用いることで精度よく再現できることがわかった。最大荷重を超えた負勾配の領域では、壁の両端の柱脚・柱頭接合部におけるモーメント抵抗が、振動台実験の層崩壊、接合部の先行破壊について、大きく影響を及ぼすことがわかった。

表4.1.1 解析モデルに用いたパラメータ

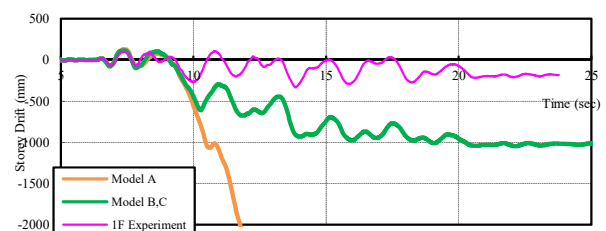
解析モデル	鉛直構面骨格曲線	接合部引張骨格曲線	軸組によるモーメント抵抗 (P06, P10)	軸組によるモーメント抵抗 (HD15, HD20)
A	Post-Analysis	Post-Analysis	Post-Analysisの耐力70%	Post-Analysisの耐力100%
B	Pre-Analysis	Post-Analysis	Post-Analysisの耐力70%	Post-Analysisの耐力100%
C	Pre-Analysis	Post-Analysis	Post-Analysisの耐力70%	Post-Analysisの耐力90%

表4.1.2 最大層間変形 (1F)

解析モデル		1F最大層間変形 (mm)
A	No.1	倒壊
	No.2	倒壊
B	No.1	-676
	No.2	-1048
C	No.1	倒壊
	No.2	-1048
実験	No.1	倒壊
	No.2	-426



(a) 試験体No.1



(b) 試験体No.2

図4.1.16 層間変形の時刻歴の比較

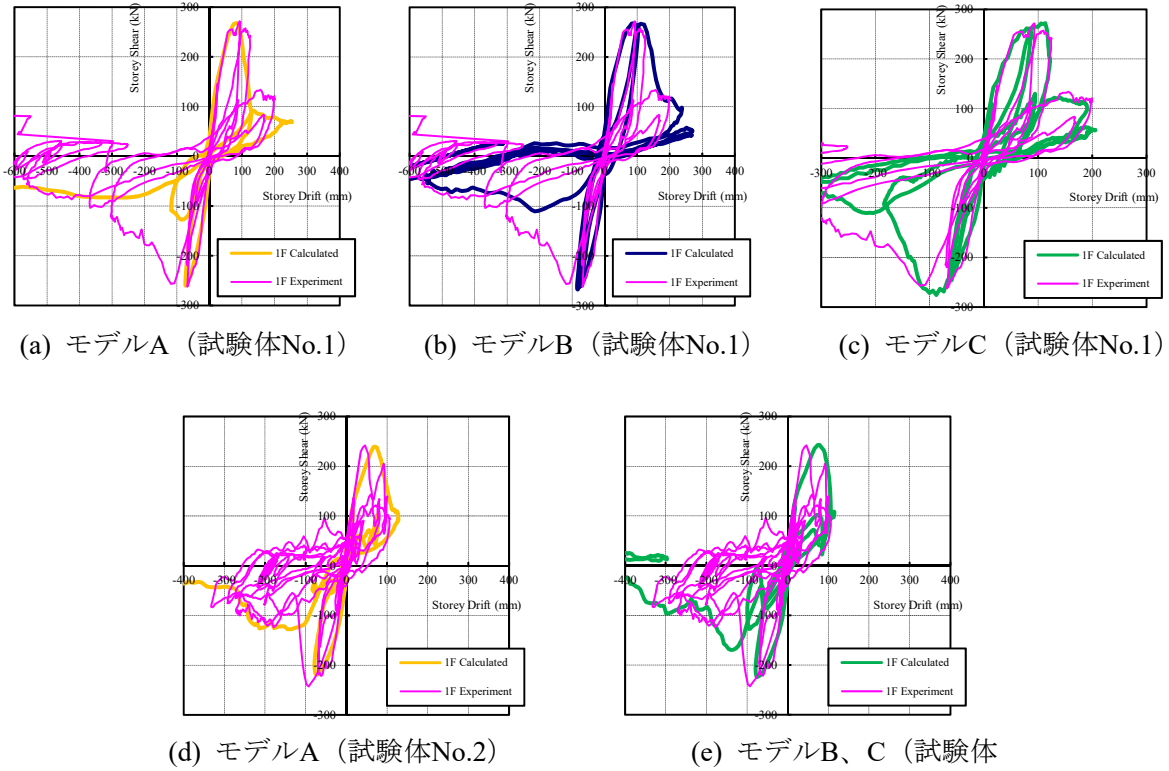


図4.1.17 層せん断力-層間変形の比較

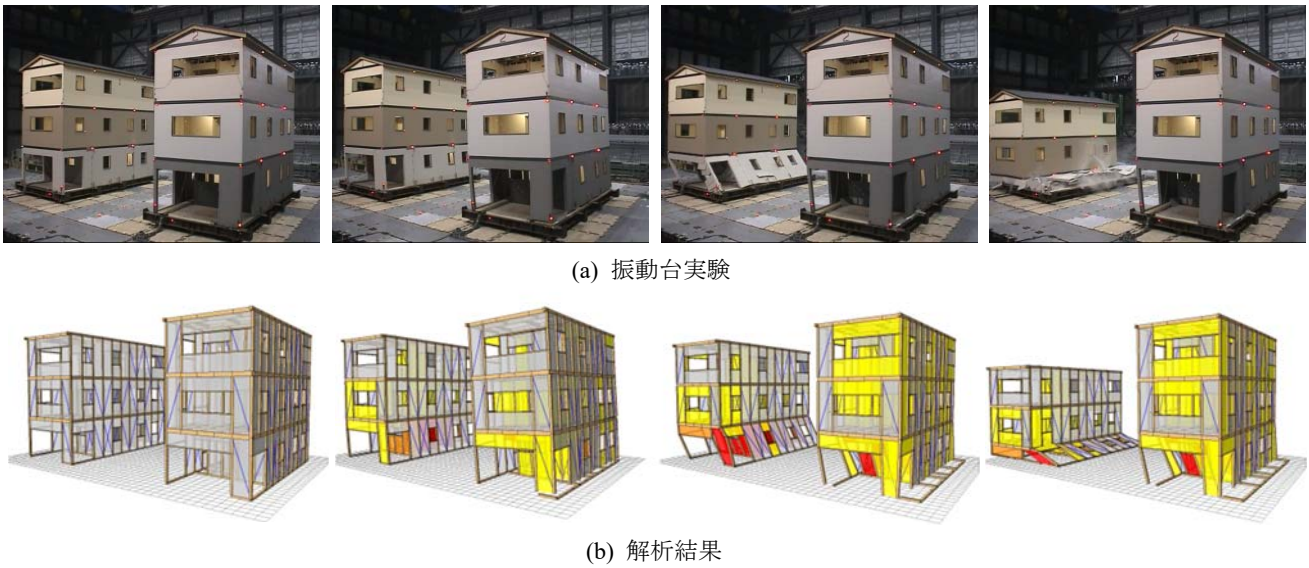


図4.1.18 振動台実験と解析の倒壊過程

4.2 外壁の変形拘束効果に関する検証

4.2.1 はじめに

モルタル外壁・サイディング等の外装材を施工した木造軸組構法住宅の実大の振動台実験により、外装材が木造住宅の耐震性能に少なからず影響を及ぼすことが明らかになっている^{4.2.1)}。建築基準法における木造住宅の壁量計算では外装材は余力として考えられ、耐震要素として考慮されないが、既存木造住宅の耐震診断法^{4.2.2)}においては、単体の壁のせん断実験の結果から各種外装材について基準せん断耐力が与えられ、耐震要素として考慮することが可能である。耐震設計の際の安全率等を検討するためには、余力として考えられている外装材の耐力を含めた木造住宅の実際の耐震性能を正確に把握することが必要である。モルタル外壁の単体の壁としてのせん断耐力については多くの実験により確認されているが^{4.2.3-4.2.4)}、モルタルの塗り面積の幅が大きい場合や、1、2階に連続的に広がる場合には、単体壁の耐力の加算則が成り立たないことが指摘されている^{4.2.5)}。木造軸組構法による既存木造住宅では、ラス下地板を釘で柱に打ち付け、ラス網をタッカー釘によって固定し、その上にモルタルを塗る直張りのラスモルタル外壁が一般的であったが、水平力が作用した場合に、ラスモルタルはほぼ剛体として回転し、モルタル面とラス下地板の間のタッカー釘のせん断耐力が壁全体のせん断性能に大きく影響を及ぼすことが報告されている^{4.2.4)}。そのため、塗り面積が広い場合には、ラスモルタルが剛体回転する際に、タッカー釘が打たれた位置によってせん断接合部としての荷重変形関係が単体壁の場合とは異なることが考えられる。福本らの研究^{4.2.6)}では、そのモルタルの塗り面積による影響（変形拘束効果）を、せん断バネモデルにおける通し柱要素として考慮することで、振動台実験に結果を精度よく再現できることを示している。

本節では、前節でモデル化した耐震要素に加え、モルタル外壁の変形を再現できる精緻な解析モデルを提案し、振動台実験に用いられた実大木造住宅の試験体を対象とした時刻歴応答解析を行い、実験結果の再現を試みた。具体的には、(独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-ディフェンス）で実施された2棟の振動台実験を対象として、モルタル外壁の変形拘束効果を再現できるモデル化手法により立体骨組モデルを作成し、振動台実験に用いられた入力波により時刻歴応答解析を行った。木造軸組構法の数値解析モデルとしては、外壁等の面材壁はブレース置換により単体壁のせん断実験の荷重変形関係からモデル化することが一般的であるが、本論文の解析モデルでは、モルタル壁の変形拘束効果を再現するために、モルタル壁を塗り面積に応じて連続したブレース置換によるパネル要素をモデル化し、軸組とせん断バネによって連結するモデル化手法の提案を行った。

4.2.2 解析対象とした振動台実験の概要

(1) 試験体の概要

本論文で検討対象とした実験は文部科学省補助事業「大都市都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環として平成17年度にE-ディフェンスで実施されたものである。実験の詳細は文献^{4.2.7-4.2.8)}を参照されたい。解析対象の試験体は2棟あり、兵庫県明石市で実在した築約30年の木造軸組構法2階建て住宅で、平面のサイズは玄関の突出部分を除き約5.5m×5.5m、外壁は直張りのラスモルタル、内壁は土塗り壁である。両棟共に振動台上に移築され、片方を耐震補強し、片方は無補強の状態で行った。無補強の試験体をA棟、補強試験体をB棟と呼ぶ。両試験体の外観を写真4.2.1、平面図を図4.2.1に示した。B棟は、筋かい耐力壁、構造用合板張り耐力壁を新設し、併せて接合部補強金物を施工することで耐震補強を行った。表4.2.1に示した通り、耐震診断（精密診断2：保有水平耐力計算による方法2）の評点でA棟は0.51（X方向1階）、B棟は1.82（X方向1階）となっている。振動台実験では、JR鷹取波（1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された波形）100%の3次元入力により、A棟は1層がX方向の正側に層崩壊することで倒壊し、B棟はX方向の1層で1/15rad.程度まで層間変形が生じ、大破するものの、倒壊は免れる結果となった。



(a) A棟の外観

(b) B棟の外観

写真4.2.1 検討対象の試験体の外観

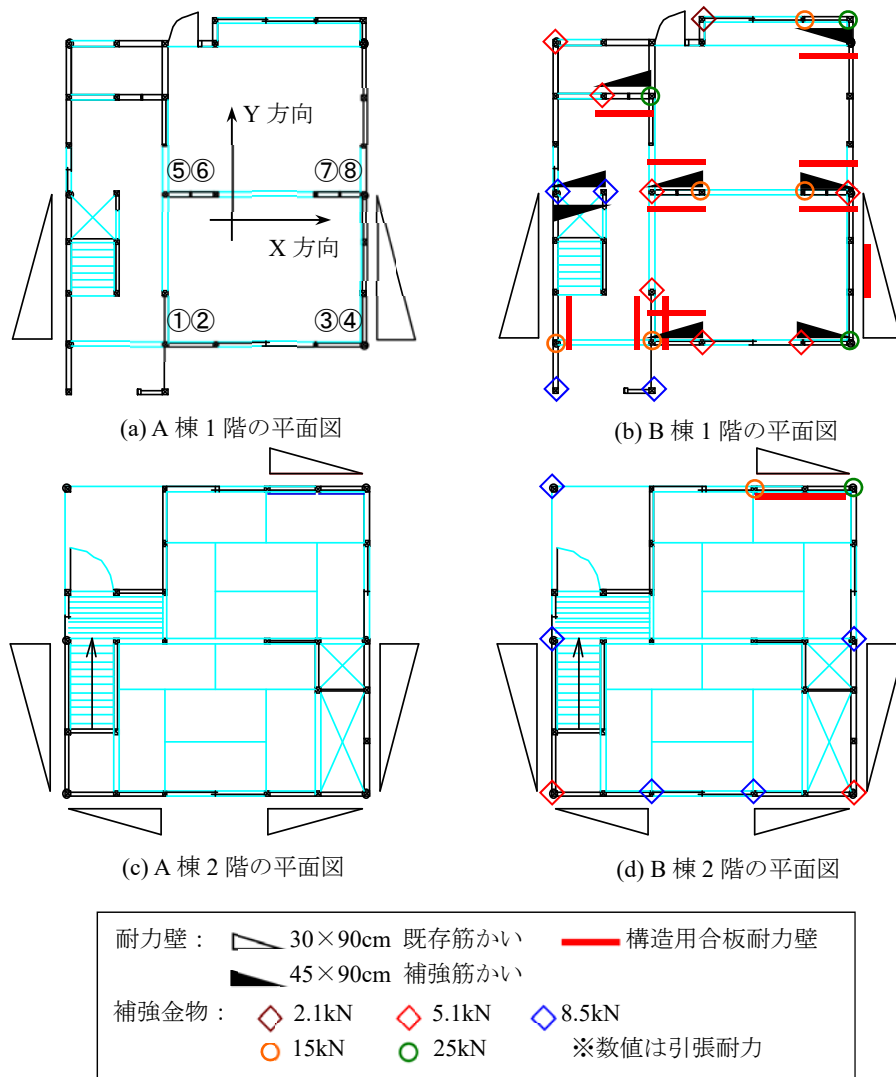


図 4.2.1 検討対象の試験体の平面図

表 4.2.1 耐震診断（精密診断 2：保有水平耐力計算）結果の概要

(a) A 棟の耐震診断結果

階	方向	構造特性係数 D_s	形状特性係数 F_{es}	保有水平耐力 Q_{ue} (kN)	必要耐力 Q_{un} (kN)	評点
2	X	0.40	1.00	102.23	86.11	1.18
	Y	0.39	1.00	51.49	41.32	1.24
1	X	0.40	1.00	44.38	86.78	0.51
	Y	0.40	1.00	38.51	45.30	0.85

(b) B 棟の耐震診断結果

階	方向	構造特性係数 D_s	形状特性係数 F_{es}	保有水平耐力 Q_{ue} (kN)	必要耐力 Q_{un} (kN)	評点
2	X	0.39	1.00	167.94	83.68	2.00
	Y	0.39	1.00	79.39	41.37	1.91
1	X	0.39	1.00	154.29	84.37	1.82
	Y	0.39	1.00	82.62	40.39	2.04

(2) 要素実験結果の足し合わせと振動台実験結果との比較

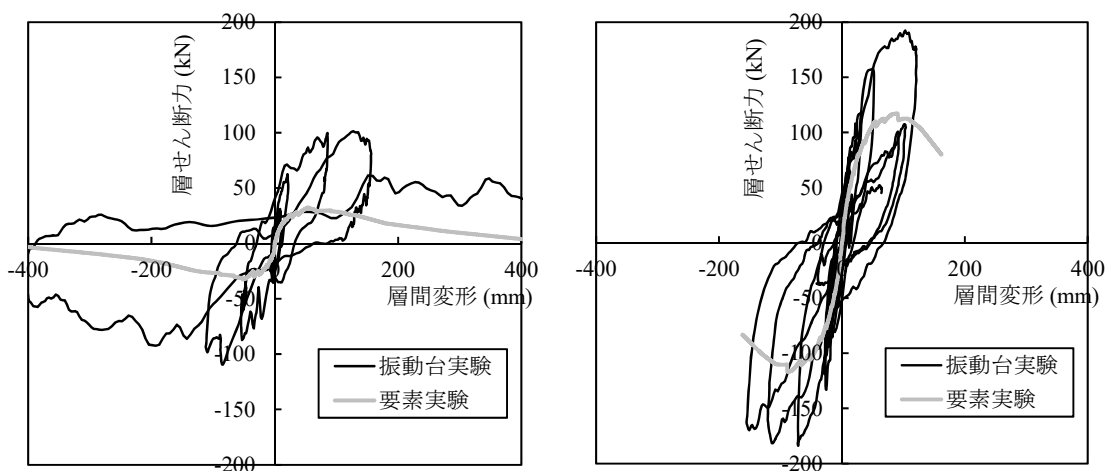
振動台実験試験体と同じ仕様の構面を再現した試験体を用いた静的加力実験^{4.2.5)}の荷重変形関係の足し合わせにより、建物全体の層せん断力を計算し、振動台実験でJR鷹取波加振の際に得られた1層の層せん断力と層間変形の関係と比較して図4.2.2に示した。要素実験の荷重変形関係の足し合わせの際に偏心は考慮せず、同一変形時の耐力を単純加算した。A棟、B棟ともに振動台実験の層せん断力が、要素実験の足し合わせの耐力を大きく上回っている。この差は粘性減衰の影響、構造物の3次元変形による拘束の影響、壁体の再現の精度等が原因として考えられるが、本論文ではモルタルの塗り面積による変形の拘束効果の影響に着目し、以下の章でモルタルの変形拘束効果を再現できる解析モデルによって、振動台実験の再現を試みた。解析には、構面の要素実験の単純加算では考慮していない下記の2つの現象を追跡することのできる立体骨組モデルによる時刻歴応答解析を行った。

①モルタル壁による変形拘束効果

前述したモルタル壁の塗り面積による変形拘束効果によって剛性・耐力の上昇が建築物全体の応答に影響を与えること。具体的には、耐力要素として考慮できる壁が上下・左右に連続した場合に、その外壁面に塗られたモルタル外壁が個々の壁の変形挙動を拘束するような形状の壁体を持つ木造住宅を対象とする。

②接合部の引張方向の変形が水平耐力変形に与える影響

構面の要素実験では柱脚接合部を固定式として実験を実施したが、振動台実験では特に接合部の耐震補強をしていないA棟で接合部の引張方向の変形が建築物全体の変形挙動に影響を及ぼすこと。



(a) A棟の比較 (X方向)

(b) B棟の比較 (X方向)

図4.2.2 要素実験の結果と振動台実験の層せん断力-層間変形の比較

4.2.3 立体骨組モデルによる解析

(1) 基本解析モデルの概要

モルタル外壁・サイディング等の外装材を施工した木造軸組構法住宅の実大の振動台実験により、外装材が木造住宅の耐震性能に少なからず影響を及ぼすことが明らかになっている¹⁾。前節で示した要素実験の荷重変形の単純加算では再現できない2つの現象は、各層をせん断ばねに置換した質点系の応答解析や、擬似3次元モデルを用いた平面解析では直接モデル化をすることが難しい。よって、本論文では立体骨組モデルを用いた数値解析モデルを用いた。本論文の解析モデルで再現した壁の位置を図4.2.3に示した。筋かい、合板耐力壁、補強金物の位置は図4.2.1と同一とした。軸組は塑性回転バネ（塑性ヒンジ）+弾性梁要素でモデル化を行い、柱、横架材ともに曲げ強度と断面係数に従い最大曲げモーメントを設定した。柱の断面欠損を考慮し、最大曲げモーメントは80%とした。軸組のヤング係数は文献^{4,2,9)}における平均値を参考に柱（スギ）は9.5 kN/mm²、横架材（ベイマツ）12.0 kN/mm²とした。柱の曲げ強さは同じく文献を参考に40N/mm²とした。部材に作用する曲げ応力が曲げ強さを超えると、部材は折損したものと判断され、ピン接合に移行するものとした。

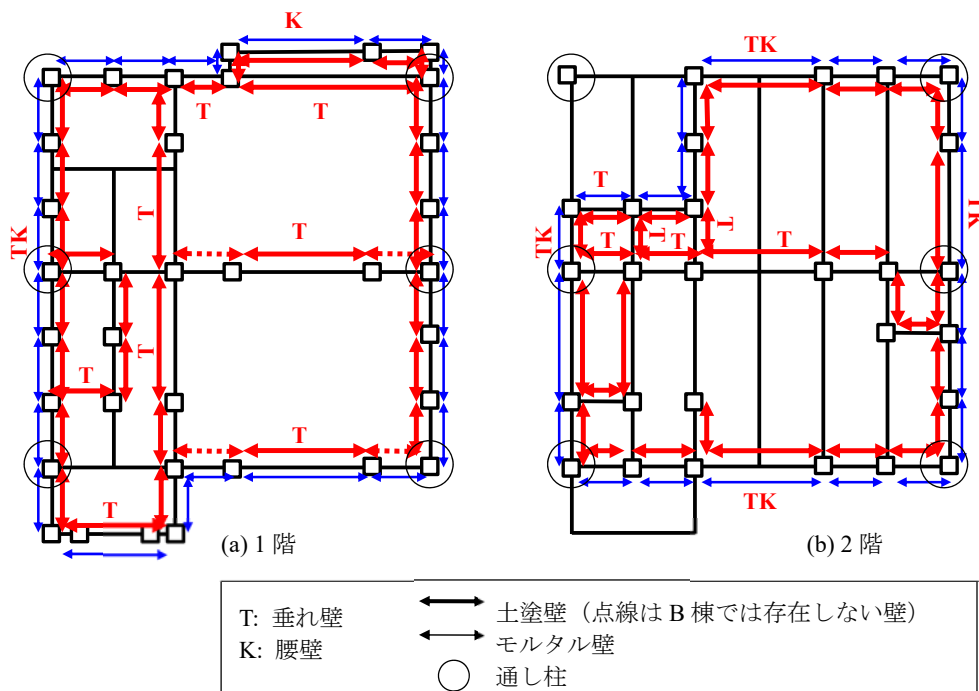


図 4.2.3 解析モデルにおける土塗壁、モルタル壁の位置

ただし、断面欠損を考慮した最大曲げモーメントは柱1本あたり3.6kNm程度であり、柱の剛性・強度のばらつきが建物の耐力に及ぼす影響は小さいと考えられる。A棟、B棟のモデル化の際には、窓台、まぐさ、梁などの横架材の接合部には全て節点を設けた。軸組の架構、壁の位置等は、試験体と同一としたが、小屋組はモデル化していない。解析モデルの外観と、軸組の架構を図4.2.4に示した。

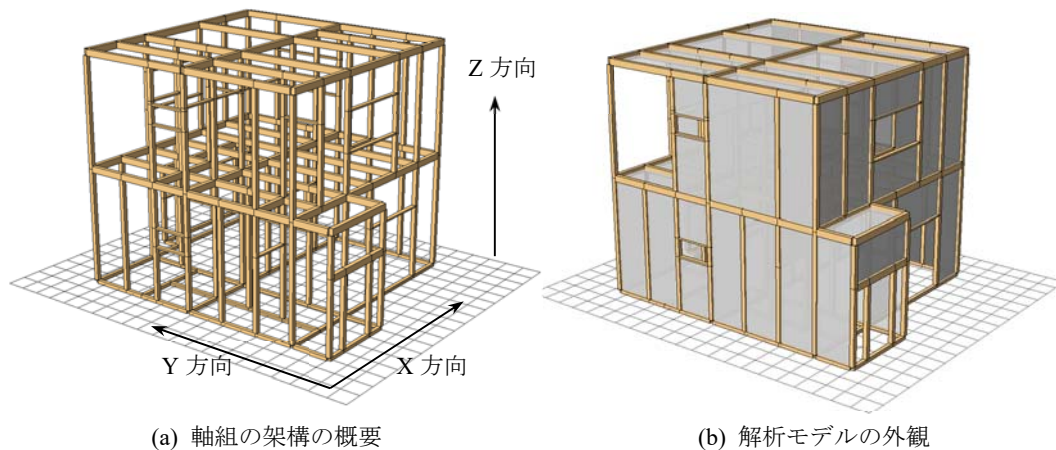


図4.2.4 解析モデルの概要

(2) 壁、水平構面、接合部の骨格曲線

各バネのモデル化法は第3章と同じく壁・水平構面はブレース置換バネ、接合部は回転バネ+引張・圧縮バネとした。本節で用いた接合部の引張バネの骨格曲線を図4.2.5に示した。接合部の引張バネはB棟の補強に用いた市販の補強金物の性能評価試験の資料を入手し決定した。壁のせん断抵抗用のブレース置換バネの骨格曲線を図4.2.6に示した。A棟のモデル化に関連する既存の筋かい、土塗壁、モルタル壁は、要素実験^{4.2.5)}から決定した。補強用の筋かい、合板耐力壁については耐震診断指針の荷重変形関係^{4.2.2)}から決定した。水平構面は文献^{4.2.10)}を参考に設定した。各バネの折れ点の数値と復元力特性は表4.2.2、表4.2.3に示した通りである。

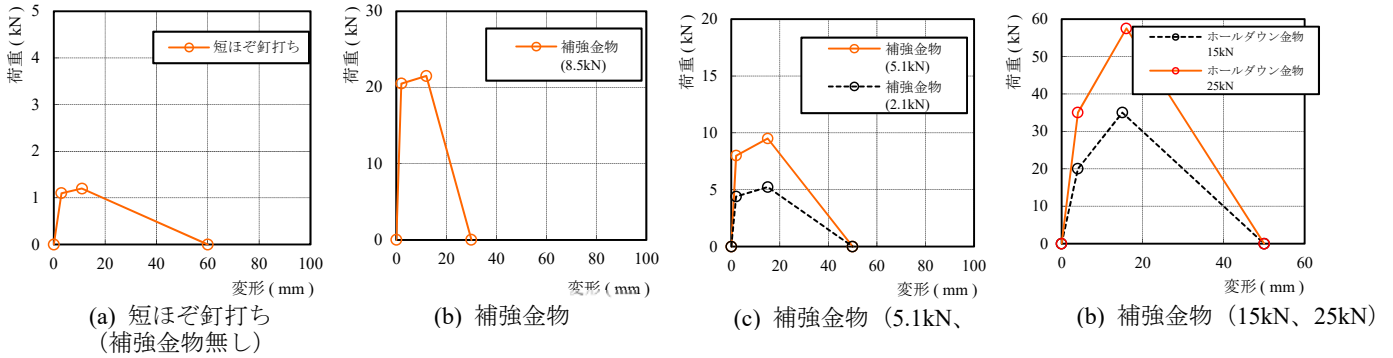


図 4.2.5 接合部の引張バネの骨格曲線

表4.2.2 接合部のバネの骨格曲線の折れ点

引張バネ							回転バネ	
係数	短ほぞ釘打ち	補強金物 8.5kN	補強金物 5.1kN	補強金物 2.1kN	HD金物 15kN	HD金物 25kN	係数	A棟、B棟 共通
K_1 (kN/m)	367	10250	4000	2200	5000	8750	K_1 (kN m/rad.)	62
K_2 (kN/m)	13	100	115	64	1364	1875	K_2 (kN m/rad.)	30
K_3 (kN/m)	-24	-1194	-271	-149	-1000	-1691	K_3 (kN m/rad.)	-0.1
D_1 (mm)	3.00	2.00	2.00	2.00	4.00	4.00	θ_1 (rad.)	0.00833
D_2 (mm)	11.00	12.00	15.00	15.00	15.00	16.00	θ_2 (rad.)	0.0167

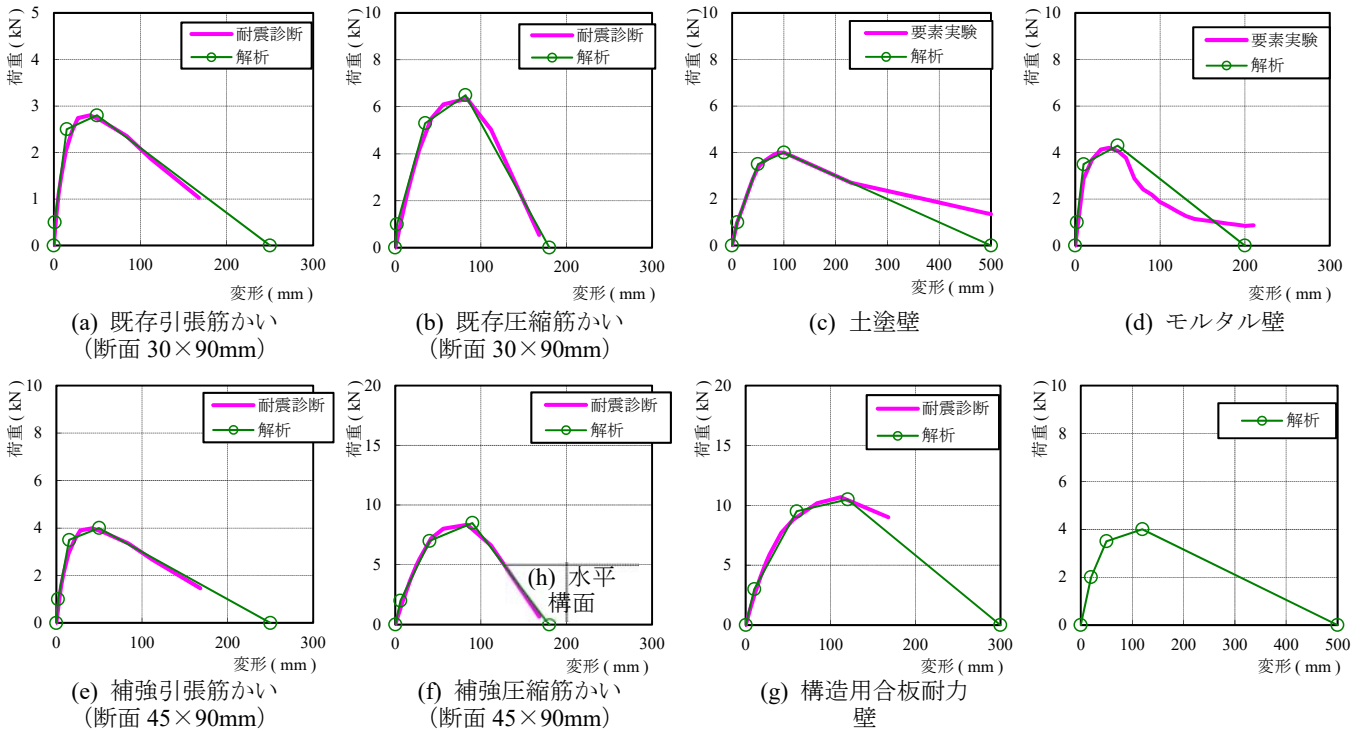


図 4.2.6 壁、水平構面のせん断 (ブレース置換バネ) の骨格曲線

表4.2.3 壁・水平構面のバネ、モルタルせん断バネの骨格曲線の折れ点

係数	既存引張筋 かい 30×90mm	既存圧縮筋 かい 30×90mm	土塗壁	モルタル 壁	補強引張筋 かい 45×90mm	補強圧縮筋 かい 45×90mm	構造用合 板 耐力壁	水平構面	モルタルせん断バネ
D_1 (mm)	1	2	10	2	2	6	10	20	2
D_2 (mm)	15	35	50	10	15	40	60	50	10
D_3 (mm)	50	82	100	50	50	90	120	120	50
D_4 (mm)	250	180	500	200	250	180	300	500	200
P_1 (kN)	0.5	1	1	1	1	2	3	2	1
P_2 (kN)	2.5	5.3	3.5	3.5	3.5	7	9.5	3.5	3.5
P_3 (kN)	2.8	6.5	4	4.3	4	8.5	10.5	4	4.3

(3) モルタル壁のモデル化

①モデル化手法（変形拘束効果の仮定）

本論文ではモルタル壁の塗り面積の大きさによる変形拘束効果が建物全体の層せん断力の増加に影響を与えるものと考え、モルタルを塗った部分が一体として変形する挙動を解析的に表現するために、第3章の壁のモデル化手法と異なり、図4.2.7に示したようなモデル化手法を用いた。モルタルは解析モデルの壁やフレームに比べ、せん断に対して剛性が十分大きいため剛体と仮定し、剛性が十分大きい軸バネで囲まれた長方形のフレームとブレースで構成される灰色の領域（以下、パネル要素と呼ぶ）としてモルタル壁をモデル化し、その4隅を2方向のせん断バネによって解析モデルの横架材に連結した。さらに図4.2.8(a)に示した通り隣接するパネル要素の端部同士をバネ（以下、リンクバネと呼ぶ）によって連結を行った。このモデル化手法により、モルタル壁が単体で回転する場合に比べ、リンク要素で繋がれたパネル要素の合計面積によって層のせん断耐力が増加することを、構面の解析モデルで再現することを試みた。はじめに図4.2.8(b)の1P構面の解析モデルについて土台を固定して、桁レベルを一方向に変形させるプッシュオーバー解析を行い、図4.2.6(d)の要素実験結果に適合するようにフレームとパネル要素を連結するせん断バネ2方向の非線形バネの骨格曲線を試行錯誤的に決定した。せん断バネの履歴特性はバイリニア・スリップ形で折れ点を付表2に示した。解析条件は図4.2.9(a)に示した通りである。本論文におけるプッシュオーバー解析は強非線形域の安定した解析を可能とするため、強制変位を与えながら動的な時刻歴応答解析を行う手法を用いている。解析結果を図4.2.9(b)に示したが、せん断バネの調整の結果、要素実験の結果とほぼ適合する荷重変形関係となっている。

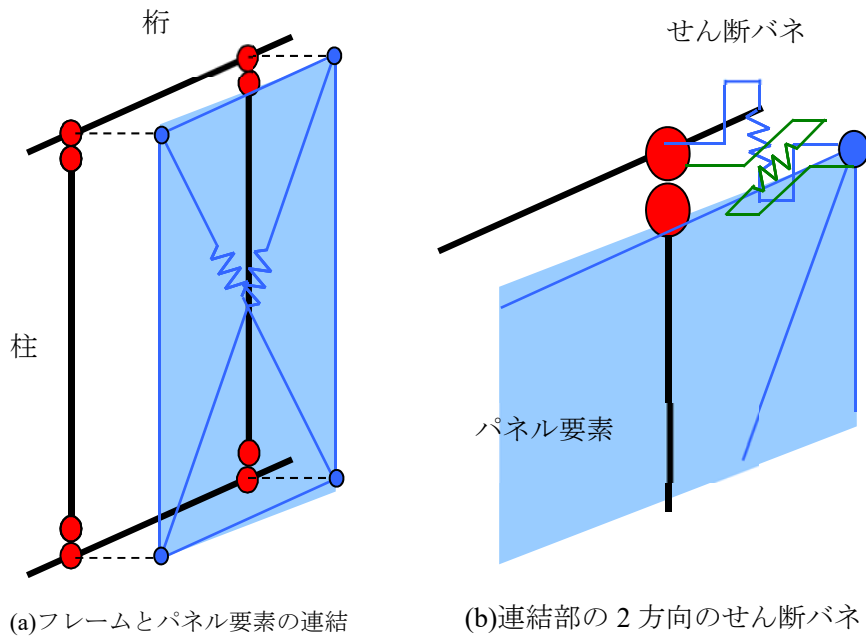


図 4.2.7 モルタル壁のモデル化手法

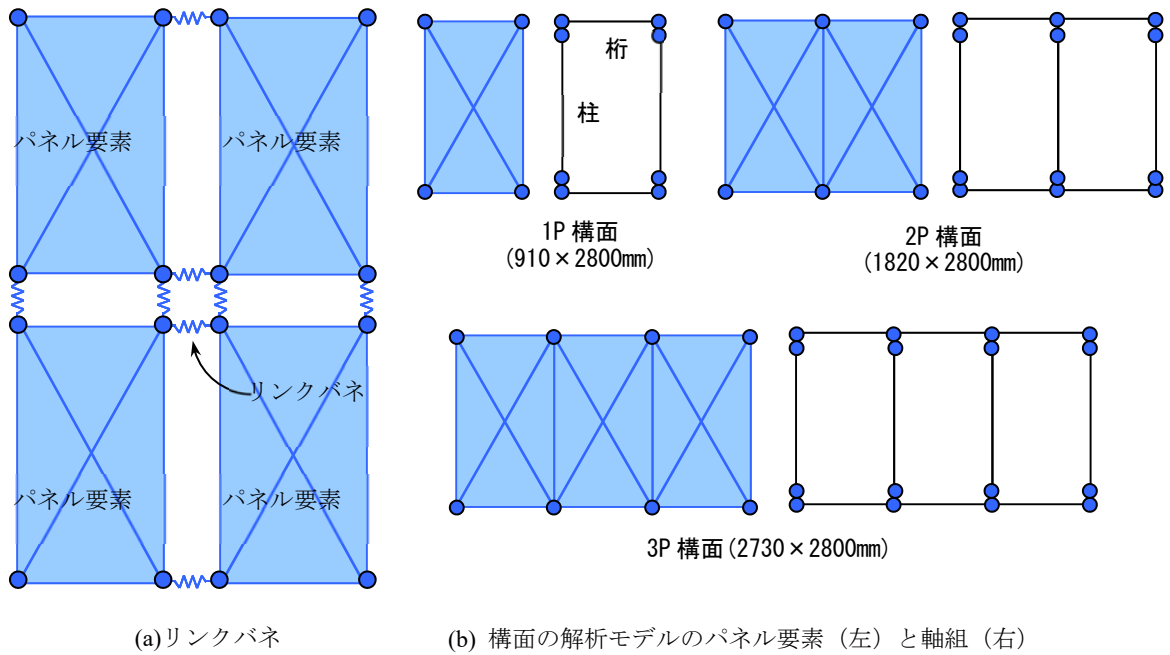


図 4.2.8 パネル要素間のリンクバネと構面の解析モデル

②理論式による検証

1Pの解析モデルと同様に、図4.2.8(b)の2Pと3Pの構面の解析モデルに対して、リンクバネがある場合と、ない場合について、プッシュオーバー解析を行った。リンクバネの剛性は剛と仮定して、十分大きい30kN/mmに設定した（リンクバネの変形は最大でも0.1mm以下に抑えられ、各パネル要素がほぼ一体として挙動することを確認）。リンク要素がない場合、パネル要素は水平力によって単体で回転することになるが、リンク要素がある場合は、パネル要素は連結されて全体で回転することとなる。解析結果の荷重変形関係を図4.2.10(a)、図4.2.10(b)に示したが、リンク要素がある場合とない場合で、荷重変形関係に差が生じていることが分かる。

本節のモルタル壁のモデル化手法の妥当性を文献^{4.2.11)}の面材張り大壁の詳細計算法（以下、理論式）によって検証した。本理論式は釘1本のせん断剛性と降伏耐力から壁のせん断耐力を計算する式である。モルタル壁の場合、ラス下地板に打たれたタッカー釘が主なせん断抵抗要素と考えられているが^{4.2.3-4.2.4)}、本論文においては、パネル要素4隅のせん断バネがモルタル壁のタッカー釘のせん断抵抗を集約してモデル化している。まず、1Pの荷重変形関係の初期剛性と、降伏耐力から理論式における単体の釘接合部のせん断剛性、降伏耐力を計算した。（図4.2.9(b)中の理論式）。次に2P、3Pの連続壁の解析モデルについて、単体の釘接合部の剛性・耐力を用いて、パネル要素がリンクバネによって連結されることで一体として挙動すると仮定し、理論式によりパネル要素のせん断バネの平面上の位置から、壁のせん断剛性と、降伏耐力を計算した（表4.2.4）。その結果を図4.2.10(a)、図4.2.10(b)中の「理論式（面積考慮）」で示した。同図中に、1Pの理論式を長さに応じて耐力を係数倍した計算結果を「理論式（単純加算）」として示した。図4.2.10(a)、図4.2.10(b)に示した通りリンクバネ無しの解析結果は「理論式（単純加算）」に適合し、リンクバネ有りの解析結果は「理論式（面積考慮）」と適合する結果が得られた。よって本論文のモデル化手法は、面材釘打ち大壁の理論式の剛性・耐力の増加に一致したことから理論式との整合性は確認されたものとして、4章以下の検討では本モデル化手法により建物全体の解析モデルを構築して実験結果との比較を進めている。しかし、今後モルタル壁の静的加力実験等により実験的にモデル化手法を検証することが課題として残されている。なお、本論文のモデル化手法は大壁仕様で目地がなく一様に塗られたモルタル壁を対象としており、文献^{12,13)}で解析対象としたようなサイディング外壁や、真壁の土塗り壁・モルタル壁では、リンクバネを無くすか、従来のブレース置換によるモデル化が適当であると考えられる。

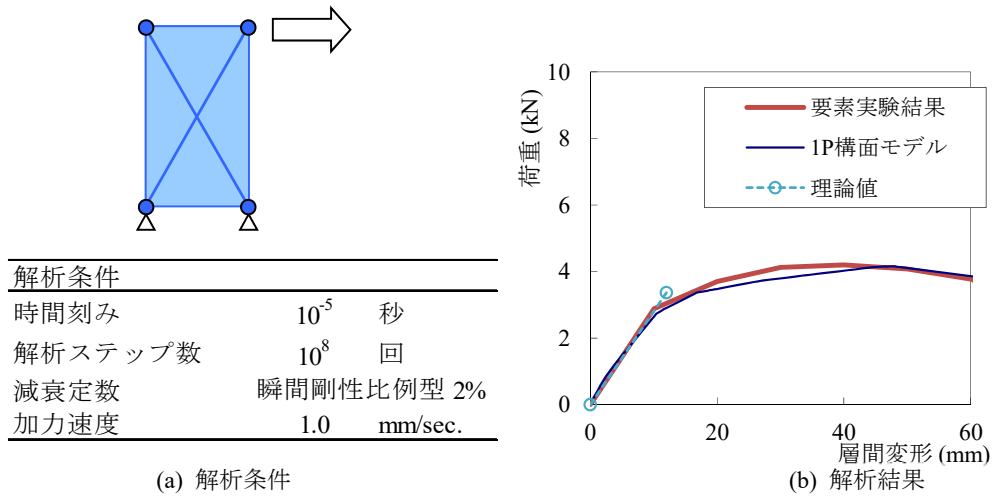


図9 1P 構面モデルのプッシュオーバー解析

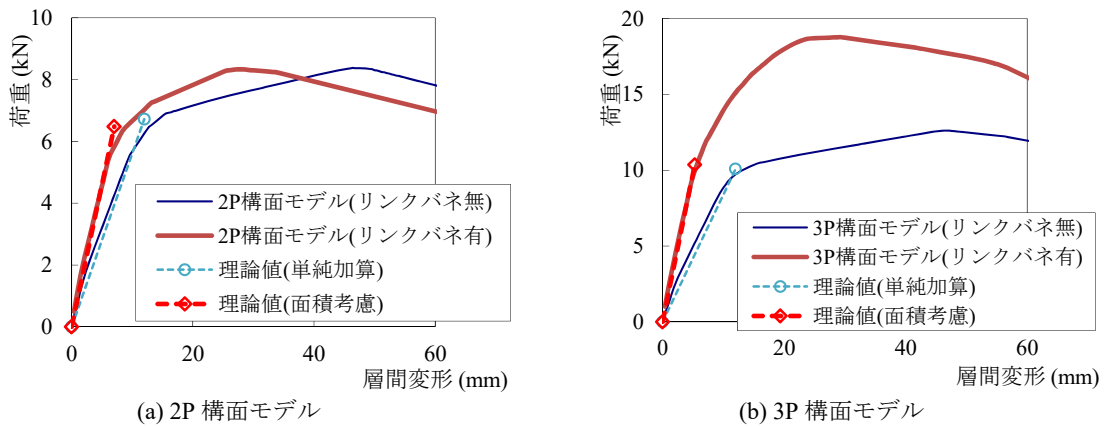


図10 連続構面の解析モデルのプッシュオーバー解析結果

表 4.2.4 釘の位置と各種係数

	1P構面	2P構面	3P構面
釘の位置			
幅(mm)	910	1820	2730
高さ(mm)	2800	2800	2800
釘配列2次モーメント I_{zy}	0.29	0.51	0.71
釘配列係数 Z_{zy}	0.0068	0.0066	0.0070
剛性 K (kN/rad)	100	339	700
降伏耐力 P_y (kN)	3.36	6.48	10.36
降伏変位 δ_y (kN)	0.034	0.019	0.015

(4) 解析モデルの重量・階高

解析モデルの重量と階高を表 4.2.5 に示した。解析モデルの重量は、振動台実験の前に部材の拾いにより算定した各階の地震力算定用重量(A・B 棟共通 2 階:148.9kN、RF:114.3kN) に対して、試験体を吊り下げた際にクレーンのロードセルによって実測値より計算した重量を、部材の拾いによる重量の比率で分配した。表 4.2.4 の重量と実測値に差があるのはモルタル外壁や土塗り壁の重量が計算値よりも軽めであったことが原因と考えられる。なお、クレーンのロードセルは精度が 1tonf 刻みであり、A、B 棟の重量を差がないものとしたが、現実の重量と実測値の差は全重量の 5%程度の誤差であるため解析結果に大きな影響を与えないものと考えた。3.4 項で加速度に乗じる質量も本節の重量を用いている。各階の高さは試験体の各階の高さと同一とした。

表 4.2.5 A 棟,B 棟の階高、重量(2 質点系の等価重量)

解析モデル	階	高さ(m)	重量(kN)
A、B 棟共通	2階	2.775	119.1
	R階	5.475	91.4

(5) 建物全体の解析モデルの 1 階層せん断力の比較

表 4.2.6 に示した通り、前節のモルタル壁のモデル化手法を用いてリンクバネを設定してモデル化した A 棟、B 棟の解析モデル (A-pn、B-pn) と、モルタル壁を文献^{4.2.10}のモデル化手法(パネル要素ではなく、モルタル壁を図 4.2.3 に示した柱で分割される区分において、個別にブレース置換によるモデル化する方法)により、図 4.2.6(d)の骨格曲線を持つバネによりモデル化した解析モデル (A-br、B-br) をプッシュオーバー解析により層せん断力の比較を行った。解析モデルの土台を固定し、 A_i 分布の比率を剛性に応じた変形率とし、2 階床梁、R 階小屋梁レベル(表 4.2.4 の高さ)を X 方向、Y 方向にそれぞれ強制変位を与えた。解析時間刻み等の計算条件は表 4.2.7 の通りとした。各解析モデル X 方向、Y 方向の 1 層の荷重変形関係を図 4.2.11 に、各解析モデルの 1 層の層せん断力の絶対値の最大(最大層せん断力)を表 3 に示した。どのモデルにおいても Y 方向の耐力が、X 方向よりも強く、B 棟の解析モデルの方が A 棟よりも大きい耐力を示した。また表 3 に示した通りパネル要素とリンクバネによるモルタルの連層効果により、モルタルのパネル要素を用いたモデル (A-pn、B-pn) は、ブレース置換を用いた解析モデル (A-br、B-br) より 1 層の最大層せん断耐力が 20~60%程度大きく結果となった。解析モデルの X 方向は開口が多く、モルタルの塗り面積は Y 方向の壁のほうが大きいため、リンク要素によって一体化されるパネル要素の面積が大きくなるため、モルタル壁の変形拘束効果の影響は Y 方向のほうが顕著に現れた。

表 4.2.6 A棟,B棟の解析モデルの概要

解析モデル	対象試験体	モルタル壁のモデル化	プッシュオーバーにおける1層最大層せん断力 (kN)	
			X方向	Y方向
A-br	A棟 (無補強)	ブレース置換によりモデル化	X方向	76.0
			Y方向	164.7
B-br	B棟 (補強)	ブレース置換によりモデル化	X方向	193.1
			Y方向	197.2
A-pn	A棟 (無補強)	パネル要素とリンク要素によりモデル化	X方向	115.2
			Y方向	267.8
B-pn	B棟 (補強)	パネル要素とリンク要素によりモデル化	X方向	245.2
			Y方向	301.5

表 4.2.7 建物全体のプッシュオーバー解析の計算条件

解析条件	
時間刻み	10^{-5} 秒
解析ステップ数	10^8 回
減衰定数	瞬間剛性比例型 2%
加力速度	1.0 mm/sec.

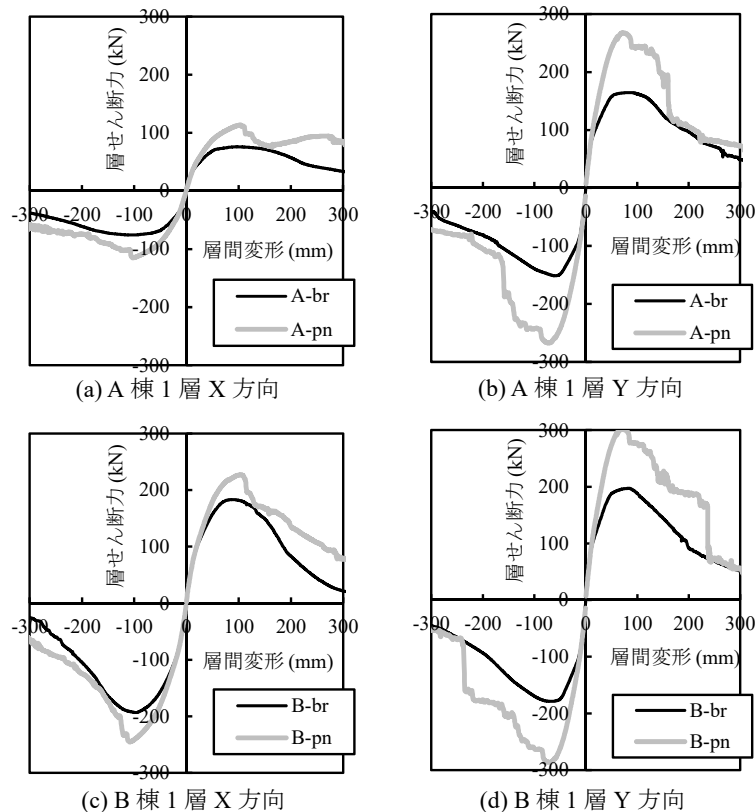


図 4.2.11 A棟、B棟の解析モデルのプッシュオーバー解析結果(1層の荷重変形関係)

4.2.4 時刻歴応答解析結果と振動台実験との比較

(1) 計算条件

時刻歴応答解析の入力波には、振動台実験の際に入力波として用いた JR 鷹取を用いた。各成分の時刻歴波形を図 4.2.12 に、加速度応答スペクトルを図 4.2.13 に示した。解析では振動台実験と同様に建物の X 方向に NS、Y 方向に EW、上下方向に UD 成分を入力する 3 次元入力とした。各方向の入力波の変位波形を解析モデルの土台に強制変位として与え、時刻歴応答解析を行った。数値積分はステップ 10^{-5} 秒ごとの平均積分法とした。各バネの粘性減衰は瞬間剛性比例型 2% とし、各バネの変形が負勾配の領域になった場合には粘性減衰は無いものとした。2 次勾配から負勾配における除荷時の剛性は 1 次剛性と同一とした。

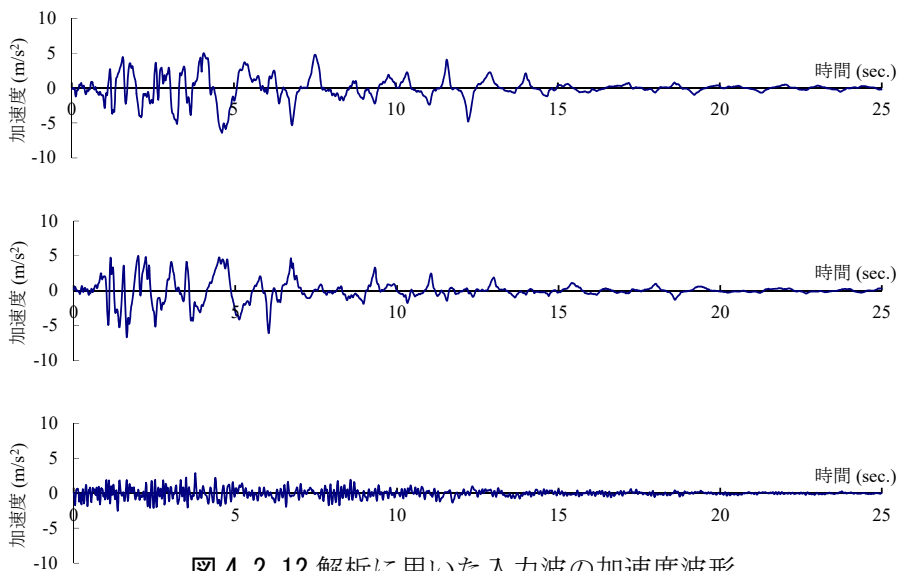


図 4.2.12 解析に用いた入力波の加速度波形

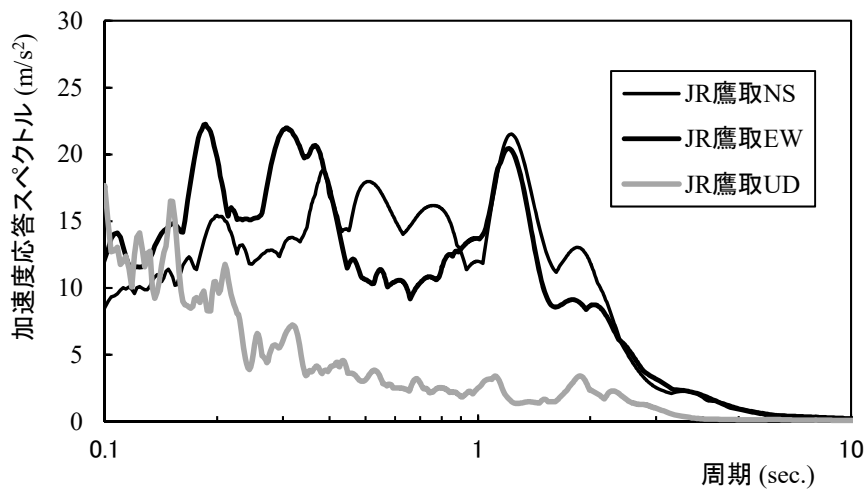


図 4.2.13 解析に用いた入力波の加速度応答スペクトル

(2) 荷重変形関係の比較

各解析モデルの1層の重心位置での層せん断力-層間変形の関係を振動台実験で記録された層せん断力(加速度計の記録に質量を乗じた値)-層間変形と比較して図4.2.14に示した。解析モデルに対応するプッシュオーバー解析の荷重変形関係を図中に点線で併せて示した。振動台実験では、各通りに加速度計が設置されていたが、A、B棟ともねじれ変形がほとんど生じなかったため、各通りの平均値を代表加速度として層せん断力の計算を行った。解析結果から層せん断力、層間変形を計算する方法も同一とした。前述のとおり、振動台実験ではJR鷹取の加振でA棟がX方向正側に倒壊し、B棟はX方向に1/15rad程度変形し大きな損傷を受けたものの、倒壊は免れる結果となっている。解析モデルA-br、A-pnは1層がX方向に層崩壊したが、パネル要素を用いた解析モデルA-pnの方が、層せん断力、層間変形ともに、より振動台実験に近い結果を示した。Y方向では、A-brに比べ、A-pnが層せん断力は振動台実験に近い結果を示した。層間変形については、振動台実験に比べ、A-pnは負側には変形が小さく、A-brは負側に大きい結果となった。B棟の解析モデルでは、ブレース置換を用いた解析モデルB-brはX方向負側に倒壊したが、パネル要素を用いた解析モデルB-pnは倒壊せず、X方向、Y方向ともに振動台実験に近い結果を示した。

図4.2.15に各解析モデルの1層の層間変位の時刻歴波形を振動台実験と比較して示した。パネル要素を用いた解析モデルA-pn、B-pnが、振動台実験と近い層間変形を示していることがわかる。各解析モデルの時刻歴応答解析における最大層せん断力を図4.2.14中に示したが、モルタルのパネル要素を用いたモデルは、ブレース置換を用いた解析モデルより1層の最大層せん断耐力が15%から55%程度大きくなり、変形が小さくなる傾向を示した。振動台実験の加振時の映像ではA、B棟が大きく変形するまでモルタル壁が一体となって挙動することが確認されていることから、本論文のモデル化手法により、モルタル壁が一体となって挙動することによる壁の変形拘束効果が大変形域まで再現可能であることが示された。

解析モデルの壁の復元力モデルでは、一方向に変形して破壊した場合にバネが消失する設定としている。図4.2.13(c)の解析結果で正負に差があるのは、正側の最初の大きな変形で水平抵抗要素のほとんどが破壊し、次の負側の変形では水平抵抗要素が機能しなかったためである。図4.2.13(b)、(f)でプッシュオーバー解析と応答解析が負勾配領域で一致していないように見えるが、応答解析ではY方向で50mm程度しか変形しておらず最大荷重に達していない。X方向に大きく変形し倒壊の過程で生じた変形がY方向に記録されたためである。

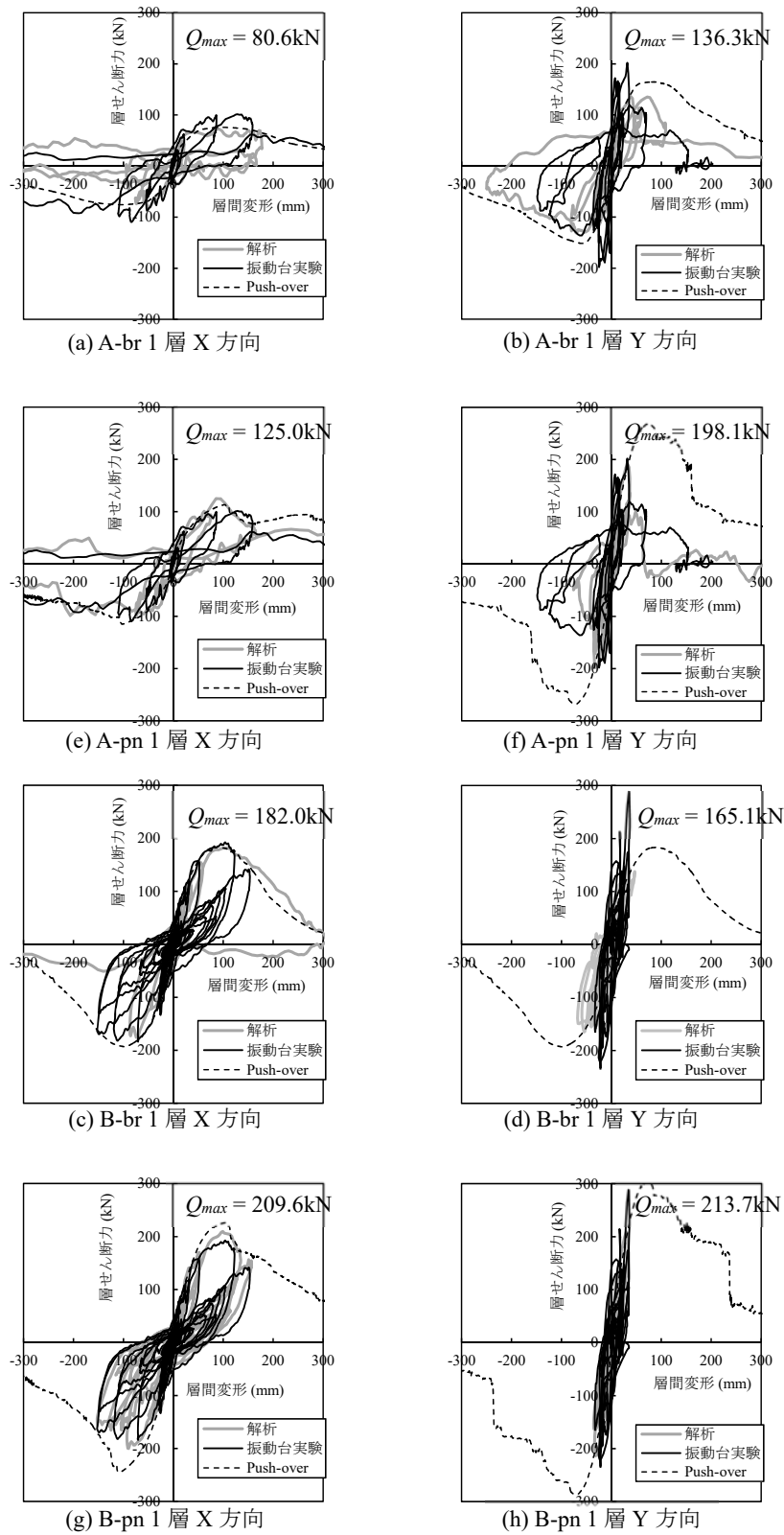


図 4.2.14 A 棟、B 棟の時刻歴応答解析と振動台実験結果の比較 (1 層の荷重変形関係)

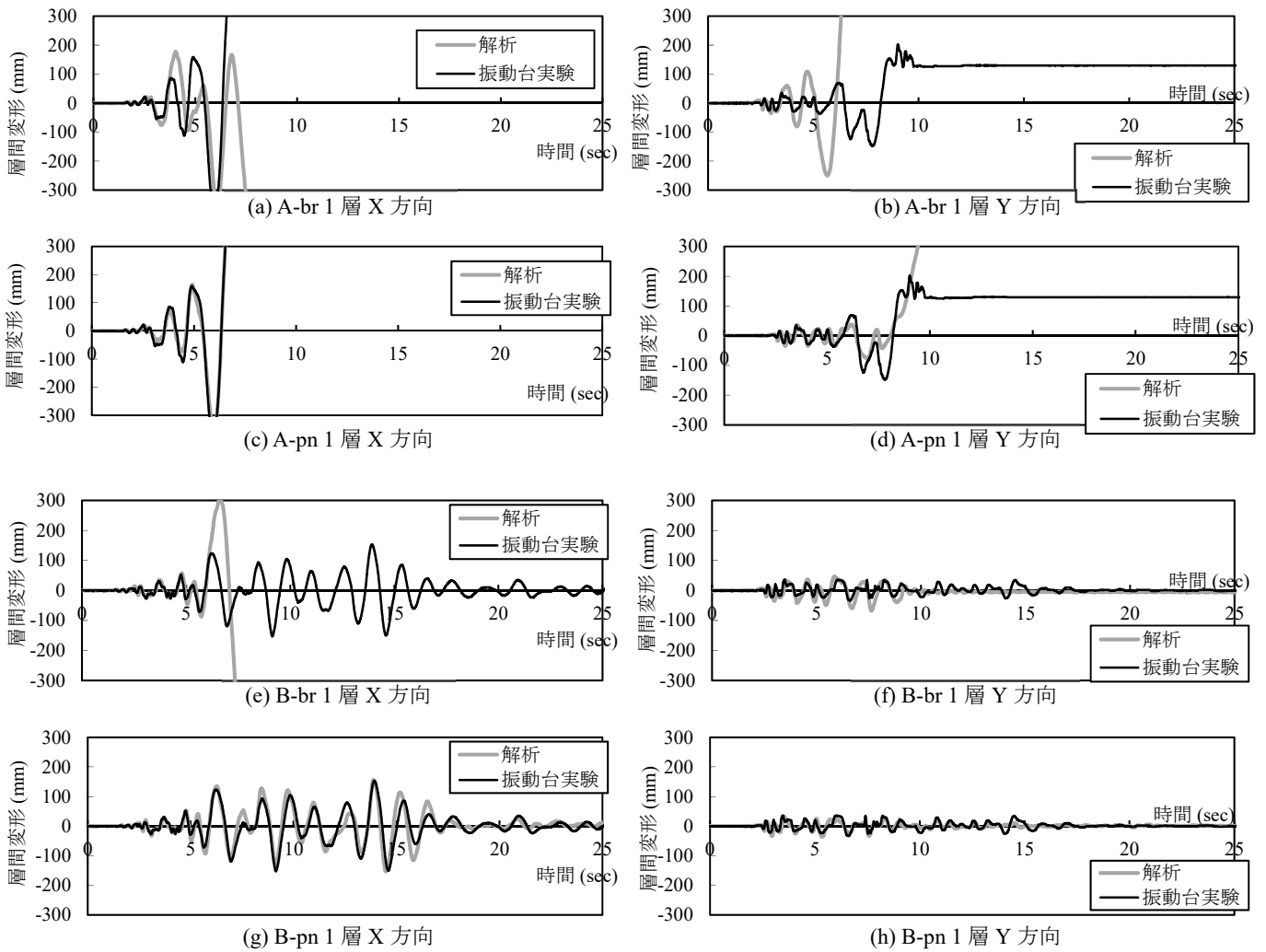


図 4.2.15 A 棟、B 棟の時刻歴応答解析と振動台実験の比較 (1 層の層間変形の時刻歴)

(3) 柱脚接合部の変形の比較

各解析モデルの 1 階の X 方向の耐力壁両側の柱脚部の浮き上がり変形の時刻歴を、振動台実験と比較して解析結果を図 16 に示した。変形量をプロットした箇所 (図 16 の凡例の番号) は図 1(a)に示した通りである。A 棟は倒壊の過程で計測装置の不具合により正確に計測できていない箇所があるが、A 棟が倒壊に至る 10 秒より前の変形や、B 棟の変形を比較すると、解析結果は実験結果よりも概ね変形が小さい傾向となっている。建物の層せん断力や層間変形への接合部の変形挙動の寄与は本解析モデルでは少ないと考えられるが、解析の精度を向上させるためには解析モデルの柱脚の引張バネの骨格曲線についてもさらに検討が必要である。

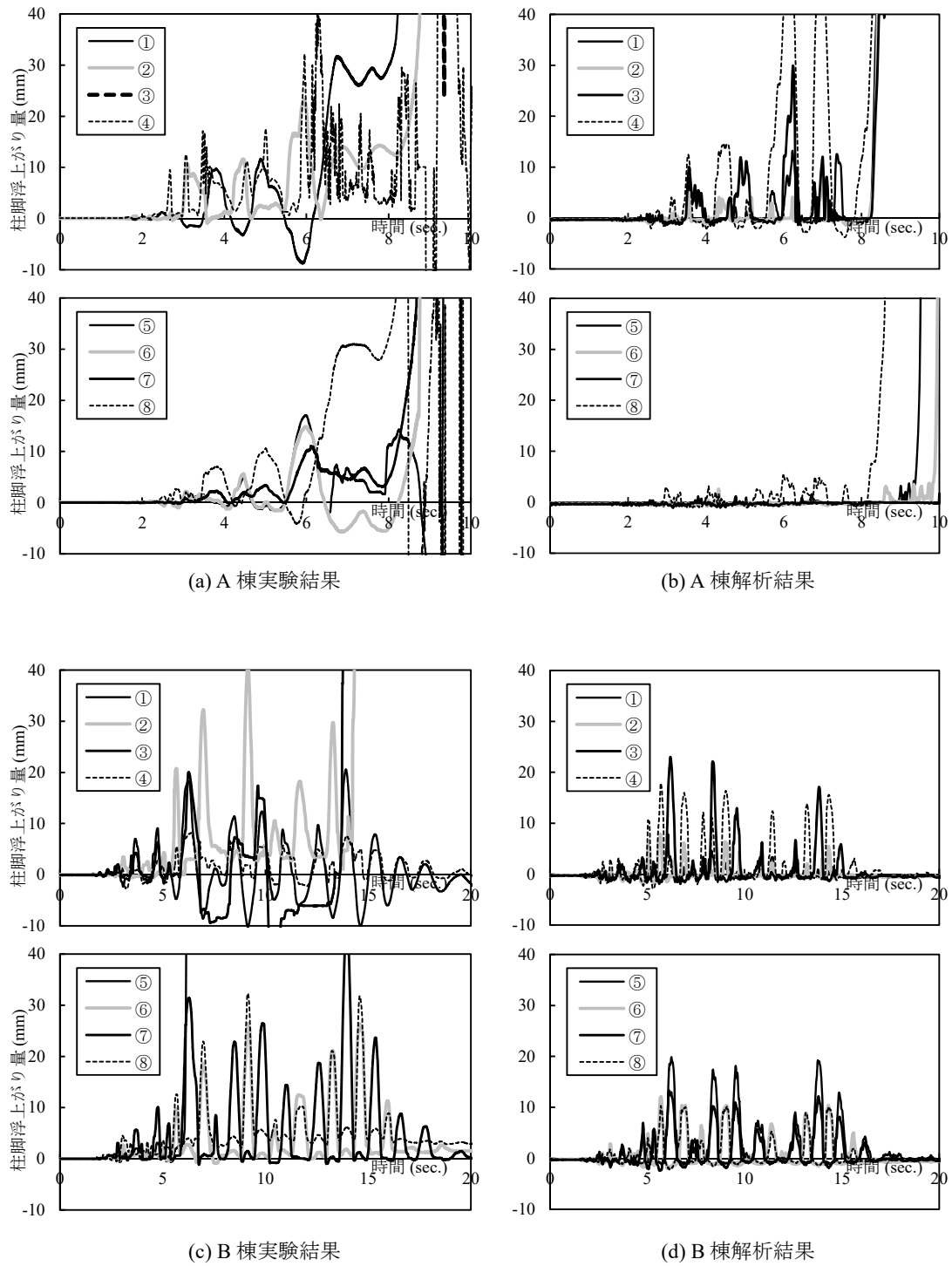


図 4.2.16 1F 柱脚の浮上がり量の比較

4.2.5 まとめ

本節では前節でモデル化した耐震要素に加え、外壁の変形拘束効果をモデル化した解析モデルを用いて、振動台実験に用いられた実大木造住宅の試験体を対象として、外装材を含めた精緻な数値解析モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、実験結果の再現を試みた。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) モルタル壁の塗り面積による変形拘束効果を再現するために、パネル要素によってモルタル壁をモデル化し、リンクバネで連結した構面の解析モデルのプッシュオーバー解析を行った。その結果、連続する壁の荷重変形関係は、単体の釘接合部のせん断剛性・降伏耐力から構面のせん断剛性・降伏耐力を計算する理論式の耐力の上昇と適合する結果となった。
- 2) 本節で解析対象とした振動台実験試験体の解析モデルでは、変形拘束効果を考慮した場合は、個別にモルタル壁をブレース置換によりモデル化した場合に比べ、プッシュオーバー解析において 20～60%程度、時刻歴応答解析において 15%～55%程度 1 層の最大層せん断力が大きくなった。
- 3) JR 鷹取を入力波とした時刻歴応答解析では A 棟、B 棟共にパネル要素を用いた解析モデルが振動台実験に近い層せん断力、層間変形を示した。本論文で提案したモデル化手法によって、構面の要素実験結果の単純加算では考慮できない軸組構法の木造住宅の外装材の影響による層せん断力の上昇が精度良く再現できる可能性が示された。モルタル壁のモデル化手法の違いにより、応答変形が大きく異なる結果となり、モルタル壁の変形拘束効果が建物全体の挙動に与える影響は大きいと考えられる。
- 4) 柱脚の浮き上がり変形については、A 棟が倒壊に至る 10 秒より前の変形や、B 棟の変形を比較すると、解析結果は実験結果よりも概ね変形が小さい傾向となっている。解析の精度を向上させるためには解析モデルの柱脚の引張バネの骨格曲線についてさらに検討が必要である。

4.3 柱脚の滑りに関する検証

4.3.1 はじめに

本節で解析の対象とした実験は国土交通省補助事業「伝統的木造軸組住宅の耐震性能検証実験」の一環として、防災科学技術研究所との共同研究で平成22年度にE-ディフェンスで実施されたものである。実験の詳細は文献^{4.3.1)}を参照されたい。伝統的木造住宅の耐震性能はこれまでに多くの研究によって検討されているが、多数の組物による応力の伝達機構や、柱脚が基礎に固定されずに石場立てになっている場合の大変形域での応答の複雑さがあり、未だ明らかになっていないことが多い。

本節では、伝統的構法特有の地震時挙動である柱脚の滑り・浮き上がりのモデル化を行い、振動台実験との比較検討を行った。振動台実験の試験体の概要を写真3.3.1に示した。柱は礎石の上に立てられ、柱脚は固定されない仕様（石場立て）となっている。図3.3.1に試験体の平面図を示した。棧瓦葺きの総2階建てで、土塗り壁が長手方向に8間、短手方向に7間入っている。基準法の必要壁量に対する充足率は長手方向が0.7、短手方向が0.6である。

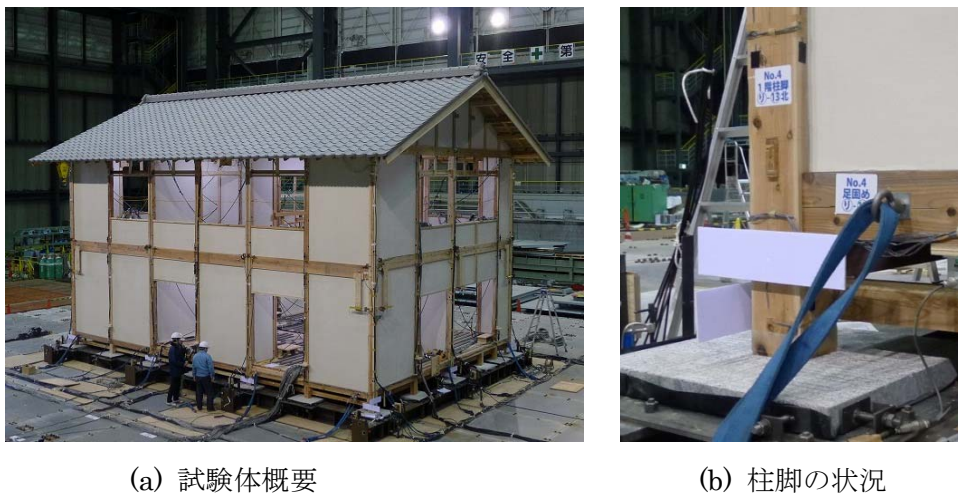


写真4.3.1 振動台実験試験体の概要

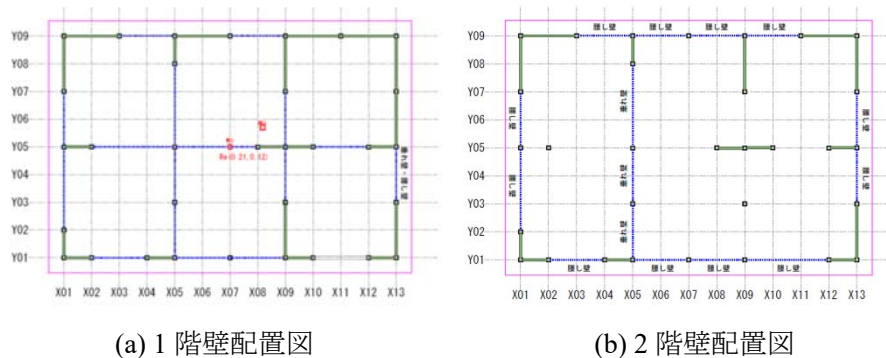


図4.3.1 振動台実験試験体の壁配置 (緑線が全面土塗り壁)

4.3.2 解析モデルの概要

解析モデルの概要を図4.3.2に示した。石場立ての柱の柱脚の滑り挙動は、部材の設置条件による条件分岐によってクーロン摩擦をモデル化（後述）しており、任意の滑り方向に対して、動摩擦、静止摩擦を伴った滑り挙動を再現できる。軸組の架構、壁の位置等は、試験体案と同一とした。

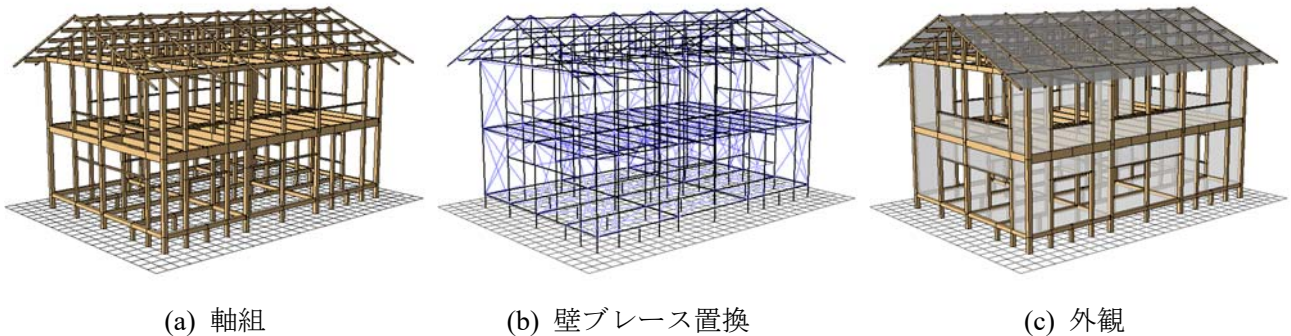


図4.3.2 解析モデルの概要

4.3.3 軸組・接合部・壁床のモデル化

軸組は3章に示した方法（塑性回転バネ（塑性ヒンジ）＋弾性梁要素）でモデル化を行った。曲げ強さを 40 N/mm^2 として、断面欠損を考慮し、断面係数を長方形断面の70%として、最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は柱材を 8.5 kN/mm^2 とし、横架材は 12.0 kN/mm^2 とした。軸組間の接合部も3章に示した方法（回転バネ＋弾塑性バネ（せん断に対しては剛））でモデル化した。圧縮引張の弾塑性バネは実験データを元に、柱脚・柱頭は長ほぞ込栓、横架材間の接合部は鼻栓×2の骨格曲線を設定した。鉛直構面・水平構面も3章に示した方法（トラス要素でブレース置換）でモデル化を行った。垂れ壁、腰壁と全面壁の耐力の補正は行っていない。

4.3.4 各バネの骨格曲線

各バネの事前解析の骨格曲線を図4.3.3に示した。土塗り壁の骨格曲線、1F、2F床構面、屋根構面の骨格曲線は別途実施された要素実験の半剛床の実験結果を参考に設定した。接合部の引張バネの耐力は建築研究所、信州大学で実施した要素実験結果^{4.3.2)}を参照に設定した。

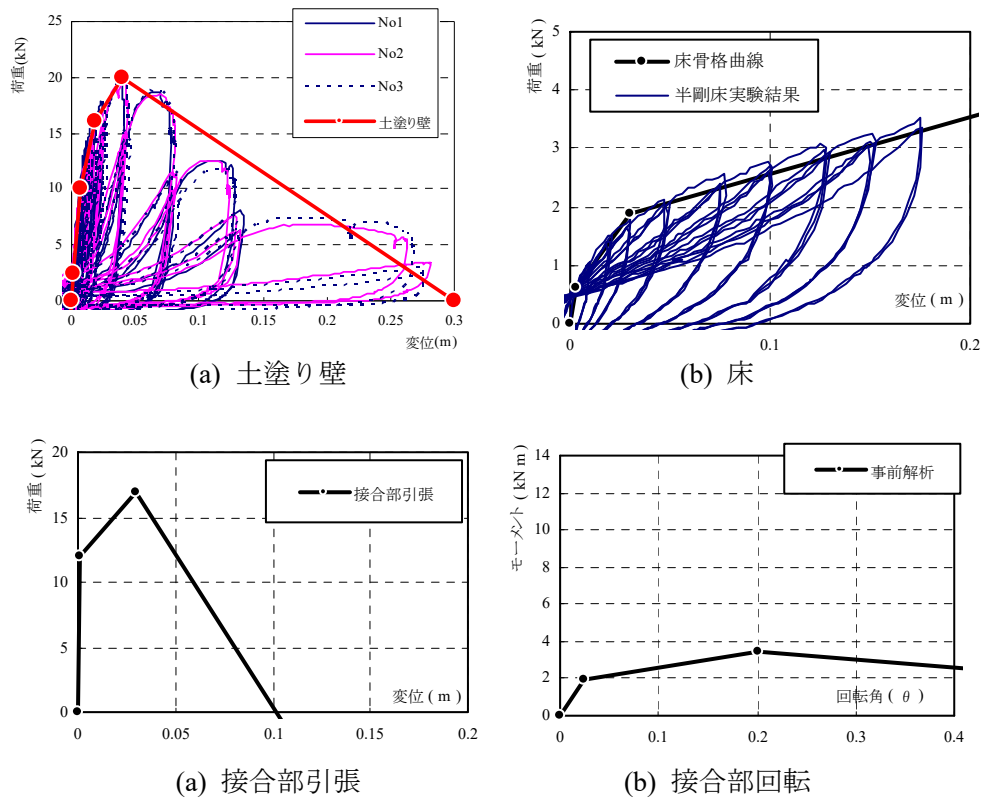


図4.3.3 解析モデルの概要

4.3.5 柱脚の計算条件・重量・入力地震波

柱脚は滑り支床として、各計算ステップにおいて各柱の下端部に加わる鉛直荷重 N から摩擦力を算出し、柱脚要素に加わる水平力 (F_x, F_y) との比較から滑りの有無を判定した。礎石-柱脚間の静止摩擦係数 μ_1 、動摩擦係数 μ_2 を各計算において設定した。

- ・試験体が滑り出す条件： $\mu_1 \times N < (P_x^2 + P_y^2)^{1/2}$
 - ・滑りが停止する条件：柱脚の速度ベクトルと、地盤の速度ベクトルの内積が負になった場合に停止
 - ・滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力： $\mu_2 \times N$ （方向は柱脚に作用する水平力と逆方向）
- 試験体重量は各層の重量を下記の通り設定し、各階の要素に均等に配分して設定した。

1F : 109.6 kN 2F : 170.1 kN RF : 148.9 kN

入力地震波には、BCJ Lv.2 を 2 種地盤に補正した波形と、JMA 神戸を用いた。JMA 神戸は NS 方向を解析モデルの短辺方向に入力した。

4.3.6 モデル試験体による柱脚の滑り挙動の検証

E-ディフェンスでの実験の前に実施された京大防災研での 4P×4P 試験体の振動台実験について、柱脚の一方向滑りのモデル化の妥当性の検証を行った。図 4.3.4、図 4.3.5 に解析結果（動摩擦係数 0.35）と振動台実験結果を比較して示した。1 層の荷重変形関係、滑り量は動摩擦係数が 0.35 の場合によく適合した。E-ディフェンス振動台試験体では摩擦係数の水準を数種類想定し、解析モデルによる計算を行った。

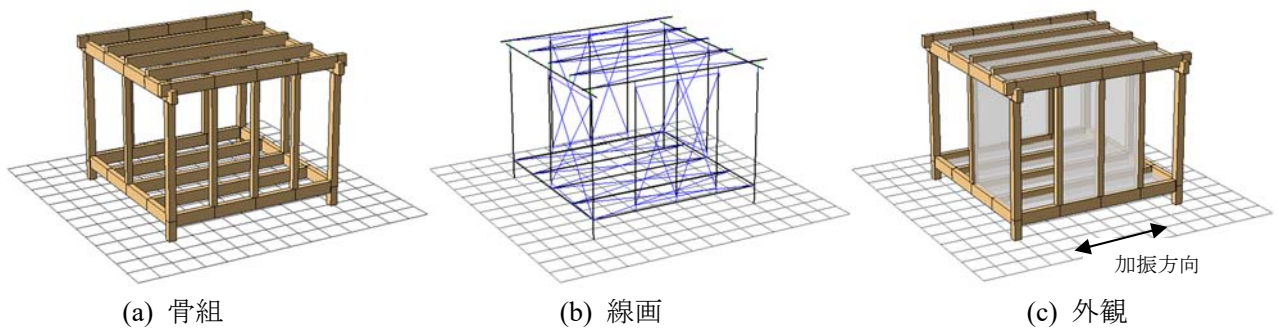


図 4.3.4 4P×4P の解析モデルの概要

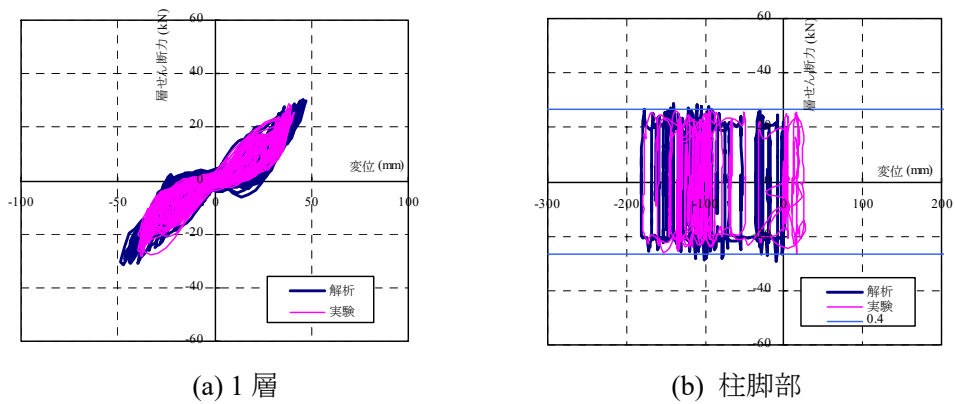


図 4.3.5(a) 荷重変形関係の比較

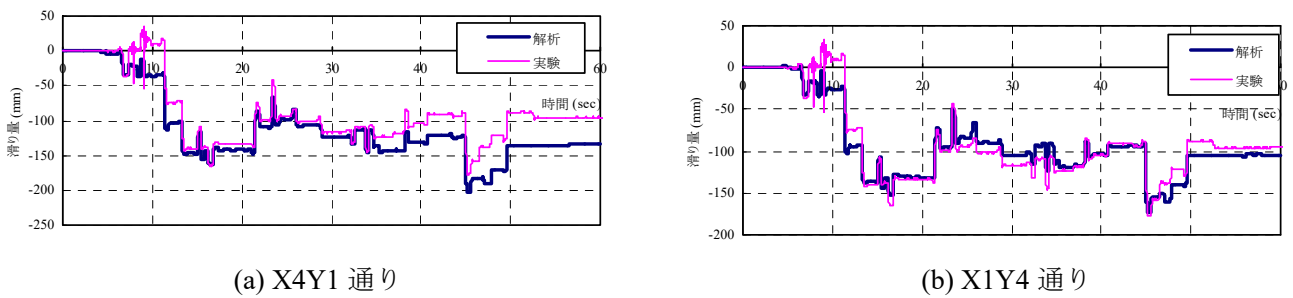


図 4.3.5(b) 柱脚滑り量時刻歴

4.3.7 解析結果

振動台実験の解析では土塗り壁の耐力を要素実験の「60%、80%、100%、120%、150%」の5種類、動摩擦係数が「0.5、0.4、0.3」の3種類の水準で計算を行った。図4.3.6~4.3.8に、実験結果と最も適合した土塗り壁の耐力が「80%」、動摩擦係数が「0.4」の耐力の解析結果（各層各通りの層間変形の正負方向の最大値、柱脚の滑り量の最大値）を実験結果と比較して示した。2Fの耐力が実験に比べ過大評価であったが、滑り挙動と1F、2Fの層間変形は、どの加振においても、ほぼ適合する結果であった。

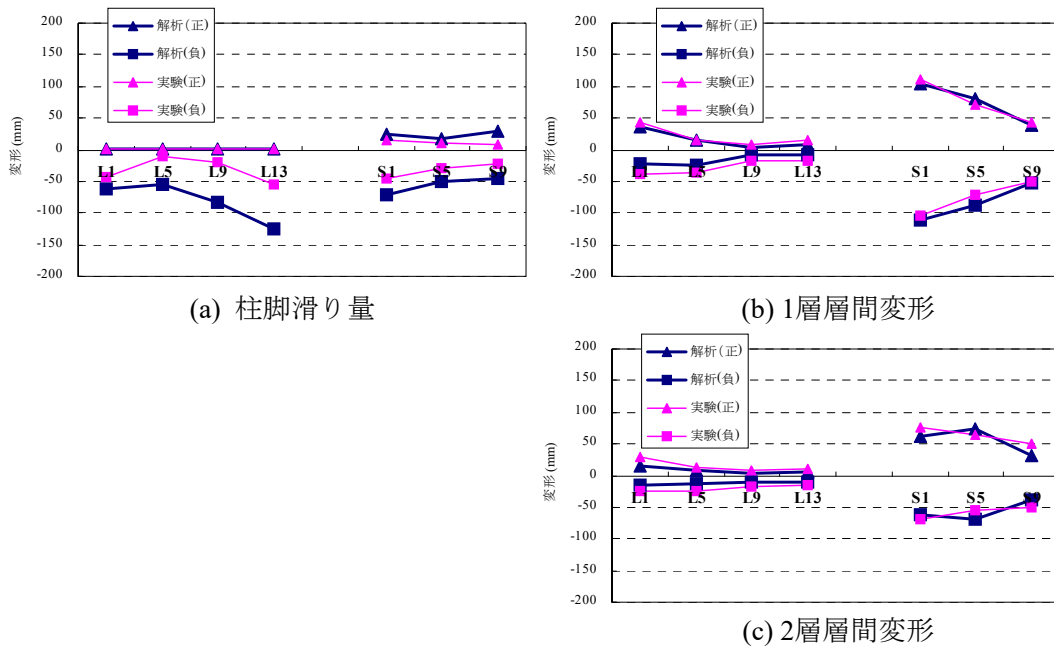


図4.3.6 BCJ Lv.2 長手方向加振

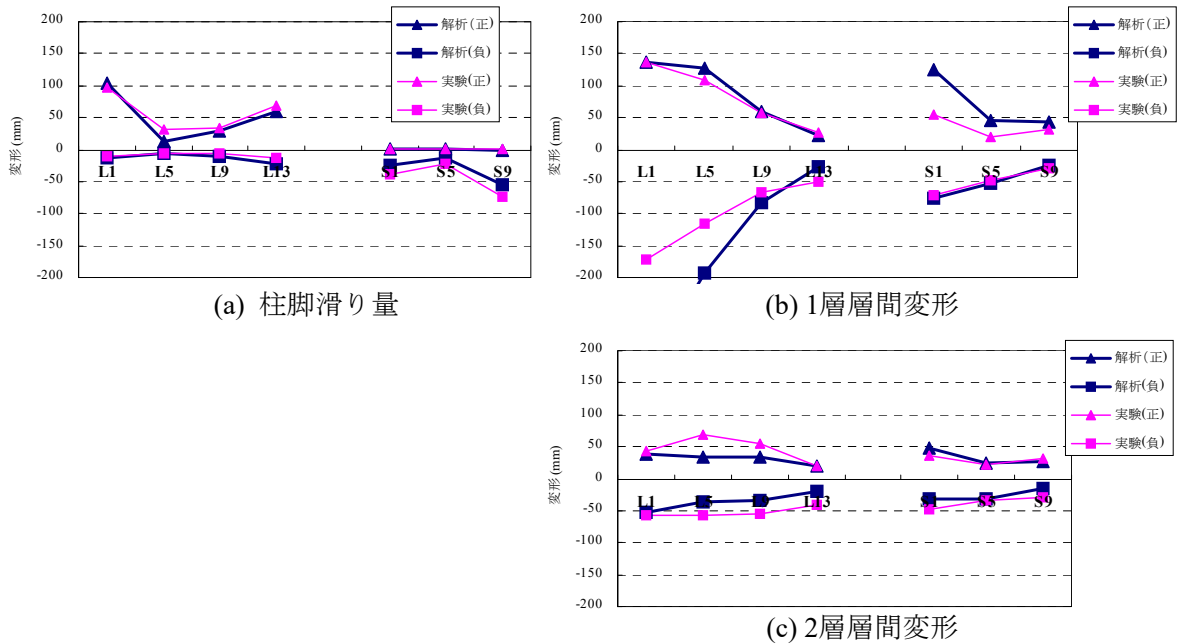
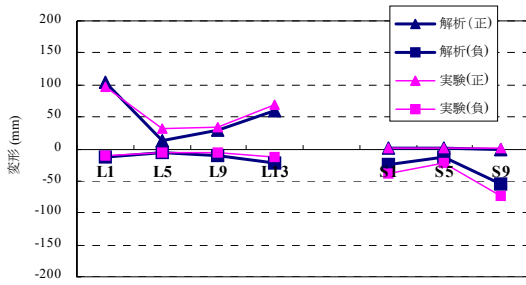
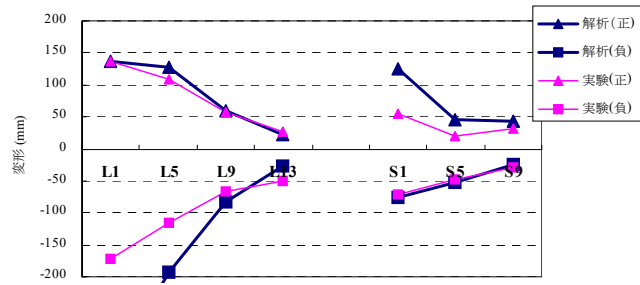


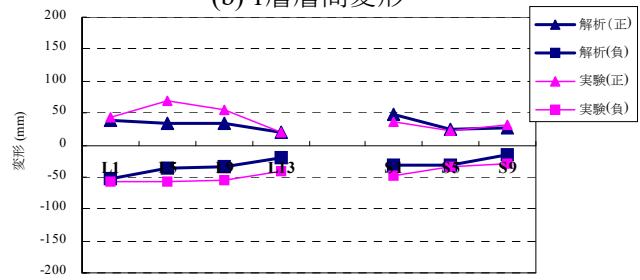
図4.3.7 BCJ Lv.2 短手方向加振



(a) 柱脚滑り量



(b) 1層層間変形



(c) 2層層間変形

図4.3.8 JMA神戸3方向加振

4.3.8 柱脚の滑りに関する検討

解析モデルのバネのパラメータや、摩擦係数等の境界条件が解析結果に及ぼす結果を検討するためパラメトリック・スタディに基づき、柱脚の滑りと上部構造の壁のせん断耐力、水平構面のせん断耐力、摩擦係数との関係について検討を行った。

①上部構造のせん断性能に関する検討

振動台実験試験体を対象にして、土壁のせん断耐力を0.6倍～1.4倍（0.2刻み）に変動させて解析を行った。摩擦係数を0.4で一定とし、入力波はBCJ L1を短辺・長辺独立、BCJ L2を短辺・長辺独立、JMA Kobe三方向入力を行った。表4.3.1に解析の検討項目、図4.3.9～4.3.11に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

柱脚の滑り量は上部構造のせん断性能が高いほど大きくなり、層間変形は小さくなる傾向となった。既往の実験的研究でも知られていたことであるが、上部構造が固いほど柱脚に作用する水平力は大きくなるので、摩擦係数を上回る傾向が高くなるため、滑り量が大きくなったことが原因として考えられる。

表 4.3.1 上部構造のせん断性能に関する検討（解析項目）

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数（静摩擦は+1.0）							入力波			
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下	
① 上部 構造 の せん 断 性 能	1	0.6	0.4										
	2	0.8											
	3	1											BCJ-L1
	4	1.2											
	5	1.4											
	6	0.6											BCJ-L1
	7	0.8											
	8	1											BCJ-L1
	9	1.2											
	10	1.4											
	11	0.6											BCJ-L2
	12	0.8											
	13	1											BCJ-L2
	14	1.2											
	15	1.4											
	16	0.6											BCJ-L2
	17	0.8											
	18	1											BCJ-L2
	19	1.2											
	20	1.4											
	21	0.6											JMA Kobe
	22	0.8											
	23	1											
	24	1.2											
	25	1.4											

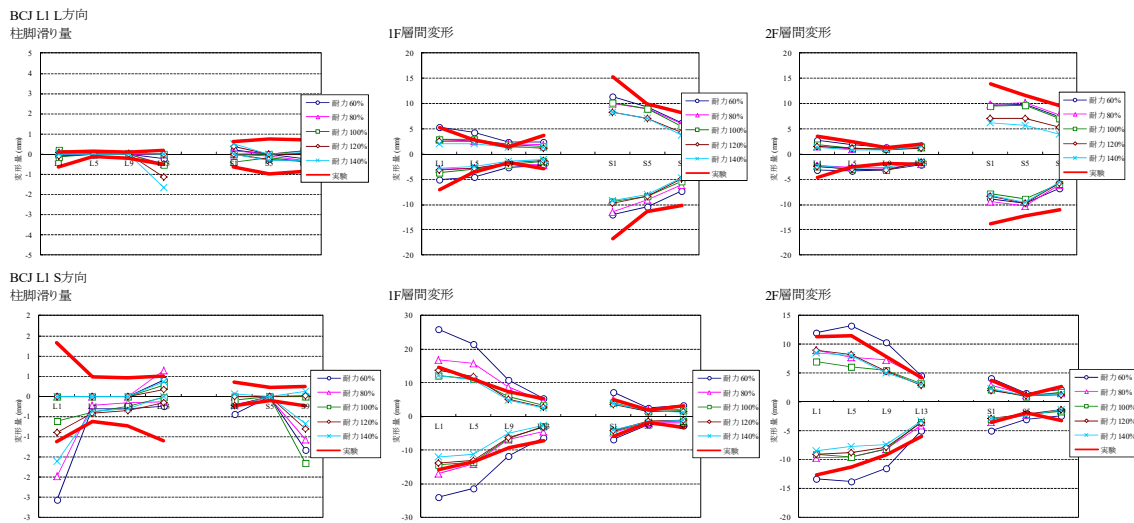


図 4.3.9 上部構造のせん断性能に関する検討 (入力波 BCJ L1)

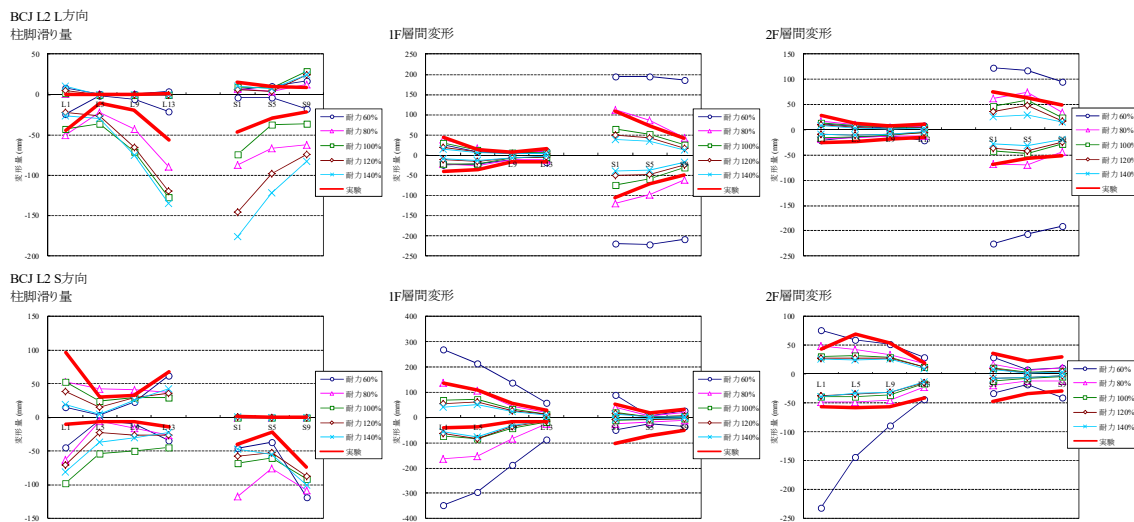


図 4.3.10 上部構造のせん断性能に関する検討 (入力波 BCJ L2)

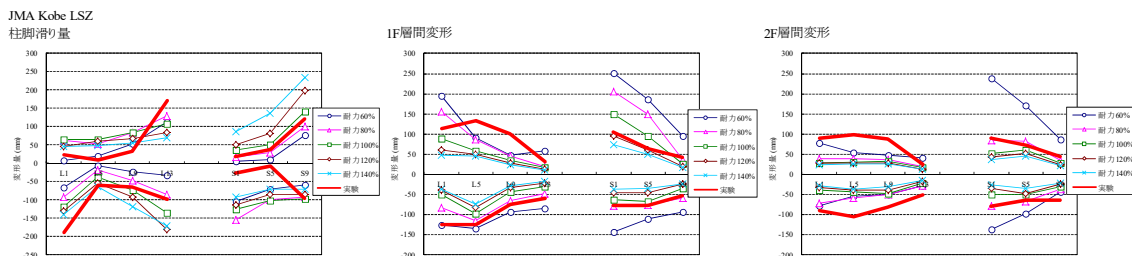


図 4.3.11 上部構造のせん断性能に関する検討 (入力波 JMA 神戸 3 方向)

②摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討

振動台実験試験体を対象にして、摩擦係数を 0.3~0.5 (0.05 刻み) に変動させて解析を行った。静止摩擦係数は動摩擦係数+0.1 とし、入力波は BCJL1 を短辺・長辺独立、BCJL2 を短辺・長辺独立、JMA Kobe 三方向入力を行った。柱脚を固定した場合、柱脚の浮上りのみ許容した場合についても検討を行った。表 4.3.2 に解析の検討項目、図 4.3.12~4.3.14 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

柱脚の滑り量は摩擦係数が低いほど大きくなり、層間変形は小さくなる傾向となった。特に摩擦係数が 0.4 前後の場合に傾向が顕著となった。また柱脚を固定した場合、浮上りのみ許容した場合は、層間変形はより大きくなる傾向となった。

摩擦係数が高いほど柱脚が滑りはじめる水平力は大きくなるので、層間変形が大きくなったと考えられる。また、この解析モデルでは上部構造の層せん断力係数が 0.4 前後であるため、摩擦係数 0.4 前後での傾向の差が顕著になったといえる。

表 4.3.2 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討 (解析項目)

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数 (静摩擦は+1.0)						入力波		
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手
② 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件	26	1	0.3						BCJ-L1	/	/
	27		0.35								
	28		0.4								
	29		0.45								
	30		0.5								
	31		柱脚固定								
	32		浮き上がりのみOK						BCJ-L1	/	/
	33		0.3								
	34		0.35								
	35		0.4								
	36		0.45								
	37		0.5								
	38		柱脚固定						BCJ-L2	/	/
	39		浮き上がりのみOK								
	40		0.3								
	41		0.35								
	42		0.4								
	43		0.45								
	44		0.5						BCJ-L2	/	/
	45		柱脚固定								
	46		浮き上がりのみOK								
	47		0.3								
	48		0.35								
	49		0.4								
	50		0.45						BCJ-L2	/	/
	51		0.5								
	52		柱脚固定								
	53		浮き上がりのみOK								
	54		0.3								
	55		0.35								
56	0.4						JMA Kobe	/	/		
57	0.45										
58	0.5										
59	柱脚固定										
60	浮き上がりのみOK										

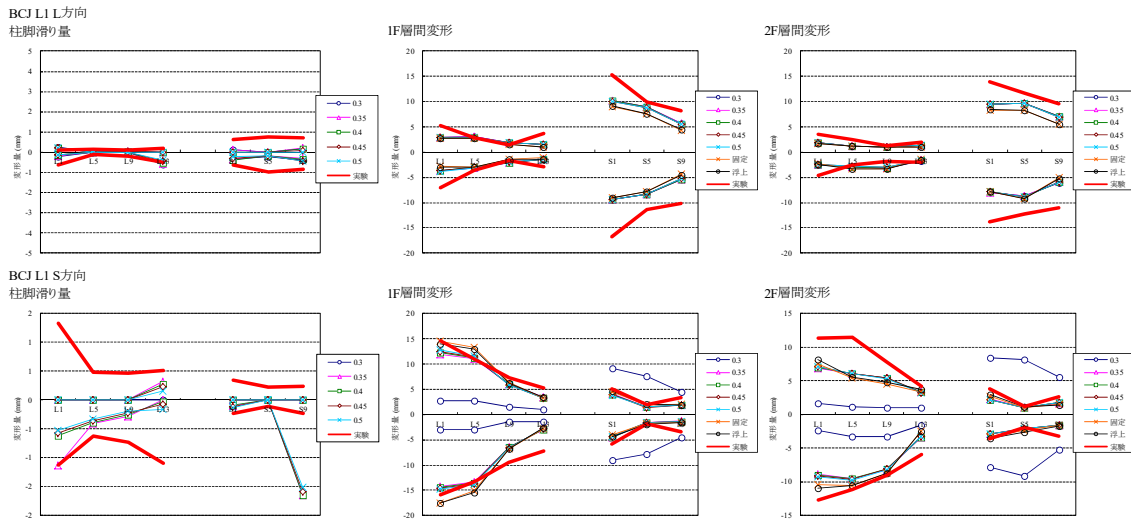


図 4.3.12 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討 (入力波 BCJ L1)

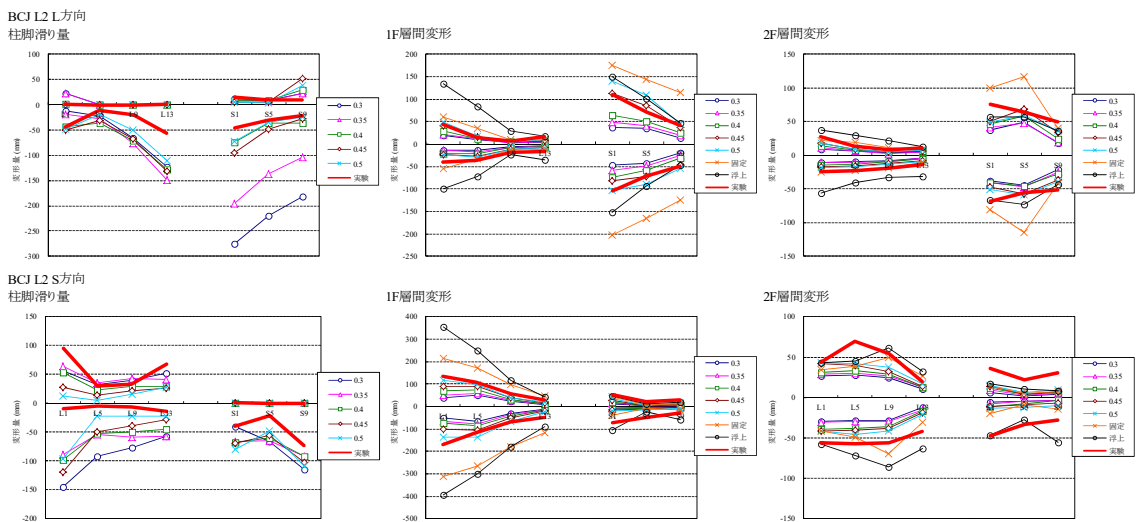


図 4.3.13 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討 (入力波 BCJ L2)

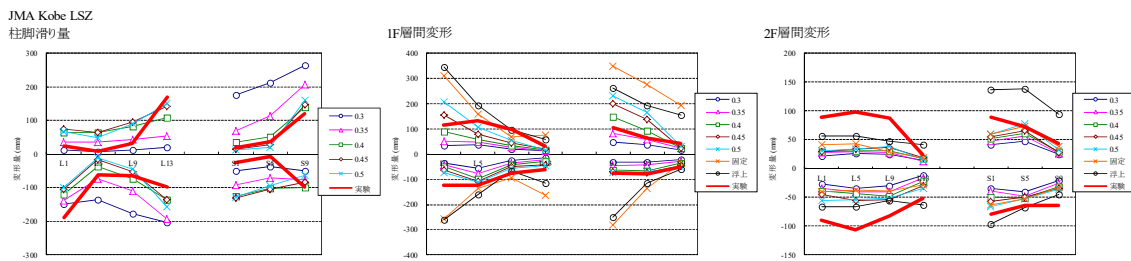


図 4.3.14 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討 (入力波 JMA 神戸 3 方向)

③ 摩擦係数のばらつきによる柱脚の滑りに関する検討

振動台実験試験体を対象にして、摩擦係数の大きさに変動がある場合の、上部構造の応答、柱脚滑り量に関する検討を行った。具体的には動摩擦係数の大きさを下記に示したように通りごとに0.3~0.5に変化させて解析を行った。

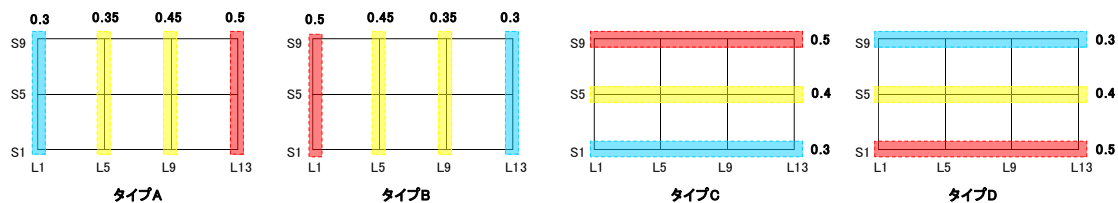
- ・短辺方向 パターン S1 L1 : 0.3 L5 : 0.35 L9 : 0.45 L13 : 0.5
 パターン S2 L1 : 0.5 L5 : 0.45 L9 : 0.35 L13 : 0.3
- ・長辺方向 パターン L1 S1 : 0.3 S5 : 0.4 S9 : 0.5
 パターン L2 S1 : 0.5 S5 : 0.4 S9 : 0.3

入力波はBCJ L1を短辺・長辺独立、BCJ L2を短辺・長辺独立、JMA Kobe 三方向入力を行った。表4.3.3に解析の検討項目、図4.3.15~4.3.17に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

柱脚の滑り量は摩擦係数の大きさの変動が地震波の入力方向と直交方向である場合は、摩擦係数が大きい通りほど、柱脚の滑り量が大きくなる傾向となったが、地震波の入力方向と平行する場合は、摩擦係数が低い通りが存在する方向により大きく移動する傾向となった。上部構造の変形の際に、重心が変形方向に移動するため、その影響で移動量の正負のバランスに差が出たことが考えられる。

表 4.3.3 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数 (静摩擦は+1.0)						入力波			
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下
③ 摩擦係数のばらつき	61	1	0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			BCJ-L1	/	/
	62		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	63		0.4				0.3	0.4	0.5			
	64		0.4				0.5	0.4	0.3			
	65		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			BCJ-L1	/	/
	66		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	67		0.4				0.3	0.4	0.5			
	68		0.4				0.5	0.4	0.3			
	69		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			BCJ-L2	/	/
	70		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	71		0.4				0.3	0.4	0.5			
	72		0.4				0.5	0.4	0.3			
	73		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			BCJ-L2	/	/
	74		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	75		0.4				0.3	0.4	0.5			
	76		0.4				0.5	0.4	0.3			
77	0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			JMA Kobe	/	/		
78	0.5	0.45	0.35	0.3	0.4							
79	0.4				0.3	0.4	0.5					
80	0.4				0.5	0.4	0.3					



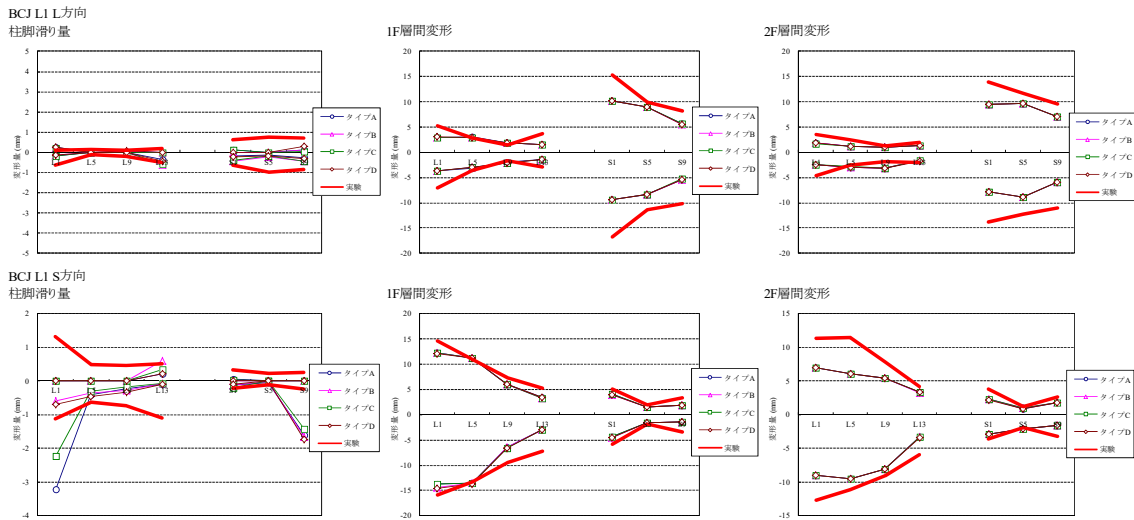


図 4.3.15 摩擦係数のばらつきによる柱脚の滑りに関する検討 (入力波 BCJ L1)

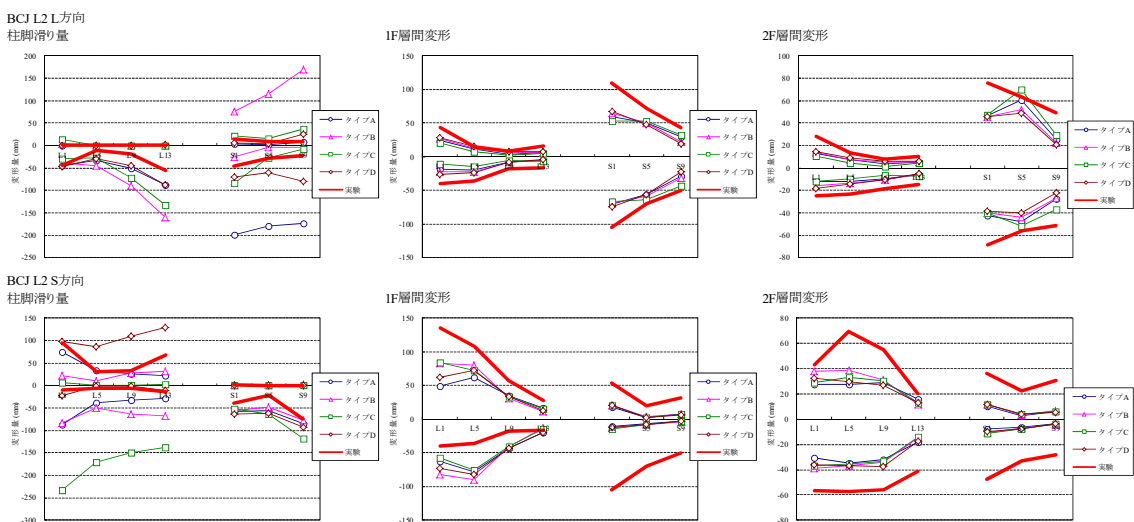


図 4.3.16 摩擦係数のばらつきによる柱脚の滑りに関する検討 (入力波 BCJ L2)

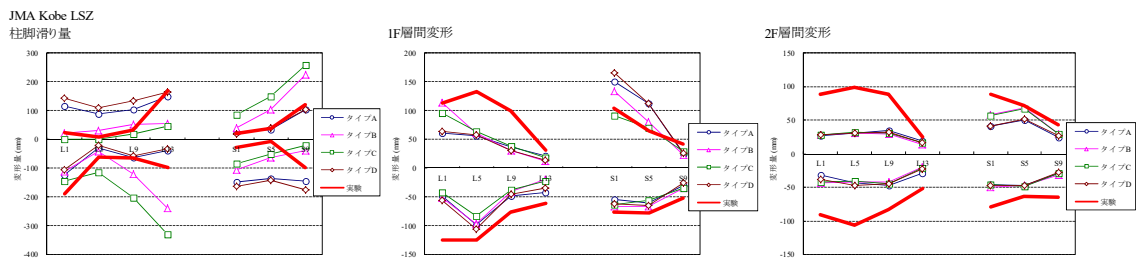


図 4.3.17 摩擦係数のばらつきによる柱脚の滑りに関する検討 (入力波 JMA 神戸)

④ 上下動による柱脚の滑りに関する検討

振動台実験試験体を対象にして、入力地震動の上下動の大きさに差がある場合の、上部構造の応答、柱脚滑り量に関する検討を行った。具体的には JMA 神戸の3方向入力の際に上下動の振幅を-1.0倍、-0.5倍、0.0倍、0.5倍、1.0倍に変化させて解析を行った。

表 4.3.4 に解析の検討項目、図 4.3.18 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

柱脚の滑り量は上下動の大きさ、位相によって大きく影響を受ける結果となった。特に上下動の位相が反転すると、各通りの滑り量の正負バランスは反転する結果となった。上部構造の層間変形にはほとんど影響が見られなかった。

上下動に入力地震動が入ることで、解析モデルに軸力変動が生じるため、滑り方向の正負バランスに影響が出たと考えられる。

表 4.3.4 上下動による柱脚の滑りに関する検

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数 (静摩擦は+1.0)							入力波		
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下
④ 上下動の影響	81	1	0.4							JMA Kobe (UD × -1.0)		
	82									JMA Kobe (UD × 0.0)		
	83									JMA Kobe (UD × 1.0)		

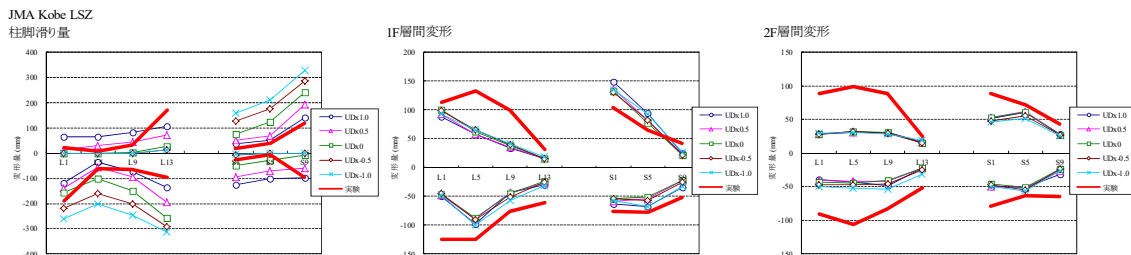


図 4.3.18 上下動による柱脚の滑りに関する検討 (入力波 JMA 神戸)

4.3.8 まとめ

柱脚の滑り浮き上がり等の地震時挙動のモデル化法の妥当性の検証を目的として、土塗り壁の耐力を要素実験の「60%、80%、100%、120%、150%」の5種類、動摩擦係数が「0.5、0.4、0.3」の3種類の水準で計算を行った。土塗り壁の耐力が「80%」、動摩擦係数が「0.4」の解析モデルでは、2Fの層間変形は実験に比べ小さかったが、滑り挙動と1F、2Fの層間変形は、どの加振においても、ほぼ適合する結果であった。

解析モデルのバネのパラメータや、摩擦係数等の境界条件が解析結果に及ぼす結果を検討するためパラメトリック・スタディに基づき、柱脚の滑りと上部構造の壁のせん断耐力、水平構面のせん断耐力、摩擦係数との関係について検討を行った。その結果以下のことがわかった。

- 柱脚の滑り量は上部構造のせん断性能が高いほど大きくなり、層間変形は小さくなる傾向となった。上部構造が固いほど柱脚に作用する水平力は大きくなるので、摩擦係数を上回る傾向が高くなるため、滑り量が大きくなったことが原因として考えられる。
- 柱脚の滑り量は摩擦係数が低いほど大きくなり、層間変形は小さくなる傾向となった。特に摩擦係数が0.4前後の場合に傾向が顕著となった。また柱脚を固定した場合、浮上りのみ許容した場合は、層間変形はより大きくなる傾向となった。
- 柱脚の滑り量は摩擦係数の大きさの変動が地震波の入力方向と直交方向である場合は、摩擦係数が大きい通りほど、柱脚の滑り量が大きくなる傾向となったが、地震波の入力方向と平行する場合は、摩擦係数が低い通りが存在する方向により大きく移動する傾向となった。上部構造の変形の際に、重心が変形方向に移動するため、その影響で移動量の正負のバランスに差が出たことが考えられる。
- 柱脚の滑り量は地震入力の下動の大きさ、位相によって大きく影響を受ける結果となった。特に上下動の位相が反転すると、各通りの滑り量の正負バランスは反転する結果となった。上部構造の層間変形にはほとんど影響が見られなかった。上下動に入力地震動が入ることで、解析モデルに軸力変動が生じるため、滑り方向の正負バランスに影響が出たと考えられる。

前節までの軸組構法住宅を対象とした数値解析モデルでは、主な耐震要素である、鉛直構面、水平構面のせん断耐力—変形関係、接合部の引張方向の耐力—変形関係を、正確に把握することが必要とであるが、今回実験を行ったような伝統的構法住宅をモデル化する場合には、上記に加え、柱脚の滑り挙動に関する情報を正確に把握する必要があると言える。

4.4 第4章のまとめ

本章では、前章モデル化手法を、実大の木造住宅の振動台実験の再現と、木造住宅の過去の地震被害の再現によって検証を行った。

4.1 節では、3 階建ての木造軸組構法の木造住宅の振動台実験を対象として、壁・接合部・軸組の 3 つの基本的な耐震要素について 2 章、及び 3 章で提案した強非線形解析手法と、立体骨組によるモデル化手法の妥当性を検証することを目的としている。加えて壁の両端の柱脚・柱頭接合部におけるモーメント抵抗と、接合部の設計が不十分な場合に、接合部が先行破壊する現象についても検討も行った。その結果、壁の両端の柱脚・柱頭接合部におけるモーメント抵抗を精密にモデル化することで、振動台実験の層崩壊、接合部の先行破壊について、地震時挙動を再現可能であることがわかった。

4.2 節では、2 階建ての補強・無補強の既存木造住宅の振動台実験を対象として、4.1 節で検討した耐震要素に加え、外壁のラスモルタルが塗り面積に応じて建物全体の变形を拘束する効果についてモデル化手法の検討を行った。その結果、①変形拘束効果を考慮した場合は、個別にモルタル壁をブレース置換によりモデル化した場合に比べ、プッシュオーバー解析において 20～60%程度、時刻歴応答解析において 15%～55%程度 1 層の最大層せん断力が大きくなり、モルタル壁のモデル化手法の違いにより、応答変形が大きく異なる結果となり、モルタル壁の変形拘束効果が建物全体の挙動に与える影響は大きいことが分かった。

4.3 節では、2 階建ての伝統的構法による振動台実験を対象として、柱脚が石場建て仕様となっている場合に、柱脚に滑り、浮き上がりが生じる挙動のモデル化手法について検討を行った。その結果、土塗り壁の耐力が「80%」、動摩擦係数が「0.4」の解析モデルでは、2F の層間変形は実験に比べ小さかったが、滑り挙動と 1F、2F の層間変形は、どの加振においても、ほぼ適合する結果であった。伝統構法住宅をモデル化する場合には、柱脚の滑り挙動に関する情報を正確に把握する必要があることがわかった

第4章 参考文献

- 4.1.1) 一般社団法人 木を活かす建築推進協議会：「3 階建て木造軸組構法の設計法検証事業の報告」 URL：<http://www.kiwoikasu.or.jp/upImages/pdf20100804115602.pdf>
- 4.1.2) 国土交通省建築研究所：「改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景」，平成 13 年 3 月
- 4.2.1) 五十田博，平野茂，三宅 辰哉，古屋治，箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験，日本建築学会構造系論文集，No.618，pp.167-173，2007.8
- 4.2.2) 国土交通省住宅局建築指導課監修：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） ，財団法人日本建築防災，2004.7
- 4.2.3) 永田智彦，中尾方人，山崎裕：木造住宅におけるラスモルタル外壁の耐震性能評価に関する研究，2003 年度日本建築学会関東支部研究報告，No.74，pp.143-146，2004.2
- 4.2.4) 宮村雅史，太田正光，佐藤雅俊：ラス下地モルタル壁の耐力と破壊性状（第 1 報）ラス下地板を用いたモルタル壁のせん断変形挙動の解析，木材学会誌， Vol.52， No.5， pp.303-311，2006.9
- 4.2.5) 中川貴文，河合直人，槌本敬大，岡部実：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 15 移築補強・無補強試験体実験の再現要素実験との比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.395-396，2006.7
- 4.2.6) 福本有希，腰原幹雄，三宅辰哉，中川貴文，槌本敬大：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 29 時刻歴応答解析による震動台実験の追跡，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.159-166，2007.8
- 4.2.7) 株式会社建築技術：既存木造住宅の耐震性は「今」，月刊建築技術 2007 年 8 月号
- 4.2.8) 佐藤友彦，五十田博，槌本敬大，河合直人，清水秀丸：既存木造住宅と補強した住宅の動的耐震診断とその精度検証，日本建築学会構造系論文集 No. 618，pp.159-166，2007.8
- 4.2.9) 強度性能研究会「製材品の強度性能に関するデータベース」データ集(7)， p.18-19，2005.3
- 4.2.10) 吉川盛一，相馬智明，宋昌易，稲山正弘，安藤直人：木造軸組工法における水平構面の面内せん断試験（その 1）面材張り床構面，第 58 回日本木材学会大会研究発表要旨集，2008
- 4.2.11) （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計算（2008 年度版） ，2008.12
- 4.3.1) 緑の列島ネットワーク：伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験 平成 22 年度報告書 2011.03
- 4.3.2) 桂川晋・河合直人・五十田博・中川貴文「伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験 その 7 柱曲げ試験と接合部回転抵抗試験結果」日本建築学会学術講演梗概集，C-1，p.537-538，2010

第 5 章

地震被害の再現解析

- 5.1 2007 年能登半島地震で被害を受けた木造住宅の被害の再現
- 5.2 2011 年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた寺院本堂の被害の再現
- 5.3 2016 年熊本地震で被害を受けた木造住宅の被害の再現
- 5.4 第 5 章のまとめ

第5章 各種木造住宅における検証

本章では、前節までの検討で振動台実験によって妥当性の検証が行われた木造住宅のモデル化手法を用いて、木造住宅の耐震性能評価と、地震被害状況の関連を精緻に分析する手法の提案を目的として、過去に発生した大地震時に被害を受けた木造住宅を対象として、近隣で観測された地震波と地盤条件から推定した入力波と、詳細な数値解析モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、地震被害の再現への適用を試みた。

対象とした木造住宅は、5.1節では旧耐震～新耐震基準の軸組構法による木造住宅、5.2節では伝統構法による社寺建築物、5.3節では現行の建築基準法（2000年基準）による木造住宅である。

5.1 2007年能登半島地震で被害を受けた木造住宅の被害の再現

5.1.1 はじめに

本節では、2007年の能登半島地震で被害を受けた住宅^{5.1.1)}のうち、入力地震動の推定が可能と思われる2棟を対象として、地震発生直後に実施された被害調査の分析と追加調査によって、建物の詳細仕様と被害状況を明らかにし、耐震診断法^{5.1.2)}の精密診断により荷重変形関係を推定し、限界耐力計算法による応答値の推定を行った。また各部の損傷・倒壊を追跡できる解析手法を用いて立体骨組モデルを作成し、観測波と推定された入力地震波を用いた時刻歴応答解析を行った。推定入力地震波は、地震発生時に強震観測点で記録された波形データと、追加調査によって得られた種々の地盤に関する情報から対象建物の敷地の表層地盤における地震動を再現して用いた。

5.1.2 調査対象の木造住宅

建物敷地の表層地盤における入力地震動を精度良く推定するためには、建物の近隣に強震観測点があり、応答解析に用いることのできる波形データが地震発生時に収録されている必要がある。また、観測点から距離がある場合には、観測点と、建物の近傍でのボーリングデータ等の地盤情報を入手することが必要となる。2007年能登半島地震では、輪島市旧市街は、気象庁の震度計と、K-NETの地震計の2つの強震観測点があり、比較的地盤条件のモデル化も単純と予測されるため、検証の候補地とした。2007年能登半島地震は2007年3月25日9:41頃、能登半島西岸沖で発生し、震源の深さは11km 気象庁マグニチュードはM6.9であった^{5.1.1)}。検討の対象とした建物の外観を写真5.1.1に示した。比較的被害が軽微であった建物(A邸)と残留変形が大きく、被害が大きかった建物(B邸)の2棟である。震央、地震観測点、建物の位置関係を図5.1.1に示した。以下、気象庁の観測点及び、2007年能登半島地震の際にその観測点で記録された波形を「JMA 輪島」、K-NETの観測点及び、2007年能登半島地震の際にその観測点で記録された波形を「K-NET 輪島」と呼ぶ。計測震度はJMA 輪島で6.1、K-NET 輪島で5.5であった。

(1) A邸の概要

A邸は2000年に建築された2階建ての木造軸組構法の建物で、主たる耐震要素は筋かい耐力壁である。表5.1.1にA邸の主な建物情報を示したが、桁行、梁間方向ともに壁量は建築基準法施行令46条の要求を満たしている。A邸の平面プランを図5.1.2に示した。また耐震診断、及び数値解析において耐震要素として評価した鉛直構面を図5.1.2中の矢印で示した。居住者へのヒアリングによって得た情報によると、2007年の地震時には、1階の壁・基礎等に若干のひび、1階の造作材の抜け(5mm程度)、建物のゆがみなどはあったが、生活に支障はなく補修を行っていないとのことであった。建物の最大層間変形は、1階でどの方向にも1/100rad.以下、2階は弾性範囲内の微小変形であったことが推測される。



(a) A 邸の外観

(b) B 邸の外観

写真 5.1.1 検討対象の建物の外観



(a) 震央と輪島市中心部

(b) 地震観測点と対象建物

図 5.1.1 震央、地震観測点、対象建物の位置関係 (国土地理地図)

表 5.1.1 A 邸の主な仕様

壁量充足率 (存在壁量/必要壁量)	
桁行方向 (X)	1F : 1.36 2F : 2.59
梁間方向 (Y)	1F : 1.50 2F : 1.82
壁仕様	
内壁	プラスターボード or ラスボード +クロス or じゅらく仕上げ
外壁	杉板 (15mm厚) 張り
筋かい	すぎ (45×120) 片筋かい or たすき掛け
水平構面	あて板張り (根太間隔 303 or 455)

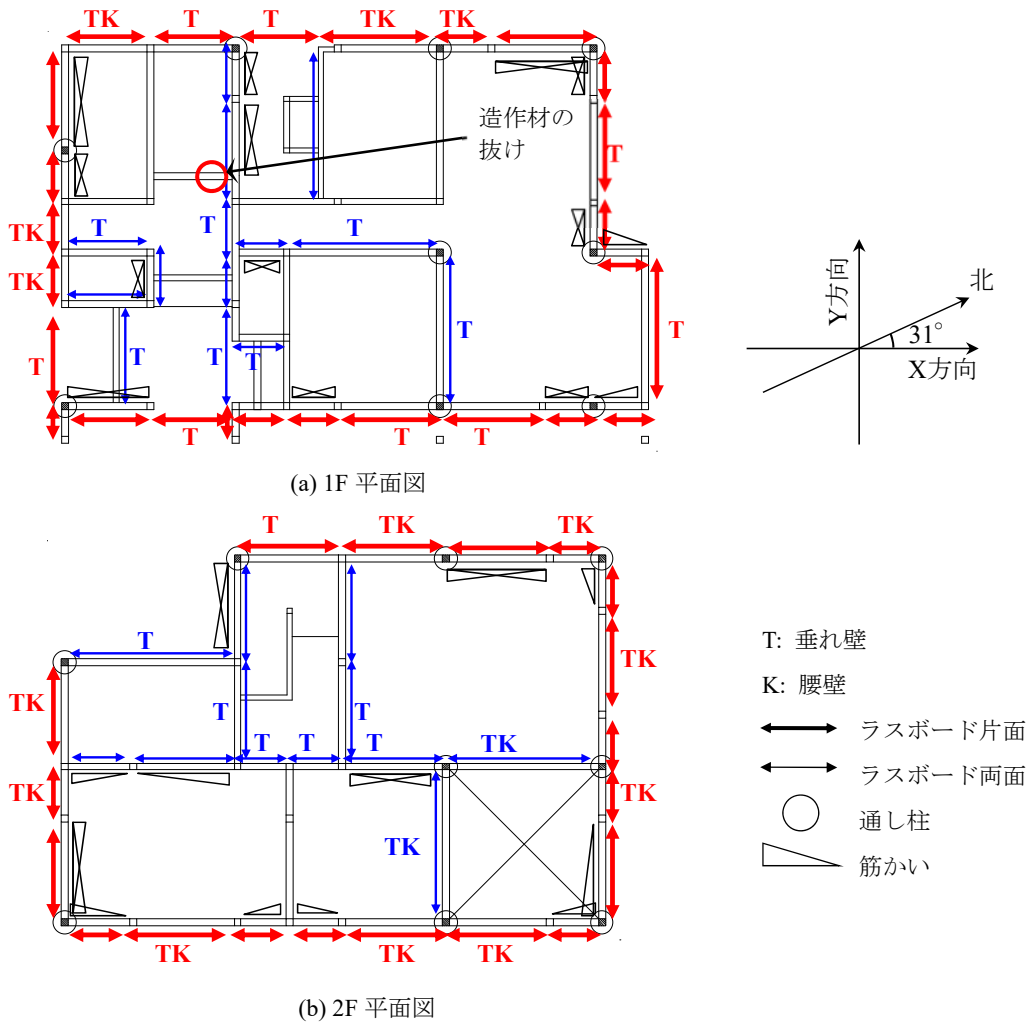


図2 A邸の平面図、耐震要素

(2) B邸の概要

B邸は地震で大きな被害を受けた住宅で、2009年の調査時点では取り壊されていた。1911年建築の2階建ての伝統的軸組構法による木造住宅である。図5.1.3に平面プランを示したが、道路に面した西側が店舗併用住宅となっており、東側は増築によって建てられた部分である。増築部分と、既存部分は廊下で接続されているのみであるため、構造的な一体性は無いものとみなし、店舗併用の既存部分のみを検討の対象とした。主な耐震要素は土塗り壁と垂れ壁付き独立柱である(図5.1.4)。地震直後に行った被害調査の報告によると、1階で1/10rad.以上の残留変形を生じ、応急危険度判定では「危険」と判定されている。柱の断面は115mm角(下屋部分のみ75mm角)であった。1階の残留変形は最大で北に1/8rad.、西に1/9rad.、2階の残留変形はどの箇所も1/100rad.以下であり、増築部はほぼ無被害であった。地震による主な被害箇所を写真2に示した。また図5.1.4に折損が確認された柱と折損位置を示した。地震時に経験した最大層間変形は残留変形や柱の折損状況から推定して1階で北方向、西方向ともに350~400mm程度と推測される。

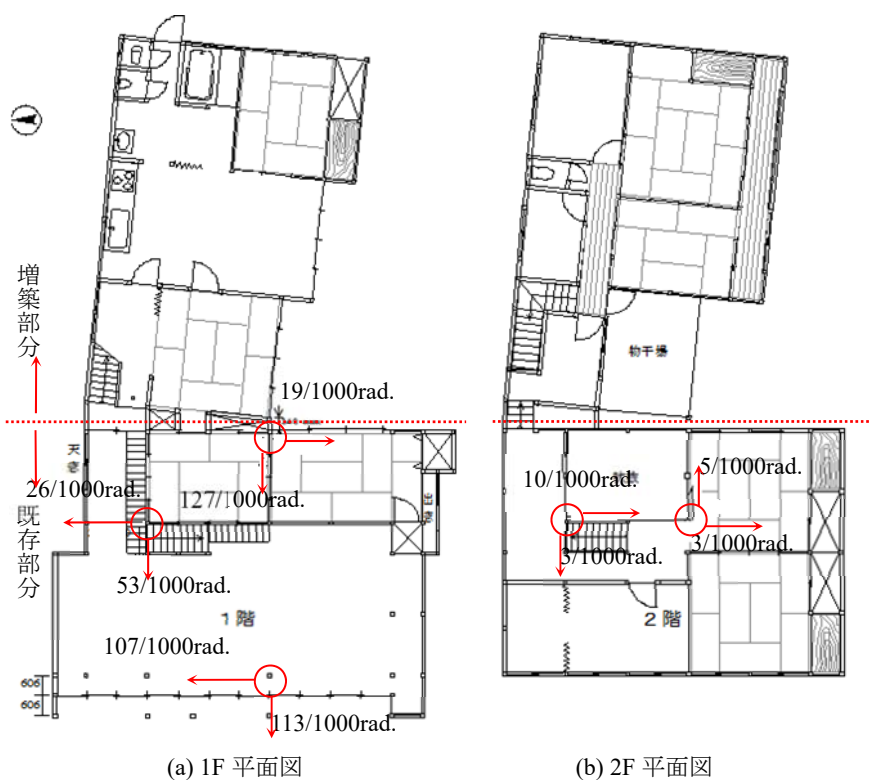


図 5.1.3 B 邸の平面図 (図中の数字は残留変形)

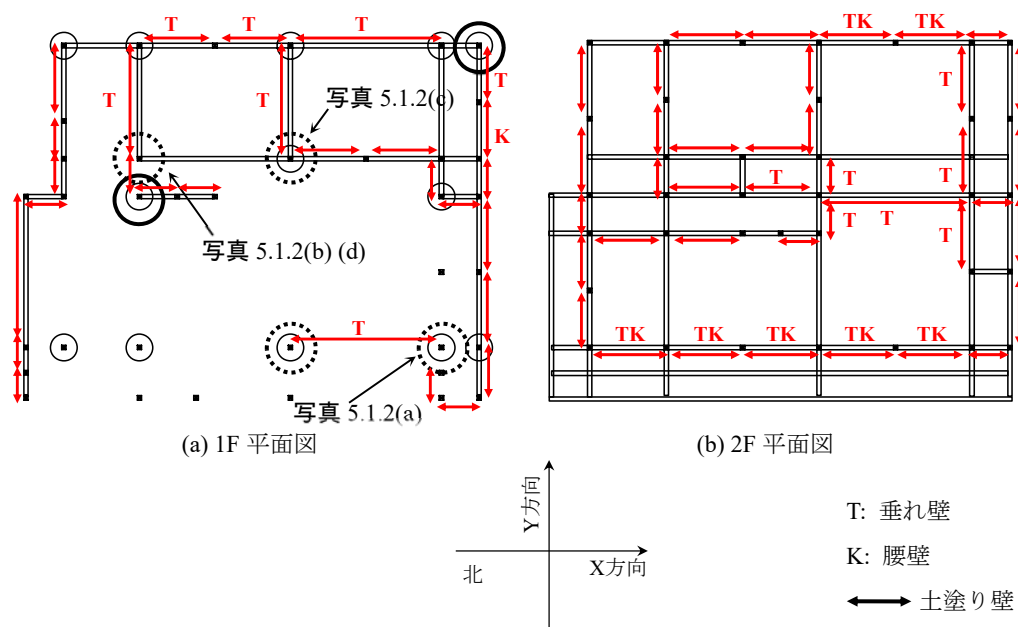


図 5.1.4 B 邸の既存部分の平面図、耐震要素

(○ : 通し柱、○ : 2F床高さでの折損、⊙ : 1F差鴨居高さでの折損)



(a) 柱－差鴨居接合部の破壊



(b) 柱－差鴨居接合部の破壊



(c) 柱－差鴨居接合部の破壊



(d) 柱の折損

写真2 B邸の被害概要

(3) 耐震診断結果

木造住宅の耐震診断法^{5.1.2)}に従い、A邸、B邸の精密診断2（保有水平耐力計算による方法）を行ったところ、評点は表5.1.2～5.1.3の通りとなり、A邸の評点は各階各方向で1.5を超える結果となった。B邸の評点は各階各方向で1.0を下回り、1階では両方向で0.3未満となった。算定された荷重変形関係を図5.1.5～5.1.6、限界耐力計算結果を図5.1.7～5.1.8に示した。限界耐力計算によると、A邸は極稀におこる地震動で、X方向、Y方向ともに2階で1/100rad.程度の最大層間変形となった。B邸は極稀におこる地震動で、1階X方向が1/7rad.程度、1階Y方向が1/5rad.程度の最大層間変形となった。耐震診断の評価では、建築基準法で想定している大地震ではA棟の被害は損傷限界を少し超える変形となり、B棟は倒壊の可能性が高い結果となった。

表 5.1.2 A 邸の精密診断結果

階	方向	保有耐力 (kN)	低減			保有耐力 (kN)	必要耐力 (kN)	評点
			剛性率 F_s	偏心率 F_{ep}	床仕様 F_{ef}			
2	X	77.6	1.00	0.61	1.00	47.07	23.85	1.97
	Y	59.4	1.00	0.89	1.00	52.83	23.85	2.22
1	X	67.1	1.00	0.85	1.00	56.92	35.05	1.62
	Y	84.79	1.00	0.92	0.93	72.12	35.05	2.06

表 5.1.3 B 邸の精密診断結果

階	方向	保有耐力 (kN)	低減			保有耐力 (kN)	必要耐力 (kN)	評点
			剛性率 F_s	偏心率 F_{ep}	床仕様 F_{ef}			
2	X	22.62	1.00	0.50	1.00	11.31	35.44	0.32
	Y	29.38	1.00	0.64	1.00	18.75	35.44	0.53
1	X	14.94	0.80	1.00	1.00	11.88	62.32	0.19
	Y	27.81	1.00	0.56	1.00	15.7	62.32	0.25

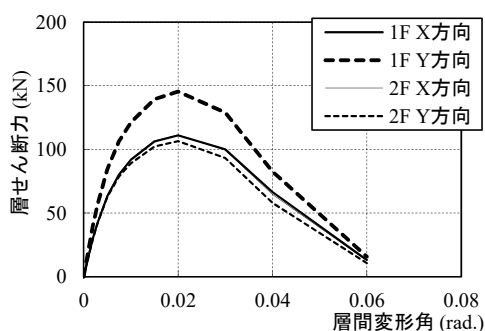


図 5.1.5 A 邸の荷重変形関係

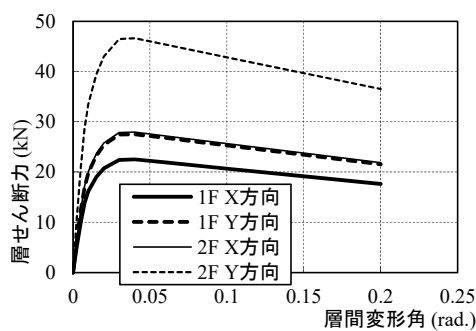


図 5.1.6 B 邸の荷重変形関係

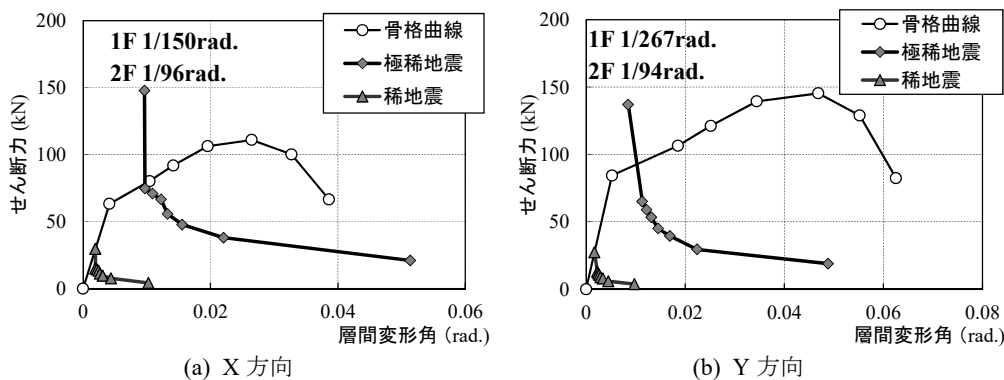


図 5.1.7 A 邸の限界耐力計算結果

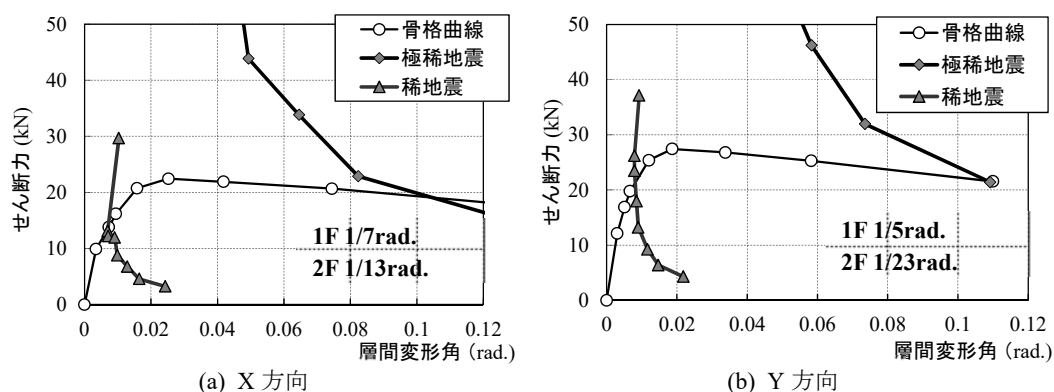


図 5.1.8 B 邸の限界耐力計算結果

5.1.3 地震波の推定

輪島市域は日本海の海岸沿いの低地を丘陵地が取り囲む典型的な溺れ谷地形となっている。低地部は、河原田川と鳳至川の河口付近に発達した沖積平野である。東側には松陵台地があり、K-NET 輪島の観測点は松陵台地縁辺部に JMA 輪島および解析対象木造住宅は低地部に位置している。市街地の地下構造は資料^{5.1.3)}の情報では、30m 以上の厚さで沖積層が堆積しており、基盤の深さは 35m 程度に及ぶ。沖積層の下部 5~10m 程度に洪積層が谷地形を埋めるように堆積している。沖積層の殆どは粘性土層で N 値 10 以下、砂質土層で N 値 15 以下の軟弱な地盤となっている。なお、2007 年能登半島地震発生直後に行った調査では、図中の各地点近傍において、液状化、地盤崩壊等の被害は確認されていない。本研究では低地部の地盤構造の変化を確認するために 13 地点での常時微動計測を行った。代表点での H/V スペクトルを図 5.1.9 に示す。K-NET 輪島での H/V スペクトルには明瞭なピークが確認できないが、JMA 輪島でのピーク振動数は約 1Hz で、検討対象建物の立地地点付近では 1~1.5Hz 程度と JMA 観測点でのピーク振動数と大きな差異はない。以上に基づき A 邸、B 邸の立地での本震地震動の再現過程では、以下の仮定を設けた。

- ① 図 5.1.9 に示した検討対象建物立地地点近くの地点 A で良好なボーリングデータが入手できており (図 5.1.10)、微動計測の結果を基に A 邸、B 邸の立地と地点 A の地盤条件には大差が無いと考えられることから、A 邸、B 邸の立地は、地点 A の地盤条件と同じと仮定して地盤モデルを作成する。ただし、地点 A では PS 検層は行われておらず、各層のせん断波速度 V_s は不明である。そこで、JMA 輪島で行われた PS 検層結果を参考に堆積層の V_s を一定と仮定し、常時微動観測で得られた H/V スペクトルのピーク振動数と対応するように定めて解析を行う。なお、PS 検層結果を用いた JMA 輪島の表層地盤の固有振動数は常時微動計測結果と近いことは確認している。
- ② K-NET 観測点での表層地盤厚さは 2~3m でほぼ工学的基盤上に設置されていると見なすことが可能である (図 2.2.10)。そこで、K-NET 地点の本震記録を地点 A の地盤モデルの深さ 25.45m 位置に露頭波(2E 波)として入力し、地表面波の推定を行う。なお、同様の手法で K-NET 輪島での強震データを JMA 輪島の地盤に入力し、等価線形解析を実

施しており、精度良く再現できることを確認している。また、ひずみも同程度以下であることを確認した。

- ③解析は、線形解析と等価線形解析を実施する。等価線形解析においては、せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性に土質種別や拘束圧依存性を考慮可能な安田・山口^{5.1.4)}の方法を用いる。ただし、地下水位はボーリングデータに基づいて1.05mとした。

まず、等価線形解析によって得られた推定波の加速度波形を、K-NET 輪島と JMA 輪島の観測波形と比較して図 5.1.11 に示した。同図より、NS 方向については、K-NET 輪島でみられた短周期成分が無くなり、JMA 輪島と同様に長周期化していることが分かる。一方、EW 方向については若干短周期成分が残り、JMA 輪島のように主要動以降（20 秒以降）の長周期波形は見られない。最大せん断ひずみを比較して図 5.1.12 に示したが、EW 方向のせん断ひずみは NS 方向に比べて小さく、非線形性が十分に進んでいないことが分かる。図 5.1.13 に、推定波の擬似速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を、JMA 輪島と K-NET 輪島と比較して示した。NS 方向の応答スペクトルでは、ややピーク周期が JMA 輪島での観測記録に比べて短いものの、ほぼ同等な加速度応答スペクトルとなった。一方、EW 成分については、1 秒以下のピークについては概ね対応した結果が得られているが、2 秒弱のピークはみられなかった。このように NS 方向は概ね JMA 輪島と対応していると考えられるものの EW 方向について応答が小さく評価された要因としては、NS 方向では非線形性が大きく出たためである。以下の数値解析による検討では、JMA 輪島、K-NET 輪島、推定波の 3 波を用いて検討を行う。

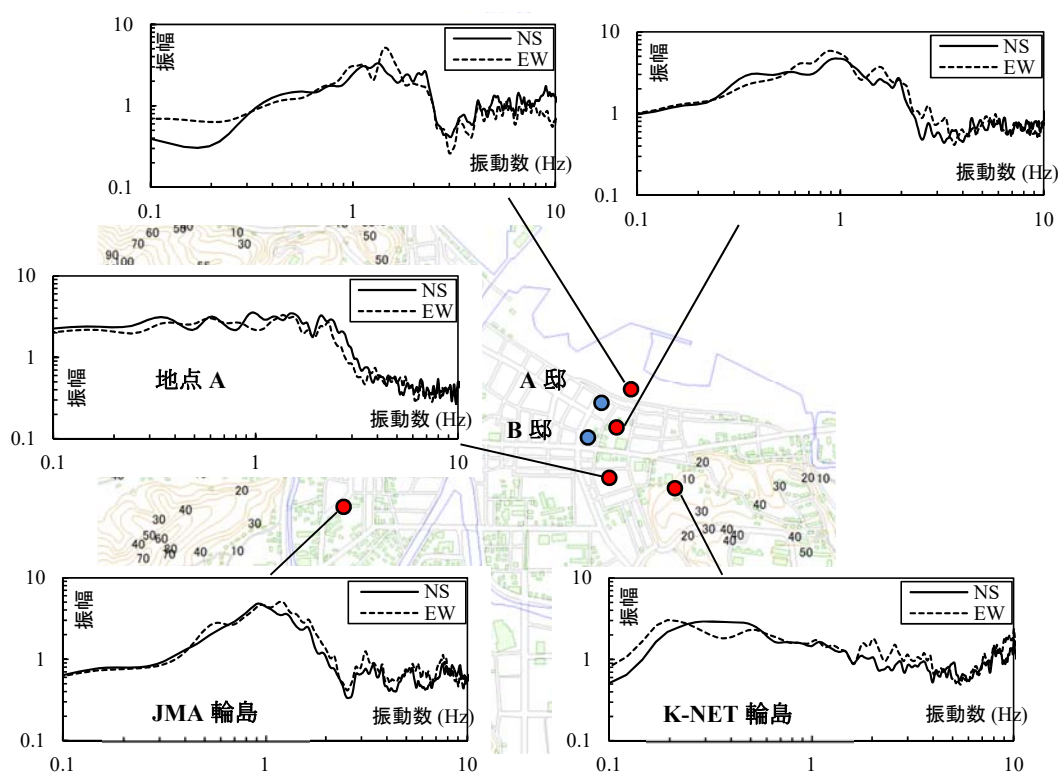
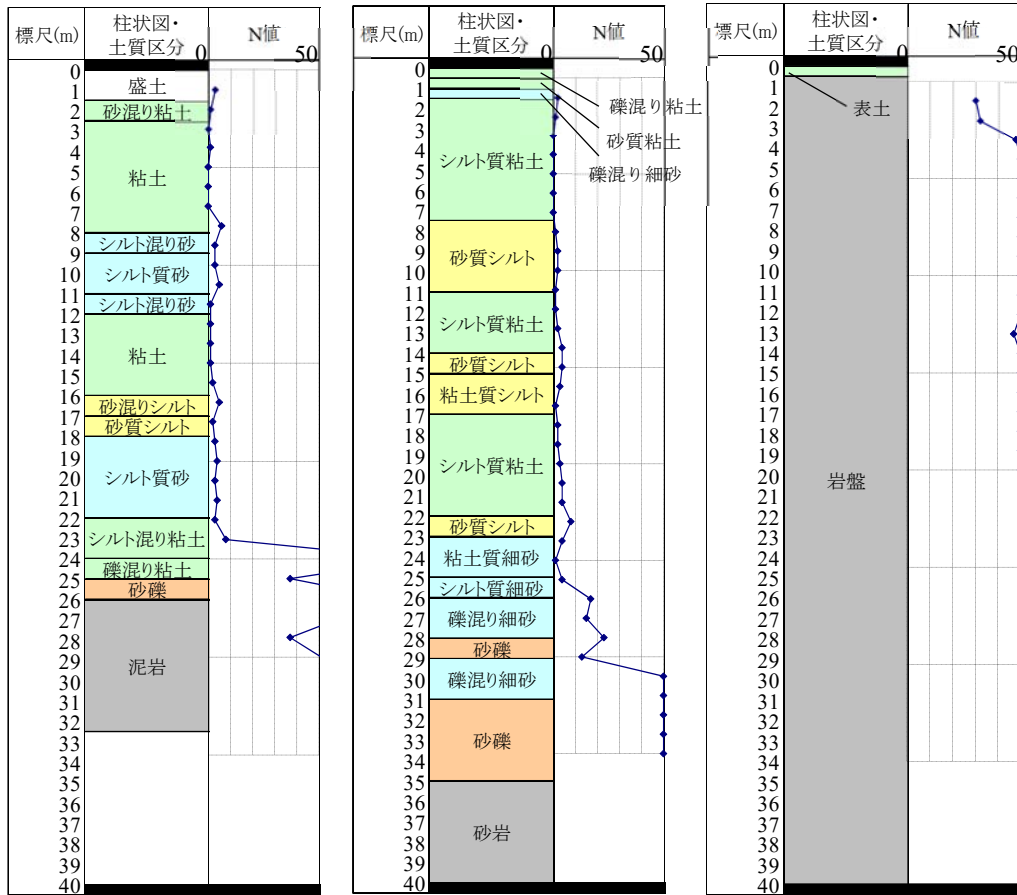


図 5.1.9 地表面における常時微動計測結果（H/V スペクトル）

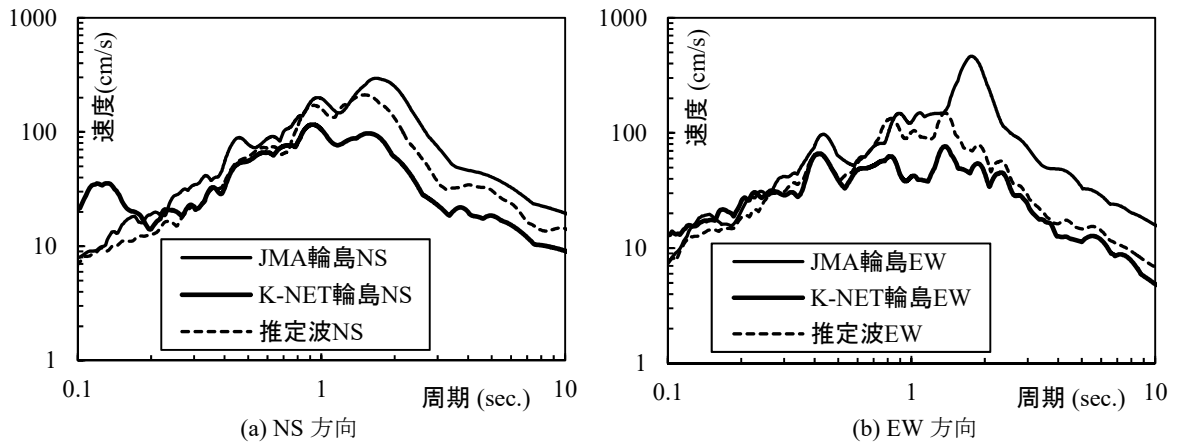


(a) 地点 A

(b) JMA 輪島

(c) K-NET 輪島

図 5.1.10 主要地震観測地点と地震動推定に用いたボーリングデータ



(a) NS 方向

(b) EW 方向

図 5.1.13 観測記録と推定波の擬似速度応答スペクトル

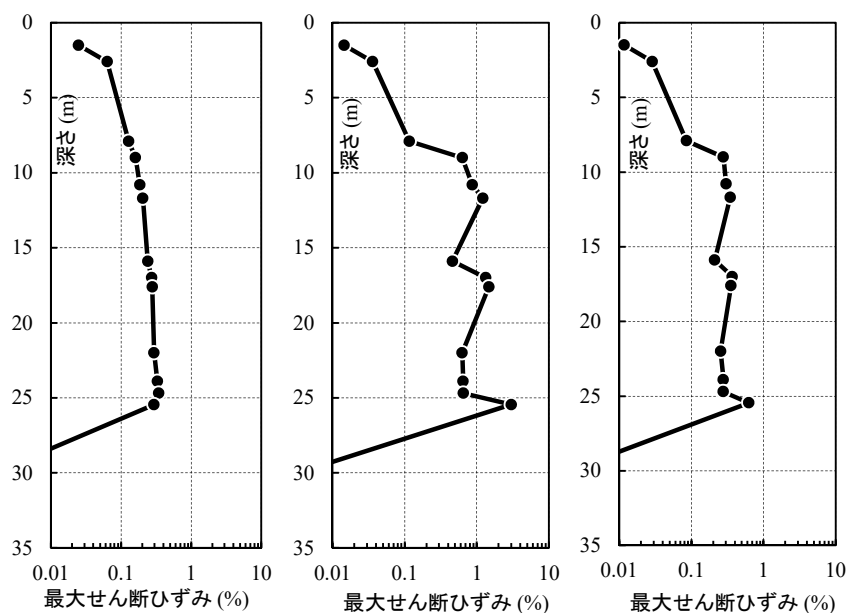


図 5.1.12 地盤の最大応答せん断ひずみ

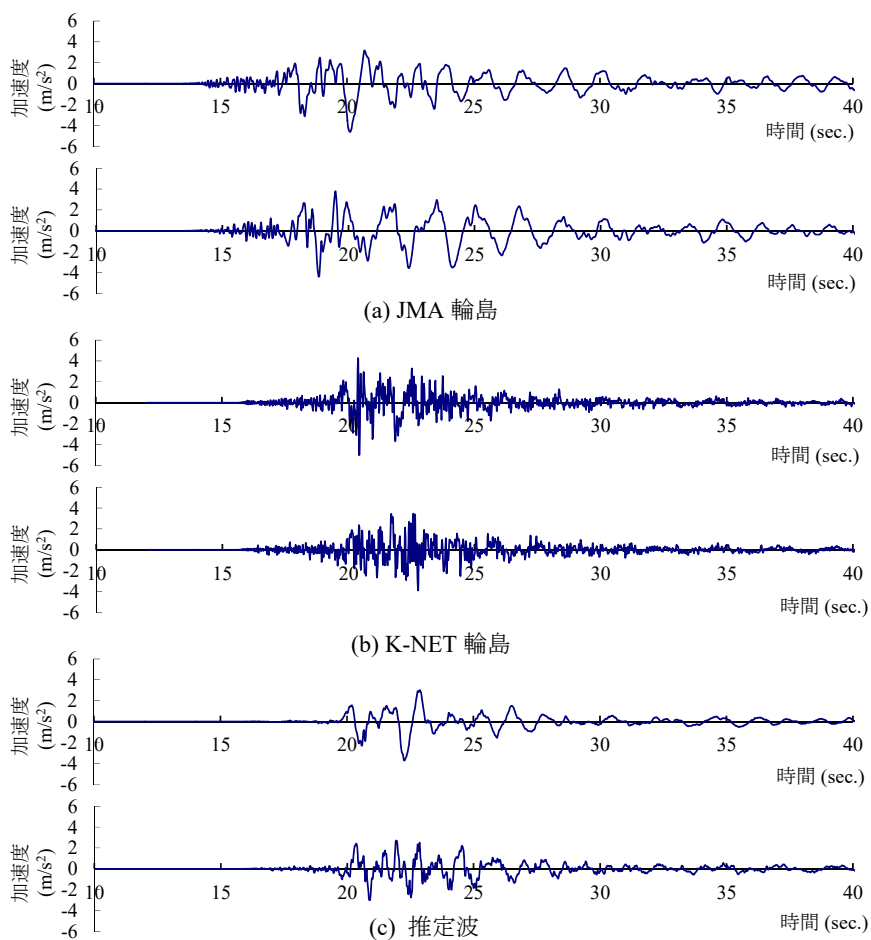


図 5.1.11 観測記録と推定波の加速度

5.1.4 限界耐力計算法による応答値の計算

限界耐力計算法を用いて、入力地震波3波の応答スペクトルから、建物の応答値の計算を行った。図5.1.14～5.1.15にスペクトルのグラフを、表4に各階、各方向の応答値を示したが、A邸はX方向、Y方向ともに2階で1/100～1/50 rad.程度の最大層間変形となった。B邸はX方向、Y方向ともに1階で1/50～1/20 rad.程度の最大層間変形となった。A邸では短周期側のスペクトルで応答値が計算され、B邸では長周期側のスペクトルで応答値が計算された。3波ともに0.3～1.1秒の周期帯にピークがあるため、応答値は比較的小さくなった。またA邸では1階に比べ2階が大きく変形する変形モードであったため、2階の層間変形が1階よりも大きくなる結果となった。

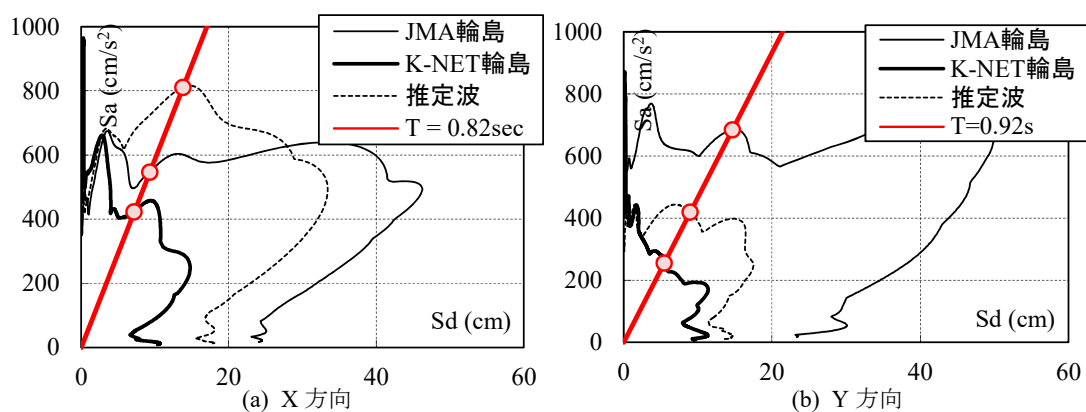


図 5.1.14 A 邸の限界耐力計算法による応答値

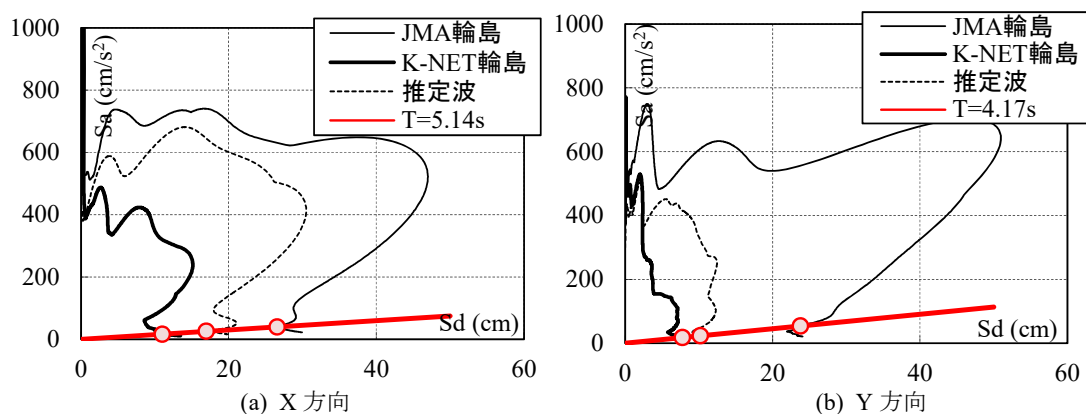


図 5.1.15 B 邸の限界耐力計算法による応答値

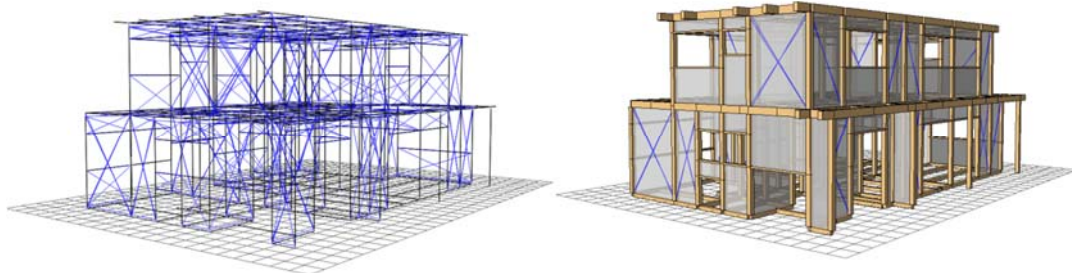
表 5.1.4 限界耐力計算法による応答値

対象建物	方向	地震波	減衰	層間変形角 (rad.)		
				1質点系	1階	2階
A邸	X	JMA輪島	15%	0.011	0.005	0.014
		K-NET輪島		0.009	0.004	0.011
		推定波		0.017	0.008	0.021
	Y	JMA輪島	17%	0.017	0.004	0.023
		K-NET輪島		0.006	0.002	0.008
		推定波		0.011	0.003	0.014
B邸	X	JMA輪島	19%	0.042	0.043	0.041
		K-NET輪島		0.017	0.018	0.017
		推定波		0.027	0.027	0.026
	Y	JMA輪島	19%	0.041	0.059	0.028
		K-NET輪島		0.013	0.019	0.009
		推定波		0.017	0.025	0.012

5.1.5. 詳細解析モデルによる再現解析

(1) 解析モデル

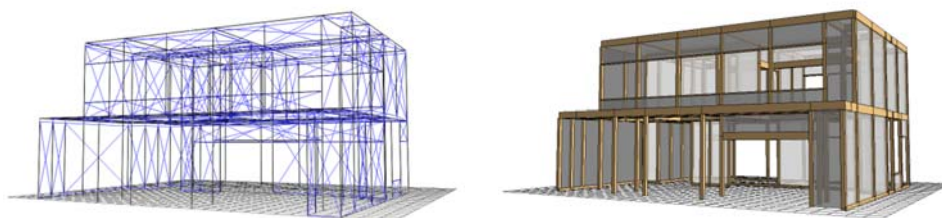
解析モデルの概要を図 5.1.16～5.1.17 に示した。軸材は材端の剛塑性回転バネ（塑性ヒンジ）＋弾性梁要素の組み合わせを基本部材としてモデル化し、接合部は弾塑性の回転バネと圧縮・引張バネを組み合わせでモデル化した。各種耐力壁、水平構面は、弾塑性のトラス要素でブレース置換によりモデル化を行った。軸組の架構、壁の位置等は、調査建物と同一としたが、登り梁、小屋梁はモデル化していない。



(a) 梁要素、トラス要素

(b) 解析モデル外観

図 5.1.16 A邸の解析モデル



(a) 梁要素、トラス要素

(b) 解析モデル外観

図 5.1.17 B邸の解析モデル

(2) 各部材のモデル化

①軸組

軸組は柱、横架材ともに曲げ強度と断面係数に従い最大曲げモーメントを設定し、柱は断面欠損を考慮し、最大曲げモーメントは80%とした。柱の樹種はスギを想定し、ヤング係数を9.5 kN/mm²、横架材の樹種はベイマツを想定し、12.0 kN/mm²とした^{5.1.5}。曲げ強さは40N/mm²とした。A邸、B邸のモデル化の際には、窓台、まぐさ、梁などの横架材の接合部には全て節点を設けた。

②接合部の骨格曲線

軸組間の接合部の圧縮・引張バネの骨格曲線は実験データ^{5.1.6-7}を基にして設定した(表5.1.5)。A邸で入手した図面には接合部の情報が無かったため、建築年代から推定し、解析モデルの接合部の仕様は一律T字型のかど金物(CP-T)の骨格曲線とした。B邸の接合部に関しては、部材断面と接合仕様に関して詳細な調査データが得られなかったため、調査の際に柱脚・柱頭接合部で確認された長ほぞ差し+込栓の骨格曲線とした。図22に解析モデルで用いた接合部の引張バネと、回転バネの骨格曲線を示した。

表 5.1.5 接合部バネの骨格曲線の折れ点

引張・圧縮バネ			回転バネ		
係数	A邸	B邸	係数	A邸	B邸
K_1 (kN/mm)	2.33	12.00	K_1 (kN m/rad.)	25.00	108.00
K_2 (kN/mm)	0.57	2.50	K_2 (kN m/rad.)	3.85	13.14
K_3 (kN/mm)	-0.18	-2.36	K_3 (kN m/rad.)	-1.18	-6.25
D_1 (mm)	3.00	1.00	θ_1 (rad.)	0.02	0.03
D_2 (mm)	10.00	3.00	θ_2 (rad.)	0.15	0.20

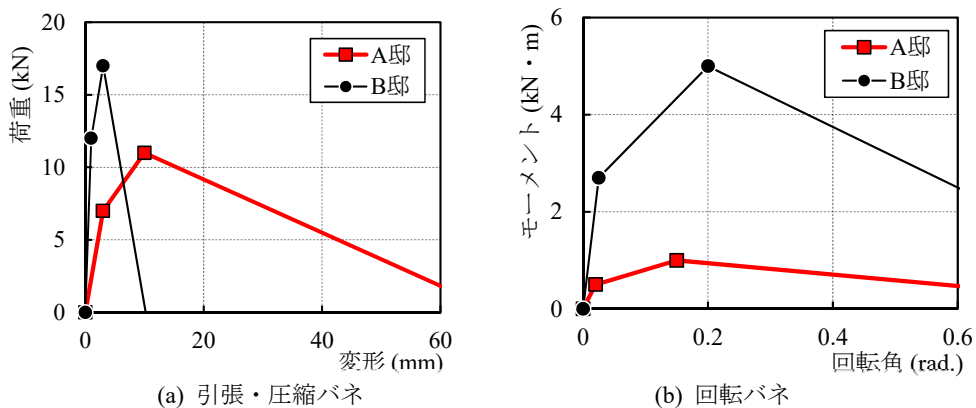


図 5.1.22 接合部バネの骨格曲線

③鉛直構面の骨格曲線

鉛直構面のせん断抵抗骨格曲線を図 5.1.25 に示した。A 邸の筋かい壁は、精密診断 2（保有水平耐力計算による方法）で用いる骨格曲線（以下、「耐震診断モデル」と呼ぶ）と、実験結果^{5.1.7,5.1.8}に準拠した骨格曲線（以下、「再現モデル」と呼ぶ）の 2 種類のパラメータについて検討を行った（表 5.1.6）。A 邸では、筋かいの他にラスボードを耐震要素としてモデル化した。B 邸は土塗り壁を耐震要素としてモデル化し、骨格曲線は A 邸と同様に「耐震診断モデル」と「再現モデル」の 2 種類のパラメータを設定した。土塗り壁の塗厚は 70~80mm と仮定した。垂れ壁、腰壁も、ブレース置換でモデル化した。壁単体のせん断耐力は全面壁と同じとした。柱の曲げ変形が生じるので、柱も含めて壁のせん断耐力を考えると、全面壁よりも、垂れ壁、腰壁の剛性は低くなる。

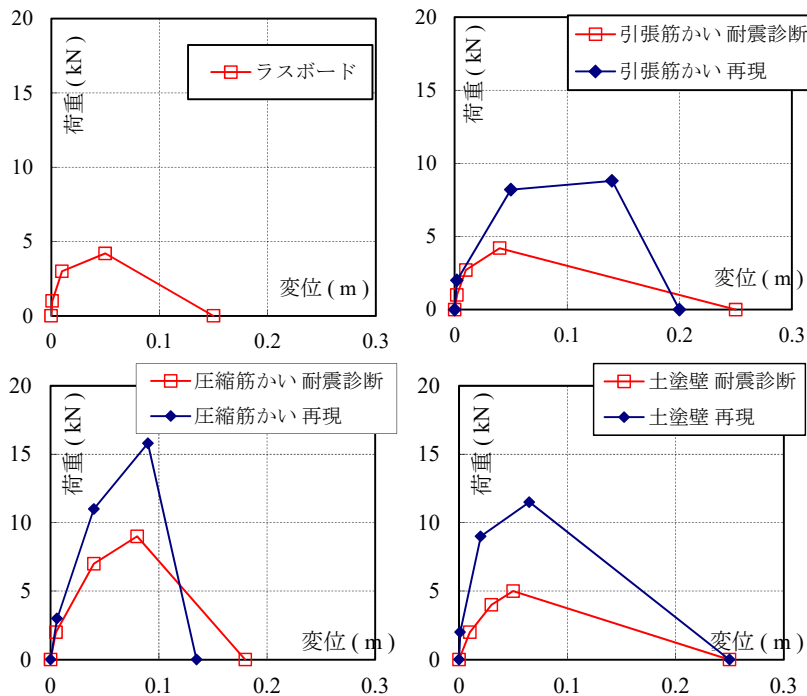


図 5.1.25 鉛直構面の骨格曲線

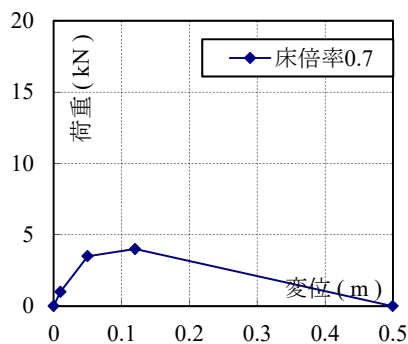


図 5.1.26 水平構面の骨格曲線

④水平構面の骨格曲線

水平構面は鉛直構面と同様にトラス要素でブレース置換することでモデル化し、履歴特性も同様にバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。A 邸、B 邸共に骨格曲線は文献^{5.1.10)}の実験結果を参考に品確法床倍率 0.7（転ばし根太）の床の実験結果を近似し、図 5.1.26 のように設定した。

表 5.1.6 鉛直・水平構面の骨格曲線の折れ点

係数	ラスボード	引張筋かい (耐震診断)	圧縮筋かい (耐震診断)	引張筋かい (再現)	圧縮筋かい (再現)	土塗り壁 (耐震診断)	土塗り壁 (再現)	水平構面
D_1 (mm)	1	2	6	2	5	10	1	10
D_2 (mm)	10	50	40	10	40	30	20	50
D_3 (mm)	50	140	90	40	80	50	65	120
D_4 (mm)	150	200	135	250	180	250	250	500
P_1 (kN)	1	2	3	1	2	2	2	1
P_2 (kN)	3	8.2	11	2.7	7	4	9	3.5
P_3 (kN)	4.2	8.8	15.8	4.2	9	5	11.5	4

⑤重量

解析モデルの重量は木造軸組工法の許容応力度計算^{5.1.9)}に準拠し、A 邸、B 邸の各階の柱 1 本が負担する支配面積の重量を算出し、支配領域に存在する節点に均等に配分した。

(A 邸) 1F : 65.23 kN 2F : 96.22 kN RF : 98.51kN

(B 邸) 1F : 123.2 kN 2F : 181.78 kN RF : 201.94kN

(3) 計算条件

①入力地震波

入力地震波には、5.1.3 で分析対象とした 3 つの波形「JMA 輪島」「K-NET 輪島」、「推定波」を用いた。加速度の時刻歴波形、応答スペクトルは図 5.1.12～5.1.13 に示した通りである。いずれの波形も、A 邸に inputs する際には、水平方向成分（南北方向、東西方向）を、建物の現況の方角を考慮して、反時計回りに 31° 回転させた波形を用いた。B 邸に inputs する際には、図 5.1.3 に示した桁行方向を NS 方向（X 方向と正負反転）、梁間方向を EW 方向（Y 方向と正負同じ）とした。

②その他の計算条件

数値積分はステップ 10^{-5} 秒ごとの平均積分法とし、粘性減衰は瞬間剛性比例型 2% とし、各ばねの変形が負勾配の領域になった場合には、粘性減衰は無いものとした。

(4) 解析結果

①A 邸の解析結果

A 邸の解析モデルに3つの地震波を入力した際の最大層間変位を表 5.1.7 に示した。A 邸の「耐震診断モデル」では JMA 輪島入力の際の1階 X 方向で 238mm (約 1/11 rad) の層間変形、K-NET 輪島では1階 X 方向で 39mm (約 1/66 rad) の層間変形、推定波では1階 X 方向で 52mm (約 1/49 rad) の層間変形が生じた。A 邸の「再現モデル」では JMA 輪島入力の際の1階 X 方向で 50mm (約 1/51 rad) の層間変形、K-NET 輪島では1階 X 方向で 32mm (約 1/80 rad) の層間変形、推定波では1階 X 方向で 38mm (約 1/68 rad) の層間変形が生じた。3つの地震波を用いた時刻歴応答解析における各階各方向の荷重変位関係を 5.1.27 に示した。

現地調査で確認した被害状況では、A 邸は大きな被害が確認されず、建具の損傷程度であったため、1/100rad.以下の層間変形角であったと予測される。被害状況と比較すると、全ての解析結果において変形は大きくなっており、再現モデルに K-NET 輪島を入力したケースが被害状況と最も近い。しかし、層間変形角の小さい範囲での比較であり、推定波を入力したケースとの差異は見られない。原因としては実際の建物の接合部、鉛直構面の1次～2次剛性が解析モデルの想定よりも大きかった可能性や、解析モデルで想定している各階の積載荷重が、実際の建物ではすべてが地震力による慣性重量として作用しなかった可能性²²⁾が考えられる。

②B 邸の解析結果

B 邸の解析モデルに3つの地震動を入力した時刻歴応答解析の最大層間変形を表 8 に示した。JMA 輪島の入力では耐震診断モデルは倒壊に至ったが、再現モデルでは 411mm (約 1/7rad.) の層間変形となった。K-NET 輪島の入力では、1階 X 方向は耐震診断モデルで 142mm (約 1/20rad.)、再現モデルで 114mm (約 1/25rad.) の層間変形が生じた。推定波の入力では、1階 X 方向は耐震診断モデルで 430mm (約 1/7rad.)、再現モデルで 300mm (約 1/9rad.) の層間変形が生じた。地震波入力時の各階各方向の荷重変位関係を図 5.1.28 に示した。また、図 5.1.29 に JMA 輪島入力終了時の変形状態、図 5.1.30 に柱の折損位置を示した。

B 邸は 2007 年能登半島地震発生直後に実施した調査では 300mm を超える残留変形が確認されたため、地震時に経験した最大層間変形は 350mm～400mm と予測される。解析結果をみると、再現モデルに JMA 輪島を入力したケースが最も近い結果となっているが、推定波を入力したケースとも大きな差異は見られない。図 5.1.29 の変形状態は、写真 2 と変形の方が同じであり、図 5.1.30 の差鴨居部の折損した柱の位置も調査結果と概ね一致する結果となった。図 5.1.13 に示した通り、JMA 輪島は K-NET 輪島に比べて長周期領域で応答スペクトルが大きい傾向にある地震波であり、A 邸、B 邸の解析モデルでは、JMA 輪島の入力の方が変形は大きく出る傾向となった。そのため、被害状況の異なる A 邸、B 邸では被害状況に最も近い解析結果の入力地震動が異なると考えられる。

表 5.1.7 A 邸の各階の層間変形最大値

地震波	方向	階	耐震診断モデル (mm)		再現モデル (mm)	
			正方向	負方向	正方向	負方向
JMA 輪島	X	1	238	-142	50	-29
		2	74	-40	21	-20
	Y	1	202	-201	38	-35
		2	63	-40	32	-20
K-NET 輪島	X	1	39	-19	32	-18
		2	18	-12	19	-12
	Y	1	14	-16	13	-12
		2	10	-9	9	-8
推定波	X	1	52	-47	38	-23
		2	26	-29	23	-17
	Y	1	22	-17	13	-11
		2	11	-9	9	-7

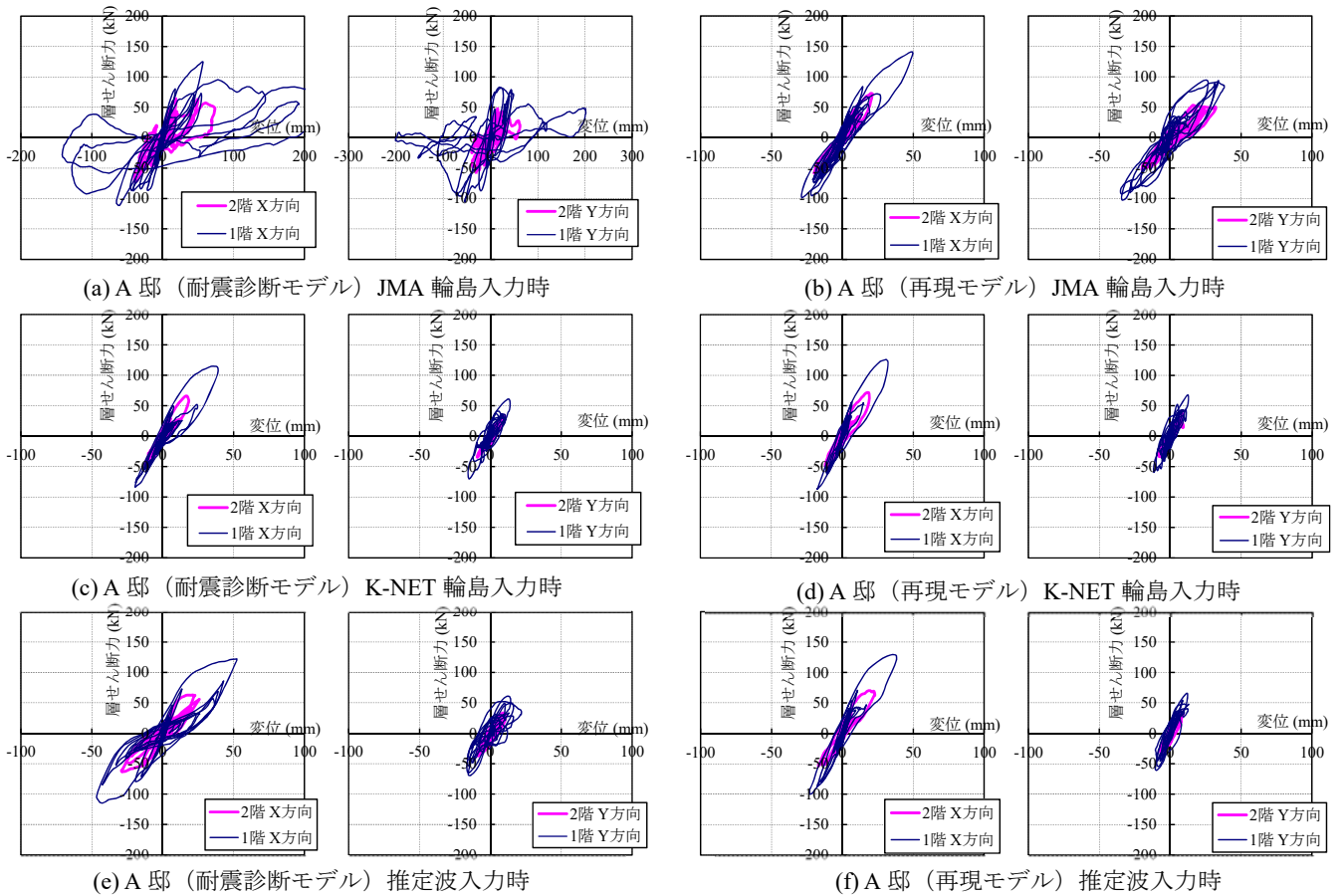


図 5.1.27 A 邸の時刻歴応答解析における荷重変形関係

表 5.1.8 B 邸の各階の層間変形最大値

地震波	方向	階	耐震診断モデル (mm)		再現モデル (mm)	
			正方向	負方向	正方向	負方向
JMA 輪島	X	1	390	-2792	348	-411
		2	60	-1008	15	-25
	Y	1	306	-344	62	-48
		2	120	-44	17	-14
K-NET 輪島	X	1	74	-142	93	-114
		2	12	-14	9	-10
	Y	1	28	-30	13	-10
		2	13	-11	6	-6
推定波	X	1	167	-430	300	-247
		2	19	-30	15	-15
	Y	1	126	-108	25	-34
		2	17	-28	10	-12

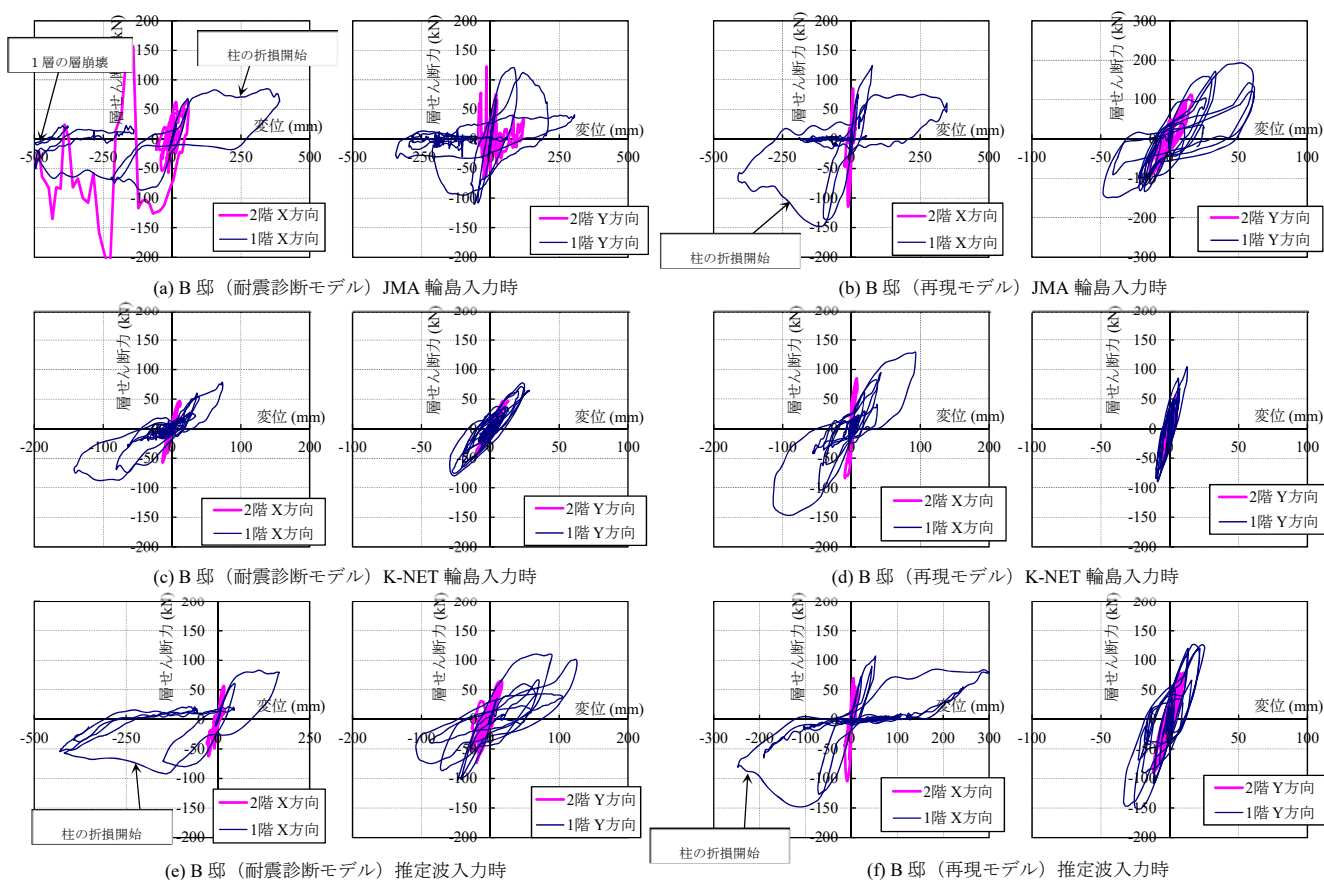


図 5.1.28 B 邸の時刻歴応答解析における荷重変形関係

⑤地震被害、限界耐力計算法、時刻歴応答解析結果の比較

実際の地震被害から予測される経験最大層間変形では、A邸もB邸も、立体骨組モデルを用いた時刻歴応答解析の再現モデルの解析結果が地震被害の再現性が最も高かった。限界耐力計算法による応答計算において用いた荷重変形関係は、いずれも詳細解析モデルにおける再現モデルよりも耐力的に小さく、比較的新しい構法のA邸に比べて、古い構法のB邸では、その差がさらに大きい結果となった。現在の精密診断法では、主に壁の耐力のみを評価するため、柱-梁接合部のモーメント抵抗、接合部の変形、通し柱の曲げ抵抗等の評価がされていないが、本論文で用いた立体骨組モデルでは、こうした耐震要素の評価が行われているため、実際の建物の地震被害に近い値を導く荷重変形関係の算定が可能になっていると考えられる。表5.1.9に本論文における検討に用いた入力地震動と、解析モデルの関係をまとめて示した。①～⑥までの組合せがあるが、下の列に行くにつれて精緻なモデル化の組合せとなり、精度も向上して行くと考えられる。前節までの2棟の例証結果を踏まえれば、推定波を入力した場合にはどちらの建物においても被害状況に近い応答を再現可能であることが示された。また、解析モデルの精度は限界耐力計算法よりも立体骨組モデルによる時刻歴応答解析の方が向上したが、接合部情報が不明確であることや、B邸の増築部をモデル化していないこと、また、接合部・鉛直構面の1次～2次剛性や積載荷重の設定の仕方などの影響も考えられるため、今後検討が必要である。

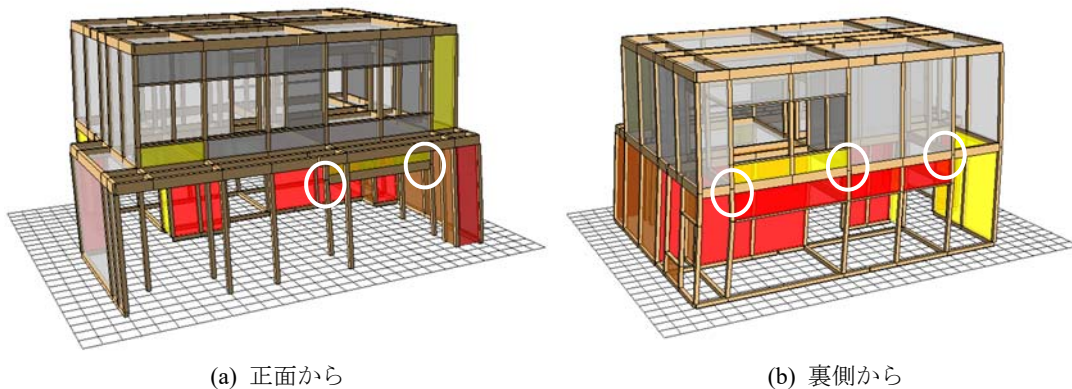


図 5.1.29 JMA 輪島入力終了時の B 邸（再現モデル）の変形状況
（図中の白丸：柱が折損した箇所）

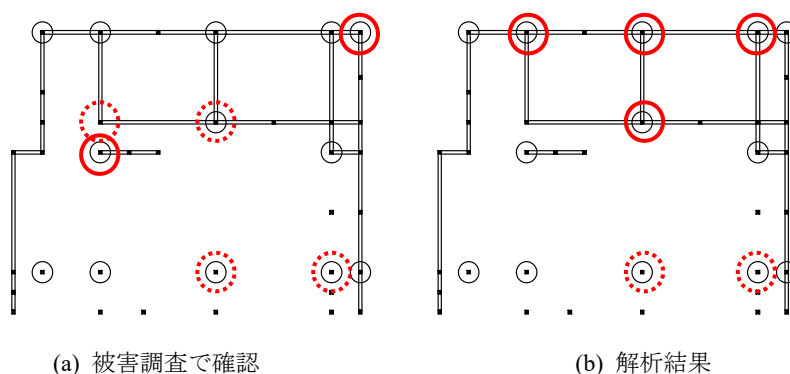


図 5.1.30 JMA 輪島入力終了時の B 邸（再現モデル）の柱の折損位置
 (○：通し柱、●：2F 床高さでの折損、⊙：1F 差鴨居高さでの折損)
 ※柱の折損位置は現地調査で確認できた箇所のみ表示

5.1.6 まとめ

本節は、木造住宅の耐震性能と地震被害状況の関連を精緻に分析する手法の提案を目的としたものである。2007年能登半島地震発生時に輪島市に存在した木造住宅2棟を対象とし、被害調査を実施した。また、地盤条件や立地から推定した入力地震動と観測波を用いて、限界耐力計算法による応答計算と立体骨組モデルによる時刻歴応答解析を行い、被害調査結果と比較することで精度検証を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) JMA 輪島の PS 検層結果を基にせん断波速度を一定と仮定した地盤に対し、K-NET 輪島の強震データを用いて等価線形解析を実施し、地表面波の推定を行った。EW 方向は JMA 輪島に比べ小さめの応答となったが、NS 方向については対応した結果となった。
- 2) 被害調査を実施した2棟を例に、実験値に準拠して再現した耐力のパラメータを用いて行った立体骨組モデルを作成し、入力波として JMA 輪島、K-NET 輪島、推定波の3波を用いた時刻歴応答解析を実施した。推定波を入力した場合にはどちらの建物においても概ね被害状況に近い応答を再現可能であることが示された。
- 3) 本論文で用いた立体骨組モデルでは、柱-梁の接合部のモーメント抵抗、通し柱の曲げ抵抗等の、現行の耐震診断法では考慮されていない耐震要素を評価できるため、地震被害状況をより精度良く推定できる可能性が示された。また個別要素法を用いたことにより、柱の折損の有無、折損後の大変形領域の解析モデルの挙動についても検討することができた。しかし、接合部・鉛直構面の1次～2次剛性や積載荷重の影響など今後検討が必要である。今後、本解析手法を用いて、耐震診断法の高度化や、地震被害想定等に活用するためには、建物のモデル化において推定せざるを得ない箇所を調査や研究により極力少なくすることが必要であり、推定する際には目的に応じて安全率を設定するか、入力パラメータのばらつきを考慮したパラメトリック・スタディによって結果を判断すること等の使い方が適切と考えられる。

5.2 2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた寺院本堂の被害の再現

5.2.1 はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によって、栃木県塩谷郡高根沢町に存在する妙頭寺の本堂が倒壊した。妙頭寺本堂は社寺建築において建築実績の多い宮大工の作品であり、伝統的木造軸組構法による建物であった。筆者らの前報^{5.2.1)}では、妙頭寺本堂の構造仕様と被災状況について、現地調査を行い、構造体を構成する部材の寸法、接合部の仕様、損傷状況等を明らかにした。

本研究では、現地調査結果に基づき、数値解析モデルによる時刻歴応答解析を行うことで、妙頭寺本堂の倒壊原因を分析することを目的としている。伝統的構法によって建築された妙頭寺本堂の倒壊原因を分析することで、これまでの歴史的大地震で被災した伝統的木造建築物の被災原因の解明や、将来起こりうる大地震に対する対策の検討の際の一助となることを想定している。

本論文において数値解析による分析を行うにあたり、前報の被害調査によって判明した、解析モデルにより再現すべき主要な物理現象は下記が挙げられる。

- ①層のせん断変形、残留変形、倒壊した方向の把握
- ②建物全体のロッキング現象のモデル化
- ③柱脚の浮き上がり、滑動現象のモデル化
- ④柱脚が亀腹、基壇から滑落する現象のモデル化
- ⑤柱の折損のモデル化
- ⑥自重によるP- Δ 効果のモデル化
- ⑦基壇が地盤変状で傾斜したことの上部構造への影響

これら満たすためには、立体骨組モデルを用いた時刻歴応答解析が不可欠である。また倒壊現象を再現するためには極度の非線形性を考慮し、大変形・倒壊を追跡することの出来る解析手法で、各計算ステップにおいて柱に作用する軸力の変動、各柱の脚部の3次元変形のモデル化が必要となる。そのため、本論文では木造軸組構法の倒壊解析手法として提案されている個別要素法を用いた数値解析手法^{5.2.2)}を採用した。

調査結果に基づく解析モデルの数値解析的検討の他、解析モデルに耐震要素を追加することで、妙頭寺本堂が再建された場合の耐震補強方法についても検討を行った。

既往の研究では、伝統的木造建築物の耐震性について柱脚の滑りを含めて建物全体の変形を解析的に検討した研究例^{5.2.3-4)}や、立体骨組モデルにより、木造建築物が完全に層崩壊するまでを解析的に追跡した研究例⁵⁾はあるが、柱脚の滑落現象を含めた倒壊過程は、これまで解析的には検討された例がない。

5.2.2 解析モデル

(1) 妙頭寺本堂の概要

本節において解析対象とする妙頭寺本堂の外観を写真 5.2.1 に示した。3 間×5 間の平屋建ての伝統的木造軸組構法による建築物である。主要な耐震要素としては、貫の接合部におけるモーメント抵抗と、モルタル壁とプラスターボードの鉛直構面によるせん断抵抗があげられる。鉄筋コンクリート造の布基礎の上に基壇が置かれ、基壇の上に亀腹があり、その上に柱が石場建てで立てられている。柱の脚部は真鍮9φの鋼棒によるダボが設置されていた。建物の詳細仕様については文献^{5.2.1)}を参照されたい。



(a) 竣工時



(b) 被災直後

写真 5.2.1 妙頭寺の外観

(2) 解析モデルの概要

解析モデルの概要を図 5.2.1 に示した。現地調査に基づき明らかになった水平耐力に寄与すると考えられる部材はすべてモデル化を行った。軸材は材端の剛塑性回転バネ（塑性ヒンジ）+弾性梁要素の組み合わせを基本部材としてモデル化し、部材の曲げ破壊が再現できるバネとした²⁾。接合部は図 2 に示した通り、弾塑性の回転バネと引張バネを組み合わせでモデル化を行った。通し貫となっている接合部は軸材の交点同士を長さゼロの回転バネで連結し、片側抜きとなっている接合部は、引張・圧縮方向のバネの先端に長さゼロの回転バネを連結してモデル化を行った。鉛直構面、水平構面は、弾塑性のトラス要素でブレース置換によりモデル化を行った。軸組の架構、壁、仕口の種類は、前報の調査において作成した図面を元に再現した。小屋組は計算の簡略のために詳細にモデル化をしていないが、建物全体の転倒挙動を再現するために、小屋組の外形を再現した骨組を桁の上にモデル化した（図 5.2.1(c)）。小屋組の水平方向のせん断変形は、桁レベルの水平構面としてモデル化を行った。図 1(d)に解析モデルにおける X 軸、Y 軸と、実況の方角を示した。

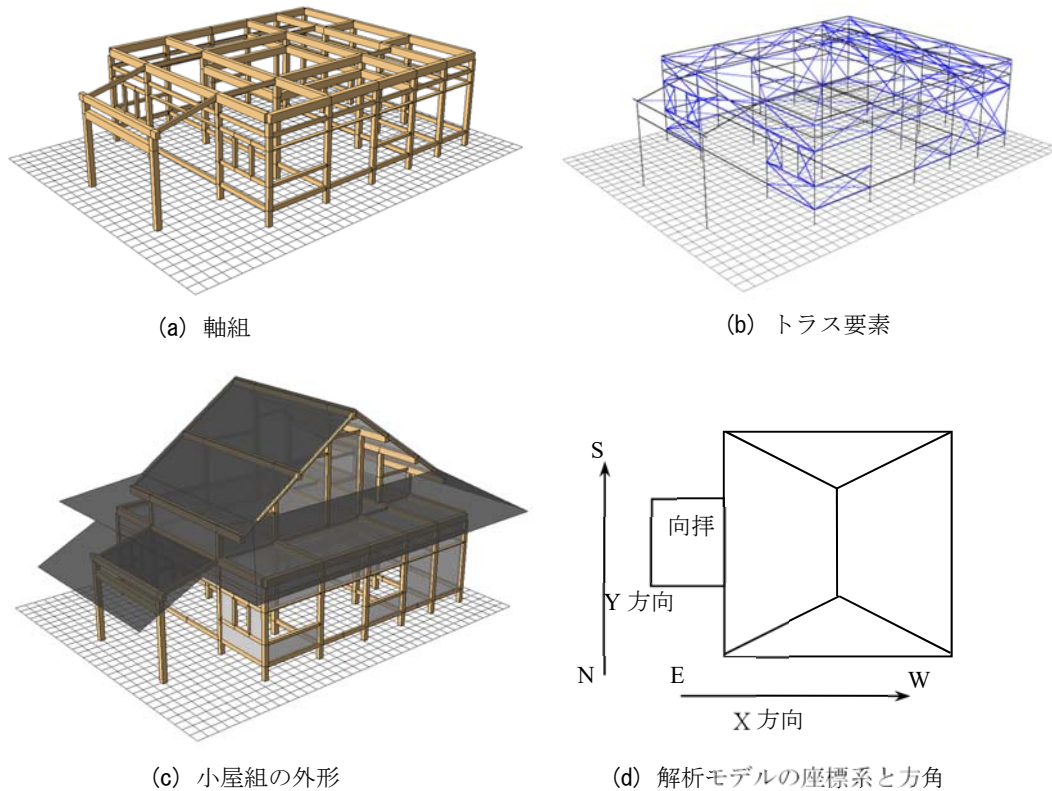


図 5.2.1 解析モデルの概要と柱脚の詳細

5.2.3 耐震要素のモデル化

(1) 水平抵抗要素の復元力特性

軸組の物性値は現地調査により樹種がヒバと判明したため、文献^{5.2.6)}の平均値を参考に曲げヤング係数 10kN/mm^2 、曲げ強さは 40N/mm^2 とした。材端接合部の回転ばねの骨格曲線は、現地調査に基づき各仕口の部材寸法から通し貫と片側貫接合の計算式¹⁰⁾により降伏モーメントを算出し、第1折れ点とした。2次勾配は1次勾配の1/8の剛性とし、仕口の断面係数から算出される最大曲げモーメントに達すると、2次勾配と同じ剛性で負勾配に転じる骨格曲線とした。柱頭における組物はピン接合とした。回転バネの位置を図3に骨格曲線を図4に示した。

鉛直構面の復元力特性は、木造建築の耐力壁のモデル化で、一般的に用いられているバイリニア・スリップ型の履歴特性^{5.2.7)}を用いた。現地調査結果に基づき、外周壁はモルタル壁とラスボードとし、中通りの壁線はラスボードを両面張りとし、文献^{5.2.8-9)}を参考に骨格曲線を設定した。水平構面は文献^{5.2.11)}を参考に杉板張りの骨格曲線とした。図4(d)に鉛直構面と水平構面の骨格曲線を示した。

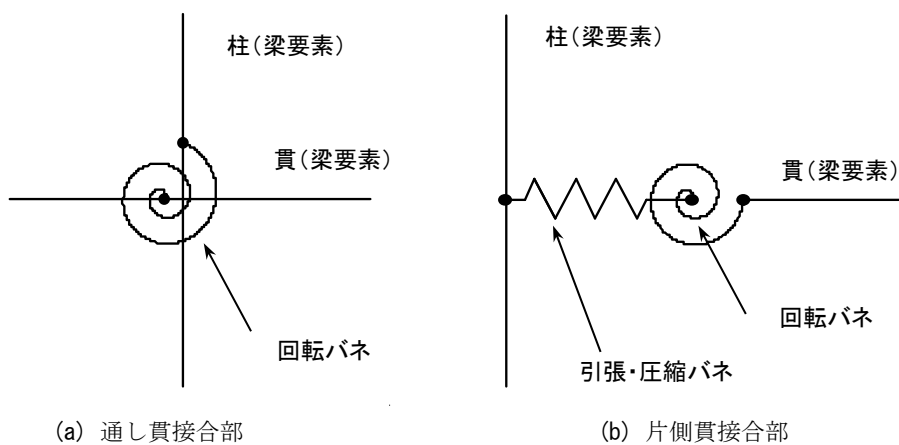


図 5.2.2 接合部の回転バネのモデル化

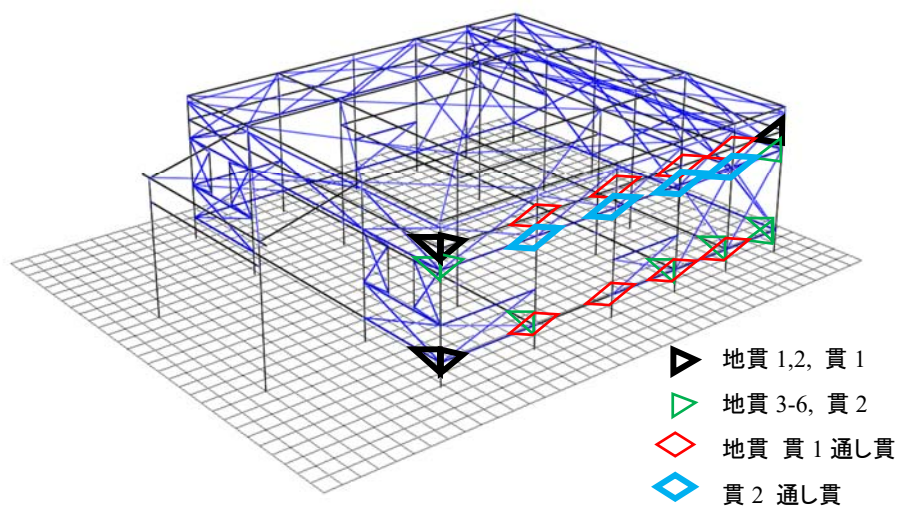


図 5.2.3 回転バネの位置と種類

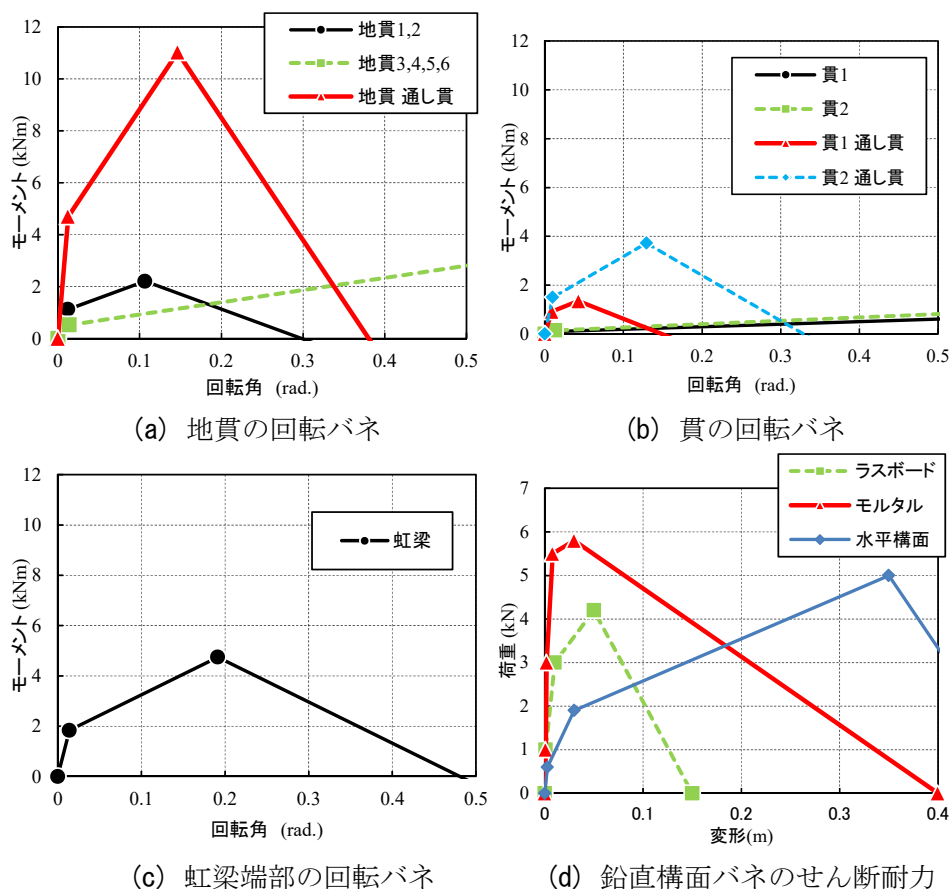


図 5.2.4 耐震要素のバネの骨格曲線

(2) 柱脚の条件

柱の脚部は鋼製ダボがせん断に抵抗する機構となっているが、径が小さく、現地調査によると 45mm が礎石に挿入されており、抜けやすい状況となっており、被災後の柱脚の損傷状況^{5.2.1)}では全てのダボが柱側の穴の損傷が無く破壊していたため、鋼製ダボはせん断にほとんど機能していないと判断し、解析モデルでは柱脚は滑り支承とした。柱脚は浮き上がりについても許容する条件とした。滑り方向には各計算ステップにおいて各柱脚に加わる鉛直荷重 N から摩擦力を算出し、柱脚要素に加わる水平力 (P_x, P_y) との比較から滑りの有無を判定した。地盤-柱脚間の静止摩擦係数は $\mu_1 = 0.5$ 、動摩擦係数は $\mu_2 = 0.4$ とした。

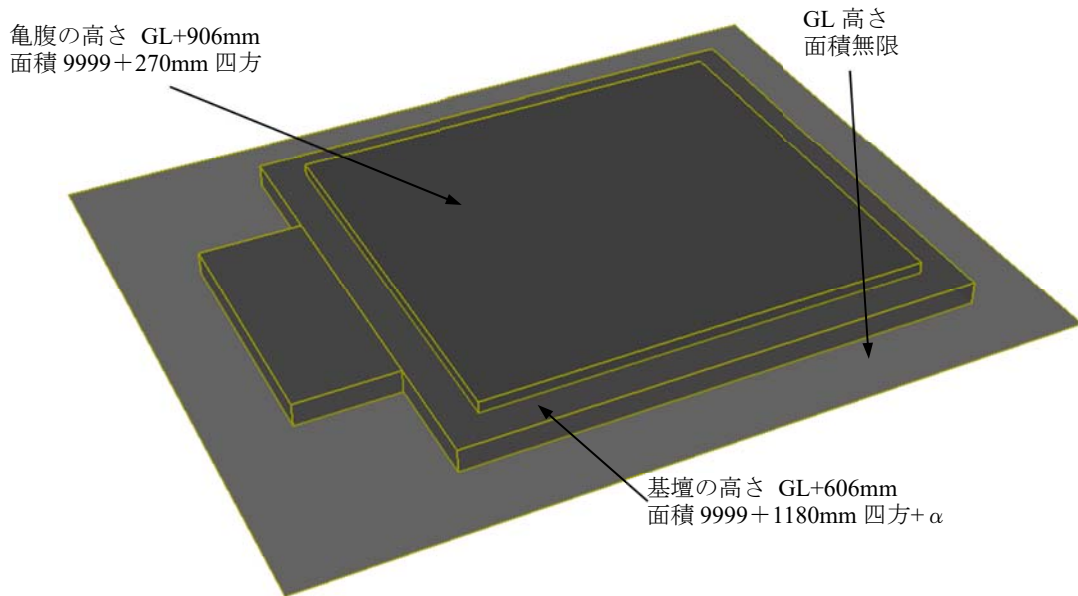
【柱脚の滑動に関する条件】

- ・試験体が滑り出す条件： $\mu_1 \times N < (P_x^2 + P_y^2)^{0.5}$
- ・滑りが停止する条件： 柱脚の速度ベクトルと、地盤の速度ベクトルの内積が負になった場合
- ・滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力： $\mu_2 \times N$
(方向は柱脚に作用する水平力と逆方向)

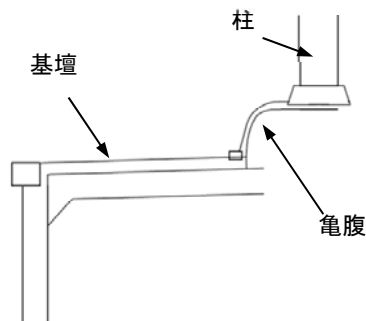
上記の柱脚の滑動のモデル化手法は筆者らの既往の研究^{5.2.11)}において、震動台実験における柱脚の滑り現象を精度よく再現できることを確認している。また、基壇と亀腹の高さの違いにより柱脚が滑落する挙動を再現するために、実測値に基づき、図5(a)に示した通り各柱脚の要素が地盤に接地したと判断する高さの境界条件を3段階でエリアごとに設定した。脚部が境界条件を超えると、高さ方向の段差により柱脚が滑落し、下段の境界条件に移行する条件とした。

(3) 重量

試験体重量は前報の調査に基づき各部材の重量の加算によって各柱が負担するエリアにおける重量を柱頭に作用させて、初期の鉛直荷重として設定した。現地調査によって明らかとなった各柱の負担重量の合計^{5.2.1)}は482kNであり、それが建物の上半分の総重量に相当すると判断し、解析に用いた地震力算定用重量も482kNとした。



(a) 高さの境界条件



(b) 柱脚部の断面



(c) 基壇と亀腹の写真

図 5. 2. 5 柱脚の滑動・滑落に関する境界条件

5.2.4 入力地震波

妙顕寺本堂の周辺には図 5.2.8 に示した通り、6 箇所の強震観測点において、気象庁^{5.2.12)}と防災科学技術研究所^{5.2.13)}の強震観測網が設置されている。本解析では、妙顕寺の地盤条件に近く、本震において強震記録が得られている近隣の K-NET の地震計 (TSG006 : 以降 K-NET 小川と称する) を入力地震動として用いた。図 5.2.6 に各成分の時刻歴波形を示した。

図 7(a)に入力波の変位応答スペクトルと加速度応答スペクトルの関係を、図 7(b)に積分により計算した変位波形の振動方向を示した。K-NET 小川の本震は NS 成分、EW 成分ともに周期 1.2~1.8 秒が卓越する長周期成分を含んだ地震動であり、振動方向は主に南東⇄北西の方角であった。入力波の方向は妙顕寺本堂の実況の設置状況を考慮して、X 方向に EW 成分の位相を反転させて入力し、Y 方向に NS 成分の位相を反転させて入力を行った。強震波形の記録時間は 300 秒であるが、主要動である 0~180 秒を入力波として用いた。地震波は地盤条件による増幅が考えられるため、元波の振幅レベルを 5%刻みで増幅させて倒壊するまで入力を行った。他の入力地震動として建築基準法の極稀地震のスペクトルに適合する人工地震波 (2 種地盤相当)、JMA 神戸、JR 鷹取、JMA 川口を用いた。入力の方向については現況と同一の方角で 3 次元入力とした。現地調査におけるヒアリング^{5.2.1)}では本震の際に大きく傾斜し、余震によって倒壊したとあるが、K-NET 小川では余震記録が途中で途切れているため、本研究では K-NET 小川の本震の強震記録を入力波として用いることとした。

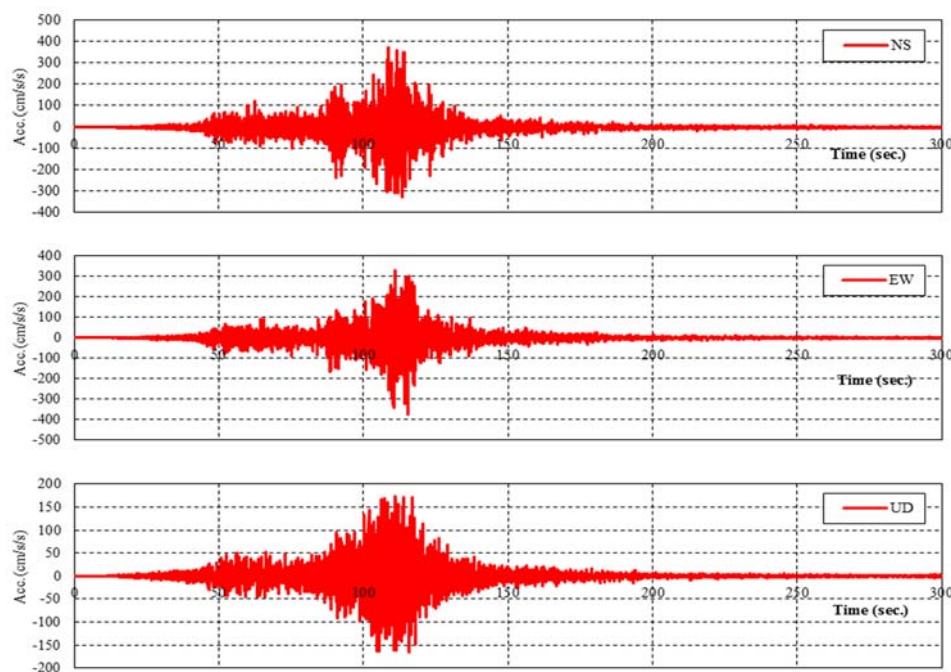


図 5.2.6 K-NET 小川の 3 成分の加速度波

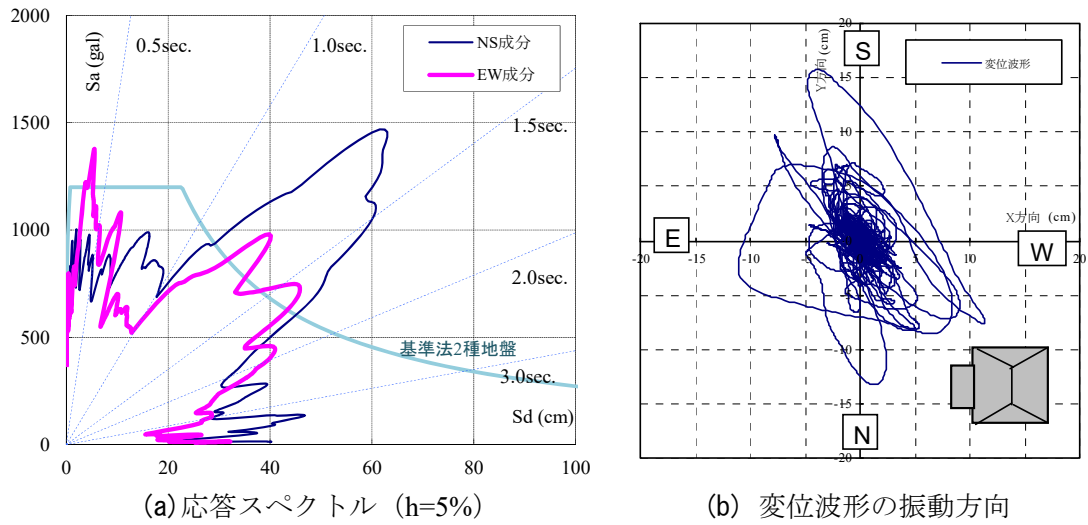


図 5.2.7 K-NET 小川 (TGG006 2011.3.11 14:46) の概要

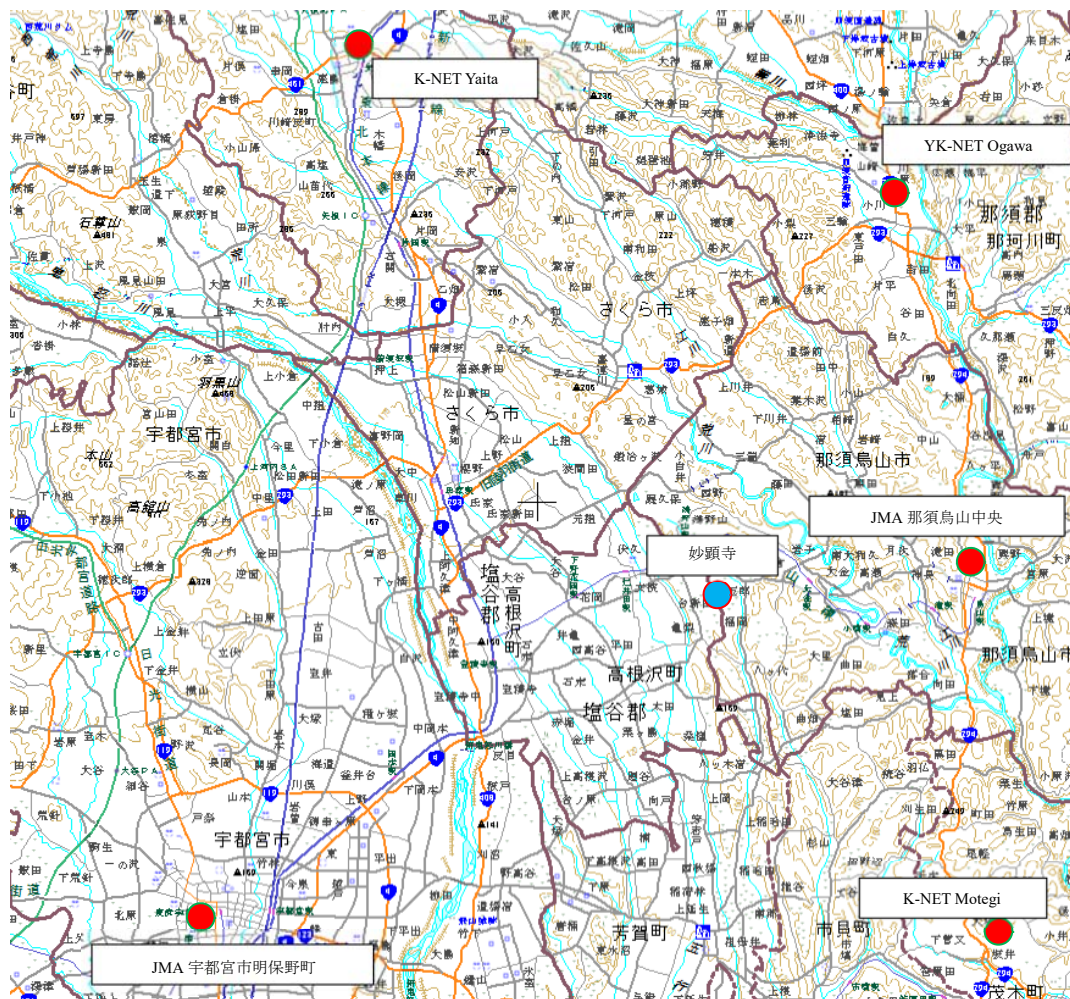


図 5.2.8 妙頭寺の近隣の地震計の位置 (国土地理院：電子国土)

5.2.5 解析結果

(1) 解析モデルの荷重変形関係

解析モデルの小屋梁高さの接点を変位増分によって強制変形させるプッシュオーバー解析によって、1層の各方向の荷重変形関係を計算した。また、接合部のモーメント抵抗の耐力負担率を明らかにするため、軸組のみの解析モデルについてもプッシュオーバー解析を行った。図5.2.9に荷重変形関係を比較して示したが、建物全体の層せん断力に対する接合部のモーメント抵抗の負担割合は15~20%程度であり、鉛直構面によるせん断抵抗が主な耐震要素であることがわかる。1層の層せん断力係数の最大値はX方向で0.3、Y方向で0.4程度となった。

(2) 時刻歴応答解析

表5.2.1に各地震波の時刻歴応答解析における柱脚の滑り量と1層の重心位置における最大層間変形を示した。K-NET小川では115%の入力レベルで倒壊に至った。図5.2.10に110%入力時の1層の層せん断力と層間変形の関係を示した。変形はY方向で負勾配の領域に入っており、110%の入力を免れた後も、余震で倒壊する可能性が高いことが推測される。

115%入力の倒壊過程では倒壊前に柱脚の滑落は生じず、水平耐力要素の耐力喪失による層崩壊が倒壊の原因であった。図5.2.11に倒壊直前の解析モデルの変形状態を示したが、115%入力の倒壊過程で、上方から見て時計回りの建物のねじれと南西方向への建物の傾斜・倒壊が見られ、現地調査におけるヒアリングの内容と概ね一致する倒壊過程であった。上記の検討により、本解析モデルでは建築基準法の極稀地震動レベルやJMA神戸の入力でも倒壊には至らず、建物の耐震性はある程度あったと考えられる。地盤条件による地震動の増幅、地盤変状が主な倒壊原因の一つであったことが推測される。

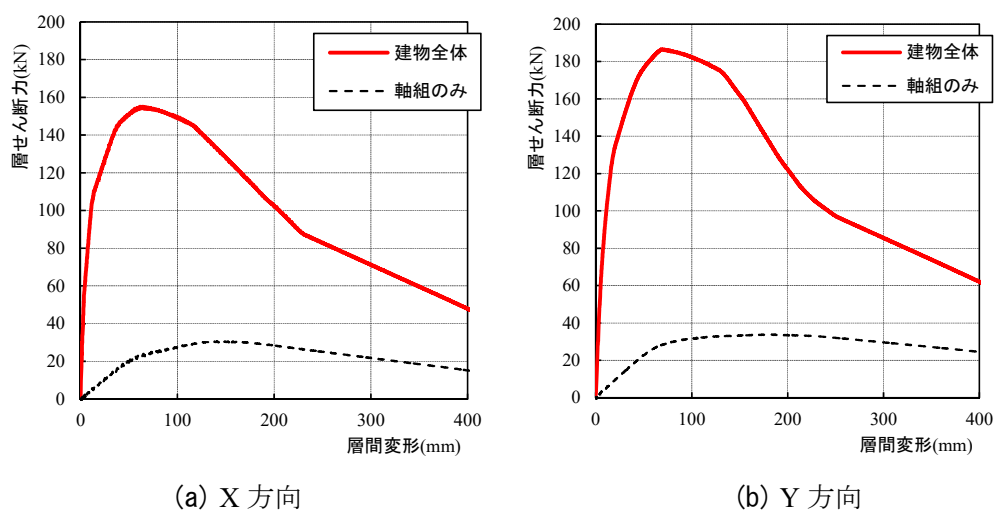


図5.2.9 プッシュオーバー解析による荷重

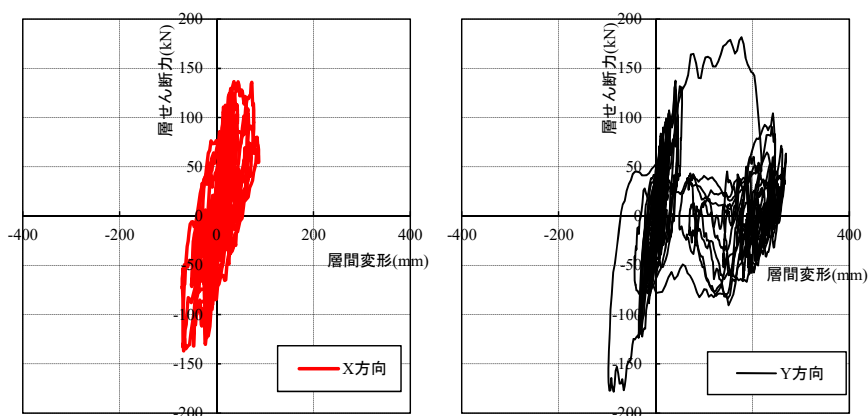
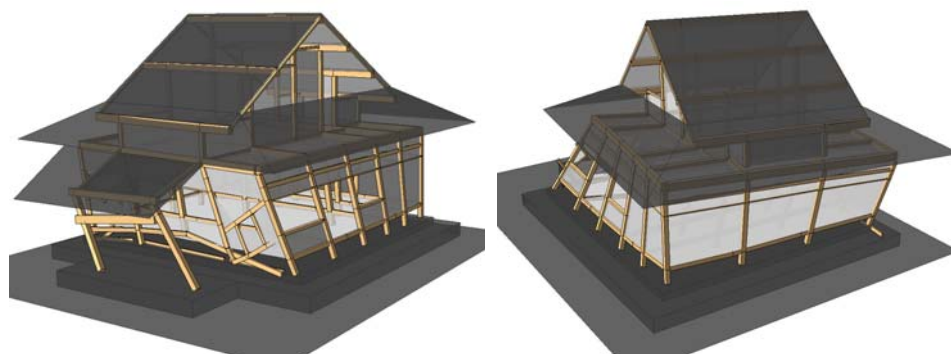


図 5.2.10 荷重変形関係 (K-NET 小川 110%入力)

表 5.2.1 各入力地震波における解析モデルの応答 (最大値)

入力波			方向	柱脚滑り (mm)		層間変形 (mm)	
名称	PGA(m/s ²) PGV(m/s)	継続時間 (sec.)		X方向	Y方向	X方向	Y方向
K-NET小川 100%	4.96	300	正	32	55	72	193
	0.76		負	-41	-23	-65	-74
K-NET小川 105%	5.21	300	正	28	58	79	211
	0.80		負	-44	-30	-66	-87
K-NET小川 110%	5.46	300	正	27	60	87	269
	0.84		負	-44	-36	-71	-97
K-NET小川 115%	5.71	300	正	倒壊			
	0.88		負				
基準法相当	4.74	20	正	61	40	146	136
	1.01		負	-17	-20	-45	-73
JMA神戸	15.71	30	正	51	47	116	205
	1.07		負	-18	-29	-72	-88
JR鷹取	18.87	30	正	倒壊			
	1.74		負				
JMA川口	2.13	30	正	倒壊			
	1.50		負				



(a) 北東側から (125.2 秒)

(b) 北西側から (125.7 秒)

図 5.2.11 K-NET 小川 115%での倒壊直前の変形状態

5.2.6 地盤変状による基壇の傾斜の影響の考察

被災後の現地調査では、地盤変状によって基壇が沈下し、南西の方向に傾斜したことが確認され、基壇の表面における各点の沈下量が計測されている。基壇の傾斜は倒壊の要因の一つと考えられるため、本章では傾斜を考慮した時刻歴応答解析について検討を行った。

基壇の傾斜が本震と余震のどちらで発生したか情報が得られなかったため、解析では初期状態から地盤を傾斜させて、K-NET 小川の本震の波形を入力波として時刻歴応答解析を行った。解析で用いた傾斜の概要を図 12 に示したが、現地調査における沈下量の実測値の最も沈下量の大きい2点と基準点を通る平面を目標に X、Y 軸を回転中心として解析における地盤レベルを傾斜させた。傾斜に応じて基壇、亀腹の滑落の高さについても境界条件の修正を行った。X 方向の傾斜は $1/81\text{rad}$ 、Y 方向の傾斜は $1/110\text{rad}$ となった。

表 5.2.2 に傾斜を考慮した時刻歴応答解析における柱脚の滑り量と 1 層の重心位置における最大層間変形を示した。図 5.2.13 に K-NET 小川 105% 入力時の 1 層の層せん断力と層間変形の関係を示した。表 5.2.1 との比較では、柱脚の滑り量は傾斜が無い場合とある場合で大きな差は無かったが、層間変形は傾斜によって、沈下量の大きい方向に増大する傾向となった。また倒壊に至る入力地震動の振幅の増幅率は、傾斜がある場合にはより小さな増幅率（115→110%）で倒壊に至る結果となった。地盤の傾斜によって建物の自重による P- Δ 効果が増大されたことが原因として考えられる。

5.2.7 耐震補強に関する検討

プッシュオーバー解析による検討では本解析モデルの主要な耐震要素は鉛直構面であることが示された。本章では解析モデルの鉛直構面に対して耐震要素を追加した場合に、耐震性がどの程度向上するか検討を行った。妙頭寺が再建された際の構造計画検討の際の一助となることを想定している。

追加する耐震要素としては、伝統的構法の意匠性に配慮して、既往の研究^{5.2.14)}において、せん断試験を行った板壁による耐力壁を用いた。図 5.2.14 に解析モデルで用いた骨格曲線を示した。解析モデルの鉛直構面のラスボードの骨格曲線を、板壁の骨格曲線に変更し、5.2.6 で検討した地盤の傾斜も考慮に入れて数値解析を行った。表 5.2.3 に時刻歴応答解析における柱脚の滑り量と 1 層の重心位置における最大層間変形を示した。図 5.2.15 に K-NET 小川 230% 入力時の 1 層の層せん断力と層間変形の関係を示した。表 2 との比較では、耐震補強によって、上部構造の耐力が上昇したため柱脚の滑り量が増大し、1 層の層間変形は小さくなっていることがわかる。入力地震動の振幅の増幅率は、240% で倒壊する結果となり、耐震補強の効果が確認された（110%→240%）。図 5.2.16 に倒壊直前の解析モデルの変形状態を示したが、耐力の上昇により、脚部の水平力が摩擦力を超えて滑り量が大きくなり、柱脚が亀腹・基壇から滑落することで、倒壊に至る破壊形態となった。

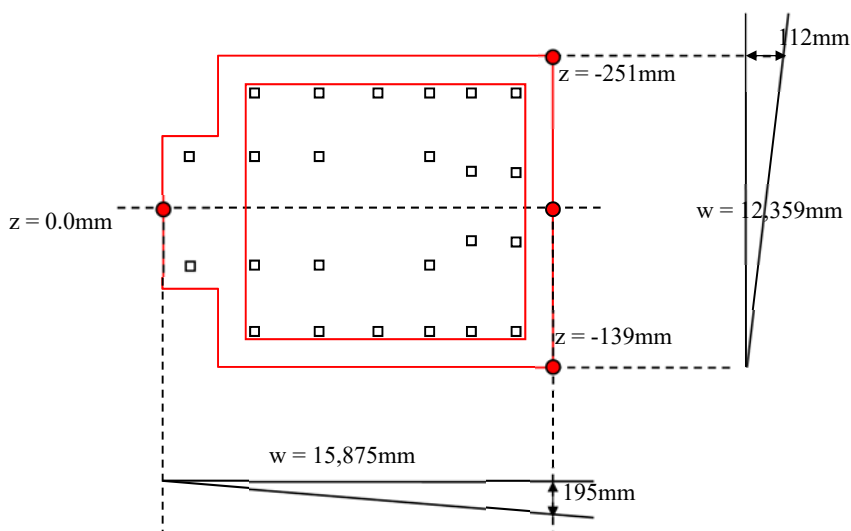


図 5. 2. 12 地盤の傾斜の概要

表 5. 2. 2 傾斜を考慮した解析モデルの応答（最大値）

入力波			方向	柱脚滑り (mm)		層間変形 (mm)	
名称	PGA(m/s ²) PGV(m/s)	継続時間 (sec.)		X方向	Y方向	X方向	Y方向
K-NET小川 100%	4.96	300	正	31	52	92	199
	0.76		負	-38	-25	-59	-70
K-NET小川 105%	5.21	300	正	25	52	105	287
	0.80		負	-41	-32	-60	-83
K-NET小川 110%	5.46	300	正	倒壊			
	0.84		負				
K-NET小川 115%	5.71	300	正	倒壊			
	0.88		負				

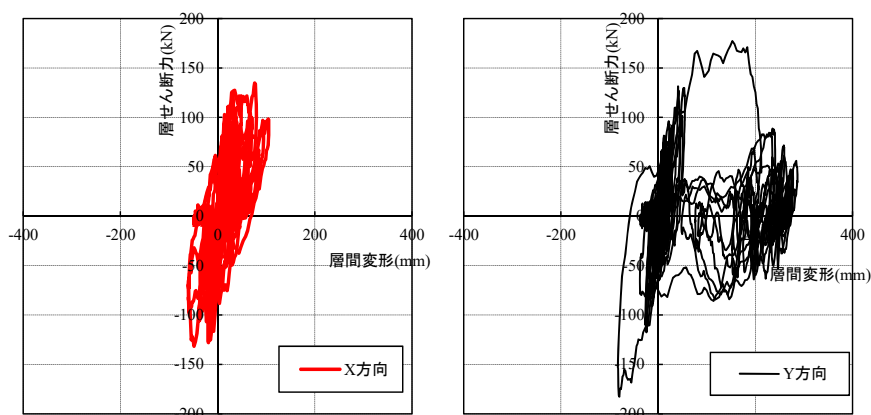


図 5. 2. 13 傾斜を考慮した解析モデルの荷重変形関係 (K-NET 小川 105%入力時)

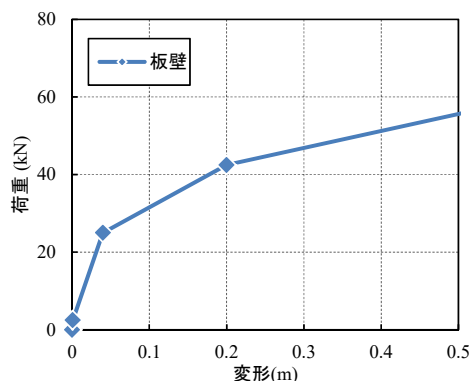


図 5.2.14 解析に用いた板壁の骨格曲線

表 5.2.3 耐震補強を行った解析モデルの応答（最大）

入力波	方向	柱脚滑り (mm)		層間変形 (mm)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
K-NET小川 100%	正方向	26	59	35	88
	負方向	-29	-13	-32	-31
K-NET小川 150%	正方向	80	247	104	175
	負方向	-98	-54	-81	-77
K-NET小川 200%	正方向	169	330	173	214
	負方向	-120	-119	-102	-119
K-NET小川 210%	正方向	206	354	209	214
	負方向	-129	-135	-113	-126
K-NET小川 220%	正方向	233	354	246	205
	負方向	-116	-151	-112	-134
K-NET小川 230%	正方向	378	367	347	206
	負方向	-119	-164	-122	-144
K-NET小川 235%	正方向	659	486	848	326
	負方向	-121	-174	-122	-150
K-NET小川 240%	正方向	倒壊			
	負方向				

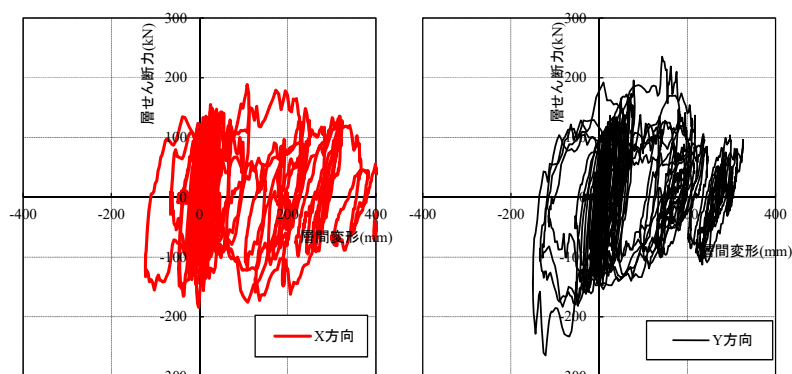


図 5.2.15 耐震補強を行った解析モデルの荷重変形関係 (K-NET 小川 235%入力時)

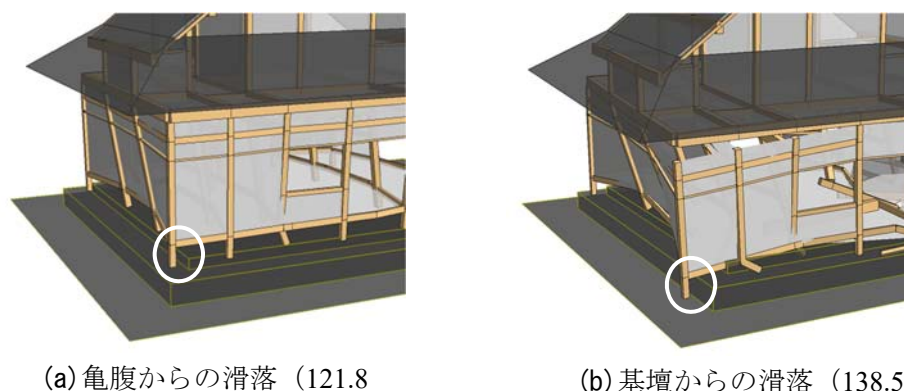


図 5.2.16 K-NET 小川 240%での変形状態

5.2.8 まとめ

本研究では 2011 年東北地方太平洋沖地震において倒壊した妙頭寺本堂に対して、倒壊に至った原因の分析を目的として、立体骨組モデルによる時刻歴応答解析を行った。また耐震要素を解析モデルに追加することで耐震補強効果の検討を行った。本研究で得られた知見は下記のとおりである。

- (1) 本研究で解析対象とした妙頭寺本堂の時刻歴応答解析では基準法大地震動レベルや JMA 神戸の入力でも倒壊には至らず、建物の耐震性はある程度あったと推測される。地震動の増幅によって倒壊に至ったことから、地盤条件による地震動の増幅が生じたことが主な倒壊原因の一つであったことが推測される。
- (2) 地盤変状による傾斜を考慮した解析モデルでは、柱脚の滑り量は傾斜が無い場合とある場合で大きな差は無かったが、地盤の傾斜による P- Δ 効果の増大により、層間変形は沈下量の大きい方向に増大する傾向となった。入力地震動は傾斜がない場合より小さな振幅増幅率で倒壊に至る結果となった。
- (3) 耐震要素としてラスボードを板壁に置換した解析モデルでは倒壊に至る入力地震動の増幅率は 240%まで上昇した。耐力の上昇による柱脚の滑りが顕著となったため、最終崩壊形は滑落による倒壊となった。耐震補強の際には滑動・滑落に対しても配慮を行う必要がある。
- (4) 5.2.1 で定義した解析で再現すべき物理現象 1~7 については本研究で用いた解析でモデル化することができた。

5.3 2016年熊本地震で被害を受けた木造住宅の倒壊過程の再現

5.3.1 はじめに

2016年熊本地震において熊本県上益城郡益城町中心部では震度7を記録する地震が平成28年4月14日21:26及び4月16日1:25に2回記録された。本節では実建物をモデル化した解析により被害の再現を試みた。

5.3.2 解析の概要

益城町中心部で、2000年6月の接合部等の基準の明確化を図った現行基準導入以降の木造住宅322棟のうち7棟(約2.2%)の倒壊が確認された。倒壊の原因究明を目的として入手した図面を用いた解析モデルによって被害の再現を試みた。倒壊した7棟のうち4棟については現地調査により、不十分な接合部の仕様、地盤変状の影響等の被害要因が見られた。残りの3棟と参考までに接合部仕様が不十分であった1棟を分析対象として、建築基準法施行令46条の壁量計算、品確法性能評価基準における壁量計算、許容応力度計算、保有水平耐力計算、及び限界耐力計算により耐震性能の確認を行った。また、3棟について、近隣で観測された地震波を用いて、限界耐力計算、時刻歴応答解析を行った。以下、分析対象の4棟をA-1～A-4(接合部仕様が不十分であった1棟がA-4)と呼称する。4棟の概要を表5.3.3に示した。

表 5.3.3 2000年6月以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴

名称	A-1	A-2	A-3	A-4
構造的被害	1層の層崩壊	1層の層崩壊	1層の層崩壊	1層の層崩壊
敷地・基礎の被害	基礎被害：無し 地盤変状：無し	基礎被害：確認できず 地盤変状：無し	基礎被害：確認できず 地盤変状：無し	基礎被害：軽微な亀裂 地盤変状：無し
構法	軸組構法2階建て	軸組構法2階建て	軸組構法2階建て	軸組構法2階建て
外壁	サイディング	サイディング	ALCサイディング	サイディング モルタル
内壁	せっこうボード	せっこうボード	せっこうボード	せっこうボード
屋根	スレート瓦	棧瓦葺	棧瓦葺	棧瓦葺
耐震要素	2つ割り筋かい	2つ割り筋かい	2つ割り筋かい	2つ割り筋かい
接合部	ホールダウン金物 筋かい金物	ホールダウン金物 筋かい金物	ホールダウン金物 筋かい金物	筋かい金物
1F床面積	90.18m ²	86.00m ²	76.96m ²	53.89m ²
2F床面積	84.47m ²	50.00m ²	69.99m ²	45.16m ²
その他	<ul style="list-style-type: none"> ・細径鋼管による地盤補強を行っているとのこと（鋼管100本程度） ・杭は住宅の真下のみ ・前震では被害軽微、本震で倒壊 			<ul style="list-style-type: none"> ・RC造の杭を確認 ・敷地に大きな亀裂 ・接合部仕様が不十分

①壁量計算による検討

分析対象の4棟の他、益城町中心部において被害が軽微な建築物についても図面の入手を行った。入手した図面から建築基準法施行令46条における必要壁量と、品確法性能評価基準の等級2に相当する必要壁量を1.25で除した値を分母として、存在壁量の余裕率の検討を行った。表5.3.4に計算結果を示した。A-1～A-4以外のB-1～B-17は無被害か被害軽微であった木造住宅、C-1～C-6は分析対象4棟の近隣のエリアで無被害か被害軽微であった木造住宅である。なお、品確法の存在壁量には準耐力壁は加算していない。図5.3.6に令46条の壁量計算と、評価方法基準の壁量余裕率を比較して示した。赤色プロットは分析対象4棟（倒壊した方向の壁量余裕率）、緑色プロットは無被害か被害軽微であった木造住宅、黄色プロットは分析対象4棟の近隣のエリアで無被害か被害軽微であった木造住宅の1階のX方向、Y方向の壁量余裕率である。倒壊したA-1～A-4は他の無被害か被害軽微であった木造住宅と同程度の壁量を有していたことが分かる。

表 5.3.4 分析対象の木造建築物の壁量余裕率（地震力）

ID	令46条 壁量余裕率(地震力)				評価方法基準 壁量余裕率(地震力)			
	1F X方向	1F Y方向	2F X方向	2F Y方向	1F X方向	1F Y方向	2F X方向	2F Y方向
A-1	1.41	1.36	2.01	1.94	1.31	1.26	1.69	1.63
A-2	1.04	1.06	1.33	2.62	1.10	1.11	1.09	2.15
A-3	1.50	1.42	2.05	2.07	1.25	1.18	1.73	1.75
A-4	1.42	1.85	1.64	2.05	1.24	1.62	1.37	1.72
被害軽微、無被害								
B-1	1.37	1.83	3.10	2.91	1.27	1.69	2.61	2.45
B-2	1.07	1.02	2.29	1.14	1.01	0.97	1.92	0.96
B-3	1.19	1.65	1.74	2.13	1.11	1.54	1.46	1.78
B-4	1.23	1.48	2.02	1.77	1.14	1.36	1.70	1.48
B-5	1.83	2.19	2.00	2.35	1.48	1.77	1.70	2.00
B-6	1.17	1.44	3.24	2.60	1.24	1.53	1.97	1.57
B-7	1.95	1.72	2.89	2.67	1.99	1.76	2.40	2.22
B-8	1.27	1.27	1.55	1.75	1.14	1.14	1.30	1.46
B-9	1.67	1.50	2.44	1.22	1.83	1.63	2.01	1.00
B-10	1.17	1.43	1.60	2.16	1.14	1.40	1.33	1.79
B-11	1.42	1.42	1.53	1.84	1.18	1.18	1.29	1.55
B-12	1.25	1.10	1.17	1.10	1.17	1.02	0.98	0.92
B-13	1.58	1.83	1.39	2.21	1.42	1.64	1.16	1.85
B-14	1.56	1.90	1.60	1.81	1.25	1.52	1.35	1.54
B-15	1.37	1.62	1.73	1.90	1.34	1.59	1.43	1.58
B-16	1.29	1.01	1.74	1.19	1.28	0.99	1.45	0.99
B-17	1.34	1.29	2.12	2.00	1.37	1.32	1.76	1.67
分析中4棟の近隣								
C-1	1.39	1.37	1.45	1.43	1.11	1.10	1.23	1.21
C-2	1.77	2.74	3.16	4.66	1.54	2.37	2.67	3.94
C-3	1.97	2.78	4.47	4.47	2.04	2.87	3.72	3.72
C-4	1.28	1.11	1.50	1.72	1.14	0.98	1.26	1.44
C-5	1.06	1.04	1.65	1.03	0.92	0.90	1.39	0.86
C-6	1.31	1.57	2.62	2.14	1.19	1.42	2.19	1.79

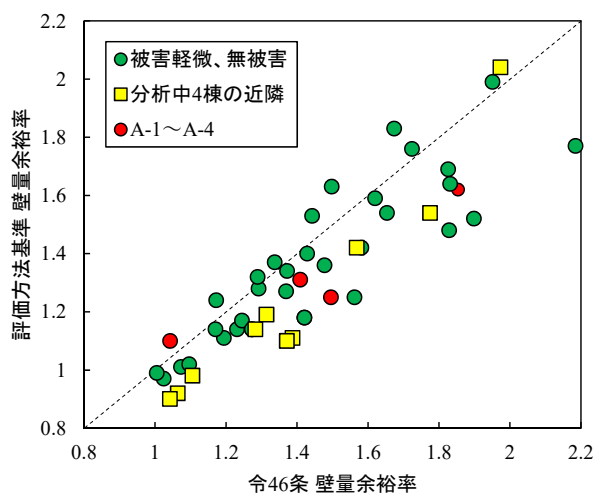


図 5.3.6 壁量余裕率の比較

②許容応力度計算による検討

分析対象の4棟について、許容応力度計算による地震力の検討を行った。図面から重量を拾うことにより地震力 Q_E を算出し、短期許容せん断耐力 Q_a は令46条の存在壁量に1.96を乗じた値とした。なお、本項における検討は鉛直構面の許容せん断耐力のみとし、接合部や横架材等の検討は行っていない。検討結果を表5.3.5に示した。A-3のみ検定比が1を超える結果となった。A-3は外壁、屋根の固定荷重が重く、壁量計算の想定する重量よりも構造計算の重量が重かったため、検定比が1を超えたと考えられる。

表 5.3.5 許容応力度計算による検定比

ID	層	方向	層の荷重 W_i (kN)	層の支持荷重 $\sum W_i$ (kN)	α_i	高さ h (m)	固有周期 T (s)	A_i	Z	R_t	C_i	地震力 Q_E (kN)	許容せん断耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_E/Q_a
A-1	1	X	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.18	51.7	72.2	0.72
		Y	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.18	51.7	69.6	0.74
	2	X	111.6	111.6	0.39	7.3	0.22	1.32	0.9	1.0	0.24	26.5	49.9	0.53
		Y	111.6	111.6	0.39	7.3	0.22	1.32	0.9	1.0	0.24	26.5	48.2	0.55
A-2	1	X	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.18	49.4	58.0	0.85
		Y	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.18	49.4	58.8	0.84
	2	X	83.4	83.4	0.30	6.0	0.18	1.35	0.9	1.0	0.24	20.3	27.4	0.74
		Y	83.4	83.4	0.30	6.0	0.18	1.35	0.9	1.0	0.24	20.3	53.9	0.38
A-3	1	X	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.18	82.7	74.5	1.11
		Y	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.18	82.7	70.7	1.17
	2	X	192.3	192.3	0.42	6.2	0.19	1.27	0.9	1.0	0.23	43.9	59.2	0.74
		Y	192.3	192.3	0.42	6.2	0.19	1.27	0.9	1.0	0.23	43.9	59.7	0.74
A-2	1	X	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.18	45.6	49.4	0.92
		Y	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.18	45.6	64.6	0.71
	2	X	93.9	93.9	0.37	5.6	0.17	1.28	0.9	1.0	0.23	21.7	30.4	0.71
		Y	93.9	93.9	0.37	5.6	0.17	1.28	0.9	1.0	0.23	21.7	38.0	0.57

③保有水平耐力計算による検討

分析対象の4棟のうち被害要因が特定できていない3棟（A-1～A-3）と、A-2、A-3の近隣で無被害だったC-6について、立体骨組モデルを用いた保有水平耐力計算を行った。解析モデルを図5.3.7に示した。

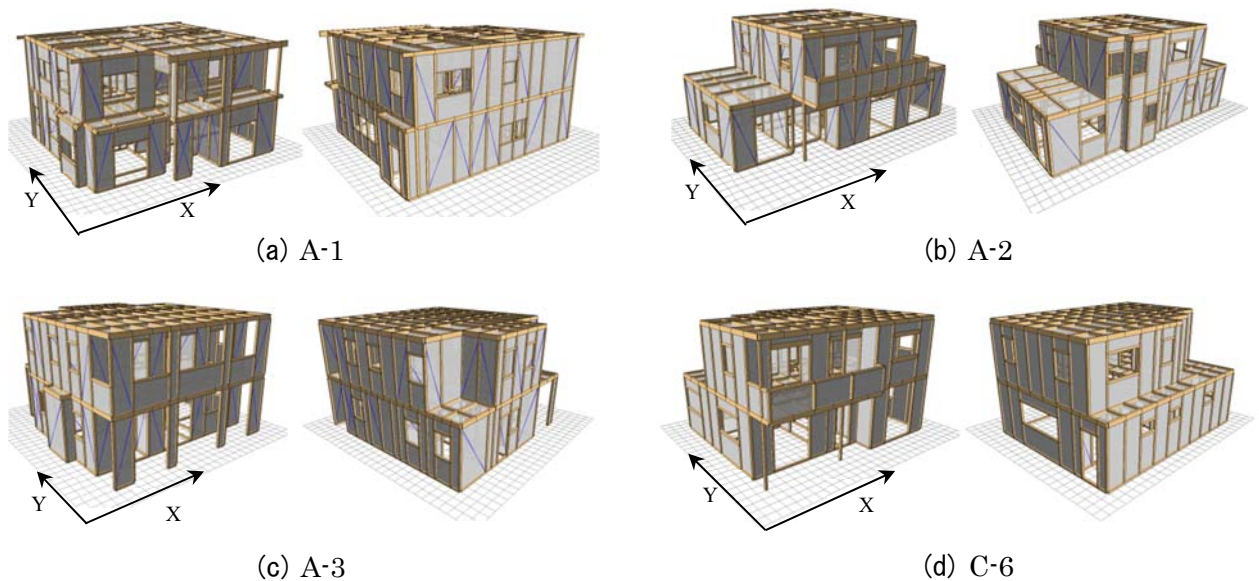


図 5.3.7 解析モデルの概要

解析モデルの耐震要素として筋かい、サイディング、せっこうボードの鉛直構面壁を考慮し、筋かいは両側に面材が張られている場合の座屈拘束効果を考慮してモデル化を行った。垂壁・腰壁における内外壁も耐震要素として考慮した。壁倍率の大臣認定を取得している耐力壁については、性能評価実験の荷重変形関係からモデル化を行った。プッシュオーバーは A_i 分布に応じて、解析対象の建築物が倒壊した方向に、該当する解析モデルの各階の床・小屋組レベルを荷重増分させることで各層の層せん断力を算出した。必要保有水平耐力算出の際の D_s は解析モデルの荷重変形関係を完全弾塑性で置換(1層の $1/200\text{rad}$ を降伏変位、 $1/15\text{rad}$ または $0.8P_{\text{max}}$ 時の変位を終局変位と仮定)し、塑性率 μ から $D_s=1/(2\mu-1)^{0.5}$ として算出した。図 5.3.8 に 1 層の荷重変形関係、保有水平耐力計算による検討結果を表 5.3.6 に示した。表中の終局せん断耐力 1 は令 46 条の存在壁量を 1.5 倍し、 1.96kN/m を乗じた値で、終局せん断耐力 2 は解析モデルの荷重変形関係から、完全弾塑性に置換した際の Q_u を示した。令 46 条の耐力壁のみ考慮した終局せん断耐力 1 の検定比では A-1 以外は全て 1 を超える結果となったが、余力を考慮した終局せん断耐力 2 (保有水平耐力) では、検定比は全て 1 を下回る結果となった。

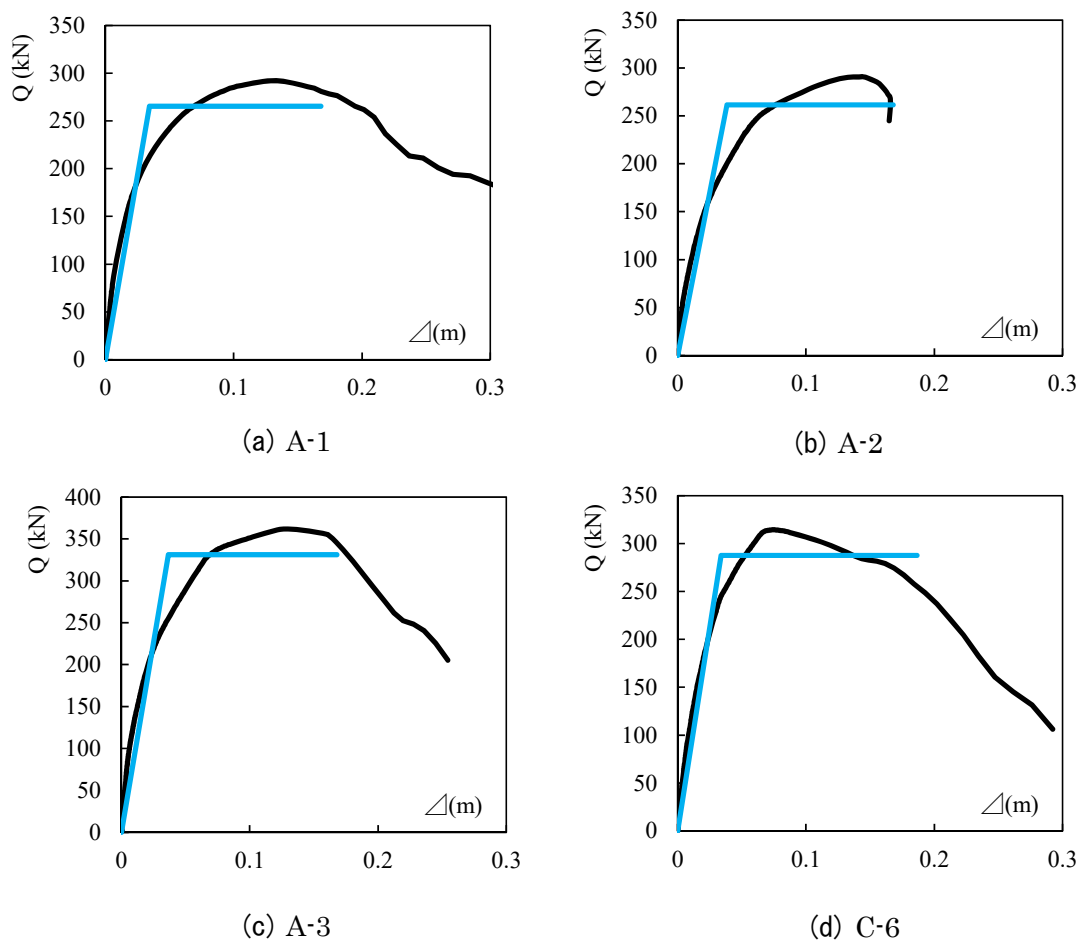


図 5.3.8 解析モデルの 1 層の荷重変形関係

表 5.3.6 保有水平耐力計算による検定比

ID	層	方向	層の荷重 Wi (kN)	層の支持荷重 ΣWi (kN)	α_i	高さ h (m)	固有周期 T (s)	Ai	Z	Rt	Ci	Fes	Ds	必要保有 水平 耐力 Qun (kN)	終局せん断耐力1 Qu1 (kN)	終局せん断耐力2 Qu2 (kN)	検定比 Qu1/Qun	検定比 Qu2/Qun		
A-1	1	X	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.34	87.0	108.4	265.5	0.80	0.33		
		Y	175.4	287.0																
	2	X	111.6	111.6																
		Y	111.6	111.6																
A-2	1	X	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.36	88.8	87.0	261.6	1.02	0.34		
		Y	191.2	274.6																
	2	X	83.4	83.4																
		Y	83.4	83.4																
A-3	1	X	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.35	144.3	111.7	331.3	1.29	0.44		
		Y	267.1	459.4																
	2	X	192.3	192.3																
		Y	192.3	192.3																
C-6	1	X	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.33	75.6	74.1	282.5	1.02	0.27		
		Y	159.3	253.2																
	2	X	93.9	93.9																
		Y	93.9	93.9																

④限界耐力計算による検討

前項のプッシュオーバー解析により得られた荷重変形関係から限界耐力計算マニュアル 5.3.1)に従い、等価線形化法による応答計算を行った。必要耐力曲線に乗じる係数は $p=0.85$ (2階建て)、 $q=1.0$ 、 $Z=0.9$ とし、第二種地盤の稀地震、極稀地震の応答スペクトルを元に計算した。各解析モデルの縮約一自由度の A- Δ 曲線と必要耐力曲線の関係について、稀地震を図 5.3.9 に、極稀地震を図 5.3.10 に示した。各層の荷重変形関係と、稀地震、極稀地震の応答を図 5.3.11 に示した。表 5.3.7 に各地震波の応答をまとめて示したが、全ての解析モデルで、損傷限界 (1/120rad)、安全限界 (1/30rad) を満たす結果となった。

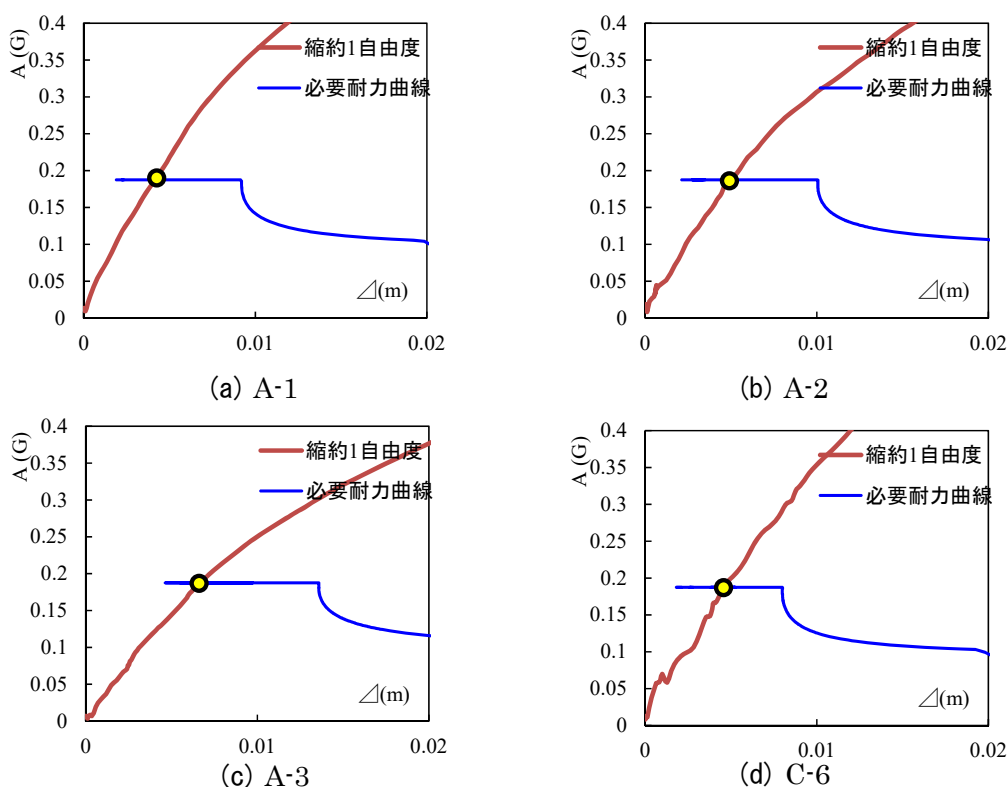


図 5.3.9 稀地震の必要耐力曲線と解析モデルの A- Δ 関係

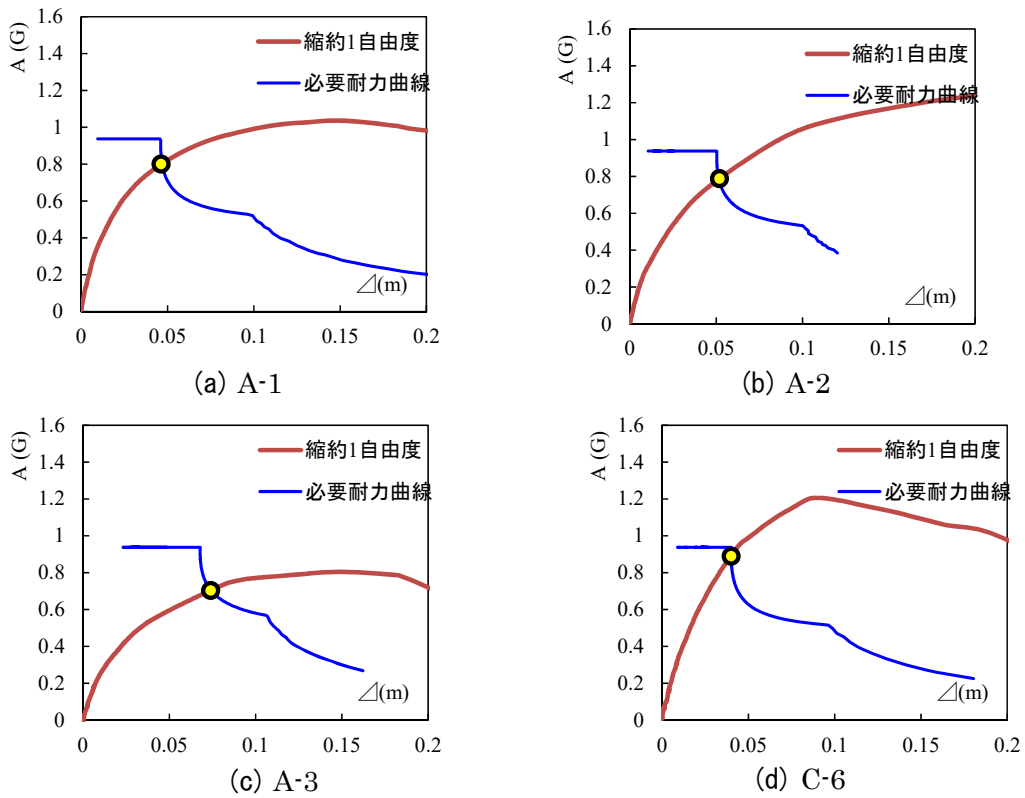


図 5. 3. 10 極稀地震の必要耐力曲線と解析モデルの A- Δ 関係

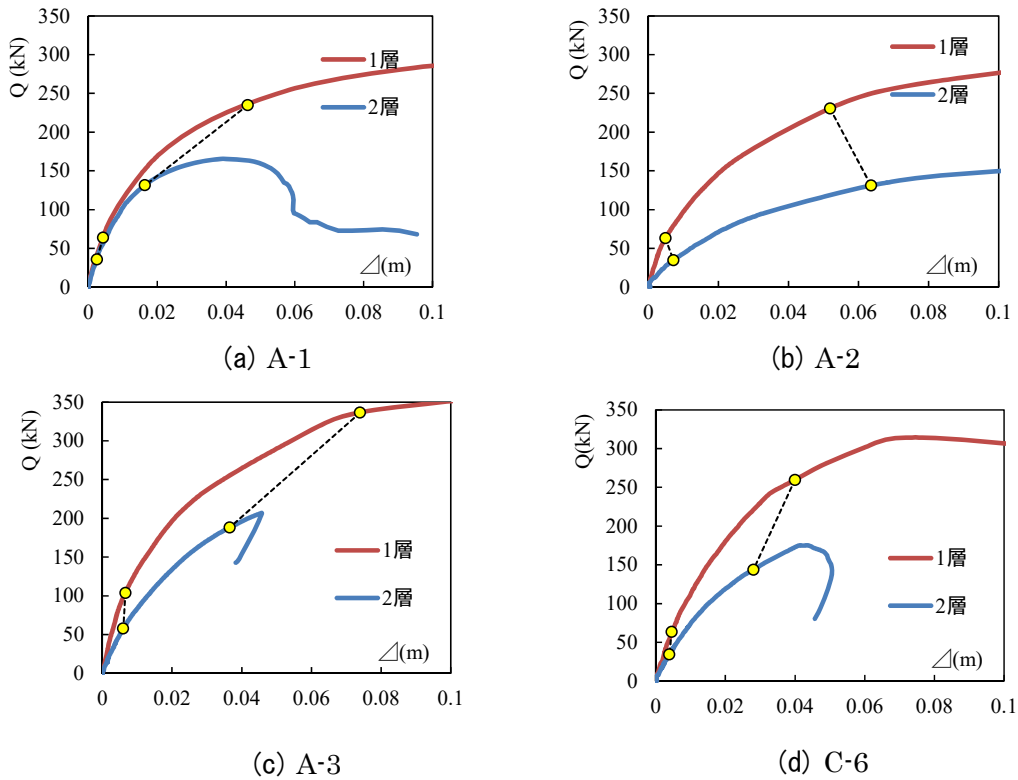


図 5. 3. 11 各層の荷重変形関係と応答点

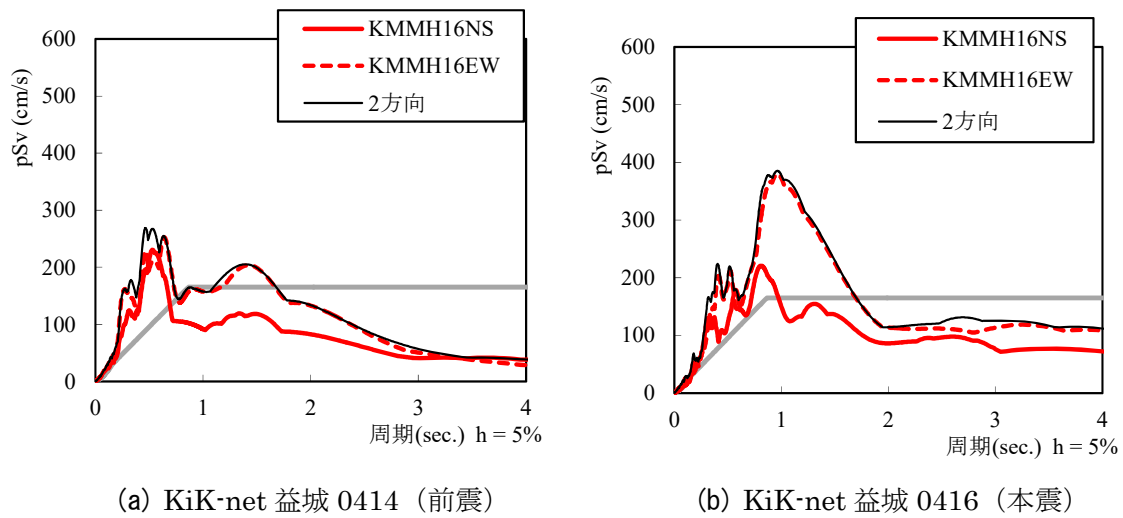
表 5.3.7 各層の層間変形角

ID	層	方向	稀地震層間変形角	極稀地震層間変形角
A-1	1	X	1/850	1/71
	2	X	1/1469	1/189
A-2	1	X	1/1008	1/88
	2	X	1/683	1/70
A-3	1	X	1/667	1/48
	2	X	1/683	1/92
C-6	1	X	1/882	1/96
	2	X	1/1023	1/128

⑤実態重量を反映した解析モデルを用いた限界耐力計算、時刻歴応答解析による検討
前項までの各種構造計算では設計用の固定荷重、積載荷重（地震力）を用いて重量の算定を行ったが、木造住宅の実態重量は構造計算用の重量より低いことが知られている^{5.3.2)}。本項では実際の建築物の被害状況を再現することを目的として、分析対象の木造住宅の実態に近い重量を推定した解析モデルを用いて、限界耐力計算、時刻歴応答解析による被害再現を試みた。具体的には解析モデルの重量について下記の調整を行っている。

- 1) 積載荷重は実態を反映して、 $600 \text{ N/m}^2 \rightarrow 200 \text{ N/m}^2$ に減少させる。
- 2) 外壁の開口率 40%、内壁の開口率 50%を考慮して、固定荷重から減少させる。

時刻歴応答解析の入力波として用いた波形は平成 28 年 4 月 14 日 21:26 及び 4 月 16 日 1:25 に国立研究開発法人 防災科学技術研究所の強震観測点^{5.3.3)} (KiK-net 益城：コード KMMH16) で観測された波形を用いた。KiK-net 益城は A-1 から約 350m 離れた位置にある。各波形の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルを図 5.3.12 に示した。時刻歴応答解析には、加速度波形を文献^{5.3.13, 5.3.4)}による方法により変位波形に変換して、波形の主要な領域 30 秒間を抽出し、入力地震波として用いた。



※速度応答スペクトルの灰色の線は建築基準法第2種地盤の極稀地震（地域係数 $Z=1.0$ ）に対応する応答スペクトル
 ※黒線「2方向」は水平2方向（NS-EW）の最大方向の値

図 5.3.12 検討に用いた地震波の擬似速度応答スペクトル

(a) 地震波を必要耐力曲線とした限界耐力計算による検討

入力地震波の5%の応答スペクトルを元にして、解析モデルの1自由度縮約の荷重変形関係から減衰による低減係数、等価周期を計算し、必要耐力曲線を算定することで応答値の計算を行った。必要耐力曲線等に乗じる係数である p 、 q 、 Z 、 G_s 等は全て1.0とした。図 5.3.13～16 に解析モデルの必要耐力曲線と等価1自由度の $A-\Delta$ の関係を示した。表 5.3.8 に応答点の層間変形角をまとめて示した。A-1～A-3 の本震では、木造の安全限界変形角とされている $1/30\text{rad}$ 程度の層間変形角となり、検討に用いた地震動よりもさらに大きな地震動が作用した場合には倒壊の可能性が考えられる。C-6 の本震ではその $2/3$ 程度である $1/44\text{rad}$ と小さめの層間変形となった。C-6 は耐力壁以外の垂れ壁・腰壁等の耐震要素の影響が大きく、他の解析モデルに比べて剛性・耐力が大きい結果となっている。

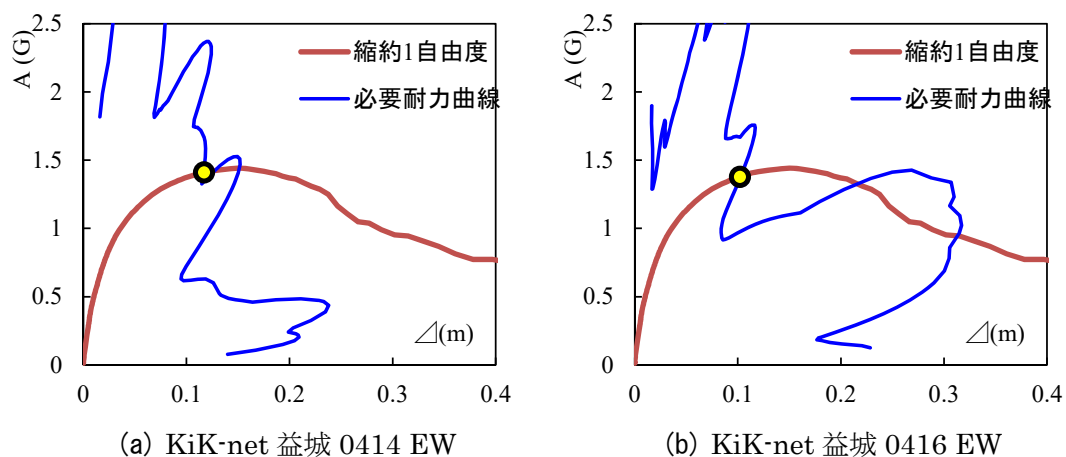


図 5.3-13 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-1 の A- Δ 関係

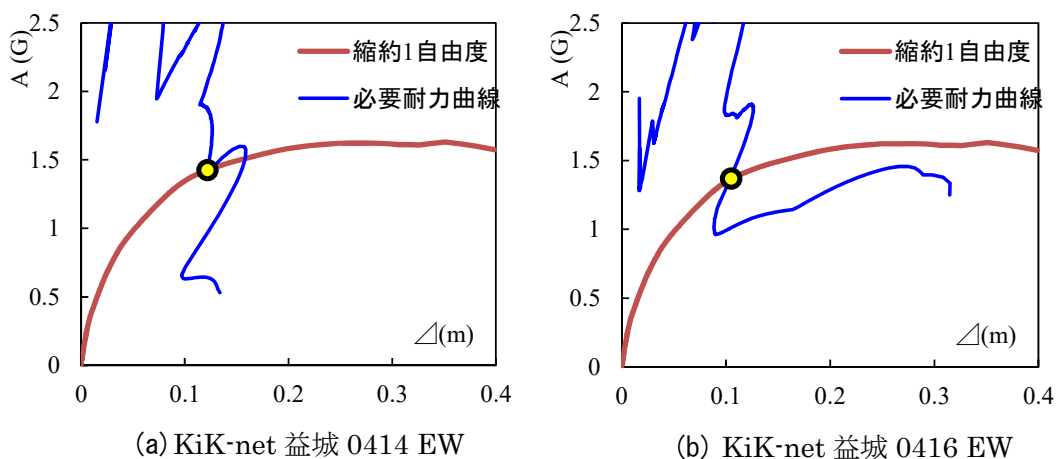


図 5.3-14 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-2 の A- Δ 関係

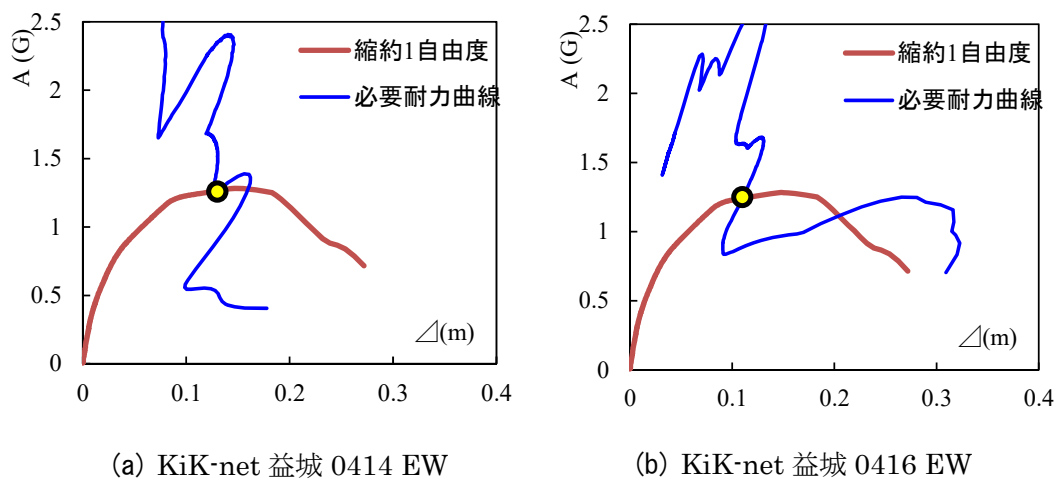


図 5.3-15 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-3 の A- Δ 関係

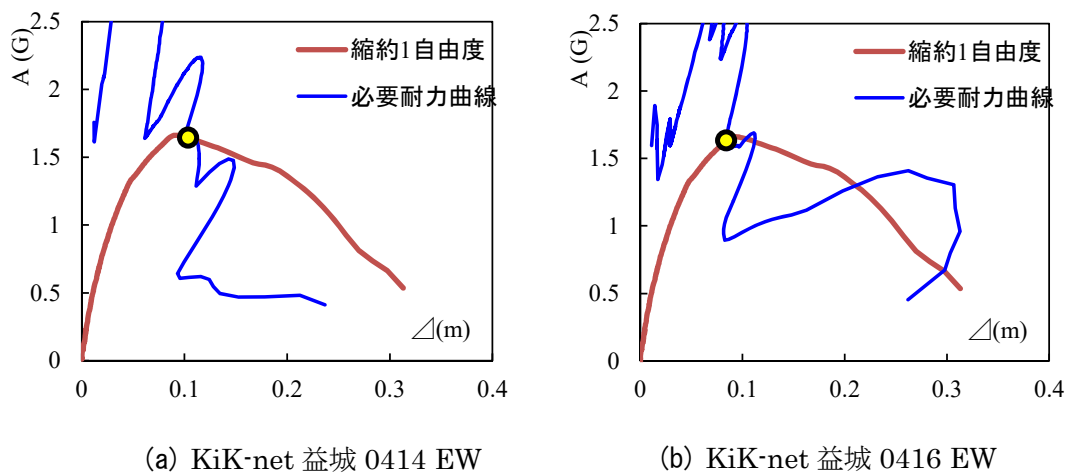


図 5.3-16 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの C-6 の A- Δ 関係

表 5.3.8 解析モデルの層間変形まとめ

ID	地震波	層	方向	層間変形角
A-1	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/28
		2	X	1/88
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/32
		2	X	1/98
A-2	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/38
		2	X	1/30
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/33
		2	X	1/25
A-3	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/26
		2	X	1/67
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/31
		2	X	1/71
C-6	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/34
		2	X	1/65
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/44
		2	X	1/71

(b) 時刻歴応答解析による検討

限界耐力計算に用いた立体骨組による解析モデルを用いて、観測地震波を入力地震動とした時刻歴応答解析を行った。KiK-net 益城の前震、本震を3方向に連続入力した。地震動の振幅と応答の関係を分析するため、入力地震動の振幅を元波（100%）から10%ずつ増幅して入力を行った。表5.3.9に各解析モデルの各階・各方向の層間変形の最大値を示した。

いずれの解析モデルにおいてもKiK-net 益城の元波では倒壊しない結果となり、モデルA-1は130%、A-2、A-3は120%まで地震動を増幅すると倒壊し、モデルC-6は140%まで振幅を増幅しても倒壊しない結果となった。

表 5.3.9 解析モデルの層間変形まとめ

解析モデル	入力地震波	階	方向	重心最大層間変形角 (rad)				
				入力倍率				
				100%	110%	120%	130%	140%
A-1	KIK-net益城前震	1	X	1/29	1/22	1/20	1/19	
			Y	1/106	1/61	1/37	1/27	
		2	X	1/92	1/66	1/59	1/70	
			Y	1/410	1/249	1/158	1/156	
	KIK-net益城前震→本震	1	X	1/19	1/13	1/4	倒壊	
			Y	1/54	1/30	1/10	倒壊	
		2	X	1/82	1/58	1/50	倒壊	
			Y	1/179	1/123	1/54	倒壊	
A-2	KIK-net益城前震	1	X	1/29	1/26	1/24		
			Y	1/62	1/52	1/44		
		2	X	1/36	1/31	1/27		
			Y	1/112	1/94	1/82		
	KIK-net益城前震→本震	1	X	1/22	1/15	倒壊		
			Y	1/56	1/46	倒壊		
		2	X	1/30	1/26	倒壊		
			Y	1/124	1/97	倒壊		
A-3	KIK-net益城前震	1	X	1/27	1/23	1/21		
			Y	1/34	1/30	1/27		
		2	X	1/82	1/81	1/77		
			Y	1/136	1/121	1/108		
	KIK-net益城前震→本震	1	X	1/19	1/11	倒壊		
			Y	1/31	1/26	倒壊		
		2	X	1/66	1/67	倒壊		
			Y	1/125	1/134	倒壊		
C-6	KIK-net益城前震	1	X	1/44	1/36	1/28	1/29	1/27
			Y	1/70	1/64	1/42	1/35	1/29
		2	X	1/78	1/72	1/72	1/74	1/68
			Y	1/164	1/148	1/105	1/90	1/92
	KIK-net益城前震→本震	1	X	1/34	1/20	1/11	1/9	1/8
			Y	1/49	1/31	1/17	1/13	1/12
		2	X	1/77	1/65	1/53	1/49	1/43
			Y	1/138	1/76	1/34	1/28	1/23

5.3.4 まとめ

2016年熊本地震において倒壊した木造住宅の被害原因の把握を目的として、特に2000年の建築基準法改正以降の建築確認で倒壊・崩壊した木造住宅について現地調査に基づき構造的特徴を把握すること、及び、各種構造計算による耐震性能を把握することによる被害要因の分析を行った。分析結果を下記にまとめる。

- ・ 建築基準法施行令46条、品確法評価方法基準による壁量計算では、分析対象の4棟と、無被害の木造住宅で明確な差は見られなかった。
- ・ 許容応力度計算では4棟のうち1棟で、検定比が1を超えるものがあり、建物重量が大きかったことが構造計算で基準を満たさない結果となった原因と考えられる。
- ・ 無被害建物を含めた保有水平耐力計算、限界耐力計算では、耐力壁以外の耐震要素を考慮すると、全ての木造住宅で保有水平耐力、損傷・安全限界変形角は基準を満たす結果となった。
- ・ 実態重量を考慮した解析モデルによる限界耐力計算、時刻歴応答解析では、KiK-net 益城の元波ではいずれの解析モデルも倒壊しない結果となった。
- ・ KiK-net 益城の振幅を増幅した解析では、モデルA-1は130%、A-2、A-3は120%まで増幅すると倒壊し、モデルC-6は140%まで振幅を増幅しても倒壊しない結果となった。実際の被害状況と比較すると、実際の被害状況を想定的な比較として一致する結果が得られた。益城町中心部で観測された地震波を用いた限界耐力計算による分析の結果、検討に用いた地震動よりも大きな地震動が作用した可能性が考えられる。

5.4 第5章のまとめ

木造住宅の耐震性能と、地震被害状況の関連を精緻に分析する手法の提案を目的として、過去に発生した大地震時に被害を受けた木造住宅を対象として、近隣で観測された地震波と地盤条件から推定した入力波と、詳細な数値解析モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、地震被害の再現を試みた。

それぞれ、対象の木造住宅の近隣で観測された地震波と、第3章で提案した解析モデルによって地震被害を相対的な比較として再現できる可能性を示した。今後、サイト波を用いた個別建物の時刻歴応答解析による耐震性能評価法への応用が考えられる。

第5章 参考文献

- 5.1.1) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所：平成19年(2007年)能登半島地震建築物被害調査報告，建築研究資料 第107号，2007.10
- 5.1.2) 国土交通省住宅局建築指導課監修：木造住宅の耐震診断と補強方法（初版第7刷），財団法人日本建築防災，2006.9
- 5.1.3) 輪島市・五大開発株式会社：輪島地区平野部の地盤図集（地質・土質調査資料編），1992.11
- 5.1.4) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会講演集，pp.539-542，1985
- 5.1.5) 強度性能研究会：製材品の強度性能に関するデータベース データ集(7)，pp.18-19，2005.3
- 5.1.6) 佐藤友彦，五十田博，槌本敬大，河合直人，清水秀丸：既存木造住宅と補強した住宅の動的耐震診断とその精度検証，日本建築学会構造系論文集 No. 618，pp.159-166，2007.8
- 5.1.7) 三宅辰哉，腰原幹雄，槌本敬大，五十田博，箕輪親宏：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験，その11 震動台実験に対応する倒壊解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 387-388，2006.9
- 5.1.8) 大橋好光：土壁の強度－実験にみる実際の壁倍率，建築知識，2003.2
- 5.1.9) (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計算（2008年度版），2008.12
- 5.1.10) 吉川盛一，相馬智明，宋昌易，稲山正弘，安藤直人：木造軸組工法における水平構面の面内せん断試験（その1）面材張り床構面，第58回日本木材学会大会研究発表要旨集，2008
- 5.2.1) 日高敏郎，中川貴文，稲山正弘：東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その1 地震被害と倒壊建物の調査（投稿中）構造工学シンポジウム，2013.4

-
- 5.2.2) 中川貴文：大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発,建築研究資料 第128号,2010.11
- 5.2.3) 吉田尚弘, 向坊恭介, 大岡優, 伊津野和行：礎石建て構法木造建築物の柱脚滑り挙動の解析的研究, 日本建築学会学術講演梗概集. C-1, pp.561-562, 2009.7
- 5.2.4) 山田耕司, 向坊恭介, 川上沢馬, 鈴木祥之：建物固有周期と入力動周期の建物滑動量への影響, 日本建築学会東海支部研究報告集 (48), pp.197-200, 2010.2
- 5.2.5) 三宅辰哉, 腰原幹雄, 槌本敬大, 五十田博, 箕輪親宏：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験, その11 震動台実験に対応する倒壊解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 387-388, 2006.9
- 5.2.6) 強度性能研究会「製材品の強度性能に関するデータベース」データ集(7), p.18-19, 2005年3月
- 5.2.7) 五十田博, 河合直人：木造軸組構法住宅に用いる壁の復元力特性モデル, 日本建築学会構造系論文集 No. 616, pp.157-163, 2007.6
- 5.2.8) 国土交通省住宅局建築指導課監修：木造住宅の耐震診断と補強方法（初版第7刷）, 財団法人日本建築防災, 2006.9
- 5.2.9) 財団法人 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き, 2005.3.
- 5.2.10) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 4.6節, 2009.11
- 5.2.11) T. Nakagawa, M. Koshihara, N. Kawai, Y. Saito, Y. Suzuki ; Development of numerical analysis method for Japanese traditional wood houses considering the sliding behavior of column ends, Proceedings of 12th World Conference on Timber Engineering, 2012.7
- 5.2.12) 気象庁：気象統計情報—強震観測結果,
<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/>
- 5.2.13) 独立行政法人防災科学技術研究所：強震観測網（K-NET, KiK-net）,
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 5.2.14) 藤田克則, 稲山正弘, 高橋賢二：伝統要素で構成された木造耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集 第18巻, 第38号, pp.141-145, 2012. 2.
- 5.2.15) 中川貴文, 日高敏郎, 稲山正弘：東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その2 立体骨組モデルによる倒壊過程の解析, 日本建築学会学術講演梗概集. C-1, pp.153-154, 2012.9
- 5.3.1) 財団法人 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き, 2005.3.
- 5.3.2) 岡崎友也, 五十田博, 小塚直人, 若島嘉朗：家具類の地震時挙動と有効質量に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 74(646), pp.2199-2208, 2009.12
- 5.3.3) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所ホームページ(強震観測網 K-NET, KiK-net)
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
-

- 5.3.4) 平井敬、福和伸夫「強震記録に基づく東北地方太平洋沖地震による地殻変動分布の算定」日本建築学会構造系論文集 第 77 卷 第 673 号, pp. 341-350 (2012 年 3 月) ①地方自治体、防災科学技術研究所の観測点

第 6 章 現代の木造住宅の生産と 耐震性能評価

- 6.1 CEDXM（シーデクセマ）の概要
- 6.2 本計算ツールの概要
- 6.3 CEDXM と本計算ツールの連携
- 6.4 データ連携の検討
- 6.5 耐震性能評価
- 6.6 第 6 章のまとめ

第6章 現代の木造の生産と耐震性能評価

現在、新築されている戸建木造住宅の85%が軸組構法であり、そのうちの90%がプレカット（あらかじめ工場で木材を加工して、現場で短期間に組み上げること）を利用して生産されている（図6.1）。プレカット加工は三次元CAD・CAMを用いた全自動機械加工が主流となっている。木造住宅の構造性能を評価するためには、軸組（柱・梁等の木材）の情報や、接合部（金物）に関する設計情報が必要であるが、プレカット加工用CADデータには上記情報が三次元情報として作成されており、許容応力度計算や応力解析との親和性は極めて高い。構造部材に関して、三次元CADによる詳細な情報が我が国の大半の木造住宅の生産において作成されていることは、他の国や、他の構造種別（鉄骨造、鉄筋コンクリート造等）による建築物と比べてみても特殊な状況といえる。現在2階建て木造住宅では、新築時の構造性能確認として壁量計算のみが求められているが、住宅生産時に作成される三次元CAD情報を活用すれば、すぐにでも詳細な構造計算を行える状況にある。しかし、毎年数十万戸分作成されている三次元CAD情報は、構造性能評価に活用されることなく、プレカット工場で死蔵されているのが現状である。図6.2に木造住宅の設計・生産の標準的な流れを示したが、現状では、意匠設計の段階で確認申請が行われ、その後プレカット加工に入り初めて軸組の架構等の構造に関する検討が行われることが一般的である。この流れを変えてプレカット加工の際の三次元情報を構造設計に活かすことができれば、合理的により構造安全性の高い木造住宅の生産が可能となる。

本章では、現在の木造住宅の生産の中で作成される木造住宅用CADの構造図やプレカット加工の際に作成される三次元CAD情報に着目し、構造性能評価と連携する手法の検討を行った。本論文で目指す解析手法では、モデル化作業の省力化も実用性の観点で必要とされる事項であるが、CADと連携することにより現代木造については省力化が実現されることになる。三次元CAD情報として研究対象としたのは、後述するCEDXM（シーデクセマ）と呼ばれるファイルフォーマットであり、これを本論文で開発した構造解析手法を入出力インターフェースとともにWEB上で無償公開しているソフトウェア・パッケージ（以下、本計算ツール）と連携させることを試みた。

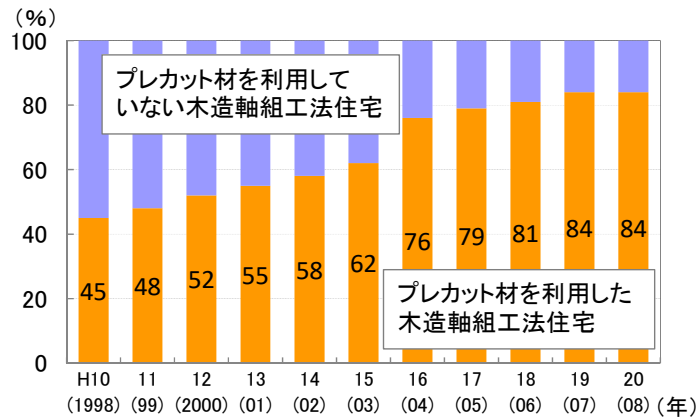


図 6.1 プレカット材を利用した木造軸組構法住宅の割合
(資料：全国木造住宅機会プレカット協会)

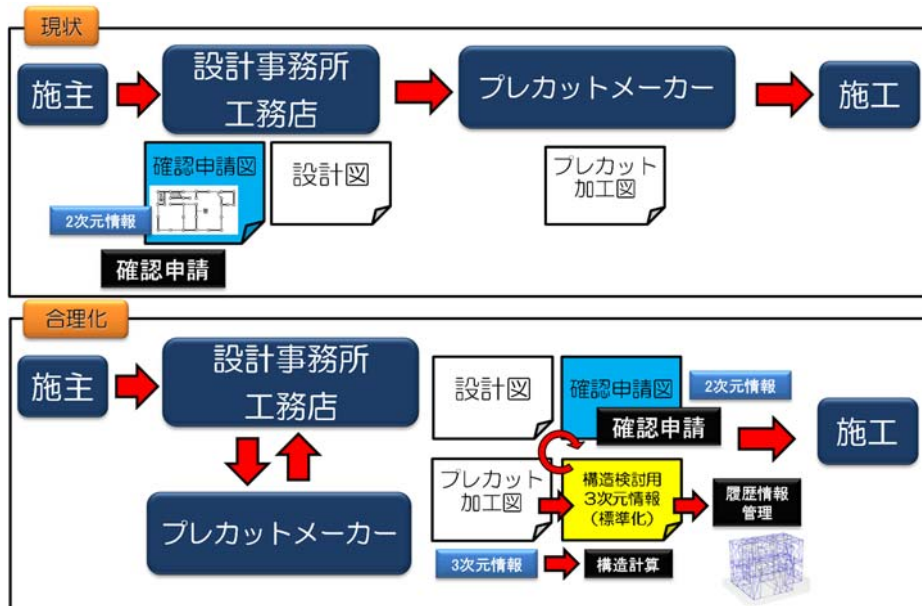


図 6.2 木造住宅の設計・生産の現状と合理化イメージ

6.1 CEDXM（シーデクセマ）の概要

CEDXMとは、木造軸組構法住宅に関する建築意匠CADとプレカット生産CADのデータ連携を目的として構築された標準的なファイルフォーマットである。木造住宅用のCADには、意匠設図作成用のCAD、構造図作成用のCAD、プレカット加工図作成用のCAD等があるが、三次元情報として作成されることが標準的であり、それらのCADの情報の橋渡しをするのがCEDXMファイルフォーマットである。三次元情報の中には、プレカット加工の際に必要な下記の情報が含まれている。

①軸組（木材）の架構の情報

木造住宅を構成する軸組の両端部の三次元座標、寸法（幅・高さ）、端部の加工形状など

②接合部の情報

軸組と軸組を繋ぐ継手・仕口の接合部の仕様、金物の種類、三次元座標など

③壁の情報

筋かいや合板釘打ち耐力壁や、内装材・外装材の壁の仕様、三次元座標など

④水平構面の情報

床、小屋組等の水平構面の仕様、面積、三次元座標など

これらの情報は許容応力度計算などの構造計算を行うために必要な情報であり、実際に木造住宅用CADソフトウェアの中には構造図を作成するだけでなく、許容応力度計算を行う機能を持つものも多い。CEDXMは①～④の情報をファイルとして作成する際の標準フォーマットであり、CEDXMに従ってファイル出力を行うことで様々なCADと連携をすることができる。NPO法人シーデクセマ評議会では標準ファイルフォーマットとして維持管理と更新、さらなる開発及び普及などを目的として活動をしている。長期優良住宅の重要事項である「構造の安定」及び住宅履歴書の保存が求められているが、CEDXMファイルを長期優良住宅の履歴情報の保存等に活用することも可能となる。なお、CEDXMファイルはシーデクセマ評議会に入会することでフォーマットを参照することができる。

6.2 本計算ツールの概要

本論文で開発した非線形解析手法は入出力インターフェースとともにソフトウェア・パッケージとして、2010年12月よりインターネット上で公開を開始し、下記URLから無償でダウンロードすることができる。

ダウンロード URL : <http://www.rish.kyoto-u.ac.jp/~nakagawa/>

本計算ツールの入出力インターフェースは、強非線形解析手法による計算結果を動画で確認することが出来る。公開開始から2018年10月まで、ソフトウェアのダウンロード数

は23,000回以上、youtubeの動画の再生回数は70,000回以上に達している。本計算ツールはwindowsのGUIを備えており、画面を見ながら木造住宅の解析モデルを作成し、変形の大きさ、損傷状況、倒壊の有無等の解析結果をアニメーションによって確認することができる。数値解析の専門知識が無くても実際に目で見て地震時の木造住宅の応答挙動や、耐震性能を確認できるため、大学生や構造設計者の教育用ツールとしても使われている。

6.3 CEDXM と本計算ツールの連携

プレカットの際に作成される三次元CAD情報は、構造解析モデルとの親和性が高いということは、プレカット材を用いて生産される木造住宅全てが高度な三次元構造解析を行える状況にあることとなる。本研究ではプレカットの際の三次元情報を活用した木造住宅の耐震性能評価（構造計算）が広く普及することを目指して、CEDXM ファイルを介して本計算ツールで木造住宅の三次元CAD情報を読み込み、自動で耐震シミュレーションを行うことが出来る連携手法の検討を行った。実際の検討作業としては2013年度からCEDXM評議会の開発委員会において、連携に向けた情報の整理や、ソフトウェア開発を行った。本計算ツールは解析モデル作成の際に、テキスト入力で軸組や構面の端部の3次元座標を入力する必要があり、木造住宅1棟分の主要構造部材や耐震要素を全て入力すると、1日がかりの作業となり、公開当初のバージョンではユーザーの負担となっていた。CEDXMと連携して、三次元座標を自動で解析モデルに変換できれば、この負担が大きく軽減されることになる。CEDXMはXMLファイル形式が採用されており、木造住宅を構成する柱・梁等の軸組の端部の3次元座標、断面寸法、樹種、ヤング係数等がテキスト情報として、保存されている。2000年の開発開始からバージョンアップを継続し、現在バージョン7が最新である。

木造住宅用CADやプレカットCADで普及しているのはバージョン4であるが、各CADソフトによってCEDXMファイルで出力する際の軸組等の情報の精密さ（解像度）が異なるところがあり、また、本計算ツールで解析モデル作成の際に必要なとされる情報についても、CADソフトで異なるところがあった。そこで、表6.2.1に示した通り、情報の解像度に応じて、両者の連携により自動でモデル化される項目のレベル分けを行った。

レベル1では軸組・筋かい耐力壁は自動でモデル化されるが、他の情報は解析モデルに反映することは出来ない。接合部や水平構面の情報は反映されないため変形しないものとして解析を行うこととなる。レベル2では筋かい耐力壁以外の鉛直構面もモデル化され、レベル3になると、開口部や小壁、レベル4になると、接合部や水平構面についても解析モデルに反映されることになる。連携に関する検討で分かったこととして、レベル1～2までは標準的な木造住宅用CADやプレカットCADから出力されるCEDXMファイルで連携可能であり、レベル3～4となると、出力するCADソフト側で、本計算ツールで必要となる情報の解像度向上が必要となる。各連携レベルに対応する建物を考えてみると、レベル1～2は新築の壁量計算を想定した木造住宅（接合部は変形しない。水平構面は剛床と仮定。）

であり、レベル3～4は性能表示制度や耐震診断を想定した既存、新築木造住宅（接合部、水平構面の構造検討も必要）を対象にしているといえる。

表 6.2.1 本計算ツールと CEDXM の連携のレベル

モデル化する項目	レベル1	レベル2	レベル3	レベル4
軸組	○	○	○	○
筋かい耐力壁	○	○	○	○
筋かい以外の耐力壁	×	○	○	○
開口部 (小壁のモデル化)	×	×	○	○
接合部の変形	×	×	×	○
水平構面の変形	×	×	×	○

6.4 データ連携の検討

前節の連携に向けた検討結果を反映して、CEDXM ファイルを直接読み込む機能を実装した新たなバージョン(ver.3)を2015年6月からインターネットで公開を開始した。各種CADソフトから出力されたCEDXMファイルから、簡単な操作で解析モデルを作成し、地震応答シミュレーションを実行することが可能となった。ファイルを直接読み込むだけで自動生成される解析モデルの連携レベルは2程度であるが、新たに開発したプリ・ポスト処理を行うGUIインターフェースにより、鉛直構面、水平構面、接合部等の手直しを簡単に行うことが可能となり、自動処理ではないが、レベル4相当の連携も実現された。

前節の連携のレベルに基づき、CEDXMファイルの情報から取る出せる情報と、モデル化の仮定・方法について下記の通りまとめられる。項目中の太字は、自動化のためにはCEDXMのバージョンアップが必要と考えられる項目である。以下、各耐震要素について、データ連携の検討結果を解説する。また2018年7月に公開したver.4ではCEDXM連携をさらに強化し、水平構面や接合部の入力自動化され、レベル4の連携が実現された。

○レベル1

- ・対象とする軸組は柱・梁・桁・土台・大引
- ・軸組の端部は、定義された高さ、モジュールで補正するかどうかが選択
- ・耐力壁は筋かいのみモデル化
- ・接合部、水平構面は破壊しないと仮定

○レベル2

- ・対象とする軸組は柱・梁・桁・土台・大引
- ・軸組の端部は、定義された高さ、モジュールで補正するかどうか選択
- ・耐力壁は全面壁のみモデル化（筋かいの樹種名で壁の種類を判断）
- ・接合部、水平構面は破壊しないと仮定

○レベル3

- ・対象とする軸組は柱・梁・桁・土台・大引・窓台・窓まぐさ
- ・軸組の端部は、定義された高さ、モジュールで補正するかどうか選択
- ・耐力壁は全面壁、外壁・内壁材（腰壁、垂壁を含む）
- ・接合部、水平構面は破壊しないと仮定

○レベル4

- ・対象とする軸組は柱・梁・桁・土台・大引・窓台・窓まぐさ
- ・軸組の端部は、定義された高さ、モジュールで補正するかどうか選択
- ・耐力壁は筋かいと、外壁・内壁材（腰壁、垂壁を含む）
- ・接合部の位置、種類に応じて、耐力を設定
- ・水平構面の種類に応じて耐力を設定

6.4.1 軸組情報

表 6.4.1 に CEDXM ファイル中の軸組に関連する情報の概要を示した。CEDXM では XML 形式に従ってファイルが記述されている。表中の XML タグから軸材の材端の 3 次元座標、樹種・等級を拾うことができる。樹種・等級が無い場合は無等級材のヤング係数、曲げ強さを自動選択する等の対応が必要となる。横架材の Z 座標については部材毎に僅かにずれることが多いが、解析モデルは Z 方向が階高で一律である方が、モデル化のエラーが少ないことが多い。そのため、CEDXM 中の階高の情報から誤差範囲のオーダーで補正するか、そのままの高さを使うかを選択してモデル化することとなる。

(Z 座標のモデル化の際の選択肢)

- ①柱・横架材の Z 座標を階高等で補正。
- ②柱・横架材の Z 座標は補正しない。

XY 座標についてもモジュールと僅かにずれる部材が存在するが、モジュールの情報から誤差範囲のオーダーで丸めるか、そのままの位置を使うかを選択してモデル化することとなる。

(XY 座標の選択肢)

- ①柱・横架材の位置をモジュールで補正。
- ②柱・横架材の位置は補正しない。

表 6.4.1 CEDXM ファイル中の軸組に関する情報

関連情報		情報レベル	
情報 A	部材 A	寸法 (幅)	必須
		寸法 (高さ)	必須
		樹種	選択 (未対応)
		等級	選択 (未対応)
		上端の Z 座標	必須
		下端の Z 座標	必須
		種類	必須
	部材 B	寸法 (幅)	必須
		寸法 (高さ)	必須
		樹種	選択 (未対応)
		等級	選択 (未対応)
		上端の Z 座標	必須
		下端の Z 座標	必須
		種類	必須

6.4.2 壁・筋かい情報

表 6.4.2 に CEDXM ファイル中の壁・筋かいに関連する情報の概要を示した。補助部材のタグから筋かいの材端の 3 次元座標と断面寸法を拾うことができる。面材系の耐力壁については耐力要素情報から 3 次元座標と壁倍率を拾うことができる。

表 6.4.2 CEDXM ファイル中の壁・筋かいに関する情報

関連情報			情報レベル
情報 A	部材 A	種類	必須
		寸法 (幅)	必須*1
		寸法 (高さ)	必須*1
		樹種	選択 (未対応)
		等級	選択 (未対応)
		始点の座標	必須
		終点の座標	必須
情報 B	部材 B	層	必須
		始点・終点の座標	必須
		壁倍率	選択

*1 筋かい以外の耐力壁を選択した場合は不要

6.4.3 水平構面情報

水平構面の情報については、部屋の区分での水平構面の生成は可能であるが、構造解析モデルとするにはさらに細かい区分での分割が必要である。そのため、変換の自動化の際に水平構面については情報を拾わず、GUI による変換後の処理によって、水平構面はモデル化することになる。モデル化は 2 点タッチで画面上で行うことができるため、標準的な木造住宅で入力に要する所要時間は 5~10 分程度である。

6.4.4 開口部情報

表 6.4.2 に CEDXM ファイル中の開口部に関連する情報の概要を示した。開口情報から窓台、窓まぐさを拾うことができるが、CEDXM のファイルによっては、柱と連結されていない部材が存在するため、自動生成することは難しい。そのため、GUI の変換後の処理によって、立面図から入力を行うこととしている。開口部についてもモデル化は 2 点タッチで画面上で行うことができるため、標準的な木造住宅で入力に要する所要時間は 10～30 分程度である。

表 6.4.3 CEDXM ファイル中の開口部に関する情報

関連情報		情報レベル	
情報 A	部材 A	種類	選択 (未対応)
		寸法 (幅)	選択 (未対応)
		寸法 (高さ)	選択 (未対応)
		樹種	選択 (未対応)
		等級	選択 (未対応)
		始点の座標	選択 (未対応)
		終点の座標	選択 (未対応)
情報 B	部材 A	層	選択 (未対応)
		高さ	選択 (未対応)
		開口高さ	選択 (未対応)
		開口幅	選択 (未対応)

6.4.5 階高、モジュール情報

表 6.4.4 に CEDXM ファイル中の階高・モジュールに関連する情報の概要を示した。以下のタグより階高とモジュール・基準点に関する情報を拾うことができる。

表 6.4.4 CEDXM ファイル中の階高・モジュールに関する情報

関連情報		情報レベル	
情報 A	高さ	階	必須
		階数	必須
情報 B	座標	座標	必須
		間隔	必須

6.4.6 パラメータファイルの考え方

モデル化の際の各種耐震要素のバネのパラメータに関する情報が必要となるが、以下に各耐震用のパラメータの本計算ツールの標準的な設定方法について示した。

【軸組のパラメータ】

- ・ 曲げ強さ、ヤング係数は樹種に応じて設定。
- ・ 断面に応じて、断面2次モーメント・最大曲げモーメントを設定。

【壁・水平構面のパラメータ】

- ・ レベル1では筋かいは断面に応じて、30×45、30×90の骨格曲線
- ・ レベル2～4では建築基準法施行令46条第4項、昭和55年1100号告示の耐力壁は骨格曲線を選択。
- ・ 耐震診断マニュアル、限界耐力計算マニュアル、文献値などから設定。
- ・ 大臣認定の壁は、性能評価書を元にユーザー側で設定。

【接合部のパラメータ】

- ・ レベル1では接合部は破壊しないと過程（レベル1）
- ・ レベル4ではGUIにおいてZマーク金物は骨格曲線を実験データから選択
- ・ その他の金物は、性能評価書を元にユーザー側で設定。

【その他】

- ・ 継手接合部はピン接合とする。
- ・ 仕口の形状は区別せず一律回転バネの耐力を与える。
- ・ 重量の情報はCEDXM ver.7で情報として残すか、構造計算ソフトで拾う必要がある。

6.4.7 各種木造住宅用CADからの変換

木造住宅用の意匠CADやプレカットCADソフトウェア5種類から、CEDXMファイルに変換してアウトプットして、本計算ツールに必要な情報が記録されているか検証を行った。表6.4.5に結果を示したが、壁の情報以外は、ほとんどのCADソフトウェアから本計算ツールに自動で変換可能であることがわかった。

表 6.4.5 各種木造住宅用ソフトウェア (A~E) からの CEDXM ファイル出力結果

本計算ツールの情報	CEDXMの情報	部位など	A	B	C	D	E
軸組関連	階数	階	○	○	○	○	○
軸材	柱	寸法 (幅)	○	○	○	○	○
		寸法 (高さ)	○	○	○	○	○
		樹種	○	○	○	○	○
		等級	○	○	○	○	○
		始点の座標	○	○	○	○	○
		終点の座標	○	○	○	○	○
	横架材	寸法 (幅)	○	○	○	○	○
		寸法 (高さ)	○	○	○	○	○
		樹種	○	○	○	○	○
		等級	○	○	○	○	○
		始点の座標	○	○	○	○	○
		終点の座標	○	○	○	○	○
	その他	種類-名称	○	○	○	○	○
		寸法 (幅)	○	○	○	○	○
		寸法 (高さ)	○	○	○	○	○
		樹種	○	○	○	○	○
		等級	○	○	○	○	○
		始点の座標	○	○	○	○	○
筋かい	筋かい	筋かい上端点	○	○	○	○	○
基準線	部屋	層	○	○	○	○	○
		領域	○	○	○	○	○
壁	壁	種類					○
		寸法 (幅)					○
		寸法 (高さ)					○
		樹種					○
		等級					○
		始点の座標					○
開口	開口	層	○	○	○	○	○
		取り付け高	○	○	○	○	○
		開口高さ	○	○	○	○	○
		開口幅	○	○	○	○	○

6.4.8 変換例

CEDXM ファイルから本計算ツールへの変換について検証物件を用いた事例を示した。対象物件の CEDXM ファイルから抽出可能な情報は下記となる。

- ・ 構造材の情報
 - 横架材・柱の端部の3次元座標
 - 横架材・柱の端部の勝ち負け
 - 横架材・柱の断面寸法（柱 120mm 角、横架材 成～270mm）
- ・ 補助部材 窓台、窓まぐさ、垂木、間柱

CEDXM ファイルに情報が無く、計算のために追加で必要な情報は下記の通りである。

- ・ 耐力壁の位置
- ・ 接合部の情報
- ・ 重量の情報
- ・ 耐力壁の荷重変形関係

CEDXM から GUI への自動変換によりモデル化した結果、軸組の再現性は下記となる。構造部材については 95～100%自動変換が可能である。

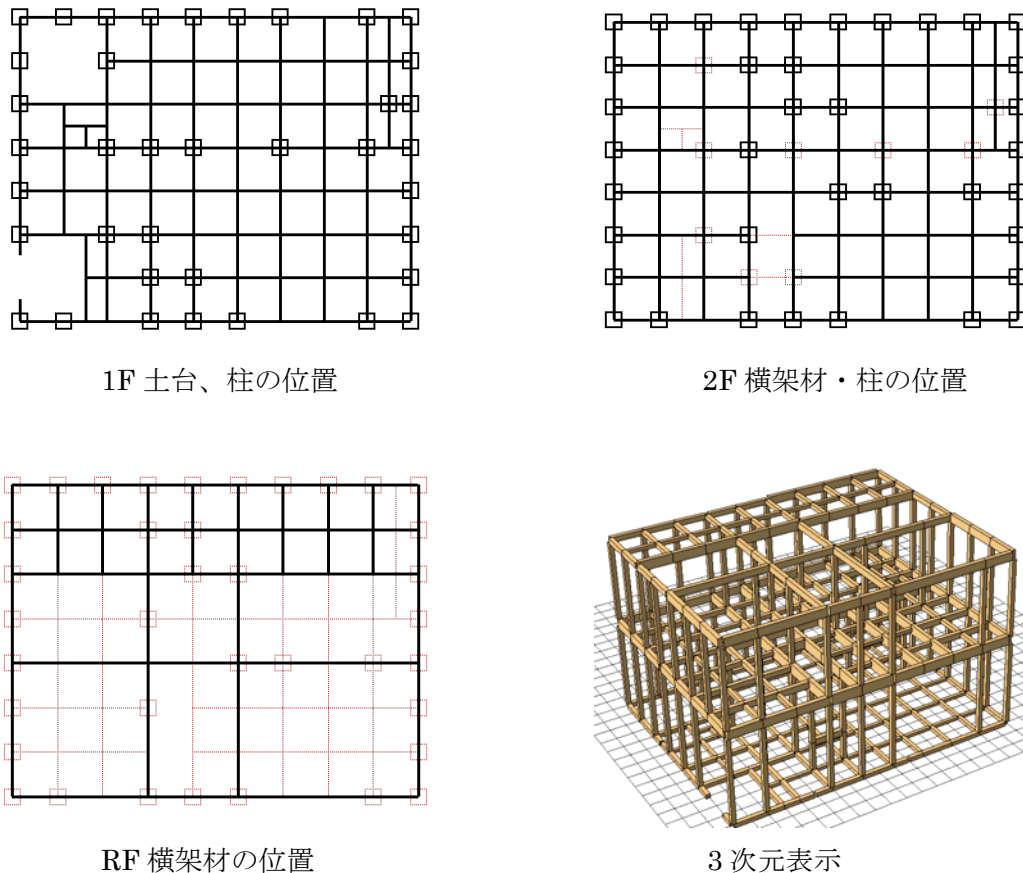
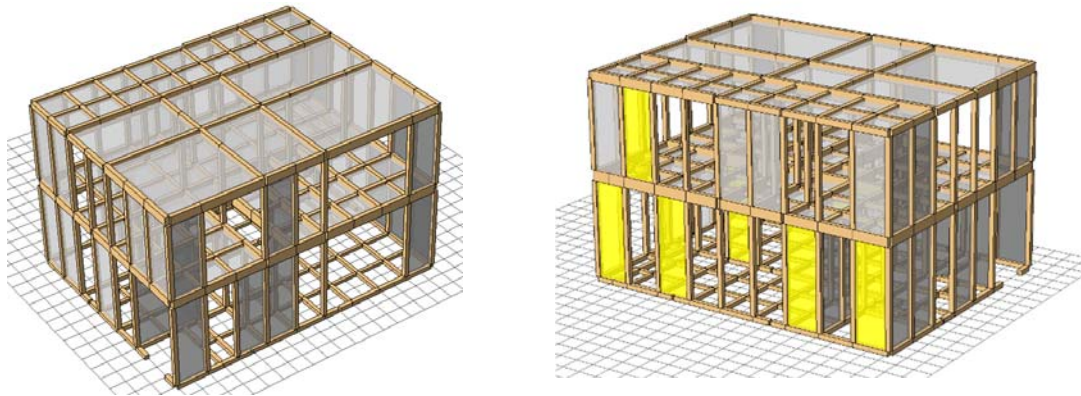


図 6.4.1 CEDXM ファイルから自動変換した軸組の情報

壁・水平構面の情報は GUI により自動で設定した。重量は構造計算書より設定 (1F: 100kN 2F: 142.61kN RF: 114.75) し、地震動は第一種地盤 85% 入力 (基準法大地震レベル)、2.5 倍耐力壁の荷重変形関係は構造用合板 2.5 倍相当として計算した。図 6.3.2 に計算前の解析モデルの外観と計算結果を示した。ノート PC (Core i7) を用いて計算時間は 40 分程度である。



GUI で壁・水平構面を入力

計算結果 (損傷箇所表示)

図 6.4.2 CEDXM ファイルから自動変換した軸組の情報

6.5 耐震性能評価

ここでは、前節までに検討した本論文の解析手法について、耐震性能評価に用いる場合の利用方法、留意事項、適用範囲等についてまとめる。

6.5.1 想定する活用方法

本解析手法（研究成果としての計算ソフトウェア本計算ツールを含む）はこれまで説明したとおり木造住宅を3次元立体骨組でモデル化し、時刻歴応答解析を行う数値解析手法である。2階建ての木造住宅は、現行の建築基準法における耐震基準では壁量計算による仕様規定のみで建築することが可能であり、4号特例により第3者のチェックも省略することが可能である。本手法はそのような建物について3次元CADから出力した情報を用いて（あるいはゼロから本計算ツールを用いて解析モデルを作成することで）、耐震シミュレーションを行うことによる耐震基準のチェック「 $+\alpha$ 」の使い方を想定している。

具体的には壁量計算のみではチェックできない水平構面の破壊や、軸材の破壊のチェック、巨大地震に対する耐震性能確認などを、シミュレーションにより視覚的に計算結果を表示することで、施主や設計者の耐震性に対する理解を深めることを想定している。木造住宅の構造性能に最も影響を及ぼす軸組の架構（木組）については、現状ではプレカット工場で作成されることがほとんどであるが、軸組の架構や壁配置が構造的に安全であるかを直接確認する手段として、木造住宅の構造安全性の向上に寄与することが考えられる。

その他の使い方として、木造住宅の新築時の構造計算や、耐震診断法にも活用することが可能である。その場合は①時刻歴応答解析、②限界耐力計算、③保有水平耐力計算の3つの評価法への応用が考えられる。

①時刻歴応答解析：

本解析手法を用い、「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」等に従い、数種類の地震波により建物の各層の応答を確認し、変形が規定値に収まることを確認することになる。

②限界耐力計算：

本解析手法で A_i 分布等によるプッシュオーバー解析を実施し、各階の荷重変形関係から1自由度に縮約した荷重変形関係を計算し、必要耐力曲線との交点から応答を確認し、変形が規定値に収まることを確認することになる。

③保有水平耐力計算：

限界耐力計算と同様にプッシュオーバー解析により荷重変形関係を計算し、各階 D_s から必要保有水平耐力を満たすかどうか確認することになる。

本論文では、壁量計算「 $+\alpha$ 」としての活用、構造設計での活用、の両方を本手法を用いた「耐震性能評価」と位置づける。

6.5.2 対象とする建築物、ユーザー、適用範囲

本解析手法のプリプロセッサである GUI で簡易にモデル化できるのは、在来軸組構法、枠組壁工法、伝統構法による標準的な木造住宅であるが、拡張機能を用いれば、CLT パネル工法、大規模集成材構造、中層枠組壁工法建築物、社寺建築や、五重塔のような複雑な形状の建築物の解析も可能である。ユーザーは構造設計者の他、意匠設計者、研究者による研究利用、大学院の学生の教育的利用を想定している。

最も多くの利用が想定される GUI の適用範囲、CEDXM ファイルから変換する場合の適用範囲は下記にまとめられる。

①GUI で初めからモデル化する場合の適用範囲

- ・ スキップフロアは、中間階を階で定義すれば平面図入力でモデル化可能
- ・ 母屋下がりは立面図モードで、柱・横架材を入力するか、階として定義すれば平面図モードでモデル化可能
- ・ 窓、窓まぐさ、バルコニーは立面図モードで、柱・横架材を入力すればモデル化可能
- ・ 斜め壁は原則モデル化可能だが、接合部にずれなどがあれば計算でエラーが生じる場合がある。
- ・ 登り梁、勾配天井は基本機能ではモデル化不可。本計算ツールの拡張機能を使って手入力でモデル化する必要がある。
- ・ 小屋組はモデル化不可。屋根は陸屋根に置換して小屋梁レベルに水平構面を張る必要がある。
- ・ 通し柱は立面図モードで入力可能。

②CEDXM インポート機能を使ってモデル化する場合の適用範囲

- ・ スキップフロアは、中間階を階で定義すればインポート可能
- ・ 母屋下がり 50cm 程度下がっていい、横架材が独立していれば、インポート可能。
- ・ 水平構面は studio で追加入力をする必要がある。その際、小屋梁レベルも水平構面を追加入力する必要がある。
- ・ 小屋組はインポート不可。
- ・ 床梁の横架材の高さが 20cm 程度のズレしかない場合、正常にモデル化できない場合がある。インポートの際のオプションでズレを補正する必要がある。

③CEDXM インポート機能を使ってモデル化する場合に追加入力が必要な項目

- ・ 水平構面
- ・ 窓台・窓まぐさ（垂壁・腰壁を耐震要素として考慮する場合）
- ・ 耐力壁以外の外装材等の雑壁（耐震要素として考慮する場合）
- ・ 大臣認定壁が CEDXM ファイルに含まれている場合は、大臣認定壁のパラメータの設定が必要。

- ・各階の重量（CEDXM ファイルに情報がない場合。studio フォルダにある簡易重量表で計算するか、重量を拾う必要があり）

6.5.3 解析モデルの作成

解析モデルは新築の軸組構法で木造住宅用 CAD を用いて図面作成された場合、プレカット工場で機械加工された場合には CEDXM データを取得することが可能であるため、6.3 節の方法で変換を行いモデル化することが可能となる。その他の場合には新築時の軸組図が入手できれば、図面に従い 3 次元モデルを作成する。

軸組図がない場合や、現況調査による耐震診断で活用する場合には不明な情報をモデル作成の際に補完する必要がある。調査の方法等は「木造住宅の耐震診断と補強方法」が参考になる。

6.5.4 耐震要素のバネ、重量について

鉛直構面、水平構面、接合部等の耐震要素のバネについては、5.2 節の解析モデルで説明したとおり、「設計用のパラメータ」と「実態のパラメータ」を使い分ける必要がある。実態のパラメータは、4 章や 5 章で振動台実験や、地震の被害を再現する際に用いるもので、文字通り実際の建物の実態性能をモデル化したもので、実験結果から最も実態に近い性能を示す代表値（通常は 50% 下限値）を忠実に再現するものである。設計用のパラメータは、実態のパラメータに対してばらつきや安全率を考慮して用いられるもので、構造設計に用いられるものである。そのため、設計用のパラメータを用いたほうが、実態に比べ耐震性能は低くなる。

本手法においては、基準法に規定する地震動に対する安全性の確認の場合には、原則的には設計用のパラメータを用いることになり、過去の地震で観測された巨大地震動を用いて、実際の地震でどの程度損傷を受けるか評価する場合は、実態のパラメータを用いることになる（安全側で設計用のパラメータを用いても良い）。

重量についても「設計用の重量」と「実態の重量」には大きな差がある。設計用の重量は安全を考慮して、特に積載荷重は実態の上限値に近い値を採用している。過去に実施された振動台実験でも試験体に積載荷重として 600N/m^2 の錘が追加されていることが多い。本論文の 4 章で解析の対象とした振動台実験の試験体の総重量と積載重量を表 6.4.1 に示した。5.3 節で説明したとおり、実態として積載重量は 200N/m^2 程度が平均であり^{6.5.1)}、実態を 200N/m^2 と仮定した各階の総重量を表 6.5.1 に併記したが、実態と試験体重量で 1 割程度の開きがある。木造住宅は他構造に比べ重量が軽いいため、積載荷重の影響が総重量に与える影響が大きい。重量についても基準法に規定する地震動に対する安全性の確認の場合には、原則的には設計用の重量を用いることになり、過去の地震で観測された巨大地震動を用いて、実際の地震でどの程度損傷を受けるか評価する場合は、実態の重量を用いることになる（こちらも安全側で設計用の重量を用いても良い）。

表 6.5.1 各試験体の固定荷重と積載荷重

試験体	2F		3F		4F		①試験体 総重量	②試験体 総重量 錘200N/m ² と仮定	②/①
	固定荷重	積載荷重	固定荷重	積載荷重	固定荷重	積載荷重			
A、B (4.2節)	98.4	20.7	91.4	0.0			210.5	196.7	0.93
C (4.3節)	170.1	47.7	148.9	0.0			366.7	334.9	0.91
D (4.1節)	75.8	27.3	77.0	27.3	61.2	0.0	268.6	232.2	0.86

垂れ壁・腰壁やモルタルサイディング等の耐震要素については、壁量計算では考慮することが出来ないが、4.1節、4.2節で説明したとおり、余力として耐震性能に大きく影響を与えることがわかっている。構造設計で用いる場合は考慮しないほうが安全側であるが、地震被害の再現等ではモデル化の方が実態に近い結果が得られるとかがえられる。

6.6 第6章のまとめ

現代の木造住宅の生産の際に作成される CAD データを用いて、耐震性能評価のためのモデル化の入力を自動化の検討を行った。その結果、木造住宅全体の軸組、接合部、壁・床等を短時間でモデル化することが可能となった。

各種 CAD ソフトから出力された CEDXM ファイルから、簡単な操作で解析モデルを作成し、地震応答シミュレーションを実行することが可能となる。ファイルを直接読み込むだけで自動生成される解析モデルの連携レベルは 2 程度であるが、新たに開発したプリ・ポスト処理を行う GUI インターフェースにより、鉛直構面、水平構面、接合部等の手直しを簡単に行うことが可能となり、自動処理ではないが、レベル 4 相当の連携も実現された。今後、新築住宅等で本解析手法を活用する場合の解析モデルの省力化が期待される。

また、本解析手法を耐震性能評価に用いる場合の活用方法、留意事項、適用範囲等について整理を行った。設計用のパラメータ・重量、実態のパラメータ・重量を用いることで耐震性能に差が生じるため、本解析手法の利用目的に応じて使い分ける必要がある。なお、本論文では、将来的に本解析手法を設計ツールとして耐震性能評価に用いられることを想定して、構造解析の手法を提案し耐震性能評価に用いる際の留意事項を示した。設計に用いる際のパラメータの安全率の取り方や、施工状態も含めたモデル化の詳細については構造設計者の判断が必要であり、今後、詳細な検討が必要な項目である。

第6章 参考文献

- 6.5.1) 岡崎友也, 五十田博, 小塚直人, 若島嘉朗: 家具類の地震時挙動と有効質量に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 74(646), pp.2199-2208, 2009.12

第7章 結論

- 7.1 強非線形解析法について
- 7.2 木造住宅のモデル化について
- 7.3 実大振動台実験における検証について
- 7.4 地震被害の再現解析
- 7.5 耐震性能評価法の提案
- 7.6 今後の課題

第7章 結論

本研究では、新築・既存の木造住宅を対象として、三次元解析モデルを作成し、木造住宅が完全に倒壊・崩壊するまでの挙動（強非線形挙動）を再現できる耐震性能評価を行うことが出来るシミュレーション手法の確立を目的として、個別要素法を基本理論とした強非線形解析手法を開発し、振動台実験との比較により精度の検証を行った。また地震被害の再現解析への適用例を示した。

第2章では、本解析手法の基本理論について説明を行い、第3章では、木造住宅のモデル化法について代表的な構法と耐震要素を整理し、数値解析モデル化する上での各耐震要素の整理を行った。第4章では、第3章のモデル化手法における耐震要素3例に着目し、木造住宅の実大振動台実験の試験体について本手法を用いて再現を行い、耐震要素の再現性の検証を行った。第5章では、本解析手法を用いた耐震性能評価法の事例として、過去の木造住宅の地震被害を再現した事例3つを紹介し、本解析手法を耐震性能評価法に活用する方法について提案を行った。1.3節で本論文のアウトプット（目標）を下記に挙げたが、その達成状況を含め、得られた結論をまとめる。

【本研究の目標】

- ①これまでの研究では困難とされていた木造住宅の倒壊に至る挙動を追跡できる解析手法の開発
- ②開発した解析手法を用いた実大木造住宅の振動台実験と、過去の地震被害の再現解析を行い、現象を再現するための入力パラメータ等の整理
- ③木造住宅の生産システムに本解析手法を組み込むことによる実務で用いることのできる耐震性能評価手法の提案

7.1 強非線形解析法について（第2章）

木造住宅の地震時の強非線形挙動を追跡できる構造性能評価のために、非連続体解析手法である個別要素法を基本理論として用いた構造解析法の開発を行った。また、木造住宅の軸組、接合部、壁・床等の各耐震要素のモデル化法の提案を行った。

7.2 木造住宅のモデル化について（第3章）

木造住宅を構造解析モデルの視点から分析し、本解析手法におけるモデル化の概要についてまとめた。また、個別の耐震要素について、木造住宅の耐震性能評価において再現する物理現象と耐震要素のモデル化手法の関係について整理を行った。

表7.2.1に木造住宅の耐震性能評価の際に重要となる主な地震時挙動とモデル化手法について示した。立体骨組では、8通りの地震時挙動をモデル化することが可能であるが、串団子モデルでは、再現できる挙動に限られる。

表 7.2.2 に各構法において壁量計算の前提条件と起こりうる地震時挙動について示した。地震時挙動は表 7.2.1 と共通するものであるが、既存木造住宅や伝統木造住宅では建物全体の变形に影響が大きい地震時挙動をモデル化するためには立体骨組による解析が必要となる場合が多いことがわかった。

表7.2.1 木造住宅の地震時挙動とモデル化手法

地震時挙動	等価線形化 法	串団子	疑似立体	立体骨組	必要となるパラメータ	本論における 検証
層崩壊	○	○	○	○	層の荷重変形関係	4.1
ねじれ(壁の個別 変形)	—	—	○	○	壁の荷重変形関係 床の荷重変形関係	4.1
水平構面の変形・ 破壊	—	—	○	○	壁の荷重変形関係 床の荷重変形関係	4.1
柱脚の滑り挙動	—	—	○	○	柱脚の荷重変形関係	4.3
接合部先行破壊	—	—	—	○	接合部の引張方向の荷重 変形関係	4.1
部材の劣化	—	—	—	○	軸材・接合部が劣化した際 の荷重変形関係の低減率	参考文献
柱のモーメント抵 抗・破壊	—	—	—	○	軸材のモーメント抵抗	4.1 4.2
外壁の連層効果	—	—	—	○	外装材の連層挙動	4.2

表7.2.2 木造住宅の構法と地震時挙動

構法	壁量計算の前提条件	起こりうる地震時挙動 (影響大)	起こりうる地震時挙動 (その他)	本論にお ける検証
伝統構法	建築基準法以前	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊 柱脚の滑り・浮き上がり 通し柱・軸組のモーメント抵抗	外壁の連層効果	4.3 5.1 5.2
在来軸組構法 (既存木造)	△耐力壁のみで抵抗 △接合部が先行破壊しない △床が剛床 △立面・平面が整形	層崩壊 ねじれ 接合部先行破壊 水平構面の変形・破壊	柱のモーメント抵抗・破壊 外壁の連層効果	4.1 5.1
現代木造	耐力壁のみで抵抗 接合部が先行破壊しない △床が剛床 △立面・平面が整形	層崩壊 水平構面の変形・破壊	柱のモーメント抵抗・破壊 外壁の連層効果	4.2 5.3

以上の検討の結果、木造住宅全体の軸組、接合部、壁・床等を短時間でモデル化する手法を提案し、地震時の強非線形挙動を追跡できる構造解析手法が実現された。よって目標の①が達成されたといえる。

7.3 実大振動台実験における検証（第4章）

本論文のモデル化手法を、実大の木造住宅の振動台実験3例と比較することで検証を行った。

4.1節では、3階建ての木造軸組構法の木造住宅の振動台実験を対象として、壁・接合部・軸組の3つの基本的な耐震要素について2章、及び3章で提案した強非線形解析手法と、立体骨組によるモデル化手法の妥当性の検証を行った。加えて壁の両端の柱脚・柱頭接合部におけるモーメント抵抗と、接合部の設計が不十分な場合に、接合部が先行破壊する現象についても検討も行った。その結果、壁の両端の柱脚・柱頭接合部におけるモーメント抵抗を精密にモデル化することで、振動台実験の層崩壊、接合部の先行破壊について、地震時挙動を再現可能であることがわかった。

4.2節では、2階建ての補強・無補強の既存木造住宅の振動台実験を対象として、4.1節で検討した耐震要素に加え、外壁のラスモルタルが塗り面積に応じて建物全体の变形を拘束する効果についてモデル化手法の検討を行った。その結果、変形拘束効果を考慮した場合は、個別にモルタル壁をブレース置換によりモデル化した場合に比べ、プッシュオーバー解析において20~60%程度、時刻歴応答解析において15%~55%程度1層の最大層せん断力が大きくなり、モルタル壁のモデル化手法の違いにより、応答変形が大きく異なる結果となり、モルタル壁の変形拘束効果が建物全体の挙動に与える影響は大きいことが分かった。

4.3節では、2階建ての伝統的構法による振動台実験を対象として、柱脚が石場建て仕様となっている場合に、柱脚に滑り、浮き上がりが生じる挙動のモデル化手法について検討を行った。その結果、土塗り壁の耐力が「80%」、動摩擦係数が「0.4」の解析モデルでは、2Fの層間変形は実験に比べ小さかったが、滑り挙動と1F、2Fの層間変形は、どの加振においても、ほぼ適合する結果であった。伝統構法住宅をモデル化する場合には、柱脚の滑り挙動に関する情報を正確に把握する必要があることがわかった。以上の検討結果から、目標の②が達成されたといえる。

7.4 地震被害の再現解析（第5章）

木造住宅の耐震性能と、地震被害状況の関連を精緻に分析する手法の提案を目的として、過去に発生した大地震時に被害を受けた木造住宅を対象として、近隣で観測された地震波と地盤条件から推定した入力波と、詳細な数値解析モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、地震被害の再現を試みた。対象とした木造住宅は、5.1節では旧耐震~新耐震基準の軸組構法による木造住宅、5.2節では伝統構法による社寺建築物、5.3節では現行の建築基準法(2000年基準)による木造住宅である。

それぞれ、対象の木造住宅の近隣で観測された地震波と、第2章で提案した解析モデルによって地震被害を再現できることが分かった。今後、サイト波を用いた個別建物の時刻歴応答解析による耐震性能評価法に適用できる可能性が示された。

7.5 耐震性能評価法の提案（第6章）

現代の木造住宅の生産の際に作成される CAD データを用いて、耐震性能評価のためのモデルの入力の自動化の検討を行った。その結果、木造住宅全体の軸組、接合部、壁・床等を短時間でモデル化することが可能となった。今後、新築住宅等で本解析手法を活用する場合の解析モデルの省力化が期待される。また、本解析手法を設計ツールとして耐震性能評価に用いられることを想定して、構造解析の手法を提案し耐震性能評価に用いる際の留意事項を示した。設計に用いる際のパラメータの安全率の取り方や、施工状態も含めたモデル化の詳細については構造設計者の判断が必要であり、今後、詳細な検討が必要な項目である。実用化に向けて本手法の発展が望まれる。

7.6 今後の課題

本論文の耐震性能評価法によると、要素実験によってほとんどの耐震要素の荷重変形関係が明らかになった木造住宅で、比較的標準的なプランに関しては、数値解析によって振動台実験の最大応答値については事前解析によって予測可能で、強非線形挙動までは事後解析によって追跡できるようになったといえる。しかし、木造の中でも複雑な立面形状を有する建築物や、層の概念が明確でない葺き下ろし屋根・裳階等の不整形な建築物が、最大耐力を超えた強非線形における、接合部の破壊や建築物全体の倒壊挙動を追跡するにはまだまだ課題が多いと考えられる。今後の数値解析手法の発展が望まれる。

耐震要素の荷重変形関係が加力速度により変化する現象（いわゆる速度効果）や、繰り返し加力における木質構造特有の複雑な履歴則の精緻化など、現状の数値解析手法で考慮されていない物理現象は多く存在する。また、地震動の3次元入力の影響や、長期使用時の木材の経年による変化、複雑な外力が作用した際の部材・接合部の応力状態の変化等、木造住宅の耐震設計において現状考慮されていない（あるいは安全を見込んで評価されている）物理現象も数多い。実大の振動台実験は、これらの数値解析上の課題、耐震設計上の課題を解決するための最も有力な手法であり、数値解析手法の発展のために果たす役割は今後も大きくなると考えられる。今後、実験による数値解析の検証により上記の現象が耐震性能評価に盛り込まれることも望まれる。

計算機の演算性能の進歩により、詳細な立体骨組による解析モデルの構築が身近となっているが、モデル化の際に相当の時間を要することも課題の一つである。木造軸組構法による木造住宅は、現在では90%以上がプレカット材を用いて建築されているが、プレカット加工には3次元CADを用いた全自動機械加工が主流であり、その際に生成される3次元の軸組・架構の情報は構造解析モデルとの親和性が極めて高い。今後、プレカットCADや意匠CADの入力インターフェースと構造解析が連携することにより、詳細な地震応答解析モデルの作成に要する時間が短縮し、研究・教育、耐震補強の啓発、被害想定等に積極的に活用される可能性も考えられる。今後の連携と普及の進展に期待したい。

付録

- 付録1 解析に用いたパラメータについて
- 付録2 フリングステップの影響に関する考察

付録 1 解析に用いたパラメータについて

第 4 章、第 5 章で実施した解析に用いた入力パラメータと根拠とした実験・文献等について以下にまとめる。

付録 1.1 3 階建て木造住宅の解析モデル C (4.1 節)

付表 1.1 壁の骨格曲線

係数	せつこうボード	サイディング	引張筋かい (外壁) 45×90mm	圧縮筋かい (外壁) 45×90mm	引張筋かい (内壁) 45×90mm	圧縮筋かい (内壁) 45×90mm	水平構面
D_1 (mm)	1	5	2	6	2	6	20
D_2 (mm)	12	20	50	100	50	40	50
D_3 (mm)	50	250	100	200	140	50	120
D_4 (mm)	200	400	140	270	250	90	500
P_1 (kN)	0.5	0.5	2	4	2	3	2
P_2 (kN)	2.2	2	8.2	15	8.2	11	3.5
P_3 (kN)	2.3	2.7	8.8	17.5	8.8	15.8	4
根拠	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}

付表 1.2 接合部の骨格曲線

係数	引張バネ						回転バネ	
	短ボゾ釘 打ち	P06	P10	HD金物 15kN	HD金物 20kN	HD金物 25kN	係数	共通
K_1 (kN/m)	367	4000	2800	5000	5714	5714	K_1 (kN m/rad.)	35
K_2 (kN/m)	13	438	417	875	800	1429	K_2 (kN m/rad.)	10
K_3 (kN/m)	-24	-288	-442	-1200	-1714	-1613	K_3 (kN m/rad.)	-5.0
D_1 (mm)	3	2	5	7	7	7	θ_1 (rad.)	0.071
D_2 (mm)	11	10	17	15	17	14	θ_2 (rad.)	0.21
根拠	文献 ^{付1.5)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	根拠	実験 ^{付1.1)}

付録 1.2 2階建て木造住宅の解析モデル (4.2節)

付表 1.3 壁の骨格曲線

係数	既存引張筋 かい 30×90mm	既存圧縮筋 かい 30×90mm	土塗壁	モルタル壁	補強引張筋 かい 45×90mm	補強圧縮筋 かい 45×90mm	構造用合板 耐力壁	水平構面	モルタルセ ン断バネ
D_1 (mm)	1	2	10	2	2	6	10	20	2
D_2 (mm)	15	35	50	10	15	40	60	50	10
D_3 (mm)	50	82	100	50	50	90	120	120	50
D_4 (mm)	250	180	500	200	250	180	300	500	200
P_1 (kN)	0.5	1	1	1	1	2	3	2	1
P_2 (kN)	2.5	5.3	3.5	3.5	3.5	7	9.5	3.5	3.5
P_3 (kN)	2.8	6.5	4	4.3	4	8.5	10.5	4	4.3
根拠	実験 ^(付1.2)	実験 ^(付1.2)	実験 ^(付1.2)	実験 ^(付1.2)	文献 ^(付1.3)	文献 ^(付1.3)	文献 ^(付1.3)	文献 ^(付1.4)	実験 ^(付1.2)

付表 1.4 接合部の骨格曲線

係数	引張バネ						回転バネ	
	短ボブ釘 打ち	補強金物 8.5kN	補強金物 5.1kN	補強金物 2.1kN	HD金物 15kN	HD金物 25kN	係数	A棟、B棟 共通
K_1 (kN/m)	367	10250	4000	2200	5000	8750	K_1 (kN m/rad.)	62
K_2 (kN/m)	13	100	115	64	1364	1875	K_2 (kN m/rad.)	30
K_3 (kN/m)	-24	-1194	-271	-149	-1000	-1691	K_3 (kN m/rad.)	-0.1
D_1 (mm)	3	2	2	2	4	4	θ_1 (rad.)	0.00833
D_2 (mm)	11	12	15	15	15	16	θ_2 (rad.)	0.0167
根拠	文献 ^(付1.4)	性能評価の 実験	性能評価の 実験	性能評価の 実験	性能評価の 実験	性能評価の 実験	根拠	文献 ^(付1.4)

付録 1.3 2階建て伝統構法による木造住宅の解析モデル (4.3節)

付表 1.5 壁の骨格曲線

係数	土塗壁	水平構面
D_1 (mm)	1	3
D_2 (mm)	7	30
D_3 (mm)	18	300
D_4 (mm)	40	500
D_5 (mm)	300	
P_1 (kN)	1.2	0.6
P_2 (kN)	5	1.9
P_3 (kN)	8	5
P_4 (kN)	10	
根拠	実験 ^(付1.6)	文献 ^(付1.6)

付表 1.6 接合部の骨格曲線

引張バネ		回転バネ	
係数	長ほぞ込 栓	係数	共通
K_1 (kN/m)	1200	K_1 (kN m/rad.)	75.6
K_2 (kN/m)	172	K_2 (kN m/rad.)	9.2
K_3 (kN/m)	-236	K_3 (kN m/rad.)	-4.4
D_1 (mm)	1	θ_1 (rad.)	0.025
D_2 (mm)	3	θ_2 (rad.)	0.2
根拠	文献 ^(付1.7)	根拠	文献 ^(付1.7)

付録 1.4 2007年能登半島地震で被害を受けた木造住宅の解析モデル (5.1節)

付表 1.7 壁の骨格曲線

係数	ラスボード	引張筋かい (耐震診断)	圧縮筋かい (耐震診断)	引張筋かい (再現)	圧縮筋かい (再現)	土塗り壁 (耐震診断)	土塗り壁 (再現)	水平構面
D_1 (mm)	1	2	6	2	5	10	1	10
D_2 (mm)	10	50	40	10	40	30	20	50
D_3 (mm)	50	140	90	40	80	50	65	120
D_4 (mm)	150	200	135	250	180	250	250	500
P_1 (kN)	1	2	3	1	2	2	2	1
P_2 (kN)	3	8.2	11	2.7	7	4	9	3.5
P_3 (kN)	4.2	8.8	15.8	4.2	9	5	11.5	4
根拠	文献 ^(付1.9)	文献 ^(付1.3)	文献 ^(付1.3)	文献 ^(付1.9)	文献 ^(付1.9)	文献 ^(付1.3)	文献 ^(付1.10)	文献 ^(付1.4)

付表 1.8 接合部の骨格曲線

係数	引張バネ		係数	回転バネ	
	A邸	B邸		A邸	B邸
K_1 (kN/m)	2	12	K_1 (kN m/rad.)	25	108.0
K_2 (kN/m)	1	3	K_2 (kN m/rad.)	3.85	13.1
K_3 (kN/m)	0	-2	K_3 (kN m/rad.)	-1.18	-6.3
D_1 (mm)	3	1	θ_1 (rad.)	0.02	0.03
D_2 (mm)	10	3	θ_2 (rad.)	0.15	0.2
根拠	文献 ^(付1.8-9)	文献 ^(付1.8-9)	根拠	文献 ^(付1.8-9)	文献 ^(付1.8-9)

付録 1.5 2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた寺院本堂の解析モデル (5.2節)

付表 1.9 壁の骨格曲線

係数	ラスボード	モルタル	板壁	水平構面
D_1 (mm)	1	1	1	2.7
D_2 (mm)	10	2	40	30
D_3 (mm)	50	8	200	350
D_4 (mm)	150	30	600	500
D_5 (mm)	/	400	1000	/
P_1 (kN)	1	1	2.5	0.6
P_2 (kN)	3	3	25	1.9
P_3 (kN)	4.2	5.5	42.5	5
P_4 (kN)	/	5.8	60	/
根拠	文献 ^(付1.11)	文献 ^(付1.11)	文献 ^(付1.13)	文献 ^(付1.12)

付表 1.10 接合部の骨格曲線

引張バネ		回転バネ								
係数	長ほぞ込栓	係数	地貫1,2	地貫3,4,5,6	地貫 通し貫	貫1	貫2	貫1 通し貫	貫2 通し貫	虹梁
K_1 (kN/m)	1200	K_1 (kN m/rad.)	92.18	37.5	377.2	8.29	11.03	101.79	148.94	131.12
K_2 (kN/m)	172	K_2 (kN m/rad.)	11.52	4.7	47.15	1.04	1.38	12.72	18.62	16.39
K_3 (kN/m)	-236	K_3 (kN m/rad.)	-11.52	-4.7	-47.15	-1.04	-1.38	-12.72	-18.62	-16.39
D_1 (mm)	1	θ_1 (rad.)	0.0122	0.0139	0.0125	0.0124	0.0132	0.009	0.0101	0.014
D_2 (mm)	3	θ_2 (rad.)	0.1065	0.8631	0.1466	1.2111	2.6086	0.0427	0.1293	0.1914
根拠	文献 ^(付1.7)	根拠	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)	理論式 ^(付1.14)

付録 1.6 2016 年熊本地震で被害を受けた木造住宅の解析モデル (5.3 節)

付表 1.11 壁の骨格曲線

係数	せつこうボード	サイディング	引張筋かい 45×90mm	圧縮筋かい 45×90mm	合板	大臣認定壁	水平構面
D_1 (mm)	1	5	2	6	10	5	10
D_2 (mm)	12	20	50	100	60	30	60
D_3 (mm)	50	250	100	200	120	80	120
D_4 (mm)	200	400	140	270	300	200	300
P_1 (kN)	0.5	0.5	2	4	3	2	6
P_2 (kN)	2.2	2	8.2	15	9.5	8.2	13.5
P_3 (kN)	2.3	2.7	8.8	17.5	10.5	8.8	19
根拠	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	実験 ^{付1.1)}	文献 ^{付1.3)}	性能評価試験	文献 ^{付1.3)}

付表 1.12 接合部の骨格曲線

係数	引張バネ						回転バネ	
	短ホノ釘 打ち	かど金物	山形プ レート	羽子板ボ ルト	ビス留め 柱頭金物	ホールダ ウン金物	係数	共通
K_1 (kN/m)	367	7000	11000	1833	4000	6000	K_1 (kN m/rad.)	35
K_2 (kN/m)	13	360	308	205	517	1048	K_2 (kN m/rad.)	10
K_3 (kN/m)	-24	-417	-400	-200	-500	-500	K_3 (kN m/rad.)	-5.0
D_1 (mm)	3	1	1	6	3	5	θ_1 (rad.)	0.071
D_2 (mm)	11	26	8	50	18	26	θ_2 (rad.)	0.21
根拠	性能評価試 験	性能評価試 験	性能評価試 験	性能評価試 験	性能評価試 験	性能評価試 験	根拠	実験 ^{付1.1)}

付録1 参考文献

- 付 1.1) 中川貴文・岡部実・槌本敬大・河合直人「木造3階建て軸組工法住宅の接合部の設計法と耐震性能 その15 壁構面、接合部の動的・静的要素実験」日本建築学会学術講演梗概集(東京), C-1, p.25-26, 2011
- 付 1.2) 中川貴文, 河合直人, 槌本敬大, 岡部実: 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その15 移築補強・無補強試験体実験の再現要素実験との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.395-396, 2006.7
- 付 1.3) 国土交通省住宅局建築指導課監修: 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), 財団法人日本建築防災, 2004.7
- 付 1.4) 吉川盛一, 相馬智明, 宋昌易, 稲山正弘, 安藤直人: 木造軸組工法における水平構面の面内せん断試験(その1) 面材張り床構面, 第58回日本木材学会大会研究発表要旨集, 2008
- 付 1.5) 中川貴文: 大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発, 建築研究資料 第128号, 2010.11
- 付 1.6) 緑の列島ネットワーク: 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験 平成22年度報告書 2011.03
- 付 1.7) 桂川晋・河合直人・五十田博・中川貴文「伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験 その7 柱曲げ試験と接合部回転抵抗試験結果」日本建築学会学術講演梗概集, C-1, p.537-538, 2010
- 付 1.8) 佐藤友彦, 五十田博, 槌本敬大, 河合直人, 清水秀丸: 既存木造住宅と補強した住宅の動的耐震診断とその精度検証, 日本建築学会構造系論文集 No. 618, pp.159-166, 2007.8
- 付 1.9) 三宅辰哉, 腰原幹雄, 槌本敬大, 五十田博, 箕輪親宏: 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験, その11 震動台実験に対応する倒壊解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 387-388, 2006.9
- 付 1.10) 大橋好光: 土壁の強度—実験にみる実際の壁倍率, 建築知識, 2003.2
- 付 1.11) 財団法人 日本住宅・木材技術センター: 木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き, 2005.3.
- 付 1.12) T. Nakagawa, M. Koshihara, N. Kawai, Y. Saito, Y. Suzuki ; Development of numerical analysis method for Japanese traditional wood houses considering the sliding behavior of column ends, Proceedings of 12th World Conference on Timber Engineering, 2012.7
- 付 1.13) 藤田克則, 稲山正弘, 高橋賢二: 伝統要素で構成された木造耐力壁の開発, 日本建築学会技術報告集 第18巻, 第38号, pp.141-145, 2012. 2.
- 付 1.14) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 4.6節, 2009.11

付録2 フリングステップの影響に関する考察

平成28年4月14日21:26及び4月16日1:25に熊本県熊本地方で発生した地震において、強震観測点で記録された地震動では、永久変位を形成する過程のフリングステップが観測されている。ここでは、熊本地震で観測された地震波の加速度波形の積分の方法を変えることで、永久変位を再現した変位波形と、再現しない変位波形を作成し、両者の解析モデルの応答に与える影響について検討を行った。

解析モデルに用いたのは本論文の4章で用いた振動台実験により終局までの荷重変形関係が明らかになっている耐震性能の異なる4棟の木造住宅である。

付2.1 入力地震動の概要・積分方法

地震応答解析の入力地震動として用いたのは4月16日1:25に国立研究開発法人 防災科学技術研究所の強震観測点^{付2.1)}(KiK-net 益城：コードKMMH16)と、気象庁で公開されている地方自治体の2つの震度計(益城町役場：観測点名「益城町宮園」、西原村役場：観測点名「西原村小森」)^{付2.2)}で観測された波形である。以降、本震の際の記録を順に「KiK-net 益城 0416 (本震)」、「益城町役場 0416 (本震)」、「西原村役場 0416 (本震)」と呼ぶ。震央と強震観測点の位置を付図2.1に示した。各波形の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを付図2.2に、加速度波形の時刻歴を付図2.3に示した。3波形とも本震の方が前震よりも擬似速度応答スペクトルの最大値は大きく、主要な地震動は20秒程度継続する波形である。

解析には、永久変位の影響を検討するため、加速度波形を下記に示す2つの方法で変位波形に変換し用いた。

【方法1】

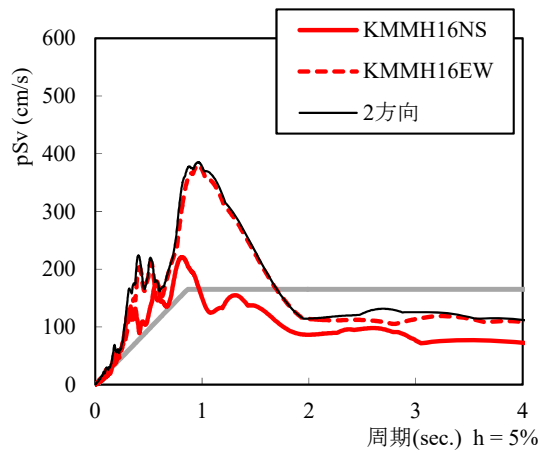
文献^{付2.3-2.4)}による方法により変位波形に変換して、波形の主要な領域30秒間を抽出し、入力地震波として用いた。付図2.4に変位波形を示したが、永久変位が考慮された変位波形となっている。

【方法2】

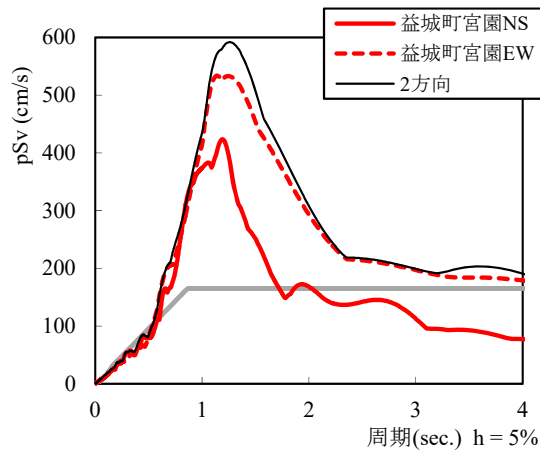
0.1秒のハイパスフィルター処理を行って、変位波形に変換して、波形の主要な領域30秒間を抽出し、入力地震波として用いた。付図2.5に変位波形を示したが、永久変位は考慮されない変位波形となっている。



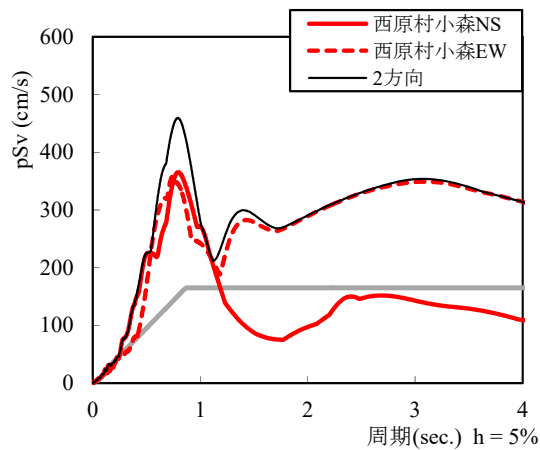
付図 2.1 震央と強震観測点の位置 国土地理院電子国土 Web を編集
赤い点からなる線は布田川断層帯周辺の地表の亀裂 (国土地理院調査)



(b) KiK-net 益城 0416 (本震)
(計測震度 6.4 : 震度 6 強)



(d) 益城町役場 0416 (本震)
(計測震度 6.7 : 震度 7)

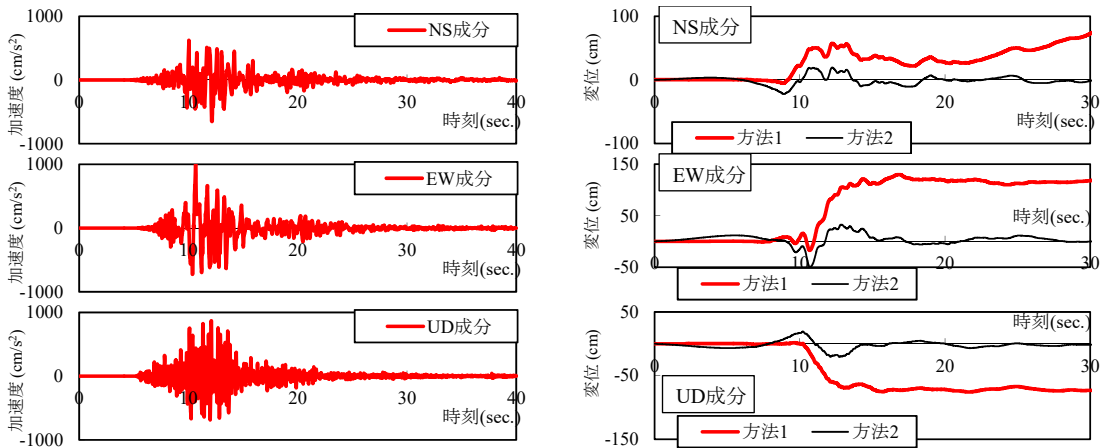


(f) 西原村役場 0416 (本震)
(計測震度 6.6 : 震度 7)

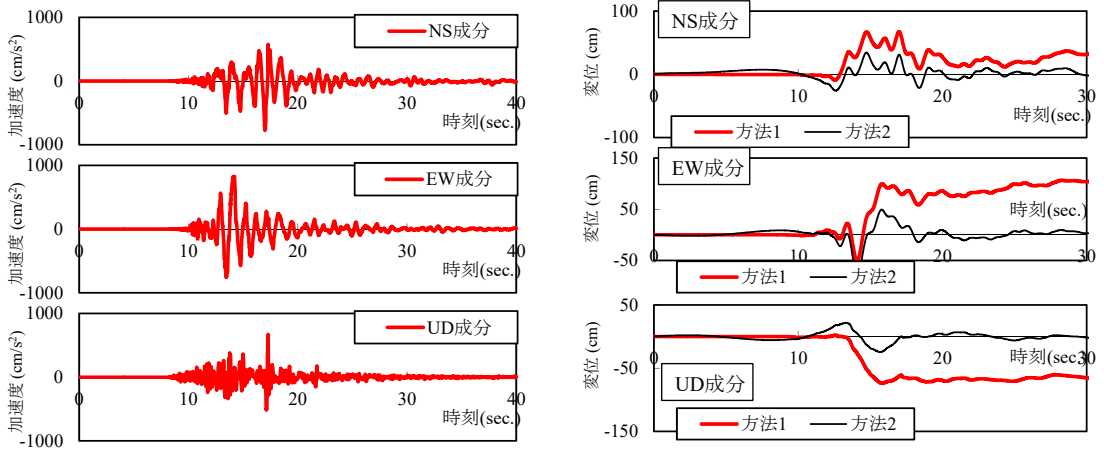
付図 2.2 入力地震波の擬似速度応答スペクトル

※灰色の線は建築基準法第2種地盤の極稀地震(地域係数 Z=1.0)に対応する応答スペクトル

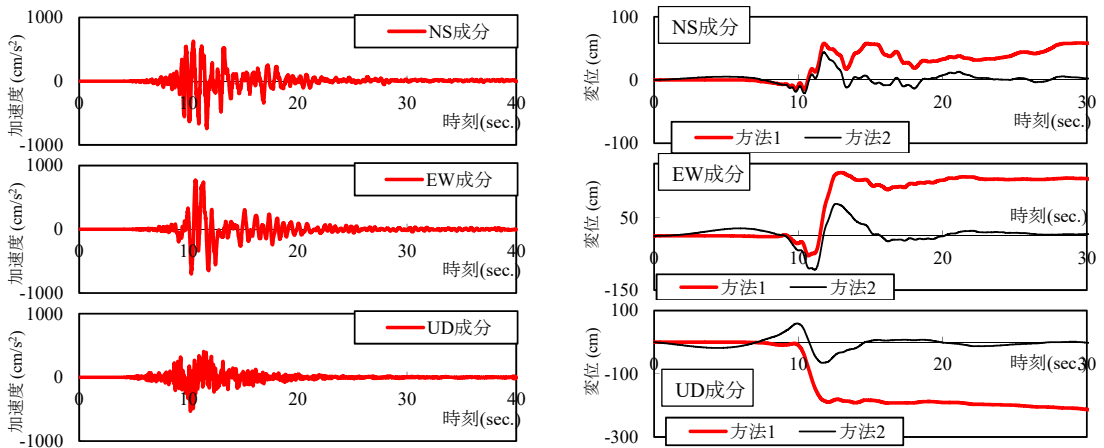
※黒線「2方向」は水平2方向(NS-EW)の最大方向の値



(b) KiK-net 益城 0416 (本震)
(計測震度 6.4 : 震度 6 強)



(d) 益城町役場 0416 (本震)
(計測震度 6.7 : 震度 7)



(f) 西原村役場 0416 (本震)
(計測震度 6.6 : 震度 7)

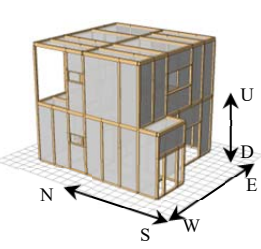
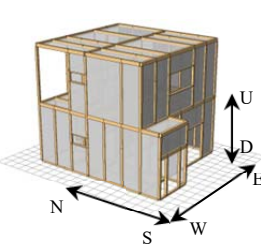
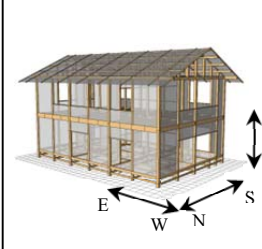
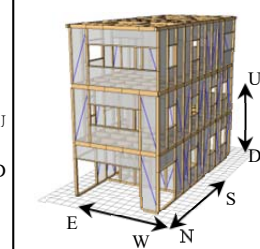
付図 2.3 入力地震波の加速度波形と変位波形の時刻歴

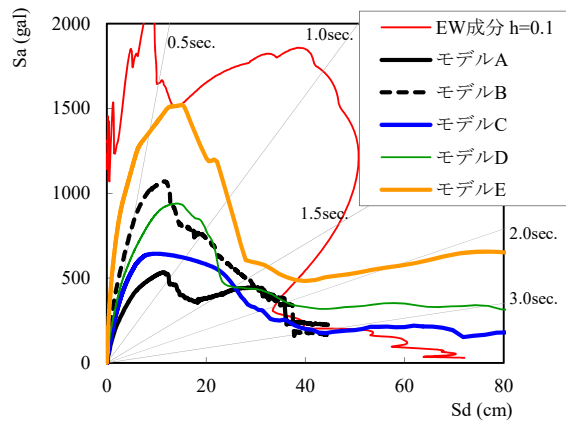
※図の 40 秒間をプロットした時間帯は波形によって異なる

付 2.2. 解析モデルの概要

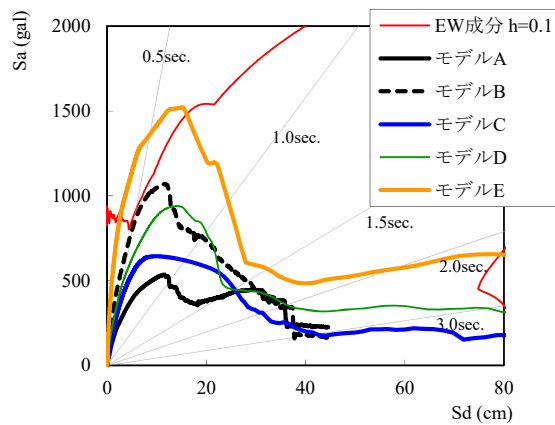
地震応答解析に用いた解析モデル 5 例（以下、モデル A～E）の外観と構造的特徴を表 1 に示した。表中には地震波の各成分の入力方向をあわせて示した。モデル A～D は第 4 章で用いた振動台実験の試験体の挙動を再現するために作成されたものである。解析モデルの詳細については 4 章を参照されたい。付図 2.4 に入力地震波の粘性減衰 10% の EW 方向の Sa-Sd 曲線（加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの関係）と各解析モデルの Ai 分布によるプッシュオーバー解析（EW 方向）の縮約 1 自由度の加速度－相対変形を重ねあわせて示した。

付表 2.1 解析モデルの概要

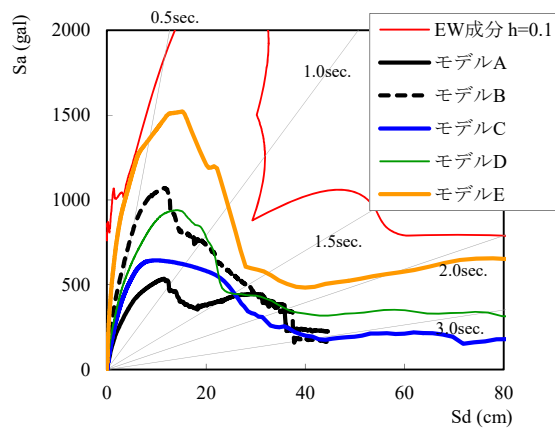
モデル A	モデル B	モデル C	モデル D
			
3.2 節の解析モデル 2 階建て軸組構法 主な耐震要素は土塗壁、筋かい、モルタル外壁 耐震診断評点 0.5 相当 外壁の拘束効果を考慮	3.2 節の解析モデル 2 階建て軸組構法 主な耐震要素は土塗壁、筋かい、モルタル外壁 A を耐震補強した試験体を再現（目標評点 1.5） 外壁の拘束効果を考慮	3.3 節の解析モデル 2 階建て伝統軸組構法 主な耐震要素は土塗壁 柱脚を変形拘束しない石場建ての試験体を再現 プッシュオーバーでは柱脚を変形拘束	3.1 節の解析モデル 3 階建て軸組構法 主な耐震要素は筋かい、石膏ボード、サイディング N 値計算により接合部設計した試験体を再現 耐震等級 2 相当



(b) KiK-net 益城 0416 (本震)
(計測震度 6.4 : 震度 6 強)



(d) 益城町役場 0416 (本震)
(計測震度 6.7 : 震度 7)



(f) 西原村役場 0416 (本震)
(計測震度 6.6 : 震度 7)

付図 2.4 入力地震波の Sa-Sd 曲線と、プッシュオーバー解析結果の重ね合わせ

※モデル C はプッシュオーバー時のみ柱脚を变形拘束

付 2.3 解析結果

付表 2.2 に方法 1 と方法 2 による地震波入力時の各解析モデルの最大層間変形を示した。モデル B の益城町役場の入力と、モデル C の入力以外は両者の差は 5%程度に収まった。モデル B の益城町役場では、300mm を超える負勾配の応答が生じているため、地震動のわずかな差が応答に影響を及ぼしたと考えられる。モデル C は伝統構法で石場建て仕様になっていて、上部構造が地盤から切り離されているため、上下動で浮き上がった際には周期が無限大に長くなる。そのため上下動の影響が建物の応答に大きく影響を及ぼしたと考えられる。

付表 2.2 方法 1 と方法 2 の応答の比較

解析モデル	入力地震波	方向	重心における最大層間変形 (mm)						方法1/方法2		
			方法1: 永久変位を考慮			方法2: 永久変位を考慮しない			1層	2層	3層
			1層	2層	3層	1層	2層	3層			
A	益城町役場	EW	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
		NS	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
	西原村役場	EW	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
		NS	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
	KiK-net益城	EW	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
		NS	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
B	益城町役場	EW	363	31		456	31		0.80	0.99	
		NS	17	21		18	21		0.97	1.00	
	西原村役場	EW	249	70		248	73		1.00	0.97	
		NS	148	54		150	55		0.98	0.98	
	KiK-net益城	EW	216	42		217	42		1.00	1.01	
		NS	46	46		46	47		1.01	0.97	
C	益城町役場	EW	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
		NS	倒壊	倒壊		倒壊	倒壊		倒壊	倒壊	
	西原村役場	EW	264	42		270	39		0.98	1.07	
		NS	140	30		193	32		0.72	0.93	
	KiK-net益城	EW	248	48		289	74		0.86	0.65	
		NS	139	25		158	37		0.88	0.70	
D	益城町役場	EW	422	54	32	412	54	32	1.02	1.00	1.00
		NS	376	54	36	357	54	37	1.05	0.99	0.99
	西原村役場	EW	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
		NS	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	KiK-net益城	EW	304	52	32	306	53	32	0.99	1.00	1.00
		NS	78	43	15	78	43	15	1.00	1.00	1.00

※モデルCの1層は柱脚の滑り量を含む

付 2.4 まとめ

フリングステップの影響を検討するため、振動台実験の試験体の終局挙動までを再現した解析モデルを用いて、同じ加速度波形から永久変位がある場合とない場合の変位波形を作成し、解析結果を比較した。

解析モデルが倒壊寸前まで変形して固有周期が長周期化した場合や、伝統構法の石場立て仕様のようにより上部構造と地盤が切り離されている場合以外は、両者の差は5%程度に収まり、応答に影響を及ぼさないことがわかった。

付録 2 参考文献

付 2.1) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所ホームページ(強震観測網 K-NET、KiK-net)

<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

付 2.2) 気象庁ホームページ(各種データ・資料)

<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html>

付 2.3) Boore, D. M., C. D. Stephens and W. B. Joyner : Comments on baseline correction of digital strong-motion data: examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, pp.1543-1560, 2002.5

付 2.4) 平井敬、福和伸夫「強震記録に基づく東北地方太平洋沖地震による地殻変動分布の算定」日本建築学会構造系論文集 第77巻 第673号, pp. 341-350 (2012年3月)

本論文に関連する既発表論文

1. 査読論文

- 1) 中川貴文、腰原幹雄、三宅辰哉、五十田博、槌本敬大、河合直人：「モルタル外壁の変形拘束効果を考慮した解析モデルによる木造住宅の実大振動台実験の再現」日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 724 号, pp.971-980 (2016 年 6 月)
 - 2) 中川貴文：「木造住宅の実大振動台実験と地震応答解析」木材学会誌 Vol.61 No.3 p.154-161 (2015)
 - 3) 石垣創, 田守伸一郎, 五十田博, 中川貴文, 河合直人「個別要素法を用いた木質構造物の時刻歴応答解析」日本建築学会技術報告集, 第 20 巻, 第 44 号, pp.105-110 (2014 年 2 月)
 - 4) 中川貴文, 佐藤弘美, 多幾山法子, 腰原幹雄, 林康裕：「2007 年能登半島地震における木造住宅の被害の再現」日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 688 号, pp.1113-1122 (2013 年 6 月)
 - 5) 中川貴文, 日高敏郎, 稲山正弘：「東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その 2 立体骨組モデルによる倒壊過程の解析」日本建築学会構造工学論文集, Vol.59B, pp.573-578 (2013 年 3 月)
 - 6) 日高敏郎, 中川貴文, 稲山正弘：「東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その 1 地震被害及び倒壊建物の実測調査」日本建築学会構造工学論文集, Vol.59B, pp.567-572 (2013 年 3 月)
 - 7) 大川碧、瀧野敦夫、清水 秀丸、中川貴文：「木造軸組の初期傾斜が土塗り壁のせん断耐力と建物耐力に及ぼす影響」日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 735 号 (2017 年 5 月)
 - 8) Takafumi Nakagawa, Tatsuo Narafu, Hiroshi Imai, Toshikazu Hanazato, Qaisar Ali, Chikahiro Minowa "Collapse behavior of a masonry using the shaking table and numerical simulation by Extended Distinct Element Method", Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 10, Issue 1, pp.269-283 (2012)
 - 9) Minghao Li, Frank Lam, Ricardo O. Foschi, Shiro Nakajima and Takafumi Nakagawa, "Seismic performance of post and beam timber buildings I: model development and verification", Journal of Wood Science, Volume 58, Number 1, p.20-30 (2012)
 - 10) Minghao Li, Frank Lam, Ricardo O. Foschi, Shiro Nakajima and Takafumi Nakagawa, "Seismic performance of post-and-beam timber buildings II: reliability evaluations", Journal of Wood Science, Volume 58, Number 2, pp.135-143 (2012)
 - 11) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, Takahiro Tsuchimoto, Naohito Kawai "Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading III: Numerical simulations of
-

-
- the real size wooden houses", Journal of Wood Science, Vol.56, No.4, p.284-292 (2010)
- 12) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, "Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading II: simplification and qualification of the calculating method", Journal of Wood Science, Vol.49, No.6 p.499-504 (2003)
- 13) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, "Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading I: simulations of two-story frame models", Journal of Wood Science, Vol.49, No.5 p.392-397 (2003)

2. 査読論文（梗概のみ査読）

- 1) Iuko Tsuwa, Takafumi Nakagawa, Mikio Koshihara, "Seismic response analysis of five-storied pagoda considering rocking motion based on 3D analytical model", 16th World Conference on Timber Engineering, Vienna (2016)
- 2) Takafumi Nakagawa, Mikio Koshihara, Naohito Kawai, Yukio Saito, Yoshiyuki Suzuki, "Development of numerical analysis method for Japanese traditional wood houses considering the sliding behavior of column ends", 15th World Conference on Timber Engineering, Quebec City (2014)
- 3) Takafumi Nakagawa, Tatsuya Miyake, Hiroshi Isoda, Naohito Kawai, Takahiro Tsuchimoto, "Collapsing analysis of shake table tests of three story post-and-beam wood houses", 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo (2013)
- 4) Takafumi Nakagawa, Tatsuya Miyake, Hiroshi Isoda, Naohito Kawai, Takahiro Tsuchimoto, "Collapsing analysis of shake table tests of three story post-and-beam wood houses", 14th World Conference on Timber Engineering, New Zealand (2012)
- 5) Takafumi Nakagawa, Mikio Koshihara, Naohito Kawai, Yukio Saito, Yoshiyuki Suzuki, "Development of numerical analysis method for Japanese traditional wood houses considering the sliding behavior of column ends", 14th World Conference on Timber Engineering, New Zealand (2012)
- 6) Takafumi Nakagawa, Tatsuo Narafu, Toshikazu Hanazato, Hiroshi Imai, Qaisar Ali, Chikahiro Minowa, "Collapsing Behavior of a Brick Masonry House Using a Shaking Table and Numerical Simulation Based on the Extended Distinct Element Method", p.215-222, Proceedings of International Symposium on Disaster Simulation & Structural Safety in the Next Generation, Kobe (2011)
- 7) Takafumi Nakagawa, Takahiro Tsuchimoto, Tatsuya Miyake, Naohito Kawai, Masamitsu Ohta, "Numerical Analysis for Evaluation of the Effect of Exterior Walls on Seismic Performance of Wooden Post-and-beam Houses" 13th World Conference on Timber Engineering, Italy, (2010)
-

-
- 8) Naohito Kawai, Hiroshi Isoda, Takafumi Nakagawa, Tadashi Mikoshiba, Minoru Okabe, "Shake Table Tests on Frames with Hanging Walls Used in Japanese Traditional Wood Houses", 13th World Conference on Timber Engineering, Italy, (2010)
 - 9) Tatsuya Miyake, Takafumi Nakagawa, Takahiro Tsuchimoto, Hiroshi Isoda, Naohito Kawai, "Dependence of Ultimate Seismic Performance on Specifications of Column-end Joints in 3-story Wood Houses", 13th World Conference on Timber Engineering, Italy, (2010)
 - 10) Frank Lam, Minghao Li, Ricardo O. Foschi, Shiro Nakajima, Naohito Kawai, Chikahiro Minowa, Minoru Okabe, Nobuyoshi Yamaguchi, Takafumi Nakagawa, "Seismic Performance of Post-and-beam Timber Buildings", 13th World Conference on Timber Engineering, Italy, (2010)
 - 11) Takahiro Tsuchimoto, Naohito Kawai, Hiroshi Isoda, Tatsuya Miyake, Takafumi Nakagawa, Masahiro Inayama, Kaori Fujita, Hidemaru Shimizu, "Effect of Horizontal Diaphragm and Column-end Joints on Ultimate Seismic Performance of Full-sized 3-Story Wood Houses on Shaking Table", 13th World Conference on Timber Engineering, Italy, (2010)
 - 12) Takafumi Nakagawa, Takahiro Tsuchimoto, Tatsuya Miyake, Naohito Kawai, Masamitsu Ohta, "Numerical analysis for evaluation of the effect of exterior walls on seismic performance of wooden post-and-beam houses", 12th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, (2008)
 - 13) Takafumi Nakagawa, Tatsuo Narafu, Hiroshi Imai, Chikahiro Minowa, Toshikazu Hanazato, "Collapsing Process Simulations of Masonry Structures under Dynamic Loading", Azores 1998 Proceedings of International seminar of seismic risk and rehabilitation of stone masonry housing, pp.119-122 (2008)
 - 14) Takafumi Nakagawa, Naohito Kawai, Takahiro Tsuchimoto, Masamitsu Ohta, "Collapsing Process Simulations of Wooden Houses by the Extended Distinct Element Method", 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, p.282, (2008)
 - 15) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, "Collapsing process simulations of wooden houses under dynamic loading", 9th World Conference on Timber Structures, Portland, p.89, (2006)
 - 16) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, "Collapsing process simulations of Japanese-frame-construction-models under dynamic loading", 7th World Conference on Timber Engineering, Malaysia, (2003)
 - 17) Takafumi Nakagawa, Masamitsu Ohta, "Collapsing process simulations of Japanese frame construction model under dynamic loading", Pacific Timber Engineering Conference, New Zealand, Vol.3, No.212, p.303-308, (1999)
-

3. その他

- 1) 中川 貴文「2016年熊本地震の強震記録を用いた木造住宅の地震応答解析」日本建築学会学術講演梗概集(広島), C-1, pp.489-490, 2017
 - 2) 嶋村 匠悟, 河合 直人, 中川 貴文「木造住宅における柱頭柱脚接合部設計法に関する研究 終局状態での破壊形態に関する静的増分解析」日本建築学会学術講演梗概集(広島), C-1, pp.463-464, 2017
 - 3) 倉本 歩, 河合 直人, 中川 貴文, 佐藤 孝浩, 津和 佑子, 腰原 幹雄「新築される五重塔の耐震性能に関する解析的研究」日本建築学会学術講演梗概集(広島), C-1, pp.575-576, 2017
 - 4) 中川 貴文, 佐藤 基志, 渡邊 拓史, 松本 和行, 三宅 辰哉「CLTによる構造の設計法検討のための実大震動台実験 その15 個別要素法による解析」日本建築学会学術講演梗概集(関東), C-1, pp.379-380, 2015
 - 5) 森 拓郎, 田中 圭, 毛利 悠平, 中川 貴文, 井上 正文, 五十田 博「生物劣化が生じた木造住宅の耐震性能評価に関する基礎的検討」日本建築学会学術講演梗概集(関東), C-1, pp.241-242, 2015
 - 6) 津和 佑子, 中川 貴文, 腰原 幹雄「五重塔のロッキングを考慮した耐震性能評価 その1 立体解析モデルによる地震応答解析」日本建築学会学術講演梗概集(関東), C-1, pp.489-490, 2015
 - 7) 塩出 宏紀, 高橋 徹, 中川 貴文, 永井 渉, 山口 修由「個別要素法で用いる4階建枠組壁工法建築物モデル化の手法の検討 (開口をもつ耐力壁の再評価)」日本建築学会学術講演梗概集(近畿), C-1, pp.133-134, 2014
 - 8) 中川 貴文, 小谷竜城, 河合直人, 御子柴正「木造住宅の倒壊解析手法の精度検証実験 その1 面材壁を耐震要素とする木造躯体の振動台実験と解析」日本建築学会学術講演梗概集(北海道), C-1, pp.187-188, 2013
 - 9) 小谷竜城, 中川貴文, 河合直人, 御子柴正「木造住宅の倒壊解析手法の精度検証実験 その2 木質ラーメン架構を耐震要素とする木造躯体の振動台実験と解析」日本建築学会学術講演梗概集(北海道), C-1, pp.189-190, 2013
 - 10) 高橋徹, 中川貴文, 永井渉, 山口修由「個別要素法で用いる4階建枠組壁工法建築物のモデル化の課題」日本建築学会学術講演梗概集(北海道), C-1, pp.323-324, 2013
 - 11) 田守伸一郎, 石垣創, 五十田博, 中川貴文「個別要素法を用いた木質構造物の時刻歴応答解析 要素実験による振動モデルの構築」日本建築学会北陸支部研究報告集, 2013.05
 - 12) 中川貴文, 小谷竜城, 河合直人, 御子柴正, 太田正光「動的負荷を受ける木質構造物の破壊過程シミュレーション(10)ー2階建て木造躯体の振動台実験による精度検証ー」第63回日本木材学会大会研究発表要旨集(盛岡)(2013)
-

- 13) 中川貴文, 日高敏郎, 稲山正弘「東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その2 立体骨組モデルによる倒壊過程の解析」日本建築学会学術講演梗概集(東海), C-1, p.153-154, 2012
- 14) 日高敏郎, 中川貴文, 稲山正弘「東日本大震災における妙顕寺本堂の地震被害調査と倒壊過程の解析 その1 地震被害と建物の調査」日本建築学会学術講演梗概集(東海), C-1, p.151-152, 2012
- 15) 中川貴文, 岡部実, 沖浦博, 松本英樹「枠組壁工法を用いた高倍率耐力壁の振動台実験と静的加力実験」第62回日本木材学会大会研究発表要旨集, p.40(2012)
- 16) 中川貴文・岡部実・槌本敬大・河合直人「木造3階建て軸組工法住宅の接合部の設計法と耐震性能 その15 壁構面、接合部の動的・静的要素実験」日本建築学会学術講演梗概集(東京), C-1, p.25-26, 2011
- 17) 高林弘樹・中川貴文・高橋徹「伝統的木造軸組構法による京町家の耐震性能-個別要素法を用いたシミュレーション解析-」日本建築学会学術講演梗概集(東京), C-1, p.399-400, 2011
- 18) 中川貴文, 河合直人, 三宅辰哉, 槌本敬大, 五十田博, 太田正光「動的負荷を受ける木質構造物の破壊過程シミュレーション(9)-3階建て木造住宅の震動台実験における事前・事後解析」第61回日本木材学会大会研究発表要旨集(京都)(2011.3)
- 19) 中川貴文・三宅辰哉・槌本敬大・五十田博・河合直人「木造3階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その14 事後解析」日本建築学会学術講演梗概集(北陸), C-1, p.253-254, 2010
- 20) 三宅辰哉・中川貴文・槌本敬大・五十田博・河合直人「木造3階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その13 事前解析」日本建築学会学術講演梗概集(北陸), C-1, p.251-252, 2010
- 21) 中川貴文, Frank Lam, David Barrett, Ricard Foschi, Minghao Li, 岡部実, 中島史郎, 河合直人, 山口修由, 箕輪親宏, 麓英彦:「3階建木造軸組構法建築物の振動台実験(その2) 立体骨組モデルによる数値解析」第60回日本木材学会大会研究発表要旨集(宮崎), p.43(CDに2Pの論文), 2010
- 22) 中川貴文, 河合直人, 五十田博, 和田幸子, 岡部実, 箕輪親宏, 御子柴正, 太田正光:「動的負荷を受ける木質構造物の破壊過程シミュレーション(8) -伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験-」第59回日本木材学会大会研究発表要旨集(松本), p.41-42(CDに2Pの論文), 2009
- 23) 中川貴文, 和田幸子, 五十田博, 岡部実, 河合直人, 箕輪親宏:「伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面震動台実験 その3 拡張個別要素法による解析」日本建築学会学術講演梗概集(広島), C-1, p.41-42, 2008
- 24) 中川貴文, 河合直人, 槌本敬大, 太田正光:「動的負荷を受ける木質構造物の破壊過程シミュレーション(7)-既存木造住宅の振動台実験の解析-」日本木材学会大会研究発表要

旨集(つくば), p.43, 2008

- 25) 中川貴文、河合直人、槌本敬大、太田正光「震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 26 拡張個別要素法による倒壊シミュレーション」日本建築学会学術講演梗概集,C-1, pp.489-490, 2007
- 26) 中川貴文、河合直人、槌本敬大、岡部実「震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 15 移築補強・無補強試験体実験の再現要素実験との比較」日本建築学会学術講演梗概集(関東), C-1, p.395-396, 2006

謝辞

本論文をまとめるにあたり、多くの方にご指導、ご協力をいただきました。ここに記して深く感謝申し上げます。

東京大学生産技術研究所 腰原幹雄先生には博士（工学）の学位取得の相談をさせていただいた時から長きに渡りご指導をいただきました。構造解析の論文としてまとめるだけでなく、建築構法等について基礎から学ぶことの重要性についてもご助言いただきました。また第 6 章のシーデクセマ・ファイルと私の計算プログラムとのコラボレーションについてご提案・ご調整いただきました。深く感謝しております。

私は 2003 年に東京大学大学院農学生命科学研究科の博士課程を修了し、博士（農学）の学位を授与いただきました。第 2 章に記した通り、本論文の解析理論は当時の学位論文の解析理論を発展させて実用性を高めたものです。個別要素法を元にした解析理論を構築するアイデアは当時の指導教官である東京大学名誉教授の太田正光先生にいただいたものです。本論文をまとめるにあたっても多くのご助言をいただきました。深く感謝いたします。

本論文の元となった投稿論文の共著者である河合直人先生、五十田博先生、三宅辰哉氏、林康裕先生、稲山正弘先生、槌本敬大氏、佐藤弘美先生、多幾山法子先生、日高敏郎氏には多くのご助言、ご協力をいただきました。深く感謝いたします。

本論文の研究の遂行にあたっては国立研究開発法人建築研究所、国土交通省国土技術政策総合研究所の上司・同僚の皆様、大都市大震災軽減化特別プロジェクトや伝統的構法の設計法作成プロジェクトの研究者・技術者の皆様はじめ、多くの方々と有意義な議論をさせていただきました。深く感謝いたします。

最後に本論文をまとめるにあたり、辛抱強く支えてくれた家族に心より感謝したいと思えます。

2019 年 9 月

中川貴文

