

既存木造建物の地震時挙動を再現する方法
に関する研究

2017年 9月

汐満 将史

既存木造建物の地震時挙動を再現する方法
に関する研究

汐満 将史

システム情報工学研究科

筑波大学

2017年 9月

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 既往の研究.....	2
1.2.1 木造建物の復元力モデル.....	2
1.2.2 鉄筋コンクリート造建物の復元力モデル.....	4
1.2.3 木造建物の安全限界変形.....	5
1.2.4 鉄筋コンクリート造建物における各限界状態.....	6
1.3 本論文の目的と構成.....	7
参考文献.....	9
第2章 旧耐震木造住宅の実大振動実験.....	11
2.1 はじめに.....	11
2.2 試験体.....	11
2.3 加振計画と入力地震動.....	14
2.4 実験結果.....	16
2.4.1 固有周期と減衰定数.....	16
2.4.2 損傷状況と荷重変位関係.....	17
2.5 極短周期地震動で被害が生じなかった要因の検討.....	20
2.5.1 建物と地震動の周期特性の関係.....	20
2.5.2 柱脚浮き上がりの影響.....	21
2.6 まとめ.....	23
参考文献.....	24
第3章 入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験.....	25
3.1 はじめに.....	25
3.2 入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験1.....	25
3.2.1 試験体.....	25
3.2.2 入力地震動と加振概要.....	28
3.2.3 実験結果.....	29
3.3 入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験2.....	33
3.3.1 試験体.....	33
3.3.2 入力地震動と加振概要.....	35
3.3.3 実験結果.....	37
3.4 まとめ.....	41
参考文献.....	42
第4章 既存木造建物を対象とした復元力モデルの開発.....	43
4.1 はじめに.....	43
4.2 使用する復元力モデルと再現性の確認.....	43
4.3 復元力モデルの改良.....	50
4.3.1 降伏点未満のスリップの考慮.....	50
4.3.2 除荷剛性の算定式の改良.....	51

4.3.3 繰り返しによる劣化の考慮.....	52
4.3.4 構造用合板の正負依存性の考慮.....	53
4.4 改良モデルの精度検証.....	53
4.5 まとめ.....	56
参考文献.....	57
第5章 安全限界変形の設定を目的とした耐力低下率の検証.....	58
5.1 はじめに.....	58
5.2 安全限界変形設定に用いる耐力低下率の検証.....	58
5.3 まとめ.....	60
第6章 結論.....	61
6.1 本論文の結論.....	61
6.2 今後の課題.....	63
本研究に関連した既発表論文.....	64
その他の発表論文.....	65
謝辞.....	66
付図.....	67

第1章 序論

1.1 研究背景

日本は大きな地震が頻繁に発生する地震大国である。1995年に発生した兵庫県南部地震では約10万棟もの木造建物が全壊^{1,1)}するなど甚大な被害が生じ、倒壊した建物により多くの人命が失われた。近年でも、2016年4月14日の地震を初めとする熊本地震において、震度7を記録した益城町を中心に、多数の木造建物に大きな被害が生じた。いずれの地震でも、大きな被害を受けた建物の多数は、1981年建築基準法改正以前のいわゆる既存不適格建物であり^{1,1~2)}、このような耐震性能が不足している建物に対して、早急に耐震補強を行う必要がある。しかし、費用等の問題から耐震補強はあまり進んでおらず、平成25年時点で未だ約18%の建物が、耐震性能が不足していると報告されている^{1,3)}。そのため、現状の中で地震による人的被害を軽減する方法を考えなければならない。

その方法の一つとして、地震直後にどこでどれだけの建物被害が生じたかを推定し、迅速な救援活動を援助する、地震被害推定が挙げられる。地震被害推定を行うには、地震動強さを説明変数、被害率を目的変数とする被害関数を用いる手法が最も簡便であるが、過去に被害が生じた建物についてしか構築できず、構築に用いられる建物の耐震性能も不明なため、将来的な建物の性能の変化に対応できない。そこで、耐震性能が様々な既存木造建物を一自由度系にモデル化し建物群モデルを構築して、非線形地震応答解析を行う方法が有効であると考えた。

この非線形地震応答解析を行うためには、被害が生じる大変形領域までを再現できる復元力特性モデルを用いる必要がある。木造建物の復元力特性モデルに関する研究は、1995年兵庫県南部地震を契機に多く行われるようになった。しかし、最大荷重以降の大変形領域までの再現性が確認されていない、もしくは、大変形領域では再現性が悪い事が確認されている場合が多い。一方、大変形領域までを再現できるモデルも開発されているが、関数系が複雑なためパラメータが多く、簡易なモデルが開発されるまでには至っていないのが現状である。

また、地震応答解析を行った際、建物に大きな被害、具体的には安全限界に相当する、耐力要素の破壊を推定するためには、これを判定できる安全限界変形を用いる必要がある。既往の安全限界変形に関する研究では、構法による靱性能の違いを考慮して異なる値が設定されているが、在来軸組構法であれば概ね $1/30\text{rad}$ までに筋かいの座屈といった耐力要素の破壊が見られるため、安全限界変形にはこの値が用いられる場合が多い。しかし、同じ在来軸組構法でも、接合部の仕様は建築年代によって異なるため、同じ変形角を用いる事はできない可能性がある。また、これらの安全限界変形は、耐力要素の破壊が生じる目安から設定されているが、本来は建物が保有する水平耐力を喪失するという観点から設定されるべきである。その方法としては、包絡線上における最大耐力からの低下率（以下、耐力低下率）を用いる事が一般的であるが、耐力要素の破壊に対応する適切な耐力低下率については、十分に検討されていない。

以上の事から、既存木造建物の地震被害推定を行うためには、大変形領域までを再現できる復元力特性モデルと、安全限界変形を設定するための耐力低下率について検証する必要がある。

1.2 既往の研究

既存木造建物の建物群モデルを構築し地震被害推定を行うためには、大変形領域までを再現できる復元力特性モデルと、安全限界変形を設定するための耐力低下率の検証が必要である。本節ではこれらの既往の研究について述べる。

1.2.1 木造建物の復元力モデル

木造建物の復元力モデルに関する研究は、過去にも数多く行われている。これらのモデルでは、木造建物に見られる、スリップとそれに伴うピンチング挙動を模擬できるようモデル化がなされている点で共通している。

最も一般的なモデルは、坂本ら^{1.4)}によるバイリニアモデルとスリップモデルを並列に組み合わせたバイリニア+スリップモデル(図1.1)である。履歴則が単純でパラメータの設定が容易なため、汎用的なモデルとして使用されている。例えば荒木ら^{1.5)}は、本モデルを用いて様々な壁の単位長さ辺りの復元力モデルのパラメータを静加力試験結果から設定し、それらの重ね合わせにより実大振動実験の追跡を試みている。また、五十田ら^{1.6)}は耐力壁の設計指標である壁倍率から、バイリニア+スリップモデルのパラメータを設定する方法を提案している。しかし、変形の増大に伴う除荷剛性の低下や、繰り返しによる劣化が考慮されていないなどの問題があり、変形が大きい領域における追跡精度はやや低いとの報告もなされている^{1.7)}。佐藤ら^{1.8)}は、Bouc-Wenモデル^{1.9)}を用いた紡錘型・硬化型バネの2要素の直列型複合モデルで、筋かいと軸組をそれぞれモデル化し、これらを並列に繋げたモデルを提案している。本モデルは関数系で表され、変形による振動特性の変化も精度良く追跡可能である事が示されている。松永ら^{1.10)}は、RC造で提案されているNCLモデル^{1.11)}を木造建物に適用できるよう改良し、最大経験変位内でランダムに繰り返し変形するときの履歴曲線を数式化した拡張NCLモデルを提案している。飯塚らは^{1.12)}鉄筋コンクリート造を対象に開発されたTakeda-Slipモデル^{1.13)}の履歴則を、木造建物に適用できるよう改良を加えた修正Takeda-Slipモデルを提案している。真柄ら^{1.14)}は構造用合板・石膏ボードを追跡対象として、最大荷重以降の耐力低下を考慮したポリリニアの骨格曲線を持つモデルを提案している。Foltz et al.^{1.15)}は、最大荷重までを指数関数型で、最大荷重以降を直線とした骨格曲線を持つ復元力モデルを提案している。真柄らとFoltz.et.alによるモデルは、繰り返しによる劣化を一回のみ、指向点を移動させる事で表現している点で共通している。しかし、以上の研究では大きな被害が生じる大変形領域までの再現性が確認されていない、もしくは、大変形領域では再現性が悪い事が既往の研究で指摘されている^{1.7,1.16)}。一方、人見ら^{1.7)}、五十田ら^{1.16)}は一連の研究において、Pang et al.^{1.17)}の指数関数を基にしたEPHMモデルに対し、繰り返し回数をカウントする事により剛性の劣化、片側で受けた損傷が逆側に及ぼす影響等を考慮できる改良EPHMモデルを提案しており(図1.2)、大変形領域までを含めて精度良く再現できる事が示されている。しかし、精密なモデルである一方、関数が複雑なためパラメータが多く、簡易なモデルとは言い難い。

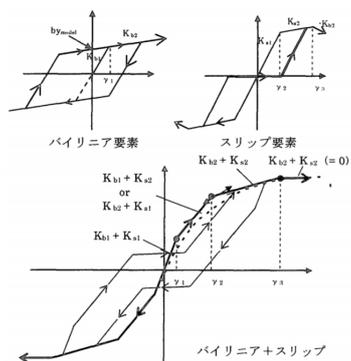


図 1.1 バイリニア+スリップモデル^{1.5)}

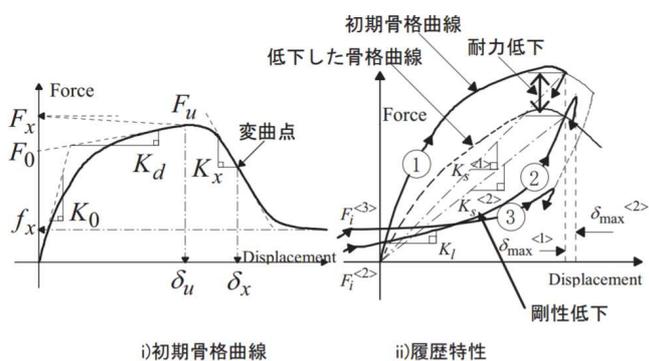


図 1.2 改良 EPHM モデル^{1.16)}

1.2.2 鉄筋コンクリート造建物の復元力モデル

鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建物では木造建物よりも古くから、復元力特性モデルに関する研究が行われてきた。代表的なモデルとしては、Cloughモデル^{1.18)}、修正Cloughモデル^{1.19)}、Takedaモデル^{1.20)}が挙げられる。Cloughモデル（図1.3(a)）は、バイリニアモデルに対して除荷後、荷重が0に至った後の剛性変化を取り入れたモデルで、修正Cloughモデル（図1.3(b)）はこれに、変形の増大に伴う除荷剛性の低下、再載荷時の指向点に改良を加えたモデルである。Takedaモデル（図1.3(c)）は、降伏以前のひび割れが考慮されたトリリニアの骨格曲線を有し、内部ループの挙動の再現性も検証し開発されたモデルで、現在までも多くの解析で用いられている。この内Takedaモデルは、木造建物に適用された例もあるが、スリップが考慮されていない等の問題があり、その追跡精度は低い事が示されている^{1.7)}。

その他のモデルとしては、江戸ら^{1.13)}はTakedaモデルに引張鉄筋の付着性状の劣化によるスリップ挙動を考慮した、Takeda-Slipモデルを提案している。谷ら^{1.11)}は、定常ループを頂点座標で無次元化した固有ループを有し、パラメータの調整によってスリップや最大点指向の挙動を再現できるNCLモデルを提案している。梅村らは^{1.21)}Takedaモデルに対して、繰り返し変形によって骨格曲線上の指向点を増加させることで、繰り返しによる耐力低下を考慮できるモデルを提案している。渡辺ら^{1.22)}は、Takedaモデルに改良を加え、繰り返しによる耐力低下が塑性率に伴って増大する現象を再現できる復元力特性モデルを開発している。最相らは^{1.23)}、修正Cloughモデルに載荷速度の影響を考慮した復元力モデルを提案している。澤口らは^{1.24)}梁部材を対象に、ある閾値まではTakedaモデルと同じ履歴を描くが、閾値以降はピンチング剛性と除荷剛性を2段階に分ける事で、再現性を向上させたモデルを提案している。

以上の研究は、主に曲げ破壊が先行する部材を対象とされているが、せん断破壊が先行する柱の挙動を再現する試みも行われている。松島^{1.25)}はバイリニアモデルに降伏後、最大耐力を一定の割合で減じていく事で、せん断破壊型の柱に見られる耐力低下を模擬したモデルを開発している。中村ら^{1.26)}は、せん断破壊型RC柱では履歴吸収エネルギーが小さくなるためスリップ型の復元力モデルを用いる事が妥当とし、曲げ破壊型を対象としたTakeda-Slipモデルに、保有水平耐力後の負勾配を考慮することによって、せん断破壊型の柱の挙動を表す事を試みている。本モデルは後に芳村ら^{1.27)}によって改良され、片側でせん断破壊が生じた場合、逆側の指向点はせん断破壊が起こった方向の最大変形点の原点に対する対称点を指向する現象が考慮された。

以上の通り様々なモデルが提案されており、木造建物に適用、もしくは改良した上で適用された例もあるが^{1.7,1.12)}、最大荷重以降の大変形領域では対応が悪い、もしくは再現性が示されていない。

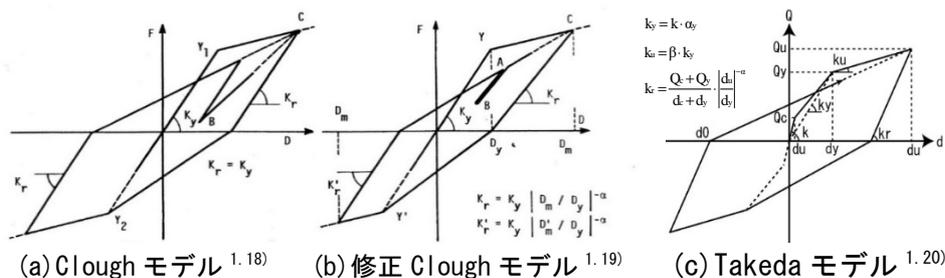


図 1.3 鉄筋コンクリート造建物の代表的な復元力モデル

(a), (b)は文献 1.28) より図を転載)

1.2.3 木造建物の安全限界変形

地震による建物の大きな被害，具体的には安全限界に相当する，耐力要素の破壊といった大きな被害を地震応答解析によって推定するためには，これを判定できる安全限界変形を用いる必要がある。

伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル^{1.29)}では，既往の静加力試験結果を基に，筋かいや面材を用いた軸組構法の場合， $1/60 \sim 1/30 \text{rad}$ が大破に相当し， $1/30 \text{rad}$ では主たる耐震要素が破壊し倒壊の危険性が高くなるため，安全限界変形に相当すると述べている(図1.4)。また，貫や土壁といった伝統的な耐震要素を用いている場合，大破は $1/30 \sim 1/15 \text{rad}$ ，安全限界は $1/15 \text{rad}$ と，軸組構法よりもやや靱性に富むとされている。震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針^{1.30)}でも概ね同じ傾向が見られており(図1.5)， $1/30 \text{rad}$ までに筋かいの座屈といった耐力要素の破壊が見られ，安全限界変形は $1/30 \sim 1/20 \text{rad}$ である事が示されている。しかし，同じ在来軸組構法でも，接合部の仕様は建築年代によって異なるため，同じ変形角を用いる事はできない可能性がある。また，これらの安全限界変形は，耐力要素の破壊が生じる目安から設定されているが，本来は建物が保有する水平耐力を喪失するという観点から設定されるべきである。その方法としては，包絡線上における最大耐力からの低下率(以下，耐力低下率)を用いる事が一般的であるが，耐力要素の破壊に対応する適切な耐力低下率については十分に検討されていない。

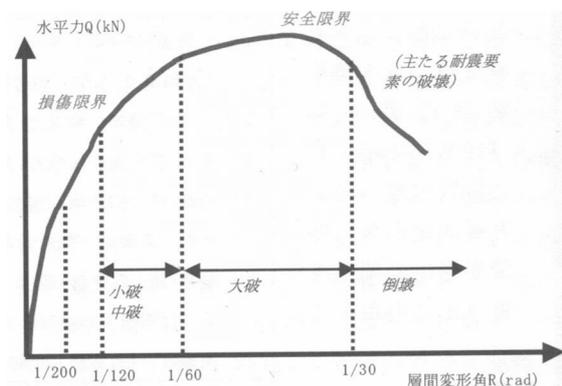


図1.4 筋かいや面材を耐震要素とする建物の荷重変位関係例^{1.29)}

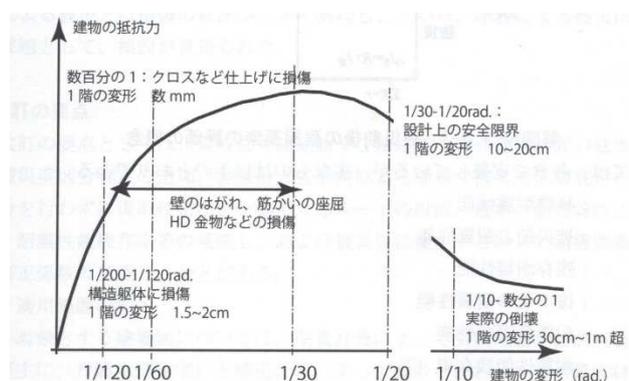


図1.5 木造建築物の荷重変位関係^{1.30)}

1.2.4 鉄筋コンクリート造建物における各限界状態

鉄筋コンクリート造建物でも同様に、各限界状態が設定されている。

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針^{1.31)}における、梁部材を対象とした限界状態と損傷度の対応を表1.1に、荷重変位関係と各限界状態の対応を図1.6に示す。各限界状態は、物理的な破壊現象と一意に対応しており、木造建物において耐力要素の破壊として定義されている安全限界状態は、鉄筋コンクリート造建物では曲げ降伏後のせん断破壊が発生した時とされている。また、同文献では各限界状態に至る変形を、部材を構成している指標から算出する方法が示されている。そのため、木造建物の様に破壊が生じる目安として大まかに設定された値とは異なり、物理的背景に基いた、信頼性のある限界変形を求める事ができる。明確な破壊状態を示さないまま非線形な挙動を示す木造建物では、鉄筋コンクリート造と同様に各限界状態と損傷状態を一意に対応させる事は難しいが、明快な限界状態を設定する方法の整備が必要であると考えられる。

表 1.1 限界状態と損傷度^{1.31)}

使用限界	主筋降伏 残留せん断ひび割れ幅 0.2mm 以下	→ 損傷度 I
修復限界 I	残留曲げひび割れ幅 1 mm 以下	→ 損傷度 II
	残留せん断ひび割れ幅 1 mm 以下	→ 損傷度 III
修復限界 II	残留曲げひび割れ幅 2 mm 以下	→ 損傷度 III
	残留せん断ひび割れ幅 2 mm 以下 かぶりコンクリート圧壊	→ 損傷度 IV
安全限界	曲げ降伏後のせん断破壊	→ 損傷度 IV

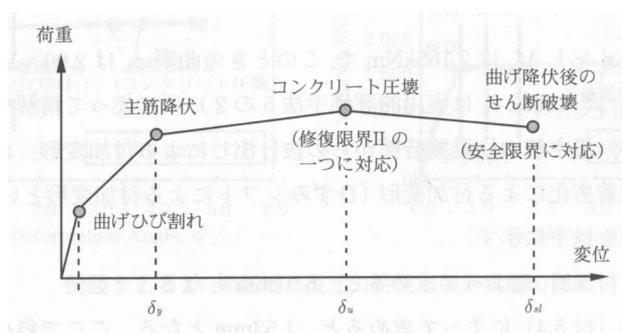


図 1.6 梁部材の荷重変位関係と各限界状態の対応^{1.31)}

1.3 本論文の目的と構成

既存木造建物の地震被害推定を行うためには、大変形領域までを再現できる復元力特性モデルが必要となる。しかし、既往の研究を見ると、これまでに開発された復元力特性モデルの多くは、大変形領域までの再現性が示されていない、もしくは、大変形領域での再現性が悪い事が確認されている。一方、大変形領域までを再現できるモデルも開発されているが、用いている関数系が複雑なためパラメータが多く、簡易なモデルが開発されるには至っていない。

また、復元力特性モデルを用いて地震応答解析を行った際、その建物に大きな被害、具体的には安全限界に相当する耐力要素の破壊が生じたかを推定するためには、適切な安全限界変形を用いる必要がある。既往の安全限界変形について見てみると、構法によって安全限界が異なる事が示されている一方、在来軸組構法であれば概ね $1/30\text{rad}$ までに筋かいの座屈といった破壊が見られるため、安全限界変形は $1/30\text{rad}$ として設定される場合が多い。しかし、同じ在来軸組構法でも仕様、特に接合金物の有無により靱性能は異なると考えられる。また、既往の安全限界変形は、耐力要素の破壊が生じる目安から設定されているが、本来は建物が保有する水平耐力を喪失するという観点から設定されるべきである。その方法としては、耐力低下率を用いる事が一般的であるが、耐力要素の破壊に対応する適切な耐力低下率については、十分に検討されていない。

以上を踏まえ本研究では、既存木造建物の地震被害推定を行う事を目的として、大変形領域までを再現できる復元力特性モデルの開発と、安全限界変形を設定するための耐力低下率について検討した。

本論文の構成は以下のようになっている。

第1章では、本研究の背景と目的を示し、既往の研究を整理した。

第2章では、接合部が脆弱な旧耐震基準を想定した在来軸組構法実大木造建物の振動実験を行い、接合部の仕様が安全限界変形に及ぼす影響を把握する。入力地震動には、過去の振動実験で入力された例が無い、震度が大きくても観測点周辺に建物の大きな被害が見られない周期 0.5 秒以下が卓越した極短周期地震動や、建物の大きな被害と相関がある周期 $1\text{-}1.5$ 秒応答が大きい地震動を選定した。そして、実際の被害状況を再現できるかを確認し、その要因についても検討した。

第3章では、入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験を2回に分けて行い、地震応答解析の追跡対象とする振動実験結果と、安全限界変形を設定するための耐力低下率の検討に用いる実験結果を得る。試験体には、2章で示した旧耐震基準を想定した試験体や、接合部仕様が明確化された2000年建築基準法改正以降を想定した試験体を用いる。入力地震動には、これまでに観測された事が無い周期特性を持った地震動等を選定し、地震動の性質と建物被害の関係についても検証する。

第4章では、既存木造建物を対象とした、大変形領域までを再現できる復元力モデルを開発する。地震応答解析の追跡対象には、第3章の振動実験結果の一部(2000年以降の新耐震基準の試験体)を用いる。まず、既往の復元力モデルの再現性を確認し、問題点を指摘した上で改良を加える。

第5章では、第3章で行った振動実験結果を用いて、在来軸組構法建物の安全限界変形を設定するための耐力低下率について検討する。

第6章では、各章で得られた結論をまとめ、本論文の総括を行う。

本論文の構成を図5に示す。

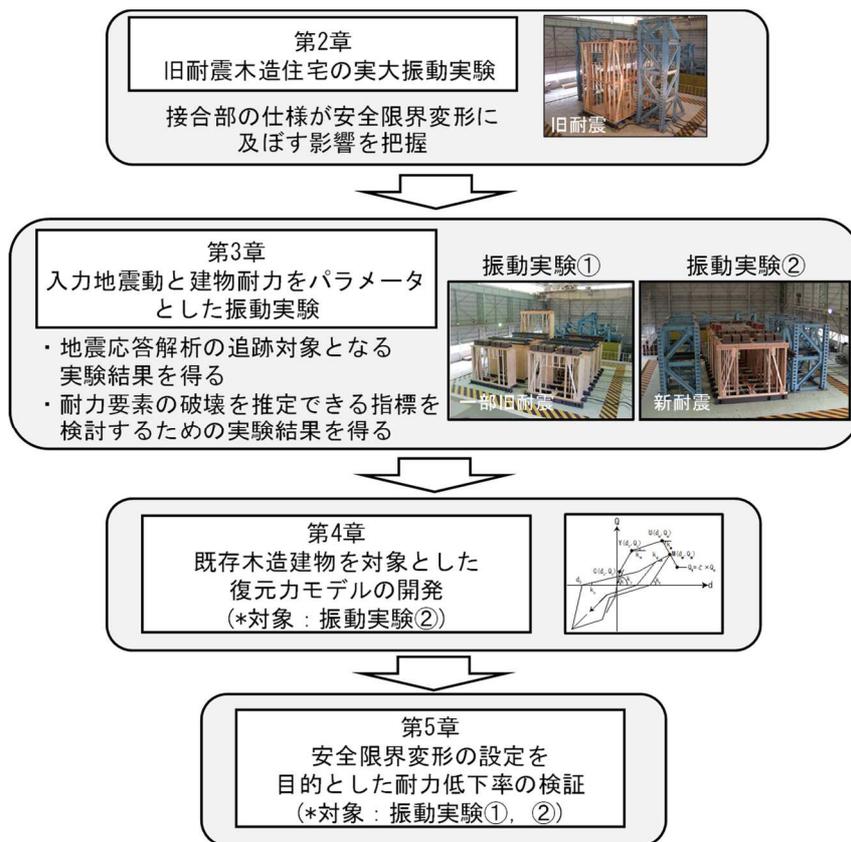


図5 本論文の構成

参考文献

- 1.1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告－建築編－4－木造建築物 建築基礎構造, 1998.3.
- 1.2) 熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会：熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会報告書報告書, <http://www.nilim.go.jp/lab/hbg/0930/text.pdf>, 2016.9.
- 1.3) 国土交通省：住宅・建築物の耐震化について 住宅の耐震化の進捗状況, <http://www.mlit.go.jp/common/001093095.pdf>,
- 1.4) 坂本功, 大橋好光：木造住宅の地震応答解析：標準的な在来構法住宅のモデルに関して, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.2651-2652, 1984.9.
- 1.5) 荒木康弘, 腰原幹雄, 大橋好光, 坂本功：木造住宅の地震応答解析のための復元力モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 579 号, pp.79-85, 2004.5.
- 1.6) 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：木造建物の地震時挙動に関する研究,日本建築学会構造系論文集,第 616 号,157-163,2007.6.
- 1.7) 人見祐策, 五十田博, 河合直人:大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデルー木造建物の地震時挙動に関する研究ーその 2ー, 日本建築学会構造系論文集, 第 646 号, pp.2299-2306, 2009.12.
- 1.8) 佐藤利昭, 井口道雄, 真崎雄一:木造軸組構法住宅の地震応答シミュレーションー履歴特性のモデル化と振動台実験による検証ー, 日本建築学会構造系論文集, 第.631 号, pp.1569-1576, 2008.9.
- 1.9) Wen, Y.K. : Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, Journal of Engineering ,Mechanics Division, ASCE102(2), pp.249-263, 1976.
- 1.10) 松永裕樹, 宮津裕次, 曾田五月也:木造用耐力／非耐力壁の汎用モデル化手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 639 号, pp.889-896, 2009.5.
- 1.11) 谷資信, 野村設郎, 永坂具也, 平松晃：鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性（その 3)復元力特性が動的応答結果に及ぼす影響, 日本建築学会論文報告集, 第 228 号, pp.39-48, 1975.2.
- 1.12) 飯塚裕暁, 境有紀, :木造建物における一自由度系地震応答解析のための復元力特性モデルの提案, 日本地震工学会論文集, 第 9 巻, 第 1 号, pp.113-127, 2009.2.
- 1.13) 江戸宏彰, 武田寿一 :鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会学術講演梗概集,構造系,pp.1877-1878,1977.10
- 1.14) 真柄琢哉, 三宅辰哉, 五十田博, 田守伸一郎, 笹川明:枠組壁工法建築物の地震時最大応答変位に関する考察ーエネルギー入力率に基づく 1 質点系の最大応答変位予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 506 号, pp.75-82, 1998.4.
- 1.15) B.Folz, A.Fliatruault: A Cyclic Analysis of Wood Shear Walls, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, pp.433-441, 2001.4
- 1.16) 五十田博:大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデルの精度検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 659 号, pp.113-120, 2011.1.
- 1.17) W.C.Pang, D.V.Rosowsky, S.Pei, J.W.van de Lindt:Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, pp.1118-1129, 2007.8.
- 1.18) Clough, R.W, and S.B.Johnston : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility

- Requirements, Proceedings Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, pp.227-232, 1966
- 1.19) Mahin, S.A., and V.V. Bertero : Rate of Loading Effect on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members, EERC No.73-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972
- 1.20) Takeda, T., M.A. Sozen and N.N. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970,
- 1.21) 梅村恒, 境有紀, 南忠夫, 壁谷澤寿海 : 繰り返しによる耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻,第2号, pp.1015-1020, 1998.
- 1.22) 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘 : エネルギー吸収能力に着目した RC 梁部材の損傷評価法 : その2 復元力特性モデルと応答量についての検討, 日本建築学会学術講演梗概集,構造IV,pp.695-696,2001.7
- 1.23) 最相元雄, 早道大介, 後藤 勝彦 : 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に及ぼす載荷速度効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.103-110, 2001.12.
- 1.24) 澤口香織, 山野辺宏治, 寺田岳彦 : 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の塑性域における多数回繰り返し挙動 その1 静的載荷実験および梁の復元力モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 677 号, pp.1123-1129, 2012.7.
- 1.25) 松島豊 : 建造物の復元力特性に関する考察 : 十勝沖地震による被害から, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.587-588,1969.7.
- 1.26) 中村孝也, 芳村学 : 兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 556 号, pp.123-130, 2002.6.
- 1.27) 芳村学, 上野裕美子, 中村孝也 : 既存低層鉄筋コンクリート建物の I_s 値と倒壊の関係 : 診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号,pp.197-204,2005.1.
- 1.28) Otani,S. : Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, Journal (B), The Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. XXXVI, No.2, pp.125-159, 1981
- 1.29) 学芸出版社 : 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 2004.4.
- 1.30) 日本建築防災協会 : 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 木造建築物, 2016.3.
- 1.31) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説,2004.

第2章 旧耐震木造住宅の実大振動実験

2.1 はじめに

本章では、旧耐震基準の中でも耐震性能が低い木造建物の実大振動実験を行い、接合部の仕様が安全限界変形に及ぼす影響を把握する。入力地震動には、震度6弱以上といった大きな震度を記録しても、観測点周辺に大きな建物被害が見られない周期0.5秒以下が卓越した極短周期地震動^{例えば 2.1)}や、建物の大きな被害と相関がある周期1-1.5秒応答が大きい地震動^{2.2)}を選定し、実際の被害状況を再現できるか確認する。そして、極短周期地震動では、耐力壁の破壊といった大きな被害が生じない要因について分析し、その要因が塑性化による周期の伸び、柱脚の浮き上がりである事を明らかにする。

2.2 試験体

試験体は、2階建て在来軸組構法の木造建物である。全景を図2.1に示す。実験は防災科学技術研究所の大型1方向振動台で実施し、試験体の両隣には倒壊防止のためのフレームを設置している。試験体数は2体であり、1体を組み立て加振し撤去した後、同じ試験体をもう1体作製し、加振を行った。

建物の仕様は、極短周期地震動では観測点周辺の全壊率が0%^{例えば 2.1)}という事を考えて、木造建物の中でも最低レベル、即ち、旧耐震基準の中でも耐震性能が低い建物とした。そこで、2003年に坂本ら^{2.3)}によって行われた振動実験の、接合部に金物を用いないNo.7(以下、No.7試験体)を参考に試験体を作製した。No.7試験体との相違点は、後述する筋かい端部の外れ止を設置した事、土台の樹種がベイツガでなくベイヒバである事、1階直交方向の壁量がNo.7に比べて2P(1P=910mm)少ない点のみである。平面図および立面図を図2.2に示す。平面寸法は3,640×5,460mm、階高は1階2,835mm、2階2,775mmとなっており、平面図中のX方向を加振方向とした。

各部の仕様を表2.1~2.2に示す。土台の樹種を除き、すべてNo.7試験体と同じ仕様となっている。多くは1979年住宅金融公庫木造住宅工事共通仕様書に基づいており、[]内は公庫の記述を示し、公庫と異なる仕様としている箇所である。築40~50年の建物の実態調査から、筋かい端部や柱頭柱脚には金物を用いていない^{2.3)}。耐力壁は三ツ割筋かいで、端部はFN65釘3本で固定している。また、軸組のみとした本試験体では、筋かいの端部が外れて踏み外す恐れがあるが、本研究で想定している実際の建物では面材が張ってあるため発生しづらい。そこで、筋かい端部に図2.3のような外れ止(構造用合板,t=12mm)を設置し、筋かいが引張で脱落しないような措置をした。ただし、脱落のみを防止するよう、下部は土台、上部は桁にのみ木ねじを用いて固定した。

試験体重量を表2.2に示す。躯体重量は木材の比重を0.6として計算している。付加重量として、2階に19.5kN、R階に14.6kNの鋼板(1枚の寸法:400×800×9mm、重量:221N)をそれぞれ2階床・R階床に配置し、固定した。

加振方向の壁量は、No.7試験体と同じとし、1960年改正建築基準法最低量の壁量を、偏心が生じるように配置した。算出は通常の床面積による方法でなく、現行の建築基準法の壁量の規定である $C_0=0.20$ に対する必要壁量に、現在と当時の必要壁量の割合を乗じて算出した。壁倍率は三ツ割筋かいの1.5倍とし、耐力を $1.96 \times 1.5 = 2.94\text{kN}$ として算出している。直行方向は、No.7試験体では2000年建築基準法を最低限満たす壁量(6P)としているが、本試験体は旧耐震基準の中でも耐震性能が低い建物を対象とするため、No.7試験体よりも少ない、

具体的には、加振方向よりも1Pのみ多い、4Pの壁量を配置した。



図 2.1 実験全景

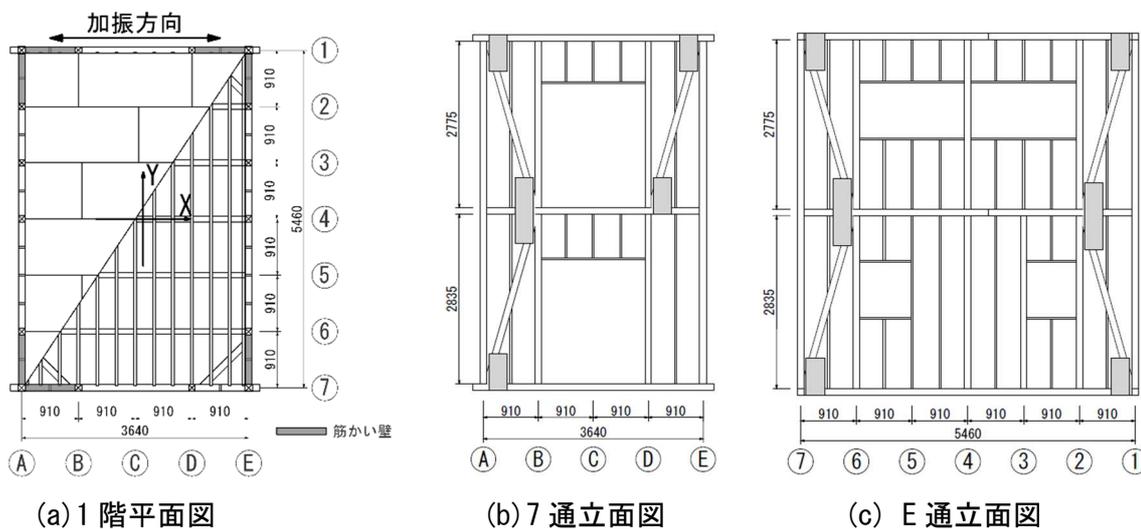


図 2.2 平面図および立面図

表 2.1 部材寸法・樹種

部位	寸法	樹種
通し柱	120×120	ヒノキ
管柱	105×105	スギ
梁	105×150~300	ベイマツ
胴差・桁	105×105	ベイツガ
土台	105×105	ベイヒバ
筋かい	27×105	ツガ
床	荒板張(厚さ12mm)	スギ

表 2.2 端部の接合方法

部位	仕様
筋交端部	FN65釘3本打[釘長さ90mm以上]
柱上下端	FN65釘2本打[平金物]
梁端部	大入れあり掛け羽子板ボルト締め(1ヶ所)
火打端部	渡りあごボルト締め

表 2.3 試験体重量

階数	躯体重量 [kN]	付加重量 [kN]	W _i [kN]	Σ W _i [kN]
RF	7.2	14.6	21.8	21.8
2F	11.3	19.5	30.8	52.6



図 2.3 筋かい端部の外れ止

2.3 加振計画と入力地震動

入力地震動の一覧を、計測震度および強震観測点周辺の木造建物全壊率^{2.1~2.2,2.5)}と合わせて表 2.4 に、入力地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）と加速度波形を図 2.4, 2.5 に示す。表中の計測震度は、3 方向合成によって算出した値である。また、各地震動の入力前後に、固有周期・減衰定数を算出するために、ステップ波を入力した。地震動の方向は、強震観測点周辺の被害状況の再現を目的としている事を考慮し、方向によって過大もしくは過小評価とならないよう、周期 0~3 秒平均加速度応答が平均となる方向とした^{2.4)}。また、各フェーズ間に、損傷状況に応じて耐力壁の補修を行った。補修の内容を表 2.4 に示す。損傷が少ない場合は筋かい端部の釘の打ち直し程度としたが、筋かいが座屈等により破損した場合は筋かいを交換した。以下に、入力地震動の詳細を記す。

(a) 中小地震

実際の建物は大地震を受けるまでに、少なくとも中小地震以上の地震を経験していると考え、2003 年宮城県沖の地震の JMA 大船渡を震度 5 強程度となる 50%に縮小し、初期状態の試験体に入力した。補修後も、固有周期が初期状態程度まで復旧していた場合のみ、再度中小地震を入力する計画であったが、補修後の固有周期はいずれも中小地震加振後程度まで伸びていたため、入力しなかった。固有周期の具体的な値は、次節で示す。

(b) 大地震

周期 0.5 秒以下が卓越した極短周期地震動として、2003 年宮城県沖の地震における JMA 大船渡 100%と、震度 6 強まで拡大した 150%，2011 年東北地方太平洋沖地震における大崎市鹿島台震度計 100%を入力した。大崎市鹿島台震度計は揺れのピークが 2 回あり継続時間が長く、その影響について検証する。いずれも強震観測点周辺の被害調査では、全壊という大きな被害は出ていない^{2.2), 2.5)}。これらと比較する地震動として、建物の大きな被害と相関のある周期 1-1.5 秒応答が大きく、木造建物全壊率が 18.8%と甚大な被害を引き起こした、2007 年能登半島地震における K-NET 穴水^{2.2)}を入力した。この他に、2011 年東北地方太平洋沖地震における強震観測点周辺の被害調査において最も被害が大きかった JMA 古川三日町^{2.5)}、K-NET 穴水 50%，1995 年兵庫県南部地震の尼崎高架橋、木造建物の被害率は 4.7%^{2.2)}とさほど大きく無かったが、周期 1.5-2.0 秒応答が大きい数少ない地震動である 2007 年能登半島地震の JMA 輪島を入力した。

表 2.4 加振計画と入力地震動

試験体①						試験体②					
フェーズ	入力地震動	計測震度	PGA [cm/s ²]	PGV [cm/s]	dw [%]	フェーズ	入力地震動名	計測震度	PGA [cm/s ²]	PGV [cm/s]	dw [%]
1	2003年宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40E 50%	5.24	387.2	13.2	-	1	2003年宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40E 50%	5.24	387.2	13.2	-
	2003年宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40E 100%	5.84	774.5	26.4	0.0		2011年東北地方太平洋沖地震 JMA古川三日町 N30E 100%	6.20	483.4	76.4	3.0
	2003年宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40E 150%	6.19	1161.7	39.6	-	筋かい補修(加振方向:筋かい・間柱交換 直交方向:釘の打直し)					
筋かい補修(釘の打直し)						2	1995年 兵庫県南部地震 尼崎高架橋 EW 100%	5.69	293.9	49.9	2.4
2	2011年東北地方太平洋沖地震 大崎市鹿島台震度計 N10E 100%	6.01	752.9	44.7	0.0	筋かい補修(1F 加振方向:筋かい交換)					
	2007年能登半島地震 K-NET穴水 N55E 50%	5.72	226.5	31.8	-	3	2007年能登半島地震 JMA輪島 EW 100%	6.12	438.8	82.5	4.7
	2007年能登半島地震 K-NET穴水 N55E 100%	6.31	452.9	63.6	18.8		計測震度は3方向合成 dw:強震観測点周辺の木造建物全壊率[%] ^{2.1~2.2,2.5)} 表中-:縮小・拡大した波形のため被害率は記述せず				

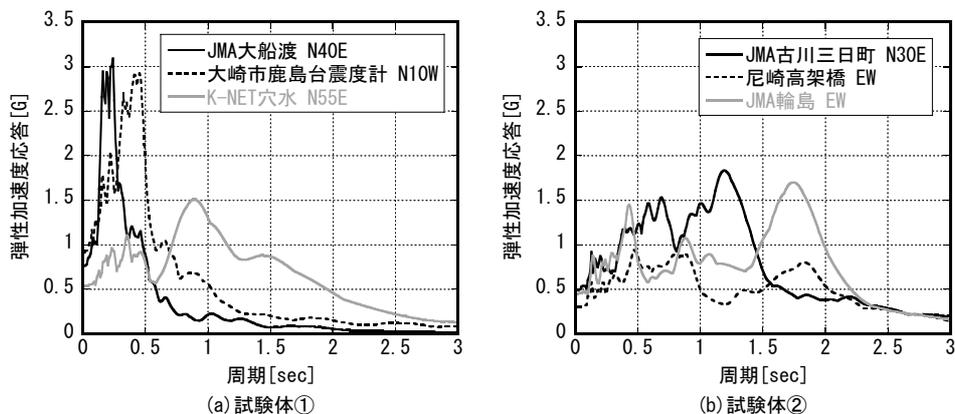


図 2.4 入力地震動の加速度応答スペクトル(h:5%)

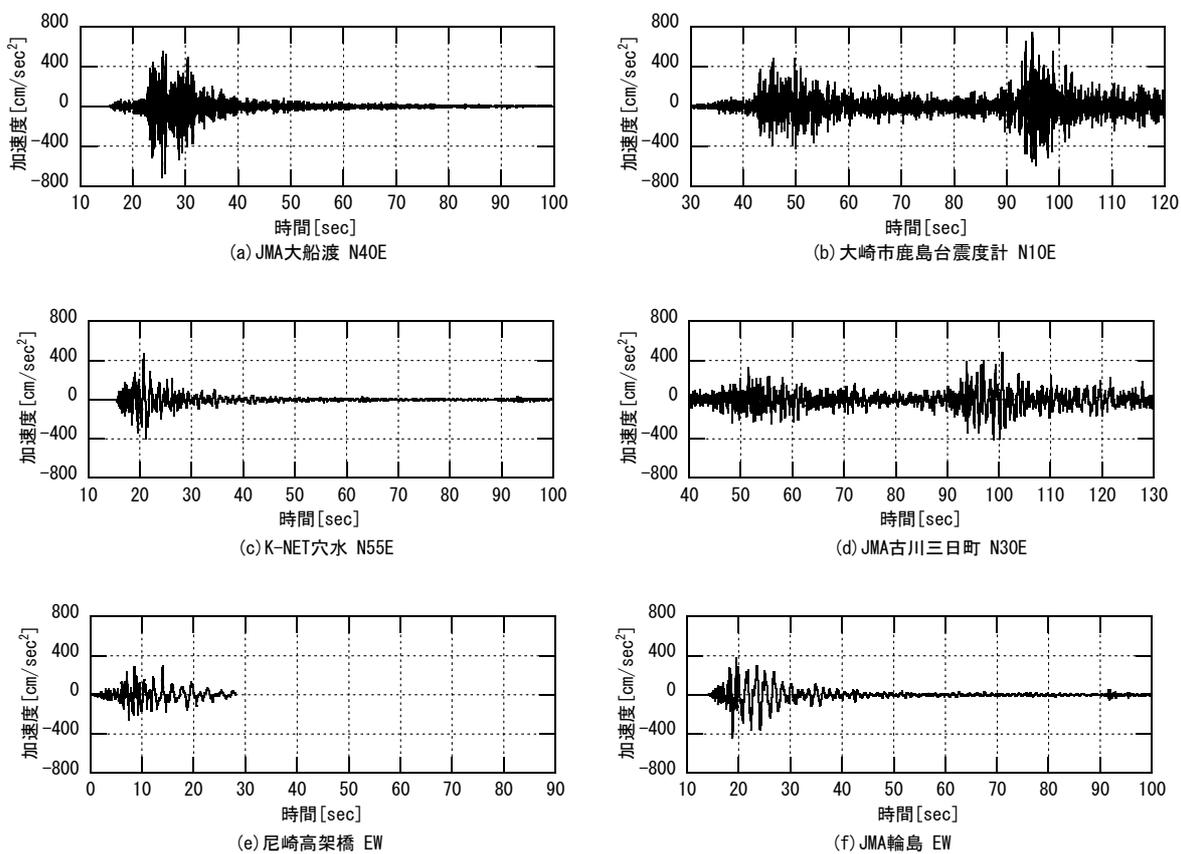


図 2.5 入力地震動の加速度波形

2.4 実験結果

2.4.1 固有周期と減衰定数

ステップ加振により得られた自由振動波形から、試験体の固有周期と減衰定数を算出した(図2.6)。組立後では、試験体①で固有周期 0.47sec, 減衰定数 0.02, 試験体②で固有周期 0.48sec, 減衰定数 0.03 となり、両者とも近い値となった。中小地震(JMA 大船渡 50%) 入力後は、試験体①で固有周期 0.48sec, 試験体②で固有周期 0.50sec と、若干であるが固有周期が増加した。補修による復旧度を見ると、試験体①では固有周期 0.48sec と中小地震入力後程度まで復旧したが、試験体②では補修一回目で 0.53sec, 補修 2 回目で 0.54sec と、中小地震入力後までは復旧しなかった。

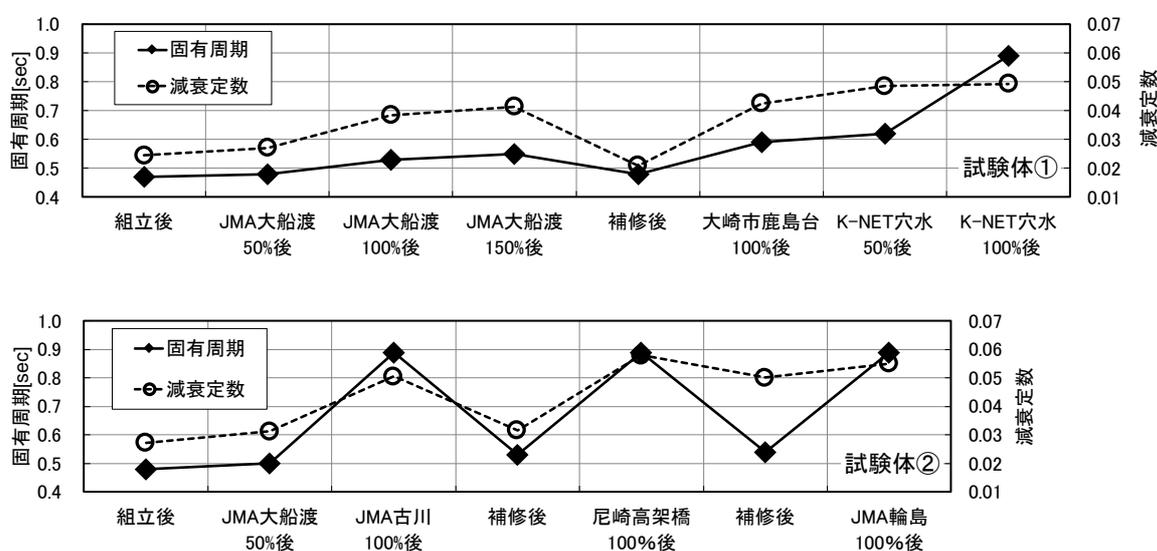


図 2.6 試験体の固有周期と減衰定数の推移

2.4.2 損傷状況と荷重変位関係

大地震加振時の荷重変位関係を図 2.7 に、損傷状況を以下に記す。なお、中小地震（JMA 大船渡 50%）では損傷は見られず、いずれの地震動でも直交方向と 2 階の筋かいは、端部の釘が浮く程度以上の損傷は無かった。

(1) JMA 大船渡 100・150%（試験体①）

いずれの地震動でも、加振方向筋かい端部の釘が数ミリ浮いていた程度で、筋かいの座屈といった大きな損傷は見られなかった。最大変形角はそれぞれ、0.009rad, 0.015rad に収まっていた。

(2) 大崎市鹿島台震度計 100%（試験体①）

損傷状況は JMA 大船渡と同様で、加振方向筋かい端部の釘が数ミリ浮いていた程度で、大きな損傷は見られず、最大変形角は 0.031rad であった。伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル^{2.6)}では、筋かいが支配的な場合、1/30rad は安全限界変形に相当するとされているが、同程度の変形であったにも関わらず筋かいに座屈といった大きな被害はほとんど生じていなかった。この原因は、次節で検証する。

(3) K-NET 穴水 50%（試験体①）

加振方向 A-7 通の筋かい端部の釘が 20mm 程度大きく浮いていたが、他に大きな損傷は見られず、筋かいの座屈といった破壊には至っていない。最大変形角は 0.041rad であった。

(4) K-NET 穴水 100%（試験体①）

1 階加振方向の筋かいの内、2 本が圧縮で座屈破壊し（図 2.8(a)）、1 本が引張により土台側の端部が抜けていた。筋かいの座屈は変形角が約 1/20rad で発生していた。また、通し柱と管柱が土台・桁から抜け出さない程度に浮き上がっていた（図 2.8(b)）。最大変形角は 0.105rad と、1/10rad 程度の大きな変形が生じた。

(5) JMA 古川 100%, 尼崎高架橋 100%, JMA 輪島 100%（試験体②）

いずれの地震動でも、1 階加振方向の筋かいの内 2 本が圧縮で座屈破壊し、1 本が引張により土台から抜けていた。尼崎高架橋では 1 階管柱の柱頭に縦割れが見られ、JMA 輪島でひび割れが拡大していた（図 2.9）。最大変形角はそれぞれ 0.092rad, 0.099rad, 0.120rad と、全てにおいて 1/10rad 程度の変形が生じていた。しかし、補修を行った後に入力した尼崎高架橋、JMA 輪島では最大耐力といった性能は初期状態（JMA 古川加振時）に比べ大きく低下しているため、試験結果は他の大地震加振時と同一には扱えない。

以上の結果より、極短周期地震動（JMA 大船渡、大崎市鹿島台震度計）では、震度 6 弱以上といった大きな震度でも、建物に筋かいの座屈破壊といった大きな被害は生じないという実際の状況が、実大の振動実験で再現されたと言える。また、比較として入力した、建物の大きな被害と相関がある周期 1-1.5 秒応答が大きい地震動（K-NET 穴水、JMA 古川）では、筋かいの座屈破壊といった被害が見られ、これも筆者らが行ってきた強震観測点周辺の被害調査結果^{2.1~2.2,2.5)}と対応している。

また、大崎市鹿島台震度計では、最大変形が安全限界とされている 1/30rad 程度生じていたにも関わらず、筋かいの座屈といった大きな被害は見られなかった。そこで、この要因を分析した。

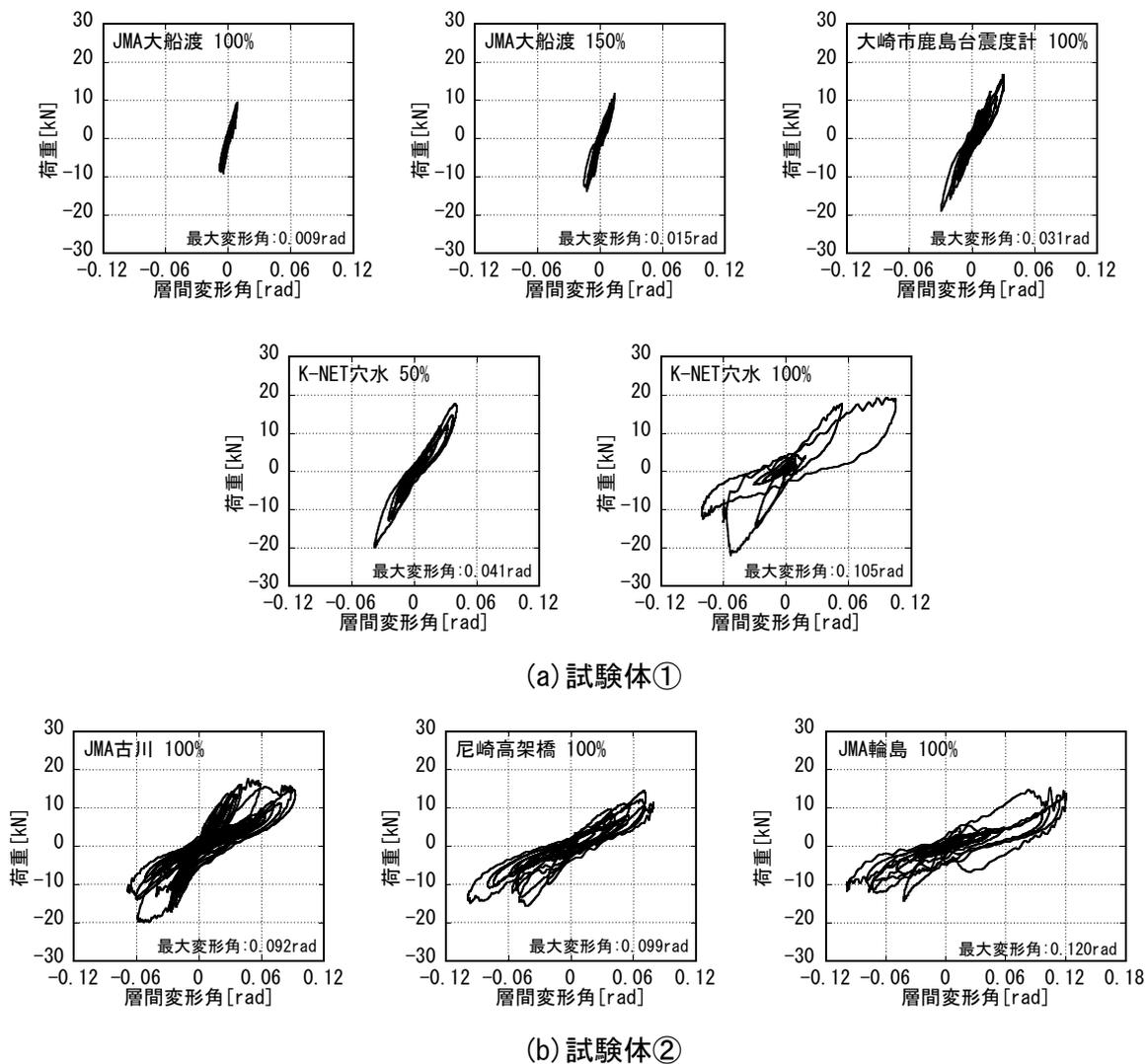


図 2.7 荷重変形角関係



(a) 筋かいの座屈破壊 (b) 通し柱の浮き

図 2.8 損傷状況 (試験体①, K-NET 穴水 100%後)



図 2.9 管柱の縦割れ（試験体②，JMA 輪島 100%後）

2.5 極短周期地震動で被害が生じなかった要因の検討

2.5.1 建物と地震動の周期特性の関係

2.4節で示した通り、試験体の固有周期は約0.48秒であった。入力した極短周期地震動の一つであるJMA大船渡の卓越周期は、加速度応答スペクトル(図2.4)を見ると0.2秒付近にあり、固有周期付近の成分は小さい。そのため、JMA大船渡で被害が生じなかった(変形が小さかった)のは、建物の周期より地震動の卓越周期が短かったためである事は容易に推測できる。一方、同じ極短周期地震動である大崎市鹿島台震度計の卓越周期は、建物の固有周期付近にあるが、被害は生じていない。しかし、この固有周期は微小変形時、つまり弾性時の周期であり、木造建物は初期から強い非線形性を有するため、塑性化により周期がすぐに長くなる。そのため、大崎市鹿島台震度計で被害が生じる変形に至らなかったのは、塑性化による周期の伸びが影響している事が考えられ、これについては既に地震応答解析によって検証がなされている²⁷⁾。

振動実験でも同じ現象が生じているかを確認するために、大崎市鹿島台震度計加振中の、試験体の周期の推移を算出した(図2.10中黒線)。試験体の周期は、振動台上と試験体(R階)の加速度波形からフーリエスペクトル比のランニングスペクトル(バンド幅5.12sec)を算出し、各時間の卓越周期とした。卓越周期を算出する周期の範囲は、2次モードの影響を除去するよう0.4~3.0sec間とした。これを見ると、初めは弾性周期である0.5秒付近で推移しているが、最大で約1.25秒と、倍程度まで周期が伸びている事が確認できる。

以上より、極短周期地震動で被害が生じなかった原因の一つとして、塑性化による周期の伸びが影響していると言える。

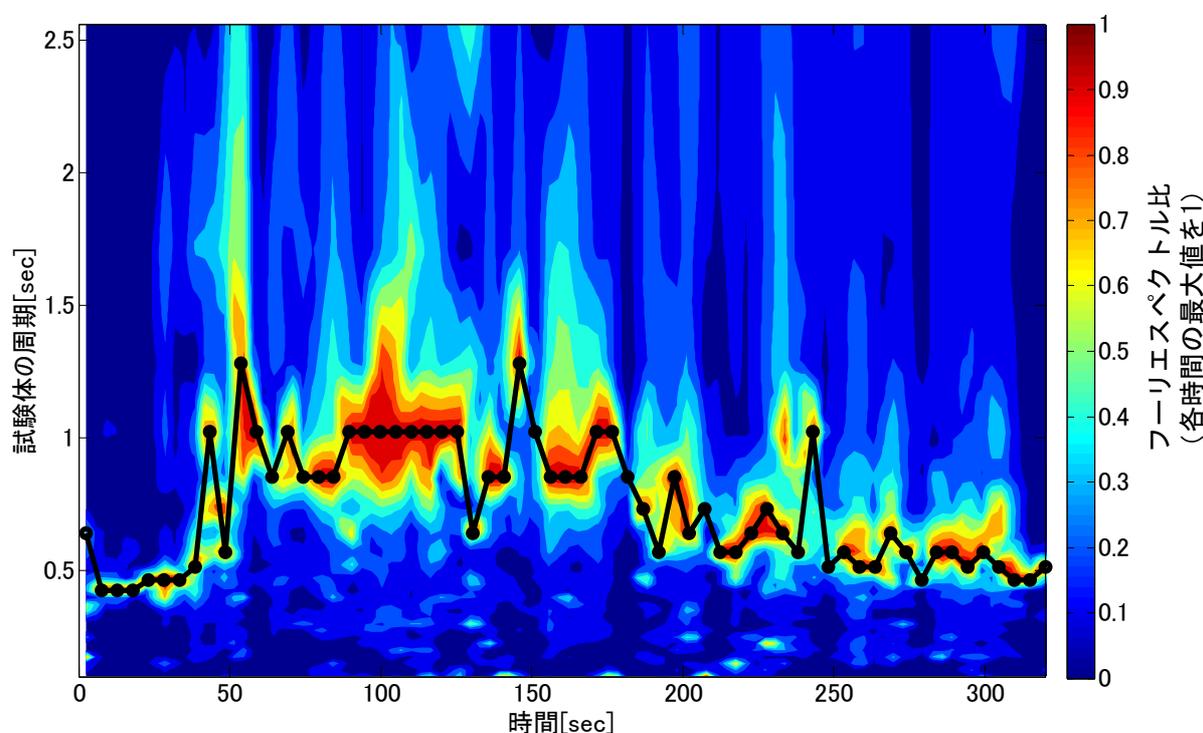


図 2.10 地震応答中における試験体の周期の推移 (入力: 大崎市鹿島台震度計)

2.5.2 柱脚浮き上がりの影響

大崎市鹿島台震度計では、変形が $1/30\text{rad}$ 程度まで進んだにも関わらず筋かいの座屈といった被害は見られなかった一方、筋かいが座屈し破壊したのは K-NET 穴水 100%加振時で、変形が約 $1/20\text{rad}$ に達した時であった。筋かいが支配的な耐震要素では、主たる耐震要素が破壊する安全限界は約 $1/30\text{rad}$ とされており^{2.6,2.8)}、本試験体はそれを超える靱性能を持っていた事になる。この原因として、本試験体では柱頭柱脚接合部に金物を用いていないため、筋かい上端が取り付く柱脚が浮き上がった事により、筋かい壁に実際に生じた変形角は小さくなったと考えられる。そこで、柱脚の浮き上がりで生じた変形角を算出した。

柱脚の浮き上がりを除いた変形角 γ_0 は、以下の式 (2.1) を用いた。

$$\gamma_0 = \gamma - (\delta_1 - \delta_2)/W \quad (2.1)$$

それぞれ、 γ : 層間変形角[rad]、 δ_1, δ_2 : 柱脚の鉛直変位[mm]、 W : 柱間の距離[mm]である。模式図を図 2.11 に示す。ここで、柱脚の鉛直変位は、隅柱 (図 2.11 中 δ_2) については変位計を設置しているため計測値があるが、筋かい上端が取り付く中柱は変位計を設置していなかった。そこで、加振中の動画を用いて δ_1 を算出した。

負側最大変形時 (-0.030rad) における南面の変形状況を図 2.12 に示す。まず、単位 pix 辺りの長さを、土台 (105mm) を基に算出した ($105\text{mm}/16\text{pix}=6.7\text{mm}/\text{pix}$)。浮き上がりに相当する pix 数は 4pix と算出されたが、画像が不鮮明で読み取りづらかったため $\pm 1\text{pix}$ の誤差を考慮した。以上の方法で算出した、7 通り A-B 間筋かいの負側最大変形時における柱脚の回転角を表 2.5 に、隅柱の鉛直変位の時刻歴及び層間変形角との関係を図 2.12 に示す。図 2.12 からは、変形によって隅柱が上方に突き上げられている事が確認できる。表 2.5 を見ると、画像計測の精度の問題で、浮き上がりを除いた変形角がマイナスになってしまったケースもあるが、脚部の回転角は $1/30 \sim 1/50\text{rad}$ と、層間変形角の半分以上を占めており、そのため、実際に生じた変形角が $0 \sim 0.012\text{rad}$ と小さくなっている。

以上の事から、大崎市鹿島台震度計加振時に被害が生じなかったのは、柱脚の浮き上がりが影響していたと言える。そして、同じ在来軸組構法であっても、接合部が脆弱な仕様の場合柱脚に浮き上がりが生じるため、接合金物が取り付く場合とは同じ安全限界変形を用いれない事がわかった。

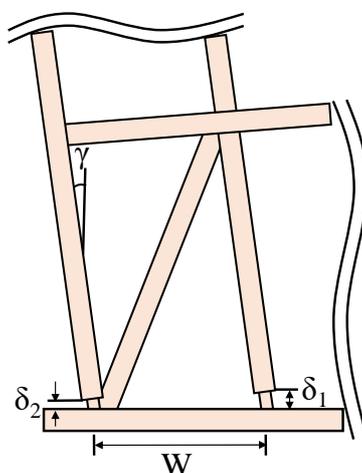


図 2.11 柱脚浮き上がりの模式図

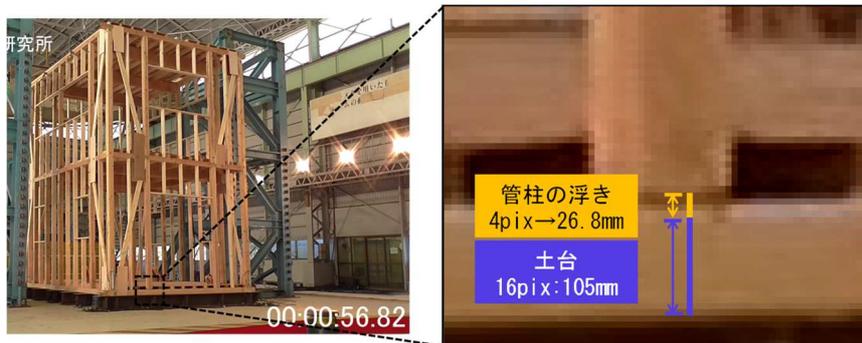
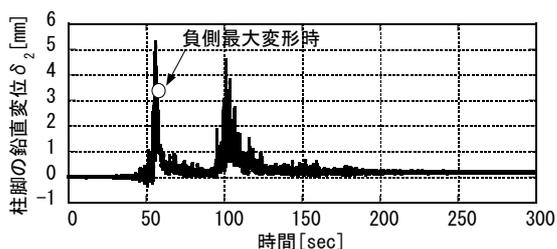


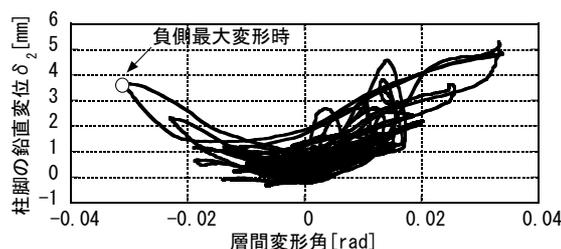
図 2.12 負側最大変形時の変形状況（入力：大崎市鹿島台震度計，南面）

表 2.5 浮き上がりを除いた変形角

1階層間変形角 γ [rad]	柱脚の鉛直変位 δ_2 [mm]	柱脚の鉛直変位 δ_1 [mm]	柱脚の回転による 変形角 θ [rad]	層間変形角に占める 柱脚の回転角の割合	浮き上がりを除いた 変形角 γ_0 [rad]
0.031	3.61	33.5(5pix)	0.033	1.05	-0.002
		26.8(4pix)	0.025	0.82	0.006
		20.8(3pix)	0.019	0.61	0.012



(a) 時刻歴



(b) 層間変形角-柱脚の鉛直変位関係

図 2.13 大崎市鹿島台震度計加振時の隅柱 (A1) の鉛直変位（正が上方向，負が下方向）

2.6 まとめ

旧耐震基準の中でも耐震性能が低い木造建物を対象とした実大振動実験を行った。入力地震動には、震度が大きくても周辺に建物被害が見られない、周期 0.5 秒以下が卓越した極短周期地震動や、建物の大きな被害と相関がある周期 1-1.5 秒応答が大きい地震動を選定した。その結果、極短周期地震動では震度 6 弱以上といった震度が大きい場合でも、筋かいの座屈破壊といった大きな被害は発生しなかった。また、周期 1-1.5 秒応答が大きい地震動では、筋かいの座屈破壊といった被害が見られ、筆者らがこれまでに行ってきた強震観測点周辺の被害調査結果と整合する結果が得られた。

極短周期地震動で被害が生じなかった要因として、塑性化による建物の周期の伸び、接合部が脆弱なため生じる柱脚の浮き上がりが影響している事を示した。また、接合部の仕様によっては柱脚の浮き上がりが生じるため、同じ在来軸組構法であっても安全限界変形は異なる事を示した。

参考文献

- 2.1) 飯塚裕暁, 林佑樹, 汐満将史, 小林雄, 境有紀: 2011年東北地方太平洋沖地震の茨城, 栃木, 福島県における強震観測点周辺の状況, 日本地震工学会論文集, 第13巻, 第5号, pp.102-141, 2013.11.
- 2.2) 境有紀: 建物被害と対応した地震動の周期帯の再検討—2007年能登半島地震, 新潟県中越沖地震のデータを加えて—, 日本建築学会構造系論文集, 第642号, pp.1531-1536, 2009.8.
- 2.3) 坂本功, 箕輪親宏, 荒木康弘, 腰原幹雄, 藤田聡, 豊嶋学: 既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究—その22—実大振動台実験概要, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.177-178, 2004.8.
- 2.4) 境有紀, 熊本匠: 地震動の方向性の定量的な検討と地震被害推定のための平均方向の提案, 日本地震工学会論文集, 第10巻, 第5号, pp.1-20, 2010.11.
- 2.5) 林佑樹, 飯塚裕暁, 汐満将史, 小林雄, 境有紀: 2011年東北地方太平洋沖地震の宮城県における強震観測点周辺の状況と発生した地震動との対応性, 日本地震工学会論文集, 第13巻, 第5号, pp.102-141, 2013.11.
- 2.6) 学芸出版社: 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 2004.4.
- 2.7) 境有紀: 地震動の性質と建物被害の関係, 日本地震工学会誌, No.9, pp.12-19, 2009.1.
- 2.8) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 木造建築物, 2016.3.

第3章 入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験

3.1 はじめに

本章では、入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験を行い、次章以降で行う地震応答解析の追跡対象とする実験結果と、安全限界変形を設定するための耐力低下率の検討に用いる実験結果を得る。振動実験は2回に分けて行い、それぞれ前章で示した旧耐震基準を想定した試験体を含む振動実験、新耐震基準のみの試験体を用いた振動実験となっている。入力地震動には、これまでに観測された事がない、耐力が高い方が大きな被害が生じる様な周期特性を持った地震動等を入力し、地震動の性質と被害の関係についても検証を行った。

3.2 入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験 1

3.2.1 試験体

実験の全景を図 3.1 に示す。試験体は、なるべく数を多くできるように、平面寸法が加振方向 4P(1P=910mm)、直交方向 6P の前章で用いた 2 層建物 (図 3.2) を基に、必要最低限に縮約した試験体を作成した。試験体の平面図、および立面図を図 3.3, 3.4 に示す。立面図には、試験体番号に加え、加振方向の耐力壁を記している。層数は 1 層を基本として 9 体、高さ方向の縮約の影響を評価するために 2 層を 1 体作成した。平面寸法は、加振方向は同じ 4P、直交方向は最小限に留めるために 1P とし、全ての試験体で直交方向には厚さ 12mm の構造用合板 (N50 釘@150mm) を取り付けた。柱の浮き上がりを拘束しないよう、土台には釘を打ち付けていない。加振方向の耐力壁は、No.8 のみ 3P を偏心するよう配置し、他の試験体は 1 構面辺り 2P の計 4P を、偏心が生じないよう配置した。また、付加重量として、鉄製の錘を各階の床に配置した。

各試験体のシリーズと層せん断力係数 C_0 (壁倍率×存在壁長×1.96/重量) を、算定に用いた地震力算定用重量等と合わせて表 3.1 に示す。No.8, 9 の C_0 は壁倍率を三ツ割筋かいの壁倍率 1.5 として算出しているが、端部は釘打ち程度のため、実際の耐力はこれよりも低いと考えられる。

1 層試験体は、全 3 シリーズに分類しており、試験体 No.1 は基準試験体と称して、重量・壁量変動の両方のシリーズに属する。重量変動シリーズ (No.1~4) は、耐力壁を含めた試験体の仕様は同じとし重量を変える事で、ベースシア係数と固有周期のみを変化させ、その影響を評価する。付加重量は、層せん断力係数 C_0 を 0.17~0.45 の範囲でおよそ 0.1 間隔になるよう設定した。壁量変動シリーズ (No.1, No.5~7) では、付加重量を全て同じとし、壁量を耐力壁の壁倍率を変えることで耐力を変化させている。上記 2 シリーズは 2000 年建築基準法に基づく仕様としているが、旧耐震シリーズ (No.8,9) は 1981 年建築基準法改正前の、いわゆる旧耐震基準の建物の中でも耐震性能が低い建物を対象としている。No.8 は前章で用いた 2 層試験体と、総重量と 1 階の壁量を同じとして 1 層に縮約しており、No.9 は No.8 よりも筋かいを 1P 多く配置し、No.8 よりも耐力を高くしている。2 層の試験体である No.10 は、No.1 と総重量と 1 階壁量を含めた仕様を同じとすることで、縮約の影響について評価する。また、No.5 は後述する補修において、No.1 と同じ仕様、具体的には筋かいを 30×90mm から 45×90mm に、中柱の金物を羽子板ボルトから HD 金物 (15kN) に変更した。補修後も軸組は No.5 の物を使用しているので、図表ではフェーズ 1 における No.5 を No.5-1、フェーズ 2 を No.5-2

と記述している。

部材の寸法及び樹種は表 3.2 に示す通りで、2 層試験体の隅柱のみ通し柱で、他は横架材勝ちの管柱である。接合部の金物は表 3.3 に示す形とし、建築基準法告示第 1460 号に基づいて選定した。No.8, 9 については、前章と同じ旧耐震基準の中でも耐震性能が低い建物を対象としているため、接合部には金物を用いていない。また、No.8, 9 は筋かい端部の固定を FN65 釘 3 本打ちとしているため、筋かいに引張力がかかった際端部が引き抜けやすく、抜けた後に面外に踏み外してしまう。しかし、この事象は、実際の建物では面材が張ってあるため発生しない。そこで、筋かいの脱落のみを防止するために、厚さ 12mm の構造用合板を筋かい端部の内外両面に、筋かいと接合しないように張り付けた。固定は土台・桁・梁もしくは柱に木ねじで行い、柱・梁など複数の部材を繋ぐように固定すると接合部の働きをしてしまうため、単一の部材にのみ固定した。



図3.1 実験全景



図3.2 平面寸法縮約の基にした試験体

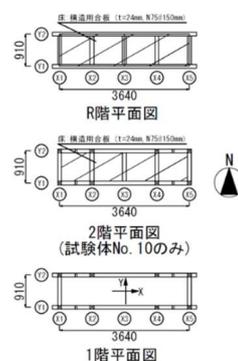


図3.3 試験体平面図

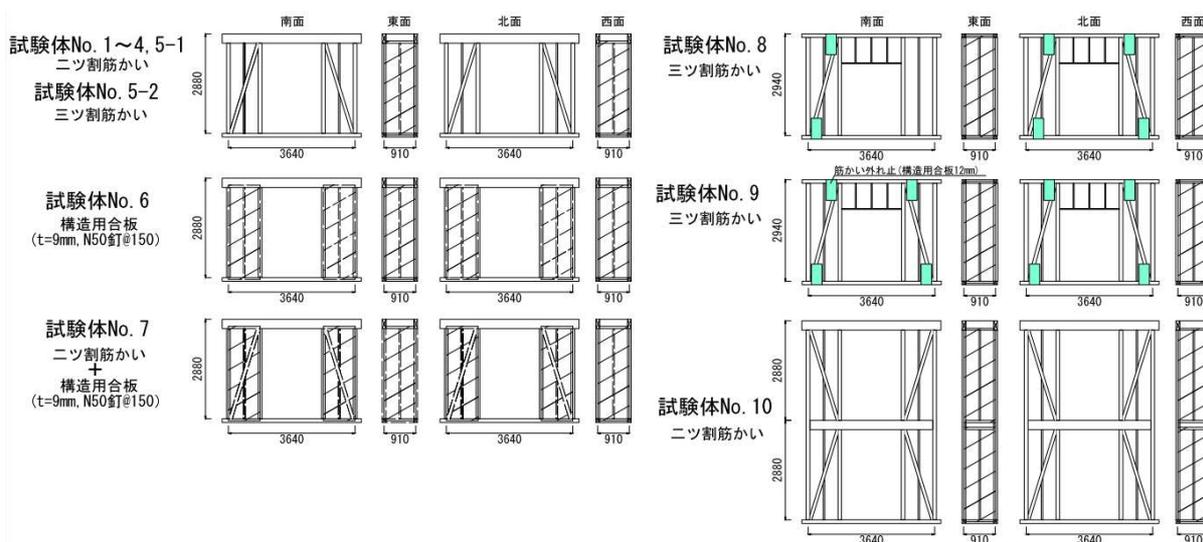


図3.4 試験体立面図 (図中単位:mm)

表3.1 試験体パラメータ

試験体層数	シリーズ	試験体No	耐力壁	壁倍率 [/m]	*1F壁長 [P]	1F躯体重量 [kN]	1F付加重量 [kN]	ΣW1 [kN]	1F C ₀	*2F壁長 [P]	2F躯体重量 [kN]	2F付加重量 [kN]	ΣW2 [kN]	2F C ₀
1層	基準試験体	1	二ツ割筋かい	2.0	4	5.7	46.0	51.6	0.28	X				
		2					80.0	85.7	0.17					
		3					35.4	41.1	0.35					
		4					26.0	31.7	0.45					
	重量変動	5-1	三ツ割筋かい	1.5	5.6	46.0	51.6	0.21						
		5-2	二ツ割筋かい	2.0	5.7	46.0	51.6	0.28						
		6	構造用合板	2.5	5.9	46.0	51.8	0.34						
		7	二ツ割筋かい + 構造用合板	4.5	6.2	46.0	52.1	0.62						
	旧耐震	8	三ツ割筋かい	1.5	3	3.7	48.8	52.4	0.15					
		9		1.5	4	3.7	48.8	52.5	0.20					
2層	1層⇔2層比較	10	二ツ割筋かい	2.0	4	7.8	23.2	51.9	0.27	4	5.8	15.0	20.9	####

* 1P: 半間 (=910mm)

表3.2 部材寸法・樹種

部位	寸法[mm]		樹種
	No.1~7,10	No.8~9	
隅柱	105 × 105	120 × 120	ヒノキ
中柱	105 × 105		スギ
梁・桁	105 × 270	105 × 105	ベイマツ
土台	105 × 105		ベイヒバ
間柱	45 × 105	27 × 105	ツガ
筋かい	45 × 90 (No.1~4.5-2.10)	27 × 105	ツガ
	30 × 90 (No.5-1)		
まぐさ	-	27 × 105	ツガ

表3.3 接合部金物

試験体No	筋かい端部	柱上下端		梁端部
		隅柱	中柱	
1~4.5-2	2倍金物	Z角金物(CP-L)	HD金物(15kN)	羽子板ボルト1本
5-1	1.5倍金物	Z角金物(CP-L)	羽子板ボルト	
6	-	Z山型プレート(VP)	HD金物(20kN)	
7	2倍金物	HD金物(15kN)	HD金物(25kN)	
8~9	FN65釘3本打	柱頭:FN65釘2本打 柱脚:ホソ差しのみ		
10	2倍金物	Z角金物(CP-L)	柱脚:HD金物(15kN)	
			柱頭:羽子板ボルト	

3.2.2 入力地震動と加振概要

加振の概要を表3.4に示す。表中には地震動の計測震度（3方向合成）と、筆者らが行った強震観測点周辺の被害調査による木造建物の被害率を記している^{3.1~2}。フェーズは2回に分けて行い、フェーズ間には、損傷が大きい試験体は撤去し、損傷が小さい試験体については補修を行い、再度大地震の加振を行った。補修は耐力壁の取替や金物の締め直し程度とし、前述したNo.5を除いてフェーズ間で仕様は変えておらず、軸組材は交換していない。地震動の方向は、周期0~3秒平均加速度応答が平均となる方向^{3.3}とした。各地震動加振の前後には、試験体の振動特性の把握のために、ステップ加振を実施した。また、フェーズ1のみ、中小地震として2003年宮城県沖の地震のJMA大船渡を計測震度5.0（一方向から算出）程度となる50%まで縮小し、入力した。

大地震は、フェーズ1では、筆者らが行った2011年東北地方太平洋沖地震における強震観測点周辺の被害調査において^{3.1}、最も被害が大きかったJMA古川三日町の記録を入力した。しかし、加振途中で試験体No.2が倒壊に至ったため、加振後107secで加振を停止している。フェーズ2では、周期0~0.5秒が卓越した極短周期地震動として、2003年宮城県沖の地震のJMA大船渡の100%を入力した。観測点周辺の被害調査において、JMA大船渡周辺では建物の大きな被害は見られていない^{3.2}。

入力地震動の弾性加速度応答スペクトル（h=5%）を図3.5に示す。算出には振動台上で計測された加速度を用いており、JMA古川は加振を途中で停止したことから、入力する予定であった観測記録を点線で合わせて描いている。入力された波形は、観測記録を下回る部分が見られるが、周期約0.1~0.2秒では観測記録よりも弾性加速度応答が大きくなっている。これは、加振を停止する際に変位を急激に収束させた事で、短周期の加速度が生じたためである。

表3.4 加振概要

フェーズ	加振された試験体	入力地震動	計測震度	PGA [cm/s ²]	PGV [cm/s]	dw ^{3.1)} [%]
1	No. 1~10	2003年宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40° E方向 50%	5.24	387.2	13.2	-
		2011年東北地方太平洋沖地震 JMA古川三日町 N30° E方向 100%	6.20	483.4	76.4	3.0
試験体No. 1, 2, 8, 9, 10撤去, 試験体No. 3~7補修						
2	No. 3~7	2003年宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40° E方向 100%	5.84	774.5	26.4	0.0

dw: 強震観測点周辺における木造建物全壊率 [%] (拡大・縮小した波形は記述せず)

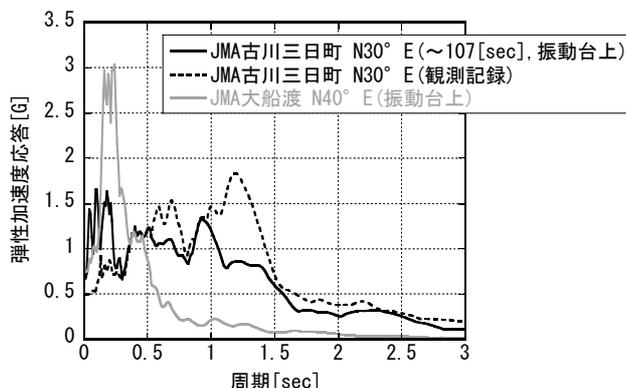


図3.5 入力地震動の加速度応答スペクトル (h=5%)

3.2.3 実験結果

(1) 固有周期

ステップ加振により得られた自由振動波形から、試験体の固有周期を算出した(図3.6)。組立後では、固有周期は最も短い物でNo.7で0.19sec、長い物でNo.8,9の0.44secであった。JMA古川100%加振後では、倒壊や倒壊寸前まで変形した試験体は算出できていないが、No.7を除いて周期が大きく伸びていることがわかる。補修による復旧度を見ると、No.7は組立後程度まで復旧しているが、他の試験体はJMA大船渡50%後程度か、それよりも長かった。No.5は、補修でNo.1と同じ仕様に変更したが、固有周期はNo.1のJMA大船渡50%後で0.27sec、No.5-2は補修後で0.29secと、中小地震加振後程度までには至らなかった。

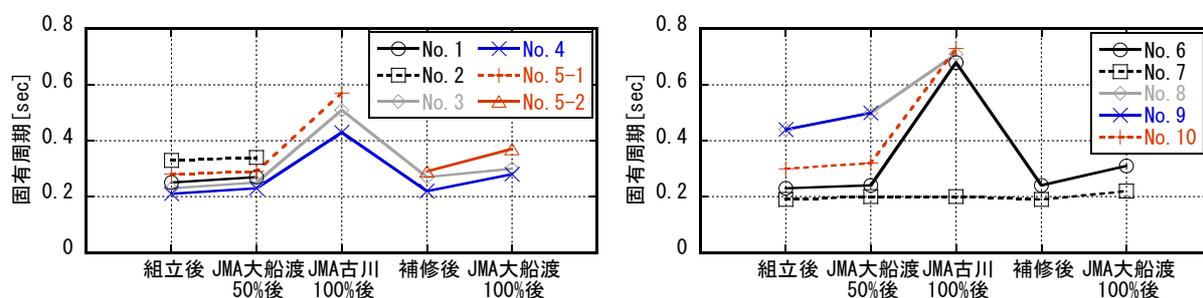


図3.6 固有周期 (左:試験体No.1~5, 右:試験体No.6~10)

(2) 加振結果

各地震動加振時の実験結果を以下に記す。いずれの加振でも、直交方向の構造用合板に損傷は見られなかった。

・ JMA 大船渡 50%

荷重変形角関係を図3.7に示す。変形角はいずれの試験体も1/200rad程度で、外観から損傷は見られなかった。

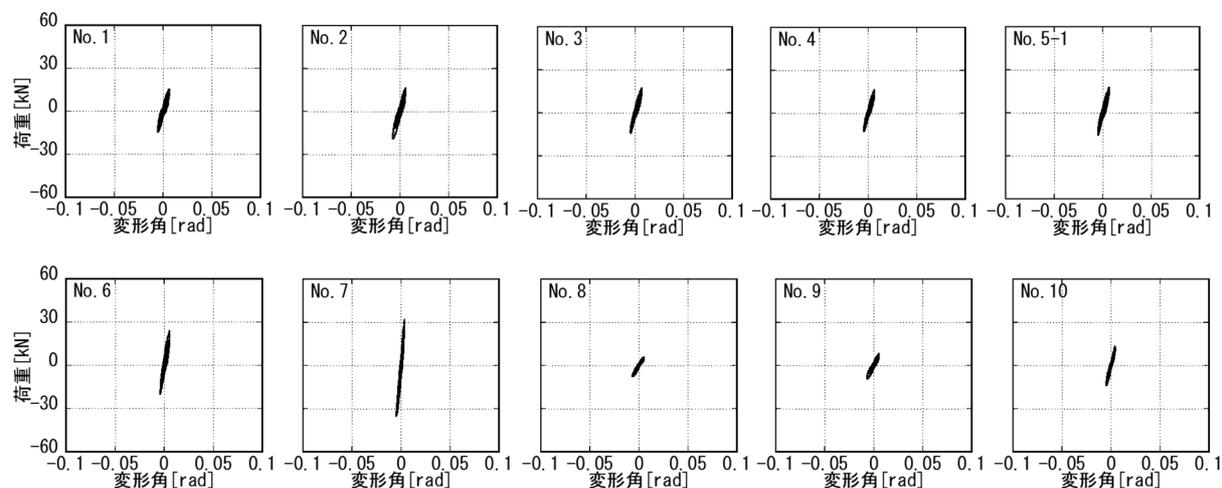


図3.7 荷重変形角関係 (入力地震動:JMA大船渡50%)

・ JMA 古川三日町

荷重変形角関係を図 3.8 に示す。基準試験体（試験体 No.1）の損傷状況は、負側の筋かい 2 本の内 1 本が圧縮座屈で破壊し、もう一本が面外方向へ変形した。最大変形角が $1/11\text{rad}$ と大きな変形が生じ、加振終了後には図 3.9 のように残留変形 ($-1/13\text{rad}$) が残り、全壊程度の被害となった。

No.1 を含めて、壁量を同じとし付加重量を変動させた重量変動シリーズ（試験体 No.1+No.2～4）では、最も損傷が大きかったのは No.2(二つ割り筋かい, $C_0=0.17$)で、 $-1/8\text{rad}$ で倒壊防止ワイヤーが作用したが、ワイヤーを固定していた桁が曲げ破壊を起こし、倒壊に至った(図 3.10)。No.3(二つ割り筋かい, $C_0=0.35$)は、負側の筋かい 1 本が座屈破壊しており、最大変形角は $-1/33\text{rad}$ となった。No.4(二つ割り筋かい, $C_0=0.45$)は筋かいと間柱の釘打ち部が数十 mm 浮き上がっていた程度で、最大変形角も $1/39\text{rad}$ と大きな損傷は無く、最大変形は C_0 が小さい程大きい傾向であった。

次に、No.1 を含めて、付加重量を同じとし壁量を変動させた、壁量変動シリーズ（試験体 No.1, No.5～7）での損傷を比較する。No.5(三つ割筋かい, $C_0=0.21$)は全ての筋かいが座屈破壊し、 $1/13\text{rad}$ と大きな変形が生じた。同じ重量で二つ割り筋かいを使用している No.1 と比較すると、 C_0 が高い No.1 の方が大きな残留変位が残った上、最大層間変形角も $1/51\text{rad}$ と大きいと、両試験体共、負側の筋かいが座屈等により機能しておらず、塑性流れによる挙動と考えると、優位な差ではない。No.6(構造用合板, $C_0=0.34$)は、加振方向の合板すべてが数ミリ程浮き上がり、釘と合板の破壊モードはパンチングアウトが多く見られ、最大変形角は $1/32\text{rad}$ となった。No.7(構造用合板+二つ割り筋かい, $C_0=0.62$)は、損傷は見られず、最大変形も $1/243\text{rad}$ と、全試験体で最も変形が小さかった。

旧耐震基準の仕様とした旧耐震シリーズ（試験体 No.8～9）では、筋かいを 3P 配置した No.8($27\times 105\text{mm}$ 筋かい, $C_0=0.15$)で負側の筋かいが座屈破壊し、隅柱の柱脚に縦割れが見られ、最大変形角も $-1/14\text{rad}$ と大きな損傷となった。No.8 より 1P 多い 4P の筋かいを配置した No.9($27\times 105\text{mm}$ 筋かい, $C_0=0.20$)では、正側の筋かいが全て座屈破壊し、 $1/8\text{rad}$ まで変形し倒壊防止のワイヤーが作用し、実質的に倒壊に至った（図 3.11）。しかし、負側は $1/15\text{rad}$ 程度まで変形が至ったにも関わらず、筋かいは座屈していなかった。これは、前章で示した、柱脚の浮き上がりが影響していると考えられる。

2 層の試験体である試験体 No.10 では、正側の筋かい 1 本が座屈破壊しており、間柱の折損が見られた。最大変形角は $1/26\text{rad}$ と、同じ耐力壁、重量である No.1 の半分程度であった。

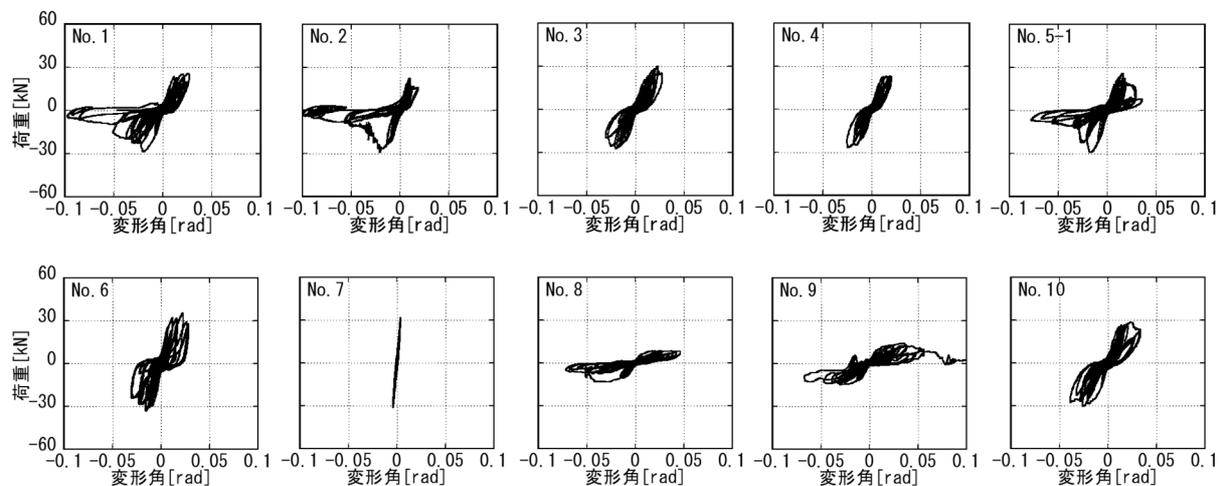


図3.8 荷重変形角関係（入力地震動：JMA古川）



図3.9 試験体No. 1 加振後全景



図3.10 試験体No. 2 加振後全景



図 3.11 試験体 No. 9 加振後全景

・ JMA 大船渡 100%

荷重変形角関係を図 3.12 に示す. No.7 で, 中柱の HD 金物に若干のゆるみが見られた程度で, いずれの試験体でも損傷は見られなかった. 最大変形も, 最も大きかった No.5 で $-1/71\text{rad}$ 程度で, 筆者らが行った, 強震観測点周辺で被害が全く見られなかった調査結果を再現していると言える^{3.2)}.

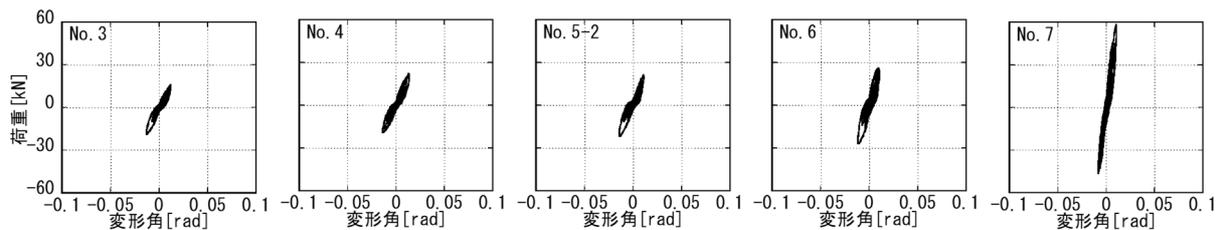


図3.12 荷重変形角関係 (入力地震動: JMA大船渡100%)

3.3 入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験 2

3.3.1 試験体

本節の振動実験では前節と同様、前章で用いた2層試験体を必要最低限に縮約した試験体を用いた。図面を図3.13に示す。平面寸法は、加振方向は同じ4P(1P=910mm)で、直交方向は最小限に留めるために1Pとしている。また、層数は1層としているが、2層と1層では固有周期が異なるため、前節で実施した同じ重量、壁仕様の2層と1層試験体^{3.1)}の固有周期の比(0.83)を基に、地震動の時間軸を縮めて入力した。試験体の加振方向には、一構面辺り2Pの計4P耐力壁を配置し、この耐力壁を変える事で耐力をパラメータとした。直交方向は全試験体共通で構造用合板(t=9mm)を配置し、柱の浮き上がりを拘束しないよう、桁・土台には釘を打ちつけていない。本節の実験で用いる試験体の柱頭柱脚はいずれも、2000年建築基準法改正以降の建物を想定するためにHD金物で緊結しており、N値計算に基づき許容引張耐力を設定した。また、本研究では実際の建物を対象とするために、耐力壁に筋かいを用いている場合は、2章と同様に端部に図3.14のような外れ止(構造用合板,t=12mm)を設置し、筋かいが引張で脱落しないような措置をした。ただし、脱落のみを防止するよう、下部は土台、上部は桁にのみ木ねじを用いて固定した。

試験体のパラメータを表3.5に示す。試験体は5体ずつ2シリーズに分け、加振方向の耐力壁の仕様を様々に変えた壁仕様変動シリーズ、構造用合板の性能が打ち付ける釘本数に比例する事^{3.4)}を用いて、釘本数を変え実質的に壁量を変動させた壁量変動シリーズとなっている。釘量は、N50@150mmとした時の本数(48本)を100%・壁倍率2.5とし、釘量に応じて表1の標準層せん断力係数C₀を設定した。耐力壁は三ツ割筋かい(30×90mm,ツガ)、二ツ割筋かい(45×90mm,ツガ)、柱同寸筋かい(90×90mm,ツガ)、構造用合板(t=9mm)、構造用合板+三ツ割筋かい、構造用合板+二ツ割筋かいの6種類である。以降、試験体名は配置した耐力壁の名前を用い、壁量変動シリーズについてはそれぞれ、「構造用合板(○○%)」(○○は釘本数の割合)と記載する。途中で軸組の入れ替えを行ったため、一部フェーズによって重量やHD金物が異なる試験体もある。加振の際は、各シリーズの試験体5体を同時に振動台上に載せ加振した(図3.15)。

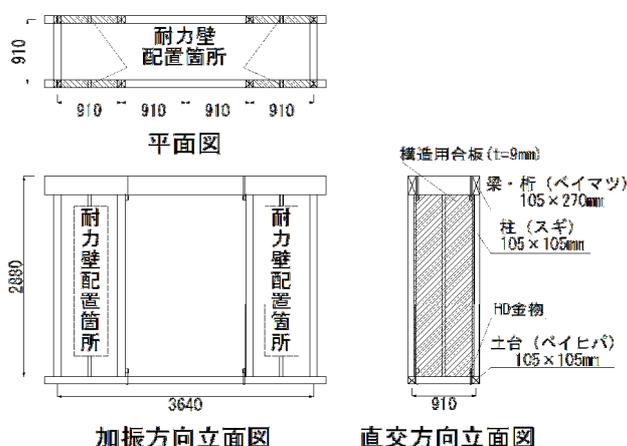


図 3.13 試験体



図 3.14 筋かいの外れ止

表 3.5 試験体パラメータ

シリーズ	耐力壁	筋かい 金物	HD金物[kN]		合板の釘ピッチ		合板の 釘本数 ^{*1)}	壁倍率	W[kN]		C ₀	
			フェーズ1	フェーズ2	X方向[mm]	Y方向[mm]			フェーズ1	フェーズ2	フェーズ1	フェーズ2
壁仕様 変動	三ツ割筋かい	1.5倍用 金物	15	-	-	-	-	1.5	51.38		0.21	
	二ツ割筋かい	2倍金物	15	-	-	-	-	2.0	51.42		0.28	
	柱同寸筋かい	ヘキサ プレート	20	-	-	-	-	3.0	53.03		0.40	
	構造用合板+ 三ツ割筋かい	1.5倍用 金物	25		150	150	48(100%)	4.0	50.63		0.56	
	構造用合板+ 二ツ割筋かい	2倍金物	35		150	150		4.5	51.16		0.63	
壁量 変動	構造用合板	-	15		300	540	16(33%)	0.8	44.47		0.13	
		-	15		300	210	32(66%)	1.7	44.47		0.27	
		-	20	35	150	150	48(100%)	2.5	43.36		0.41	
		-	35		110	125	60(125%)	3.1	43.36	44.09	0.51	0.50
		-	35		100	100	72(150%)	3.8	44.09	43.36	0.61	0.63

*1) 間柱を除く本数。()内は150mmピッチを100%とした時の割合



図 3.15 試験体設置状況（壁仕様変動シリーズ）

3.3.2 入力地震動と加振概要

入力地震動を表 3.6 に、大地震の加速度応答スペクトル (h:5%) を図 3.16, 加速度波形を図 3.17 に示す。フェーズは 2 回に分け、フェーズ間に加振方向の耐力壁の交換と金物の締め直しを行った。耐力壁を交換する際は、筋かい金物はビスの位置をずらす、合板は釘を打ち付ける箇所をずらすなど、軸組を使い回す影響が出ないようにしている。なお、地震動の時間軸は、1 層試験体による 2 層建物の再現性を別途検証するために、前節の振動実験における 1 層と 2 層の 1 次固有周期の比から 0.83 倍に縮小している。

フェーズの初めには、実際の建物は大地震を受ける前に中小地震は経験していると考え、中小地震として、2003 年宮城県沖の地震の JMA 大船渡の 50% (震度 5 強) を入力した。ただし、壁仕様変動シリーズのフェーズ 2 開始時は、ステップ加振により求めた固有周期が中小地震加振後程度まで伸びていたため、中小地震を入力しなかった。大地震には、周期特性の異なる 3 波を選定した。K-NET 広尾は、周期 0.2 秒程度の極短周期が卓越しており、震度 6 強という大きな震度にも関わらず、周辺で建物の大きな被害は見られていない^{3.1)}。K-NET 穴水は、建物の大きな被害と相関があり、耐力が低い建物の全壊時の等価周期である周期 1-1.5 秒応答^{3.1)}が大きい地震動で、強震観測点周辺では 18.8% の木造建物が全壊といった大きな被害が生じている^{3.1)}。模擬地震動 (位相:エル・セントロ NS) はこれらの中間的な周期特性を持つ地震動で、この成分のみが卓越した地震動が過去にほとんど発生していなかったため作成した。模擬地震動のスペクトル形状は、周期特性と被害の関係を調べるために、過去に発生した鋭いスペクトル形状を持つ地震動と調和的になるように決定した。図 3.19 は、弾性加速度応答スペクトルの移動平均 (幅:0.05sec) を取り、横軸を卓越周期、縦軸を弾性加速度応答の最大値で基準化したグラフで、作成した模擬地震動のスペクトル形状は、過去の記録と大きな差は無い事が確認できる。模擬地震動を除く地震動の方向はいずれも、周期 0 ~ 3 秒平均加速度応答が平均となる方向^{3.3)}とした。

表 3.6 加振概要

フェーズ	地震動	計測震度	PGA [cm/s ²]	PGV [cm/s]
1	2003年 宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40E 50%	5.24	356.5	10.8
	模擬地震動	6.46 ^{*1)}	982.2	74.0
	既存合板の裏面に別の合板を設置しJMA神戸NSを入力 試験体補修(耐力壁の交換、金物の締め直し)			
2	2003年 宮城県沖の地震 JMA大船渡 N40E 50% ^{*2)}	5.24	356.5	10.8
	2003年 十勝沖地震 K-NET広尾 N50W 100%	6.06	785.7	36.6
	2007年 能登半島地震 K-NET穴水 N55E 100%	6.32	464.3	63.5

*1)1方向から算出
*2)壁量変動シリーズのみ実施

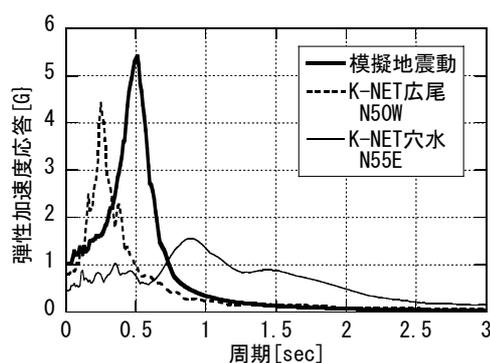


図 3.16 入力地震動の加速度応答スペクトル (h:5%, 時間軸短縮前)

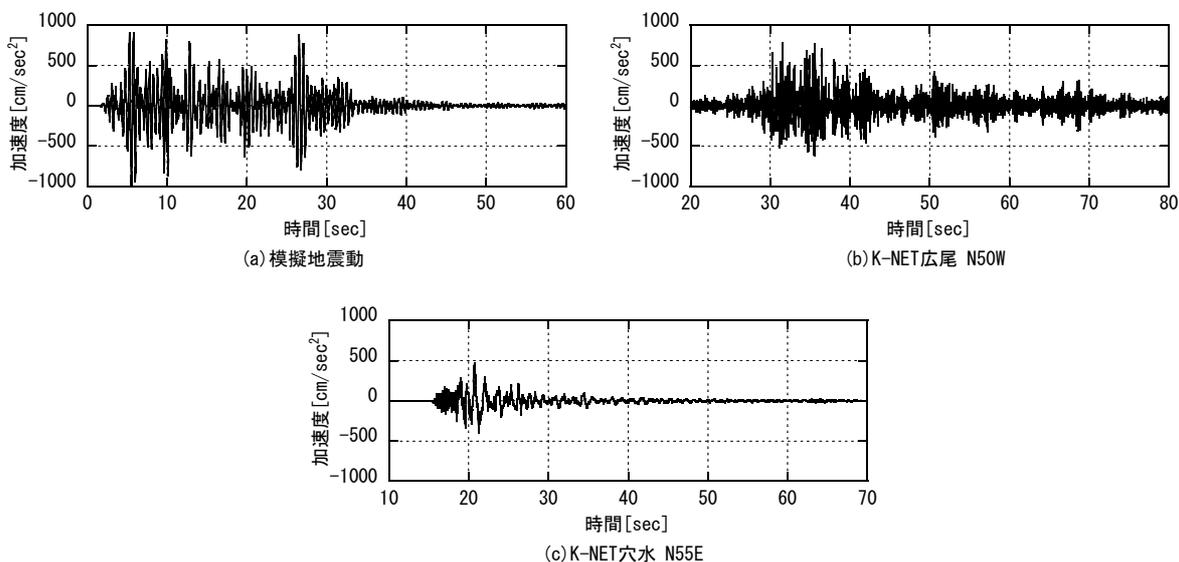


図 3.17 入力地震動の加速度波形

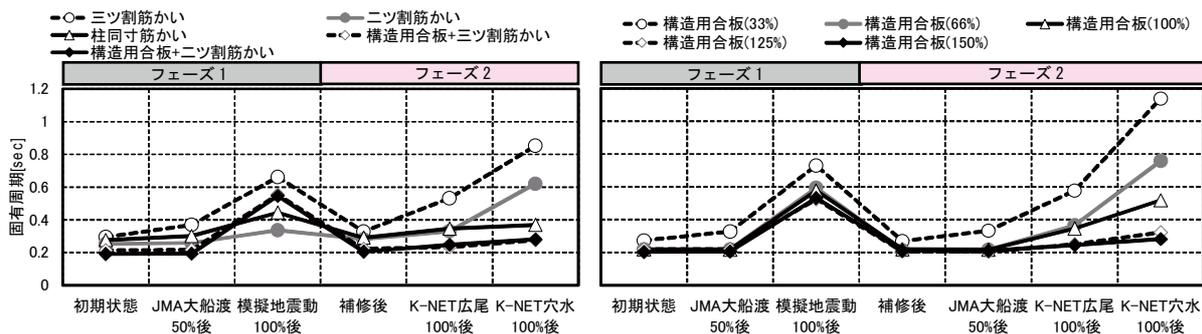


図 3.18 固有周期の推移（左：壁仕様変動シリーズ，右：壁量変動シリーズ）

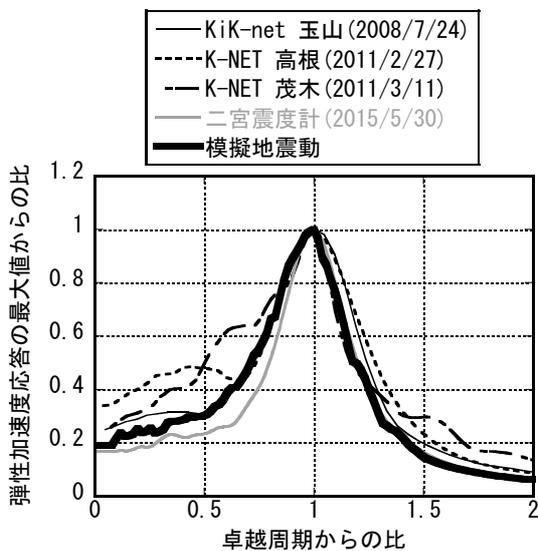


図 3.19 模擬地震動のスペクトル形状の過去の強震記録との比較

3.3.3 実験結果

荷重変形角関係を図 3.19～3.20 に、耐力の指標である標準層せん断力係数 C_0 と最大変形角の関係を図 3.21 に、最大変形角の推移を図 3.22 に示す。中小地震ではいずれの試験体でも最大変形角は $1/200\text{rad}$ 程度で、外観から損傷は見られ無かった。模擬地震動では、耐力が高い程変形が大きいという、一般的な傾向とは逆の結果が壁仕様変動、壁量変動の両シリーズで見られた。最大変形角は、最も耐力が高い構造用合板+二ツ割筋かいで 0.044rad に達したが、最も耐力が低い構造用合板（33%）では 0.020rad に留まっている。これは、在来構法木造建物の場合、壁量を増やして耐力が上がるに伴い剛性も大きくなり、結果固有周期は短くなる。そのため、地震動の周期によってはこのように、耐力が高い方が変形が大きくなってしまふと考えられ、実際の振動実験でそのような現象が再現されたことになる。なお、耐力壁が異なる壁仕様変動シリーズでは、被害レベルを一概に変形の大小では議論できないが、荷重変位関係が概ね相似である壁量変動シリーズでこの傾向が見られた事が、大きな意義があると考えている。補修後に入力した K-NET 広尾では、変形はいずれの試験体でも 0.01rad 程度であり、外観から損傷は見られず、極短周期地震動では震度は大きくても大きな被害は生じないという、筆者らが行ってきた強震観測点周辺の被害調査結果と一致している。続けて入力した、建物の大きな被害と相関がある 1-1.5 秒応答が大きい K-NET 穴水では、耐力が低い程変形は大きいという、一般的な結果となった。最大変形は三ツ割筋かい、二ツ割筋かいでそれぞれ 0.068rad , 0.077rad に達し、筋かいが圧縮座屈によって破壊していた。構造用合板(33%)では、最大変形は 0.085rad で、柱に打ち付けた釘が全てパンチングアウトしていた。この結果も、筆者らが行ってきた強震観測点周辺の被害調査結果と対応している。

以上の通り、地震動の性質によって被害の傾向は様々であり、地震動の周期によっては、耐力が高い方が変形は大きくなってしまふ事が、実大の振動実験で明らかになった。この結果は、過去に見られなかった被害を事前に予測する事の重要性を強く認識させるものである。

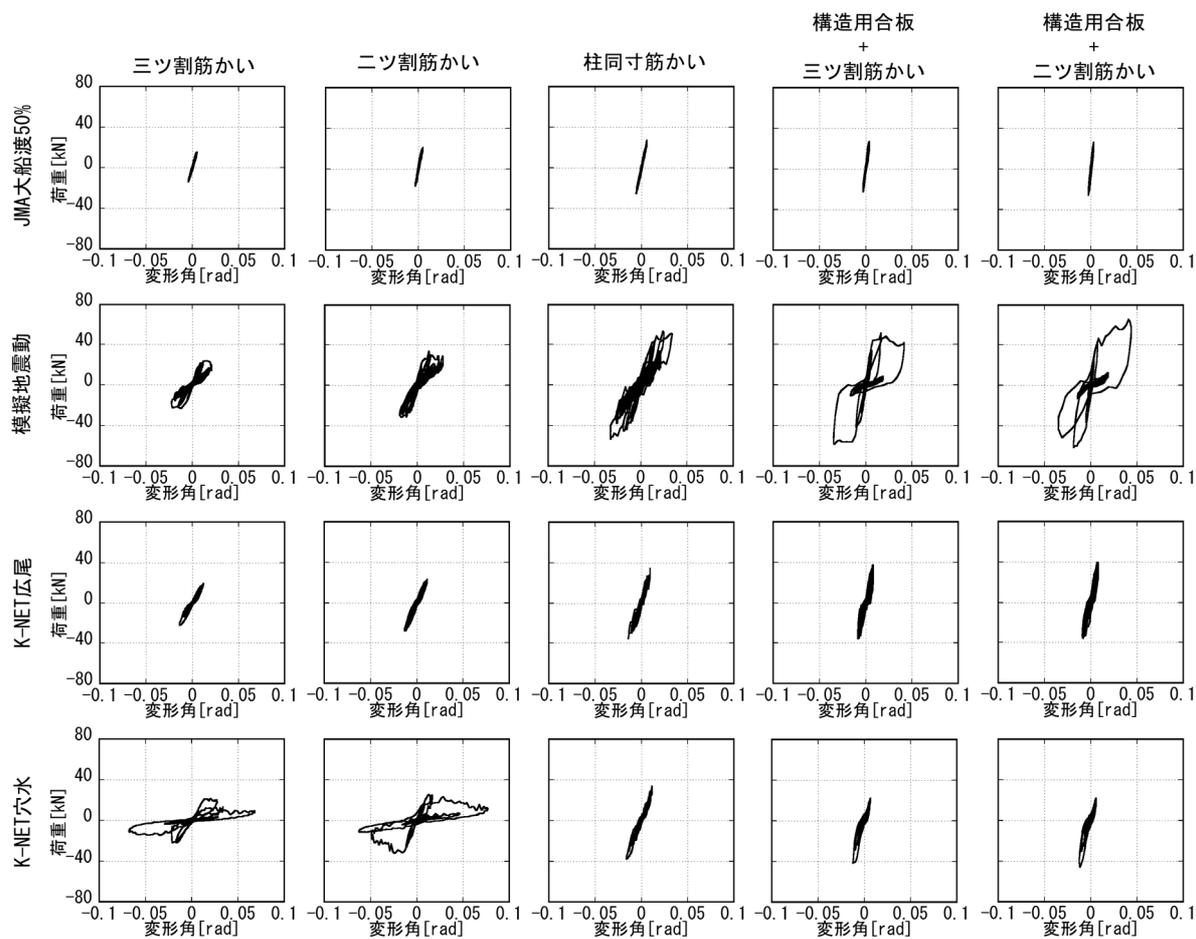


図 3.19 荷重変形角関係 (壁仕様変動シリーズ)

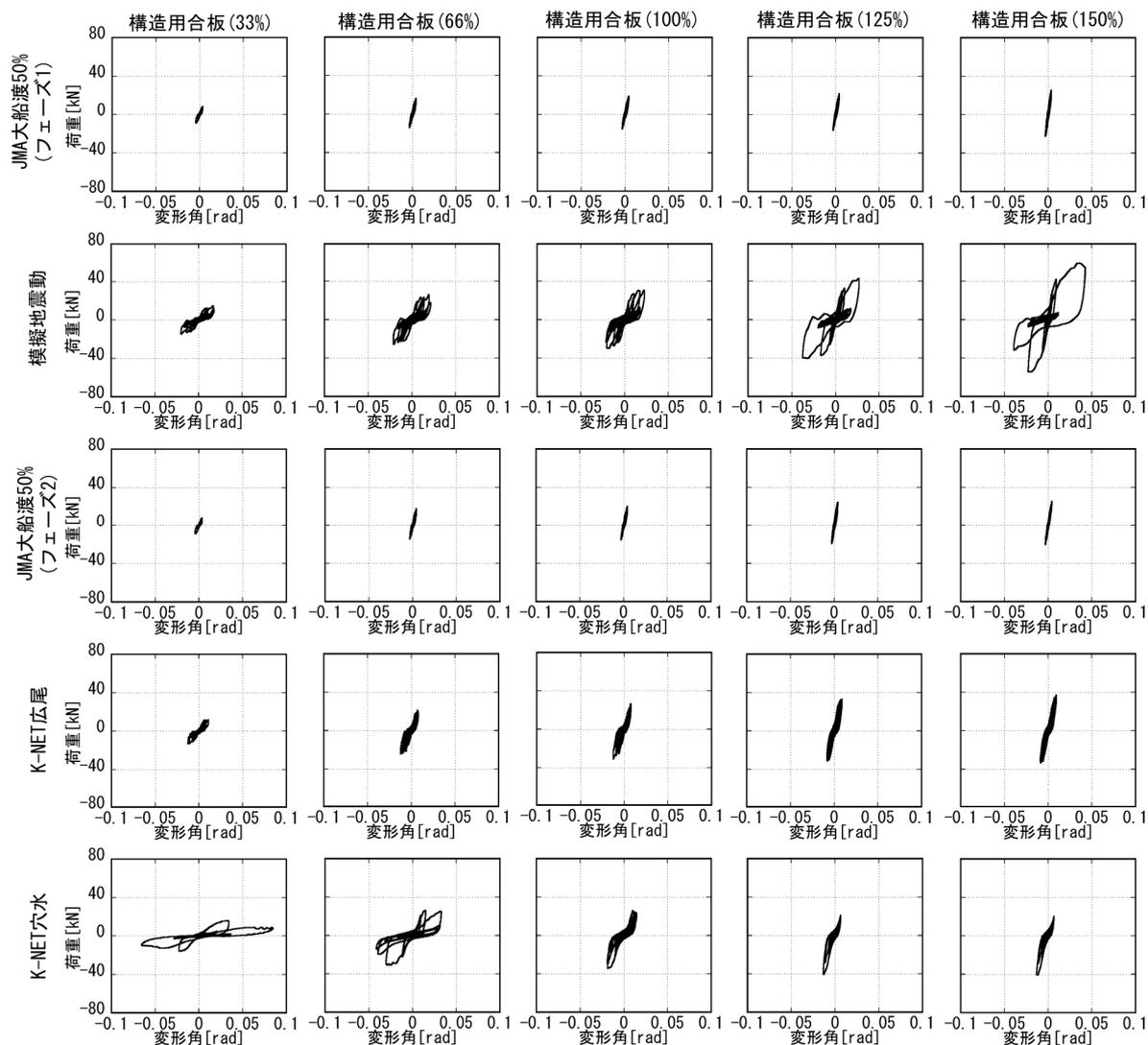
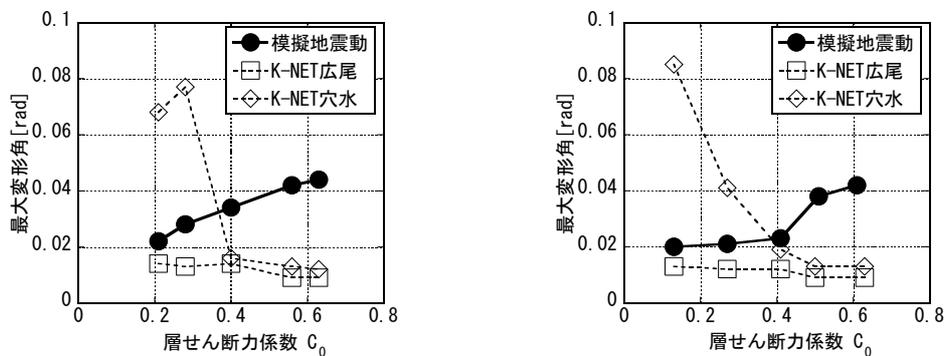


図 3.20 荷重変形角関係 (壁量変動シリーズ)



(a) 壁仕様変動シリーズ

(b) 壁量変動シリーズ

図 3.21 層せん断力係数 C_0 -最大変形角関係

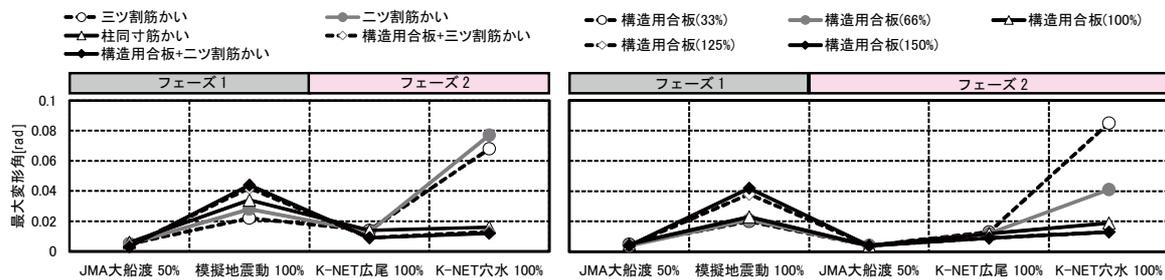


図 3.22 最大変形角の推移(左：壁仕様変動シリーズ，右：壁量変動シリーズ)

3.4 まとめ

地震応答解析の追跡対象と、被害を判定できる指標の検討に用いる実験結果を得るために、入力地震動と建物耐力をパラメータとした木造建物の振動実験を行った。入力地震動には、これまでの実大振動実験で入力された事が無い、周期 0.5 秒以下が卓越した極短周期地震動や、過去に発生していない周期特性を持った地震動を選定した。

振動実験 1 では、大地震として 2011 年東北地方太平洋沖地震における JMA 古川三日町と 2003 年宮城県沖の地震の JMA 大船渡を入力し、JMA 古川三日町では層せん断力係数 $C_0=0.25 \sim 0.3$ 以下の試験体が全壊程度の被害になった。JMA 大船渡ではいずれの試験体でも損傷は見られなかったが、最も耐力の大きい試験体では JMA 古川加振時よりも大きな変形が生じた。また、旧耐震基準の試験体では、柱脚が浮き上がったため $1/15\text{rad}$ 程度の変形が生じても筋かいに座屈破壊といった大きな被害が生じなかった。

振動実験 2 では、周期 0.5 秒以下が卓越した極短周期地震動として 2003 年十勝沖地震の K-NET 広尾を入力した結果、震度は大きくても、建物の大きな被害が見られないという実際の状況と対応する結果が得られた。また、建物の大きな被害と相関がある周期 1-1.5 秒応答が大きい 2007 年能登半島地震の K-NET 穴水を入力した結果、耐力が低い試験体で筋かいの座屈といった被害が見られ、これも実際の被害と対応していた。そして、周期 0.5 秒に鋭いピークを持つ模擬地震動を入力した所、耐力が高い方が変形は大きくなってしまふという結果が得られた。これは、木造建物の場合、固有周期と耐力は相互依存の関係にあるため、地震動の周期によっては、耐力が高い方が変形は大きくなってしまふ。この結果は、過去に見られなかった被害を事前に予測する事の重要性を、強く認識させる物である。

参考文献

- 3.1) 境有紀: 2011 年東北地方太平洋沖地震で発生した地震動と建物被害の対応性－建物の大きな被害をより正確に推定する地震動強さ指標－, 日本建築学会構造系論文集, 第 683 号, pp.35-40, 2013.1.
- 3.2) 境有紀: 建物被害と対応した地震動の周期帯の再検討－2007 年能登半島地震, 新潟県中越沖地震のデータを加えて－, 日本建築学会構造系論文集, 第 642 号, pp.1531-1536, 2009.8.
- 3.3) 境有紀, 熊本匠: 地震動の方向性の定量的な検討と地震被害推定のための平均方向の提案, 日本地震工学会論文集, 第 10 巻, 第 5 号, pp.1-20, 2010.11.
- 3.4) 尾内惇史, 五十田博, 金子洋文, 松田昌洋, 橋本靖宏: 合板耐力壁の残余耐震性能評価に関する実験的研究 その 1 合板耐力壁静加力実験, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.237-238, 2015.9.
- 3.5) 建設省建築研究所, 日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法技術指針(案)本文解説編, 設計用入力地震動研究委員会平成 3 年度成果報告書, 1992.

第4章 既存木造建物を対象とした復元力モデルの開発

4.1 はじめに

本章では既存木造建物を対象として、大変形領域までを再現できる復元力モデルを開発し、3章で示した振動実験結果の再現を試みる。対象とした振動実験は、3.3節の振動実験2で用いた試験体とした。これは、振動実験1と2では耐力壁が一部重複している事、振動実験1で用いた旧耐震基準の試験体は浮き上がりによって複雑な履歴を描くため、今回は再現が難しいと判断したためである。また、振動実験2で用いた筋かいと構造用合板の併用壁も今回の解析では対象外とした。これは、後述する正負依存性が見られる構造用合板と、正負依存性が見られない筋かいが併用されているため履歴則が複雑で、振動実験結果のみからは検討できないと判断したためである。本章ではまず、既往の復元力モデルを用いて地震応答解析を行い、問題点を指摘した後、復元力モデルに改良を加え、その精度を検証する。

4.2 使用する復元力モデルと再現性の確認

使用する復元力モデルは、修正 Takeda-Slip モデル^{4.1)}に、最大荷重以降の骨格曲線に勾配を2つ追加して用いた(図4.1)。最大荷重以降は、まず剛性 $k_m(k_u$ との比 ε で与える)で推移し、荷重が Q_t に達した後は、勾配0で一定となる。この荷重 Q_t は、最大荷重 Q_u との比 ζ で与える。

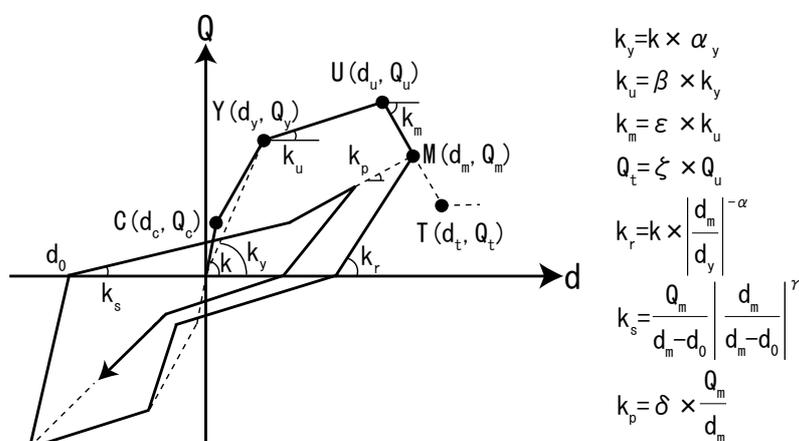


図 4.1 修正 Takeda-Slip モデル^{4.1)}
(最大荷重以降に勾配を2つ追加)

次に、3.3節で行った振動実験で用いた試験体のうち併用壁を除く8体を対象として、復元力モデルのパラメータを設定した。パラメータを設定した手順を以下に示す。

- ① 変形レベルが大きいフェーズの振動実験結果を用いて、各試験体の包絡線を作成する。筋かいは正負の平均、正負依存性がある構造用合板は、正負で荷重が大きい値を用いる。
- ② 初期剛性 k を 1/1000rad 時の剛性とする。
- ③ 包絡線の最大荷重点上に点 U を取り、最大変形点までの面積が等しくなる点 C , Y , T の組み合わせの中で、実験結果との誤差が最も小さい各座標を求め、パラメータ α_y , β , ε , ζ を設定する(図4.2(a))。この時、 $Q_t/Q_y=0.3$ とした。なお、最大荷重の半分以下まで耐

力が低下していない試験体は、負勾配を設定するために十分な結果が得られていないと判断し、 $\zeta=0.1$ として、点(0.12rad, 0.1Q_i)を通るよう ε を設定した。

- ④ 降伏変形 d_y 以上の結果を対象として、振動実験結果から各変形レベルでの処女載荷時のループを取り出し、ループの最大変形点 $M(d_m, Q_m)$ から荷重 0 線までの面積が等しくなる除荷剛性 k_r を求める(図 4.2(b)). 全ループの k_r を算出し、式(4.1)から最小二乗法でパラメータ α を求める。

$$k_r = k \times \left| \frac{d_m}{d_y} \right|^{-\alpha} \quad (4.1)$$

ここで、 k_r : 除荷剛性、 k : 初期剛性、 d_m : 最大変形、 d_y : 降伏変形、 α : 除荷剛性低下指数である。例として、二ツ割筋かいと構造用合板(33%)の k_r - d_m 関係を図 4.3 に示す。図中には参考のため、 α を求める際に対象としなかった、降伏変形 d_y 未満の結果についてもプロットしている。

- ⑤ k_r を定めた後、荷重 0 線との交点 O から変形 0 線までの面積が等しくなる k_s を求め (図 4.2(b)), 各ループでパラメータ γ を算出する。全ループの γ の平均値を、その試験体の γ とする。

設定したパラメータを、表 4.1 に示す。なお、ピンチング剛性を決める δ は、実験結果から求めるのが困難であったため、全て 1 とした。これは、モデルはピンチング時に経験最大変形点を指向するが、実験では繰り返しによる劣化が見られた事で、 δ を変えてもピンチング挙動を追跡できなかったためである。

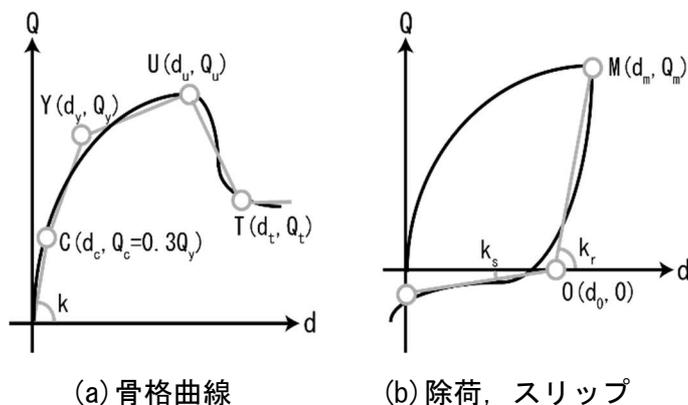


図 4.2 パラメータの設定方法

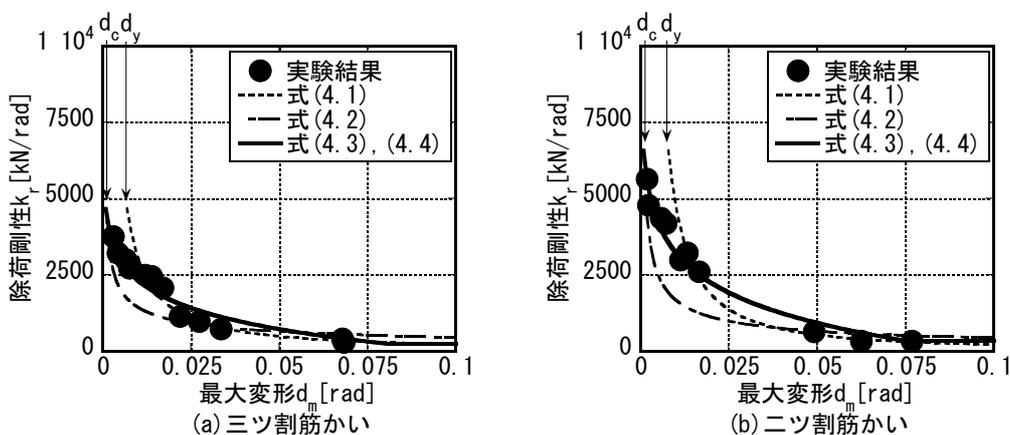


図 4.3 除荷剛性 k_r -最大変形 d_m 関係

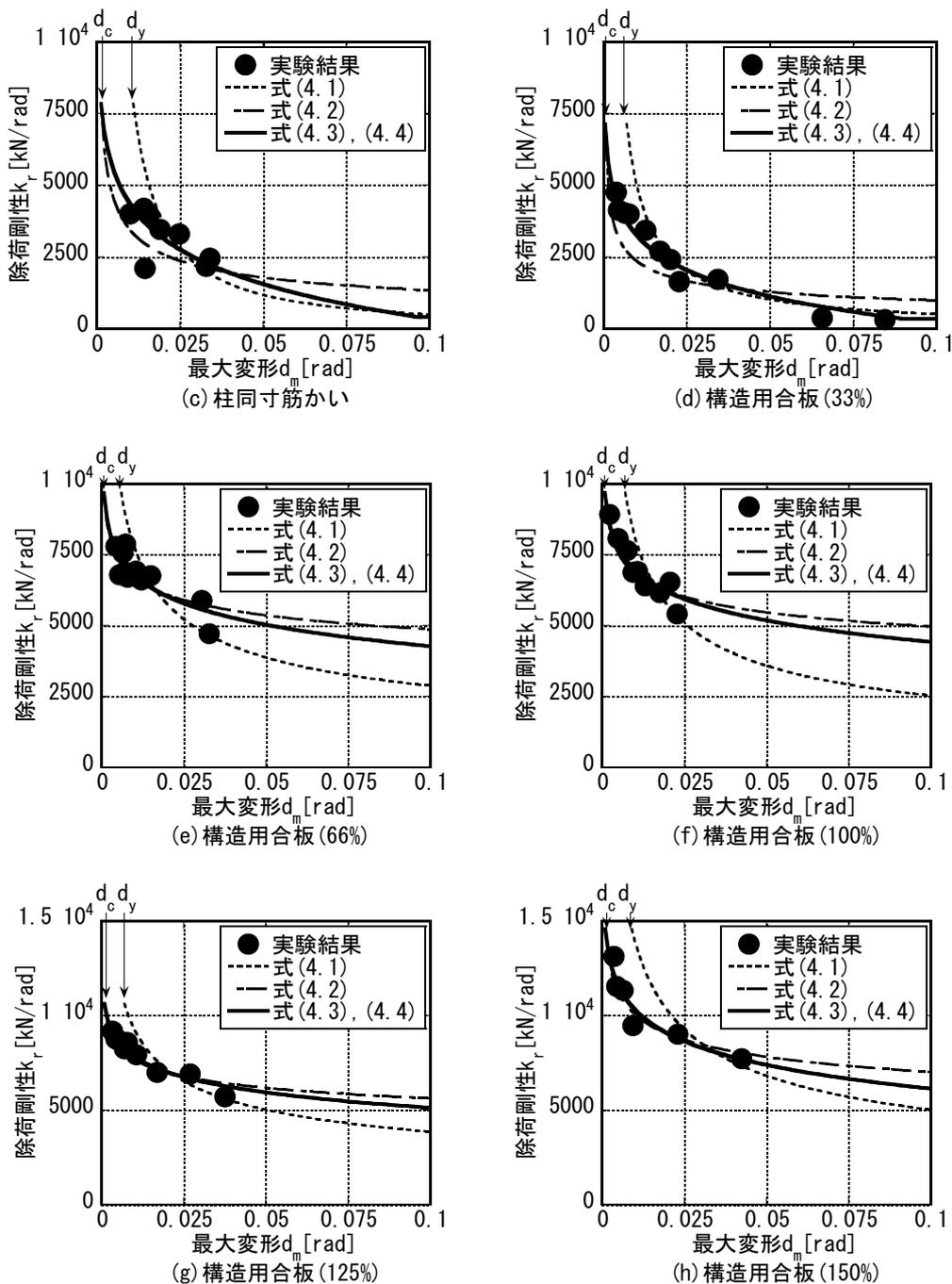


図 4.3 除荷剛性 k_r -最大変形 d_m 関係 (続き)

表 4.1 復元力モデルのパラメータ

試験体	k [kN/rad]	d_y [rad]	Q_y [kN]	d_u [rad]	Q_c/Q_y	α_y	β	ε	ξ	α	γ	δ	λ	χ
三ツ割筋かい	4664	0.007	15.01	0.014	0.30	0.46	0.43	-0.47	0.51	1.16	6.21	1	0.50	1.02
二ツ割筋かい	6575	0.008	21.50	0.016		0.41	0.32	-0.44	0.44	1.38	3.51		0.50	1.05
柱同寸筋かい	8746	0.011	39.73	0.033		0.41	0.16	-0.95	0.10	1.25	4.06		0.51	1.00
構造用合板(33%)	7122	0.007	12.84	0.033		0.26	0.07	-2.29	0.51	0.99	3.15		0.43	1.11
構造用合板(66%)	9681	0.006	22.95	0.029		0.40	0.09	-6.73	0.63	0.43	2.34		0.26	1.44
構造用合板(100%)	9696	0.007	26.18	0.022		0.39	0.08	-0.95	0.10	0.51	1.97		0.26	1.30
構造用合板(125%)	10626	0.007	31.81	0.027		0.43	0.12	-0.76	0.10	0.38	1.94		0.25	1.26
構造用合板(150%)	14594	0.009	45.74	0.036		0.35	0.10	-1.28	0.10	0.44	1.91		0.29	1.59

以上の方法でパラメータを設定し、地震応答解析を行った。重量は表 3.5 の値を用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし、初期減衰は、骨格曲線を振動実験結果から定めた事を考慮して、小さめの 2% とした。入力は、振動台上で計測された加速度記録を用いた。荷重変形角関係を比較して図 4.4~4.6 に、実験と解析の最大変形を比較して図 4.7 に示す。再現できている試験体もあるが、対応が悪い試験体(例えば図 4.6(d),(e))がいくつか見られる。そこで、以降では再現性が悪い原因を示した上で、復元力モデルに改良を加える。

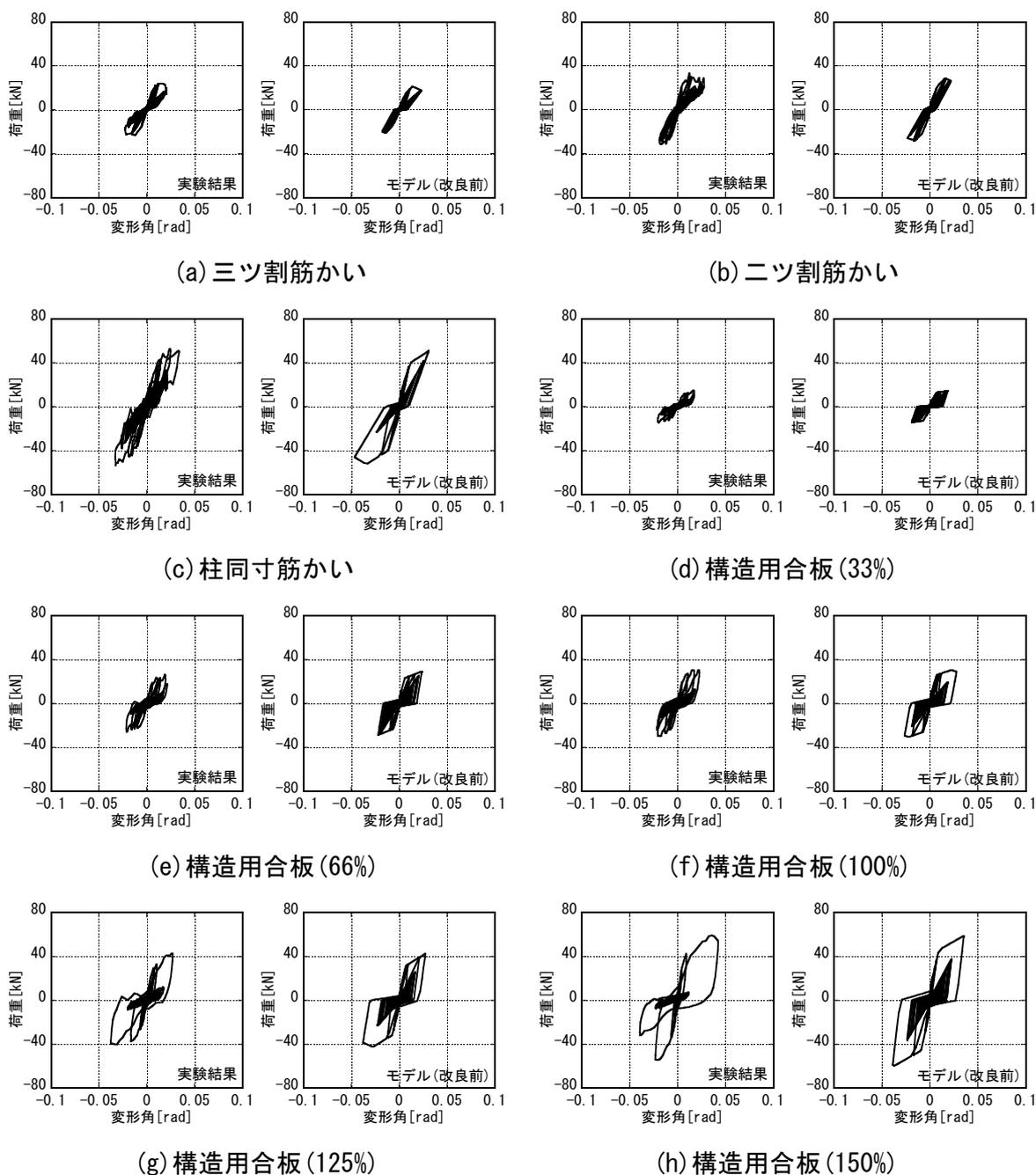


図 4.4 荷重変形角関係の比較 (入力: 模擬地震動)

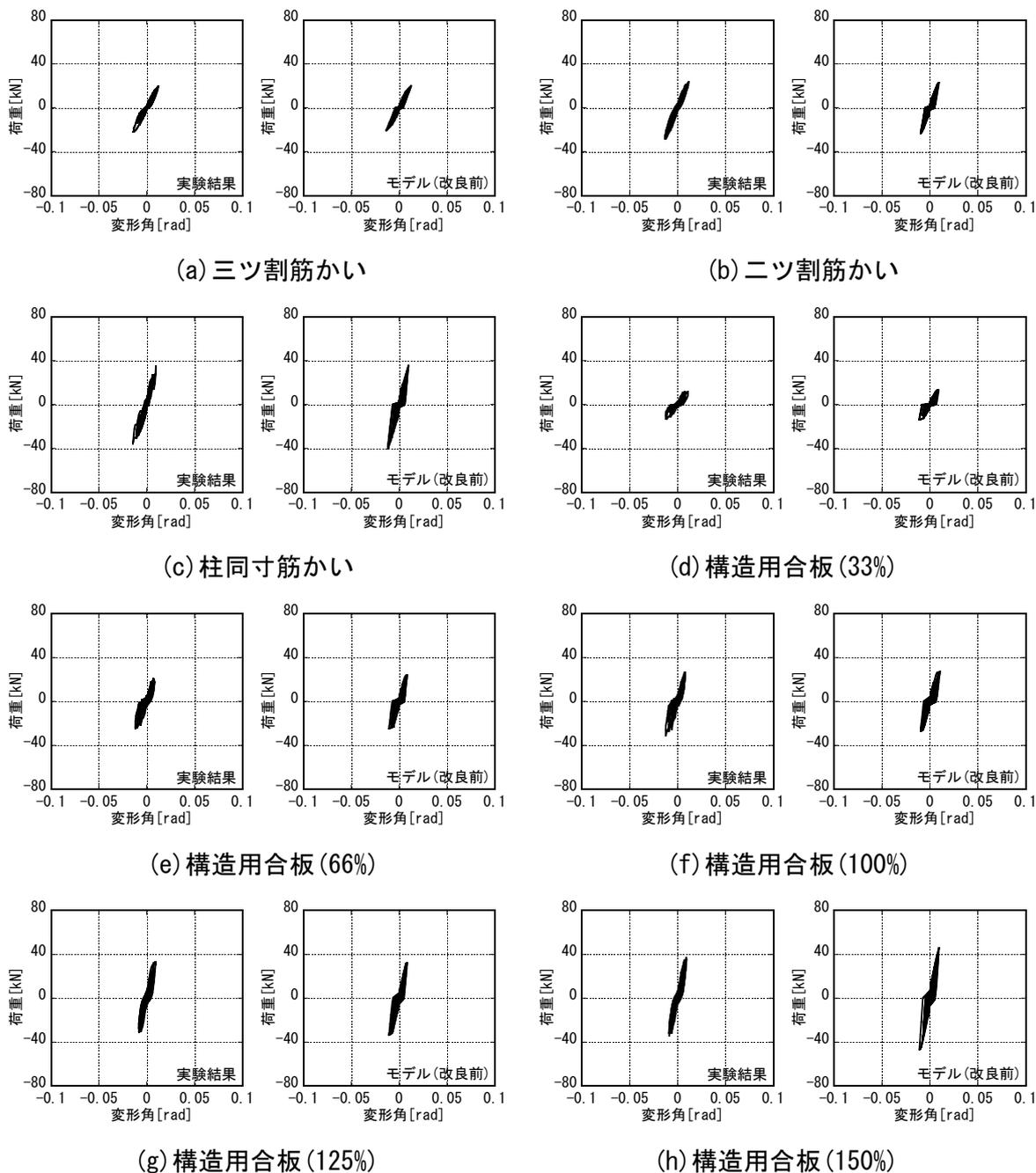


図 4.5 荷重変形角関係の比較 (入力:K-NET 広尾)

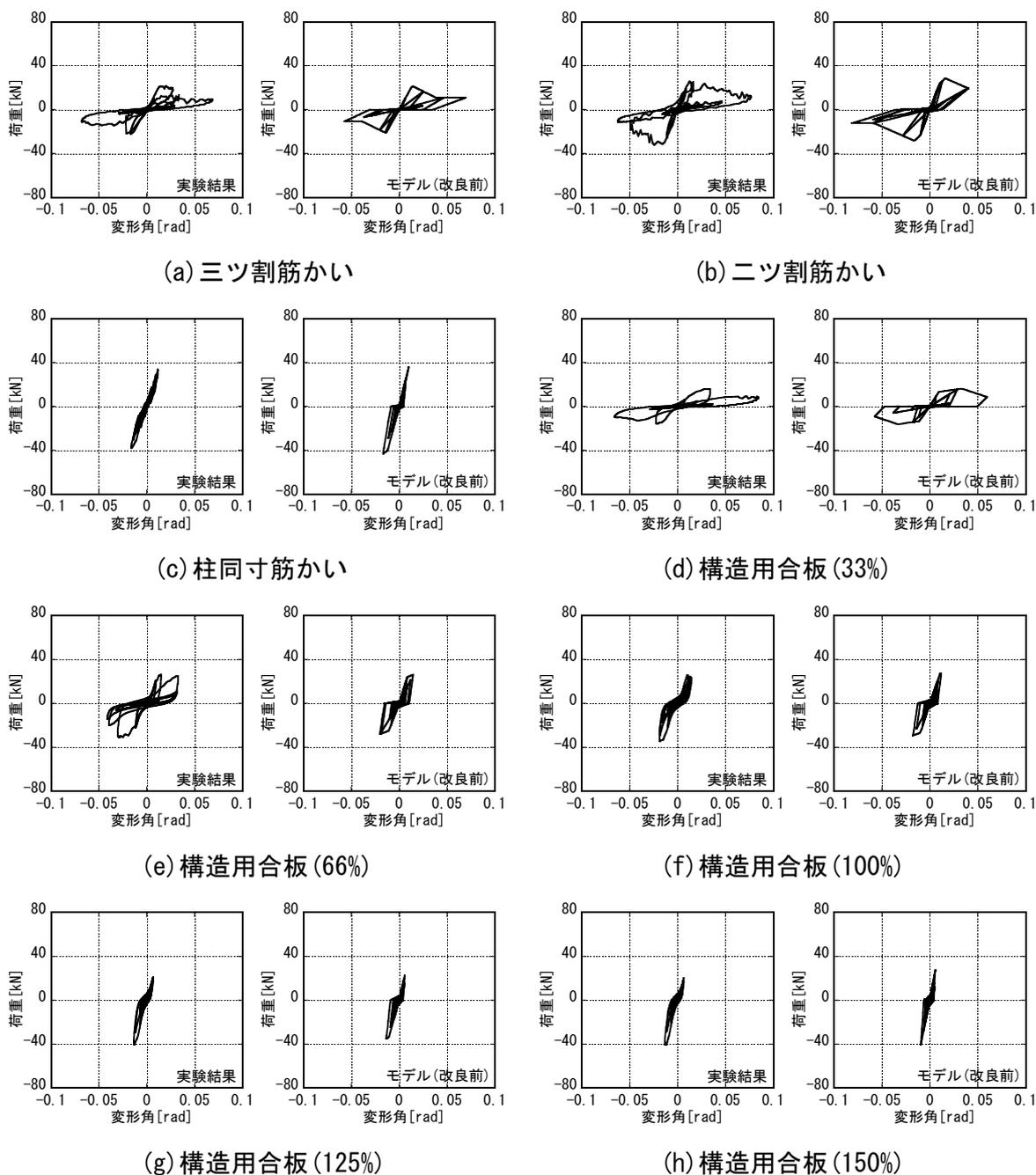


図 4.6 荷重変形角関係の比較 (入力:K-NET 穴水)

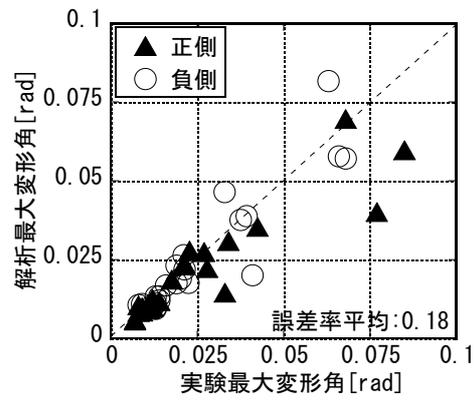


図 4.7 最大変形角の比較 (モデル改良前)

4.3 復元力モデルの改良

4.3.1 降伏点未満のスリップの考慮

K-NET 広尾加振時における構造用合板(33%)の荷重変形角関係を見ると (図 4.8), 実験ではスリップが生じているが, モデルではスリップが生じず, 除荷後は図 4.9 に示す様に経験最大変形点を指向しており, 挙動を再現できていない. また, 他の耐力壁の実験結果として, JMA 大船渡 50%加振時の三ツ割筋かい, ニツ割筋かいの荷重変形角関係を図 4.8 に示す. 変形レベルはいずれも降伏変形 d_y 未満であるが, スリップは生じていない. 一方, 図 4.4~4.6 より, 降伏変形以上であれば, いずれの耐力壁でもスリップが生じている事が確認できる.

以上を踏まえ, 構造用合板については降伏変形未満でも, スリップが生じるよう改良を加えた(図 4.9).

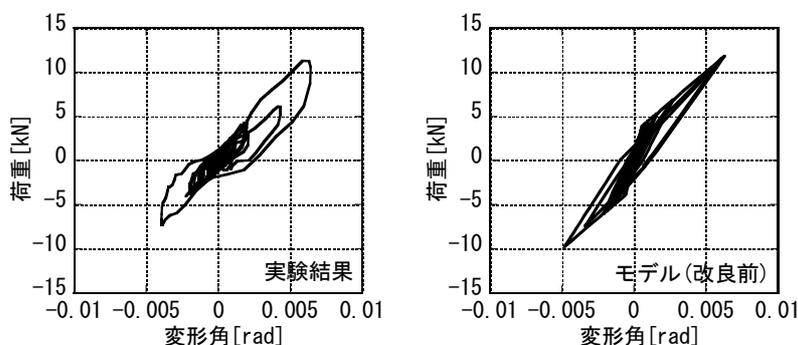


図 4.8 実験と解析の荷重変形角関係の比較
(試験体：構造用合板(33%), 入力：K-NET 広尾, ~35sec まで)

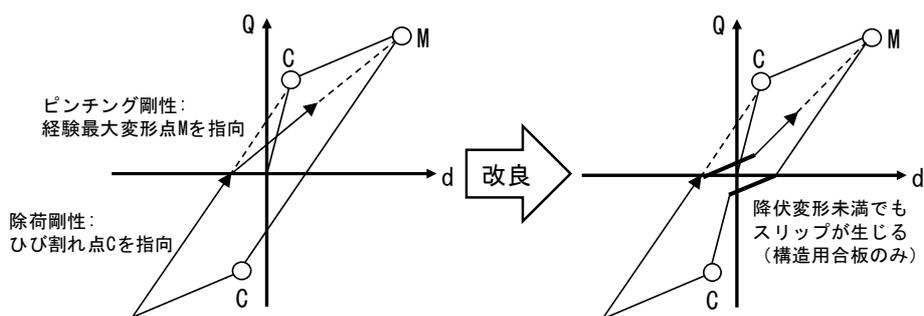


図 4.9 修正 Takeda-Slip モデルの降伏変形未満の挙動と改良方法

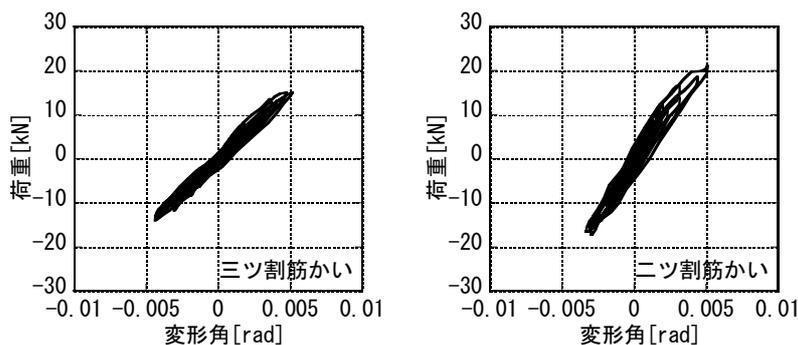


図 4.10 降伏変形未満の荷重変形角関係 (入力：JMA 大船渡 50%)

4.3.2 除荷剛性の算定式の改良

モデルの降伏変形未満における除荷剛性は、逆側のひび割れ点を指向するが（図 4.9），図 4.8 を見ると実験結果との対応は悪い。また，降伏変形以降でも，除荷剛性 k_r -最大変形 d_m の関係（図 4.3）の，実験結果と式(1)を用いた近似式（図 4.3 中点線）を比較すると，降伏変形 d_y 付近では除荷剛性を過大に評価している。そこで，除荷剛性のルールにも改良を加える事とした。

まず，降伏変形以降の除荷剛性の算定式である式(4.1)の内，降伏変形 d_y をひび割れ変形 d_c に置き換えた，式(4.2)に示す算定式の妥当性を確認する。

$$k_r = k \times \left| \frac{d_m}{d_c} \right|^{-\alpha} \quad (4.2)$$

式(4.2)の α を最小二乗法で決定し，近似式を図 4.3 中に鎖線で示している。実験結果との対応は悪く，式(4.2)では除荷剛性を再現できない。そのため，除荷剛性の算定式を抜本的に改良する事とした。

新たな除荷剛性の算定式を式(4.3)，(4.4)に示す。式(4.3)，(4.4)では除荷剛性の低下を累乗関数ではなく，対数で表現している。

$$k_r = k \times f\left(\frac{d_m}{d_c}\right) \quad (4.3)$$

$$f\left(\frac{d_m}{d_c}\right) = \begin{cases} 1 - \lambda \times \log_{10} \left| \frac{d_m}{d_c} \right| & (1 - \lambda \times \log_{10} \left| \frac{d_m}{d_c} \right| \geq 0.05) \\ 0.05 & (1 - \lambda \times \log_{10} \left| \frac{d_m}{d_c} \right| < 0.05) \end{cases} \quad (4.4)$$

ここで， λ は除荷剛性の低下度合いを決めるパラメータである。式の形式上， $f(d_m/d_c)$ が負の値を取る事があるため，0.05 を下限値とした。この下限値は，実験結果の k_r/k の最低値を元に決定した。最小二乗法により求めた近似直線を，図 4.3 に実線で示している。これまで用いて来た式(1),(2)よりも精度良く，除荷剛性を再現できている事が確認できる。

4.3.3 繰り返しによる劣化の考慮

構造用合板(66%)の K-NET 広尾, 穴水加振時の荷重変形角関係を, モデルと比較して図 4.11 に示す. これを見ると, ピンチング時に指向する点は経験最大変形点ではなく, それよりも荷重が低い点を指向しているが, この様な挙動は修正 Takeda-Slip モデルでは考慮されていない. そこで, 繰り返しによる劣化を考慮できるように改良を加えた.

劣化は, 梅村らのモデル^{4.2)}を参考に, 骨格曲線上の指向点が増大する形で表現した(図 4.12). 指向点の算定式を式(4.5)に示す.

$$d_n = d_m \times \left(\chi + \log_{10} \left(\frac{d_p}{d_m} \right) \right) \quad (4.5)$$

ここで, d_n :指向点の変形, d_m :経験最大変形, χ :指向点増加係数, d_p :算出時点での指向点の変形, である. 移動量を決めるパラメータは χ で, $\chi=1.0$ の時劣化は生じない. () 内第二項は, 既往の研究で示されている, 同一変形での繰り返しが進む毎に, 劣化が緩やかになる現象^{4.3)}を表現している. 劣化は降伏変形以上の変形が生じ, その後変形 0 線を横切った時に生じると仮定した.

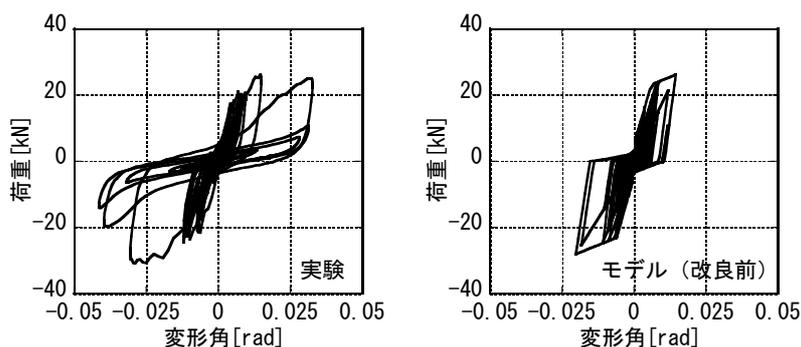


図 4.11 構造用合板(66%)の荷重変形角関係
(入力: K-NET 広尾+K-NET 穴水)

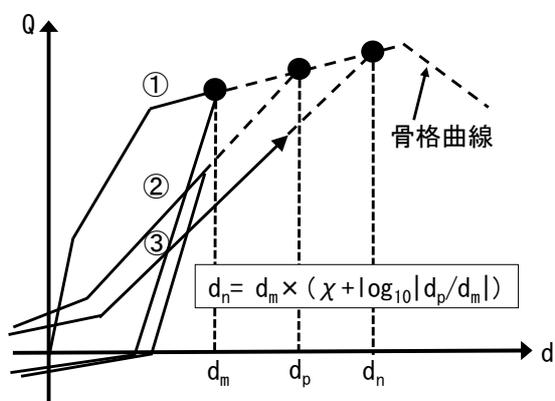


図 4.12 繰り返しによる劣化の考慮方法

4.3.4 構造用合板の正負依存性の考慮

五十田ら^{4.3)}は、構造用合板では片側で1/30rad以降変形が進んだ場合、逆側での指向点が損傷側と同じ変形となる事を実験的に明らかにしている。そこで、本モデルでもこのルールを導入する事とした(図4.13)。

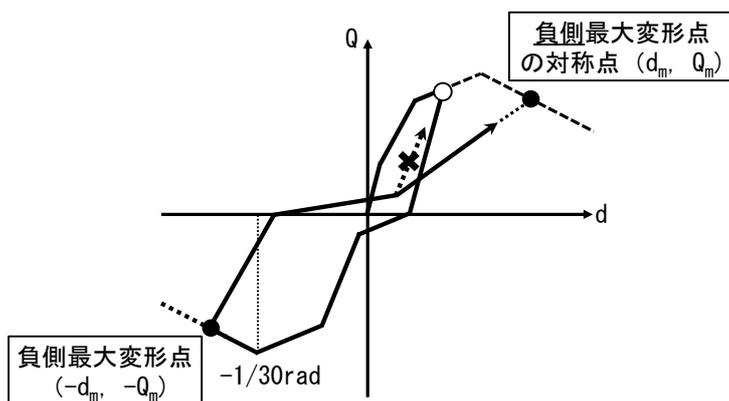


図 4.13 構造用合板の正負依存性の考慮方法

4.4 改良モデルの精度検証

以上の改良を施したモデルを用いて、再度地震応答解析を行った。ここで、繰り返しによる劣化のパラメータ χ は、 χ を 1.00(劣化無)~2.00 まで 0.01 刻みで変化させて地震応答解析を行い、実験結果との履歴吸収エネルギーの誤差が最小となる時のパラメータを採用した。パラメータを表 4.1 に示している。筋かいはいずれも 1.00 付近で劣化が少なく、構造用合板は比較的劣化が大きい傾向があり、既往の研究結果と対応している^{4.4)}。最大変形を比較して図 4.14 に、荷重変形角関係の一部を図 4.15 に、全試験体・入力地震動の荷重変形角関係と変形角時刻歴を巻末の付図に示す。まず、図 4.15(a)より、降伏変形未満でスリップを考慮し除荷剛性の算定式を改良した事で、荷重変位関係の再現性が向上している。除荷剛性については特に、二ツ割筋かいの K-NET 広尾加振時(図 4.15(b))で改良した影響が顕著に現れており、その後に入力した K-NET 穴水の変形の追跡精度も改善されている(図 4.15(c))。また、繰り返しによる劣化、正負依存性が見られた構造用合板の試験体(図 4.15(d),(e))でも、最大変形・荷重変位関係を良く再現できている。そして図 4.14 より、全体的な誤差も改良により小さくなっている。

以上より、大変形領域までを精度良く再現できる復元力モデルを開発する事ができた。

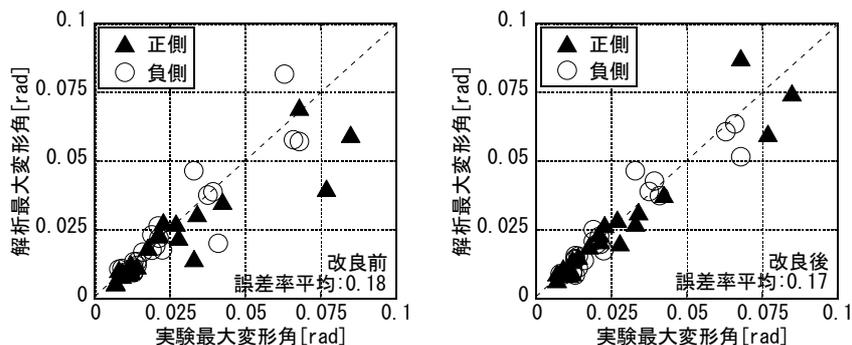
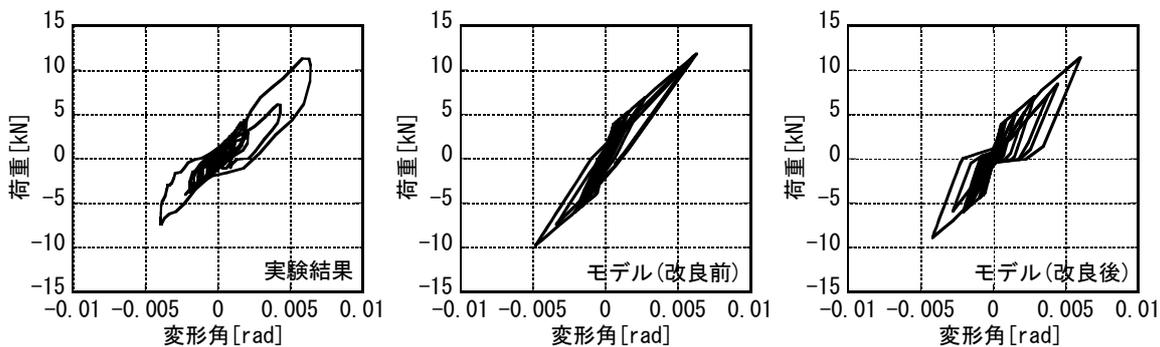
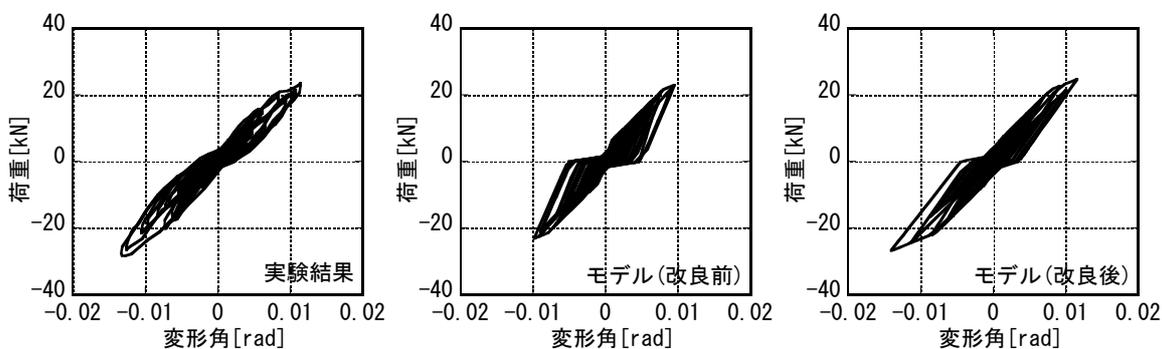


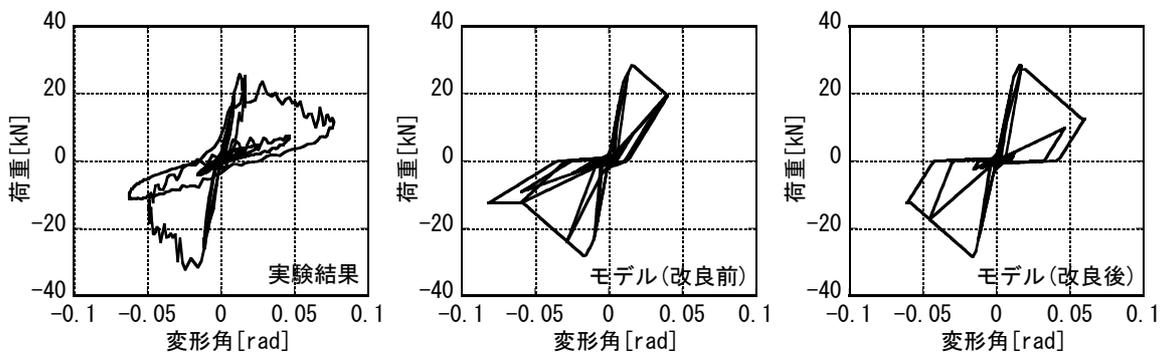
図 4.14 最大変形角の比較 (改良前は図 4.7 を再掲)



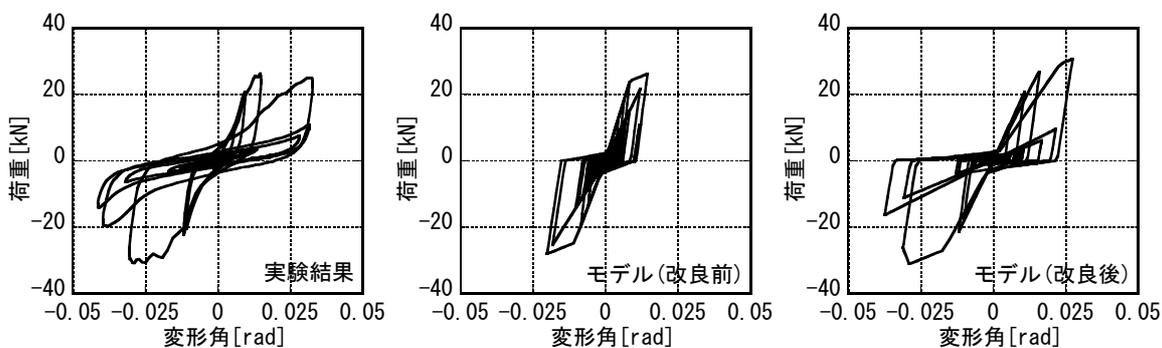
(a) 試験体：構造用合板(33%), 入力：K-NET 広尾 (~35.9sec)



(b) 試験体：二ツ割筋かい, 入力：K-NET 広尾

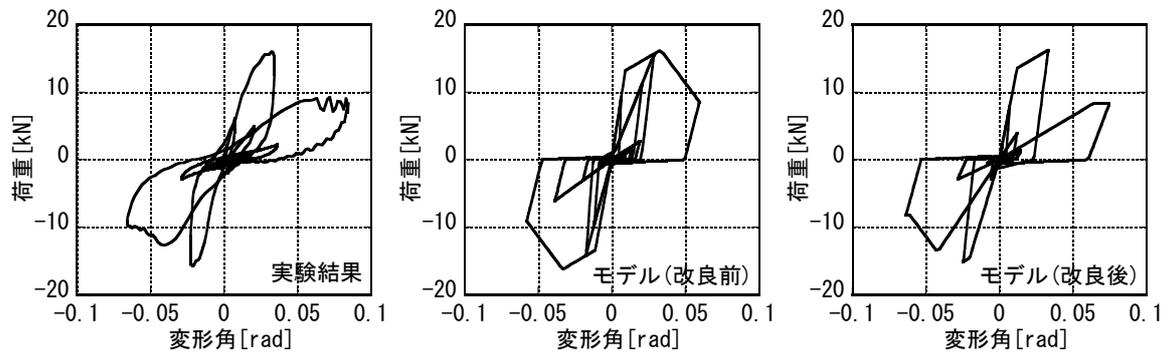


(c) 試験体：二ツ割筋かい, 入力：K-NET 穴水



(d) 試験体：構造用合板(66%), 入力：K-NET 穴水

図 4.15 荷重変形角関係の比較例



(e) 試験体：構造用合板(33%)，入力：K-NET 穴水

図 4.15 荷重変形角関係の比較例(続き)

4.5 まとめ

木造建物を対象として、大変形領域までを対象とした復元力モデルを開発し、3章で示した振動実験結果の再現を試みた。まず、既往の復元力モデルである修正 Takeda-Slip モデルを用いて解析を行ったところ、以下の4点について改良が必要な事がわかった。

- ① 降伏変形未満のスリップ挙動の考慮
- ② 除荷剛性の算定式の改良
- ③ 繰り返しによる劣化の考慮
- ④ 構造用合板における正負依存性の考慮

以上の点について改良を施した所、大変形領域までを精度良く再現する事ができた。

参考文献

- 4.1) 飯塚裕暁, 境有紀, :木造建物における一自由度系地震応答解析のための復元力特性モデルの提案, 日本地震工学会論文集, 第9巻, 第1号, pp.113-127, 2009.2.
- 4.2) 梅村恒, 境有紀, 南忠夫, 壁谷澤寿海: 繰り返しによる耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 第2号, pp.1015-1020, 1998.
- 4.3) 五十田博: 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデルの精度検証, 日本建築学会構造系論文集, 第659号, pp.113-120, 2011.1.
- 4.4) 五十田博, 貴船達也, 峯村廣紀: 2つ割りと3つ割り筋かいを持つ木造住宅の振動台実験—木造建物の地震時挙動に関する研究 その5—, 日本建築学会構造系論文集, 第701号, pp.969-975, 2014.7.

第5章 安全限界変形の設定を目的とした耐力低下率の検証

5.1 はじめに

本章では、3章で行った振動実験結果を用いて耐力要素の破壊、つまり安全限界に達する変形を設定するための、包絡線上における最大耐力からの低下率（以下、耐力低下率）について検討する。

5.2 安全限界変形設定に用いる耐力低下率の検証

まず、耐力要素が破壊したとする損傷状態を、以下の様に定義する。

①筋かい：座屈（図5.1(a))もしくは割裂（図5.1(b))

②構造用合板：間柱以外の全ての釘が機能しない程度の損傷

筋かいの場合は片側の筋かいが全て、構造用合板の場合は全ての合板が上の状態になった時、耐力要素が全て破壊したと判定する。そのため、筋かいを耐力壁とする試験体は1体につき、正負個別に判定した。

検討に用いた試験体の一覧を表5.1に示す。対象は3章の振動実験で行った試験体で、同じ壁仕様で耐力要素がすべて破壊した物、しなかった物の両方があるようにした。その結果、構造用合板は、最も損傷を受けていた構造用合板(33%)でも、間柱付近の横架材に打ち付けた釘は機能していたため、耐力要素がすべて破壊したと判定された物が無く、対象外となった。旧耐震試験体は、耐力壁は三ツ割筋かいであるが、筋かい端部は釘打、柱頭柱脚に金物を用いていないなど、2章で行った旧耐震基準を想定した試験体と同じ仕様となっている。



(a) 座屈



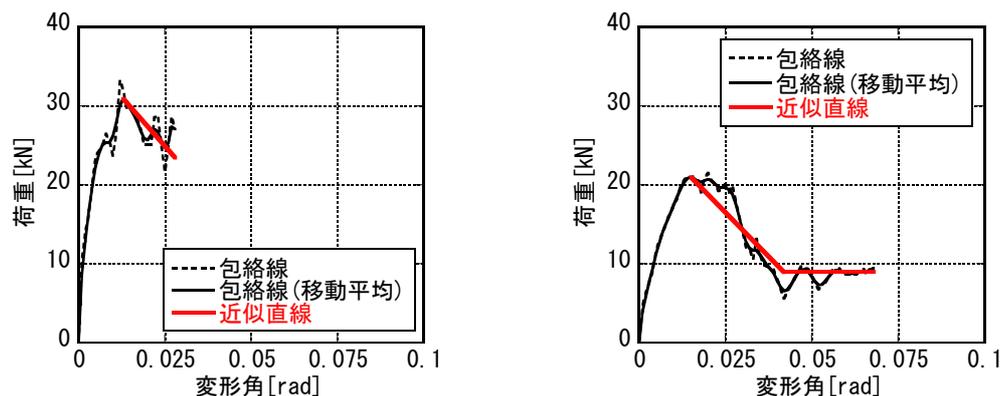
(b) 割裂

図 5.1 耐力要素が破壊したとする損傷状態

表 5.1 検討に用いた試験体

試験体名	図5.3中No.	正負	フェーズ	筋かい端部	柱頭柱脚金物
三ツ割筋かい (旧耐震)	1	正	1	FN65釘3本	無し
	2	負			
	3	正			
三ツ割筋かい (新耐震)	4	負	1	ボックス 金物	有り (HD金物)
	5	正			
	6	負	2		
二ツ割筋かい (新耐震)	7	正	1	ボックス 金物	有り (HD金物)
	8	負			
	9	正	2		
	10	負			

損傷状態と比較する指標には最大変形角と耐力低下率を用いた。この内、耐力低下率を算出する際は、加速度のノイズの影響を取り除く措置をした。具体的には、実験結果の包絡線を 0.001rad 刻みのデータに変換し移動平均（幅：0.005rad）取り、最大耐力以降を直線で近似した。直線は、最大耐力の半分以上まで低下していた試験体は2直線目傾きが0の2直線で、それ以外は1直線とし、面積が等しく誤差が最小になるよう決定した。包絡線の例を図5.2に示す。

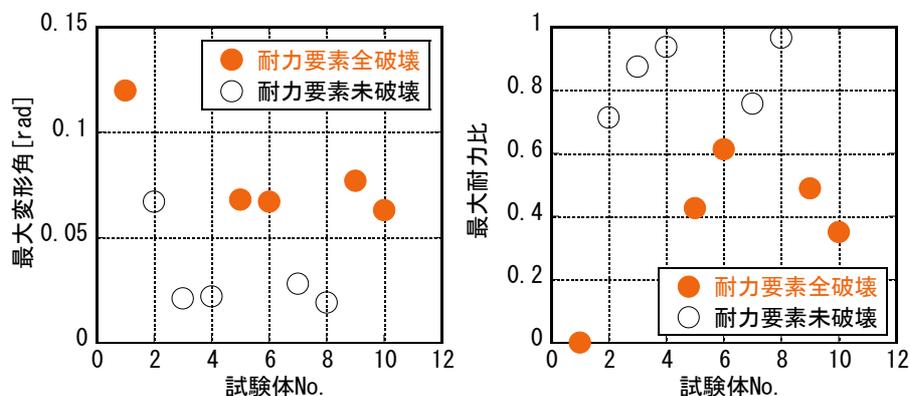


(a) ニツ割筋かい(新耐震), フェーズ 1, 正側 (b) 三ツ割筋かい(新耐震), フェーズ 2, 正側

図 5.2 包絡線の直線近似例

設定した耐力要素の破壊状況と指標との対応を調べるために、図 5.3 に横軸に表 5.1 中の No, 縦軸に(a)最大変形角と(b)耐力低下率を取り、耐力要素が全て破壊した物と破壊しなかった物を、シンボルを分けて示す。これを見ると、(a)最大変形角では 1/15rad であっても全破壊・未破壊が混在している。そのため、同じ在来軸組構法であっても、耐力要素の破壊は接合部の仕様によって、同じ変形角が用いられない事がわかる。特に図中 No.2 (旧耐震試験体の負側) では、2 章の試験体と同様に柱脚に浮き上がりが生じ、筋かいが座屈しなかったため、柱脚が HD 金物で固定された他の試験体と異なる結果となった。次に、(b)耐力低下率を見ると、0.6~0.7 という値で耐力要素の破壊を区別することができる。

以上より、耐力要素の破壊に相当する安全限界変形を設定するための耐力低下率は、0.6~0.7 といった値を用いる事が適切であると言える。なお、この値は耐力壁が占める割合にも依存すると考えられるため、実建物への適用に向けた検討が今後必要であると考えている。



(a) 最大変形角

(b) 耐力低下率

図 5.3 耐力要素の破壊と各指標の対応

5.3 まとめ

3章で行った振動実験結果を用いて、耐力要素の破壊に相当する安全限界変形を設定するための耐力低下率について検討を行った。その結果、接合部の仕様によって同じ安全限界変形角を用いる事ができないことがわかった。そして、安全限界変形を設定するための耐力低下率として、0.6~0.7という値が適切な事を示した。なお、この値は耐力壁が占める割合にも依存すると考えられるため、実建物への適用に向けた検討が今後必要である。

第6章 結論

6.1 本論文の結論

本論文の目的は、既存木造建物の地震被害推定を行うことを目的として、大変形領域までを再現できる復元力特性モデルの開発と、在来軸組構法建物を対象とした耐力要素の破壊が生じる安全限界変形を設定するための耐力低下率の検証である。第2章では、旧耐震基準の中でも耐震性能が低い木造建物の実大振動実験を行い、接合部が脆弱な建物の挙動を明らかにした。第3章では、地震応答解析の追跡対象、安全限界変形を設定するための耐力低下率の検討に用いる実験結果を得ることを目的として行った振動実験結果を示した。第4章では、第3章で示した振動実験結果を追跡対象とした地震応答解析を行い、既往の復元力モデルに対し改良を加え、大変形領域までを再現できるモデルを開発した。第5章では、第3章で示した振動実験結果を用いて、在来軸組構法建物の安全限界変形を設定するための耐力低下率について検討した。

本論文で得られた成果を、各章に分けて以下に記す。

第2章では、接合部が脆弱な旧耐震基準を想定した実大木造建物の振動実験を行い、その耐震性能を把握した。入力地震動には、過去の振動実験で入力された例が無い、震度が大きくても観測点周辺に建物の大きな被害が見られない周期0.5秒以下が卓越した極短周期地震動や、建物の大きな被害と相関がある周期1-1.5秒応答が大きい地震動を選定した。そして、実際の被害状況を再現できるかを確認し、その要因について検討した。その結果、極短周期地震動では震度6弱以上といった震度が大きい場合でも、筋かいの座屈破壊といった大きな被害は発生しなかった。また、周期1-1.5秒応答が大きい地震動では、筋かいの座屈破壊といった大きな被害が見られ、筆者らがこれまでに行ってきた強震観測点周辺の被害調査結果と整合する結果が得られた。そして、極短周期地震動被害が生じなかった要因を分析し、塑性化による建物の周期の伸び、接合部が脆弱なため生じる柱脚の浮き上がりが影響している事を示した。また、接合部の仕様によってはこの浮き上がりが生じるため、同じ在来軸組構法であっても安全限界変形は異なる事を示した。

第3章では、地震応答解析の追跡対象と、安全限界変形を設定するための耐力低下率の検討に用いる実験結果を得るために、入力地震動と建物耐力をパラメータとした木造建物の振動実験を行った。入力地震動には、これまでの実大振動実験で入力された事が無い、周期0.5秒以下が卓越した極短周期地震動や、過去に発生していない周期特性を持った地震動を選定した。

振動実験1では、大地震として2011年東北地方太平洋沖地震におけるJMA古川三日町と2003年宮城県沖の地震のJMA大船渡を入力し、JMA古川三日町では層せん断力係数 $C_0=0.25\sim 0.3$ 以下の試験体が全壊程度の被害になった。JMA大船渡ではいずれの試験体でも損傷は見られなかったが、最も耐力の大きい試験体ではJMA古川加振時よりも大きな変形が生じた。また、旧耐震基準の試験体では、柱脚が浮き上がったため $1/15\text{rad}$ 程度の変形が生じても筋かいに座屈が生じなかった。振動実験2では、周期0.5秒以下が卓越した極短周期地震動として2003年十勝沖地震のK-NET広尾を入力した結果、震度は大きくても、建物の大きな被害が見られないという実際の状況と対応する結果が得られた。また、建物の大きな被害と相

関がある周期 1-1.5 秒応答が大きい 2007 年能登半島地震の K-NET 穴水を入力した結果、耐力が低い試験体で筋かいの座屈といった被害が見られ、これも実際の被害と対応していた。そして、周期 0.5 秒に鋭いピークを持つ模擬地震動を入力した所、耐力が高い方が変形が大きくなってしまふという結果が得られた。これは、木造建物の場合、固有周期と耐力は相互依存の関係にあるため、地震動の周期によっては、耐力が高い方が変形は大きくなってしまふ。この結果は、過去に見られなかった被害を事前に予測する事の重要性を、強く認識させる物である。

第4章では、第3章で示した振動実験結果を追跡対象として、大変形領域までを再現できる復元力モデルの開発を行った。まず、既往の復元力モデルである修正 Takeda-Slip モデルを用いて解析を行ったところ、以下の4点について改良が必要な事がわかった。

- ① 降伏変形未満のスリップ挙動の考慮
- ② 除荷剛性の算定式の改良
- ③ 繰り返しによる劣化の考慮
- ④ 構造用合板における正負依存性の考慮

以上の点について改良を施した所、大変形領域までを精度良く再現する事ができた。

第5章では、第3章で行った振動実験結果を用いて、在来軸組構法建物を対象として、耐力要素の破壊が生じる安全限界変形を設定するための、耐力低下率について検討した。その結果、同じ在来軸組構法建物であっても、接合部金物の有無で靱性能が異なるため、同じ変形角を安全限界変形として用いる事ができない事を示した。そして、安全限界変形を設定するための耐力低下率は、0.6~0.7 という値を用いる事が適切であることがわかった。

6.2 今後の課題

本研究で未検討であった事項を以下に記す。

実建物における安全限界変形設定のための耐力低下率の検証

5章において、安全限界変形を設定するための耐力低下率を示した。しかし、この耐力低下率は、軸組と耐力壁の存在割合に依存するため、実際の建物にそのまま適用する事はできない。そのため、地震被害推定に用いるためには、既存木造建物の軸組・耐力壁・雑壁の存在割合を調べ、適切な耐力低下率を求める必要がある。

復元力特性モデルの旧耐震基準建物への適用

4章で行った地震応答解析では、旧耐震基準の試験体は対象外とした。これは、旧耐震基準の試験体ではロッキングの影響で除荷剛性が複雑な挙動を示したため、開発したモデルでは再現できないと判断したためである。そのため、ロッキングによる除荷剛性の定式化し、これを取り込んだ復元力モデルを開発する必要がある。

復元力特性モデルの実大木造建物に対する再現性の検証

本研究で地震応答解析の追跡対象とした実験結果は、耐力壁と軸組のみから構成されている。しかし、実際の建物はこれらに加えて仕上材や雑壁が入っているため、復元力特性モデルの適用範囲を広げるためにも、実大木造建物の振動実験結果を追跡対象とした検討を行う必要がある。

地震被害推定を目的とした建物群モデルの構築

本研究で提案した復元力特性モデルを用いる事で、様々な耐震性能を持つ非線形の木造建物群モデルを構築すれば、地震直後の迅速な被害推定を行う事が可能となる。そのためにはまず、既存木造建物で使用されている耐力壁の変遷と存在割合を調べる必要がある。次に、建築年代毎の存在壁量と余剰耐力から、耐力の指標である降伏ベースシア係数の分布を作成すれば、建物群モデルが完成する。そして、筆者らが過去に行った強震観測点周辺の被害調査結果と比較する事で、建物群モデルの精度を検証する。

本研究に関連した既発表論文

■査読論文（0編）

■その他の論文（8編）

- 1) 松森泰造, 境有紀, 汐満将史, 五十田博, 荒木康弘: 極短周期地震動を入力した旧耐震木造住宅の実大振動実験(その1)実験概要及び試験体, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.409-410, 2014.9.
- 2) 境有紀, 松森泰造, 汐満将史, 五十田博, 荒木康弘: 極短周期地震動を入力した旧耐震木造住宅の実大振動実験(その2)加振計画と入力地震動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.411-412, 2014.9.
- 3) 汐満将史, 松森泰造, 境有紀, 五十田博, 荒木康弘: 極短周期地震動を入力した旧耐震木造住宅の実大振動実験(その3)実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.413-414, 2014.9.
- 4) 汐満将史, 宮崎裕史, 境有紀, 松森泰造, 五十田博, 荒木康弘: 建物耐力をパラメータとした木造建物の振動実験と地震応答解析, 日本地震工学シンポジウム論文集, 2014.12.
- 5) 境有紀, 汐満将史, 五十田博, 荒木康弘, 松森泰造: 木造建物を対象とした入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験と地震応答解析(その1)入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.67-68, 2016.8.
- 6) 汐満将史, 境有紀, 五十田博, 荒木康弘, 松森泰造: 木造建物を対象とした入力地震動と建物耐力をパラメータとした振動実験と地震応答解析(その2)一自由度系地震応答解析による実験結果の再現, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.69-70, 2016.8.

その他の発表論文

■査読論文（4編）

- 1) 林佑樹, 飯塚裕暁, 汐満将史, 小林雄, 境有紀: 2011年東北地方太平洋沖地震の宮城県における強震観測点周辺の状況と発生した地震動との対応性, 日本地震工学会論文集, 第13巻, 第5号, pp.62-101, 2013.11.
- 2) 飯塚裕暁, 林佑樹, 汐満将史, 小林雄, 境有紀: 2011年東北地方太平洋沖地震の茨城, 栃木, 福島県における強震観測点周辺の状況, 日本地震工学会論文集, 第13巻, 第5号, pp.102-141, 2013.11.
- 3) 橋本靖宏, 五十田博, 荒木康弘, 汐満将史, 境有紀, 松田昌洋, 金子洋文: 構造用合板を耐力壁とする木造住宅の地震後の残余性能 木造住宅の地震時挙動に関する研究 その6, 日本建築学会構造系論文集, 第728号, pp.1683-1690, 2016.10.
- 4) 汐満将史, 境有紀, 毛塚幹人, 長尾尚, 北島郁実: 2014年長野県北部の地震における強震観測点周辺の状況と発生した地震動との対応性, 日本地震工学会論文集, 第16巻, 第10号, pp.127-145, 2016.11.

■その他の論文（7編）

- 5) 汐満将史, 境有紀: 建物に取り付けた単一加速度センサーから大地震時の建物損傷度を判定する方法に関する研究 その3 実大木造建物振動実験データを用いた地震前後の周期の伸びによる最大変形角の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1017-1018, 2010.9.
- 6) 汐満将史, 境有紀: 単一の加速度センサーを用いた地震前後の周期の伸びによる建物損傷度の推定, 第13回日本地震工学シンポジウム論文集, 2010.11.
- 7) 汐満将史, 境有紀: タブレット端末を用いた効率的な地震被害調査システムの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, 935-936, 2011.9.
- 8) 汐満将史, 境有紀: 建物に取り付けた単一加速度センサーから大地震時の建物損傷度を判定する方法に関する研究 (その4) 実大木造振動実験前後のステップ・ランダム加振による周期の伸びと最大層間変形角の関係, 日本地震工学会大会-2011 梗概集, pp.338-339, 2011.11.
- 9) 中井久美子, 汐満将史, 境有紀: 建物の損傷度判定を目的とした自由振動を捉える方法と建物固有周期を推定する方法の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.973-974, 2015.9.
- 10) 汐満将史, 境有紀, 神野達夫, 松尾真太郎, 中尾隆, 白井周, 中澤駿佑, 太田圭祐: 2016年熊本地震で発生した地震動の性質と建物被害に及ぼした影響, 日本地震工学会大会梗概集, 2016.9.
- 11) 境有紀, 汐満将史, 神野達夫: 2016年熊本地震で発生した地震動と建物被害, 日本地震学会秋季大会, 2016.10.

謝辞

本論文は、著者が筑波大学大学院システム情報工学研究科博士課程の大学院生として在学中の3年間に行ってきた研究成果をまとめたものです。指導教員であられる筑波大学 境有紀教授には、懇切丁寧に研究指導をしていただきました。心から御礼申し上げます。筑波大学 金久保利之教授、筑波大学 庄司学准教授、京都大学 五十田博教授、建築研究所 荒木康弘氏には、本論文を作成するにあたり、有益なご意見、ご教授をいただきました。

実験に際しては、筑波大学技術職員 小島篤志氏に治具の製作、実験の実施等で指導をしていただきました。3章の振動実験の一部は、信州大学大学院生 橋本靖宏氏、尾内惇史氏と共同で行いました。実験で用いる錘の製作等の補助として(有)中村商事様、試験体の製作で榎渡辺建工様には、実験経験が無く木造建物の知識も無かった私を手厚く補助していただきました。

また、本研究は筑波大学境研究室の学生に日頃の研究や実験での補助をしていただいたおかげで完成する事ができました。特に宮崎裕史氏とは、実験の担当者として共に実験を遂行し、多くの助言、補助をしていただきました。また、元大学院生である飯塚裕暁氏、林佑樹氏、中川文寛氏、川岡裕康氏、青井淳氏、新井健介氏、鈴木達矢氏、赤松勝之氏、神田和紘氏、戸田和徳氏、神保華奈子氏、中泉洋香氏、樋口咲恵氏、渡辺和貴氏、仙葉香織氏、木野暢之氏、中井久美子氏、毛塚幹人氏、長尾尚氏、白井周氏、小森寛之氏、元卒論生である宮本崇史氏、加藤大樹氏、根岸俊之氏、高橋悠太氏、北島郁巳氏、古川翔氏、在学生である額田弘隆氏、江藤大貴氏、中澤駿佑氏、太田佳祐氏にご協力をいただきました。

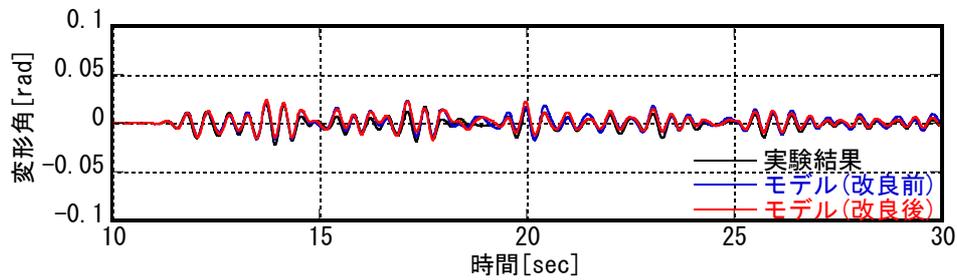
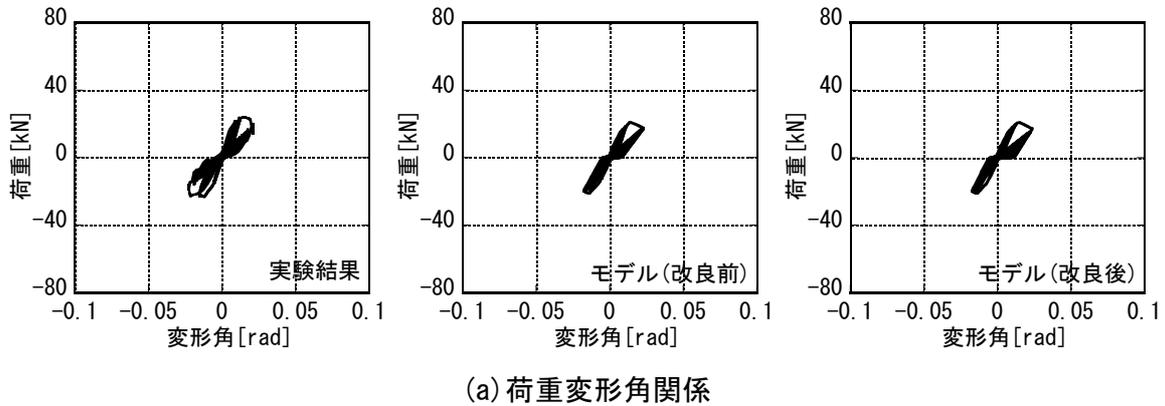
本研究で用いた強震記録は防災科学技術研究所、気象庁、旧建設省、宮城県、熊本県に提供していただきました。

最後に、幼い頃から現在に至るまで、私を育て支えて下さった母 真知子と、兄 篤志に深く御礼申し上げます。

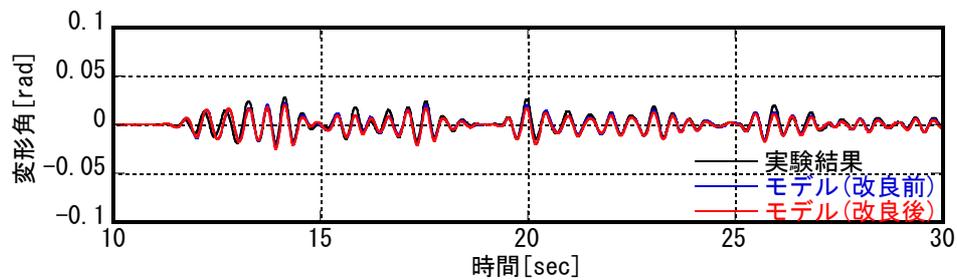
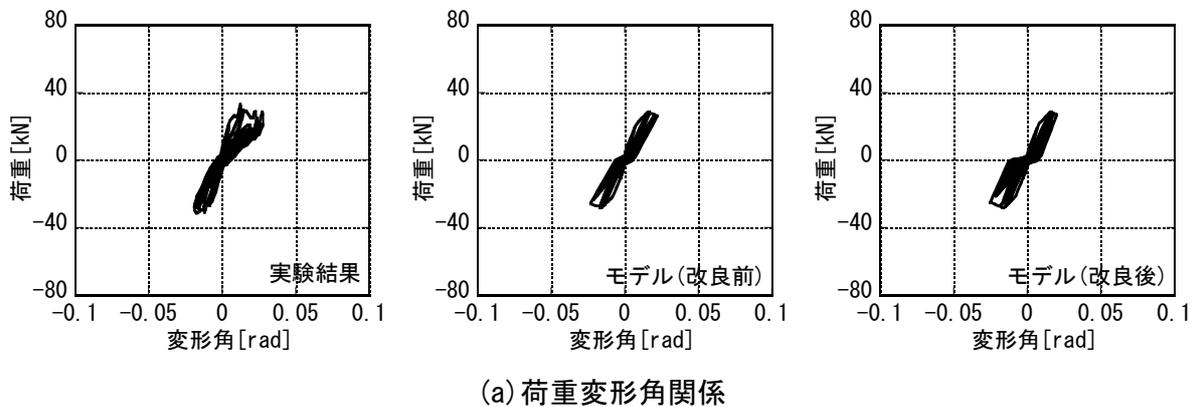
2017年9月
汐満 将史

付図

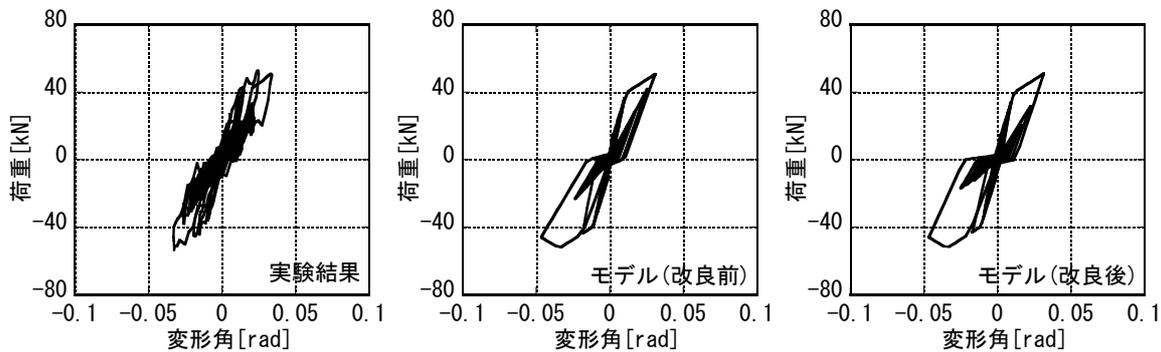
4章で行った地震応答解析における，全試験体の荷重変形角関係と変形角時刻歴を以下に示す．



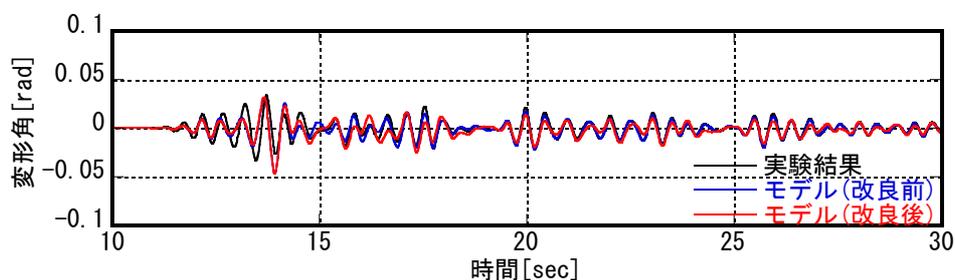
付図1 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：三ツ割筋かい，入力：模擬地震動)



付図2 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：二ツ割筋かい，入力：模擬地震動)

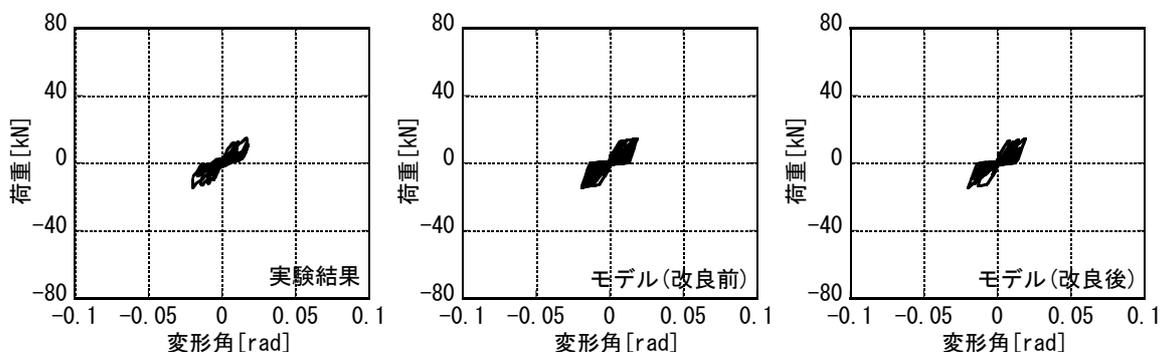


(a) 荷重変形角関係

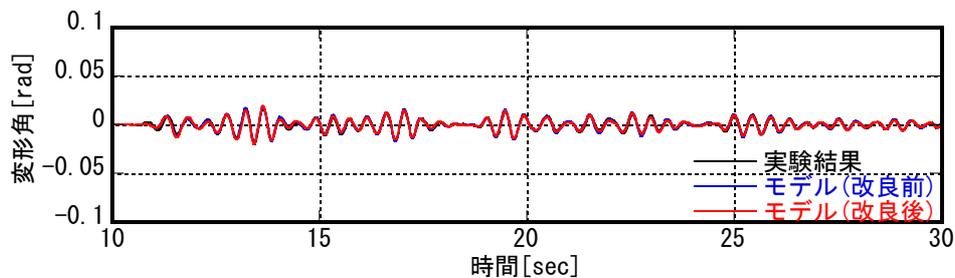


(b) 変形角時刻歴

付図3 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：柱同寸筋かい，入力：模擬地震動)

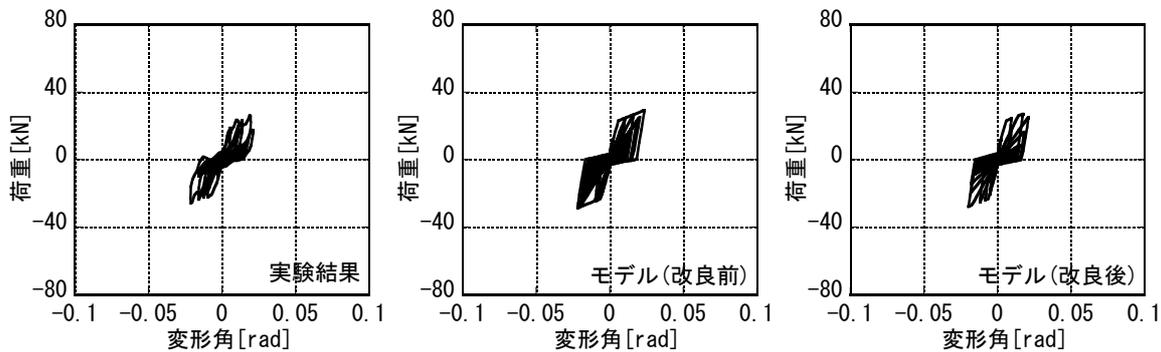


(a) 荷重変形角関係

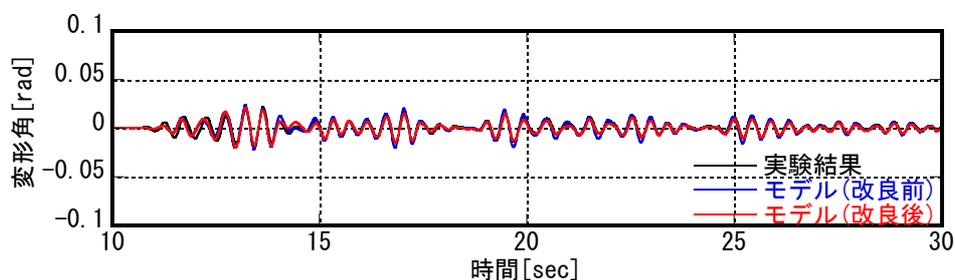


(b) 変形角時刻歴

付図4 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(33%)，入力：模擬地震動)

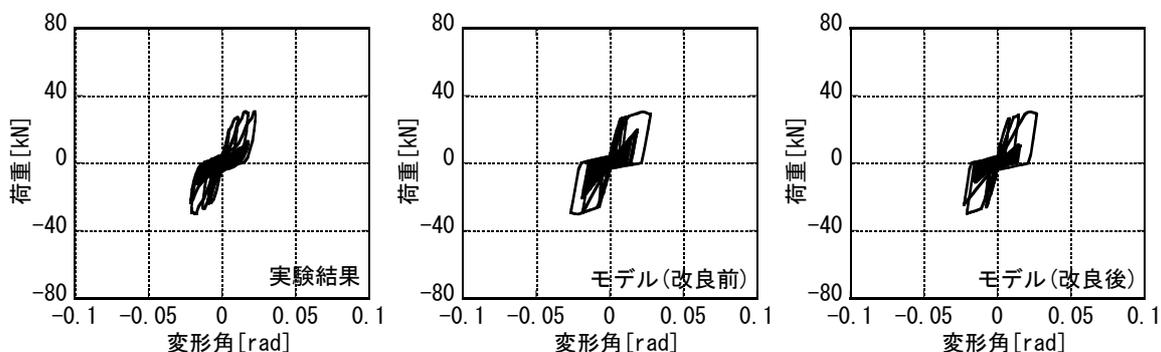


(a) 荷重変形角関係

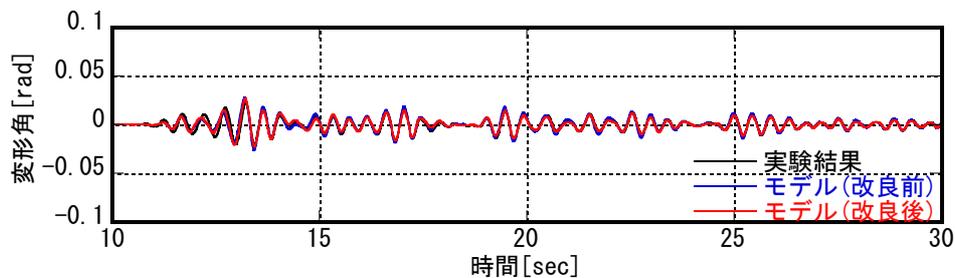


(b) 変形角時刻歴

付図5 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(66%)，入力：模擬地震動)

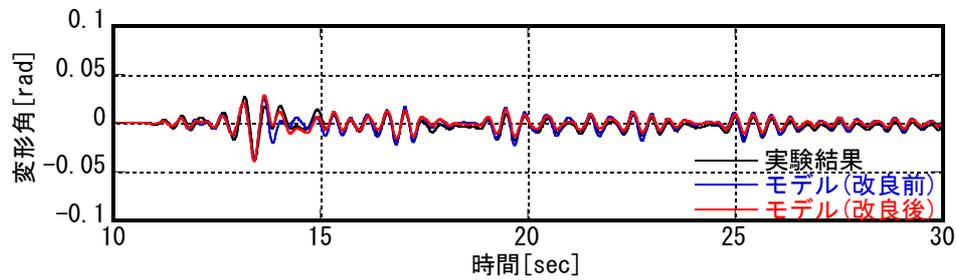
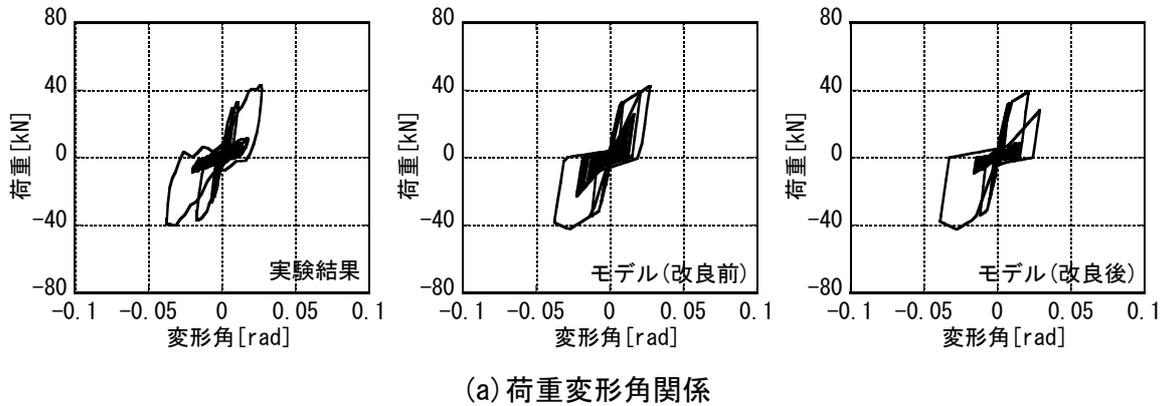


(a) 荷重変形角関係

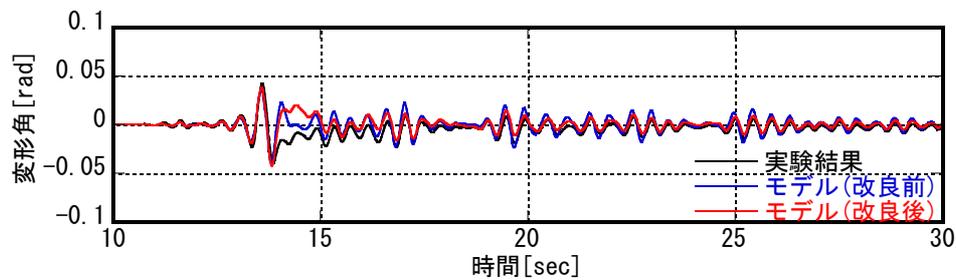
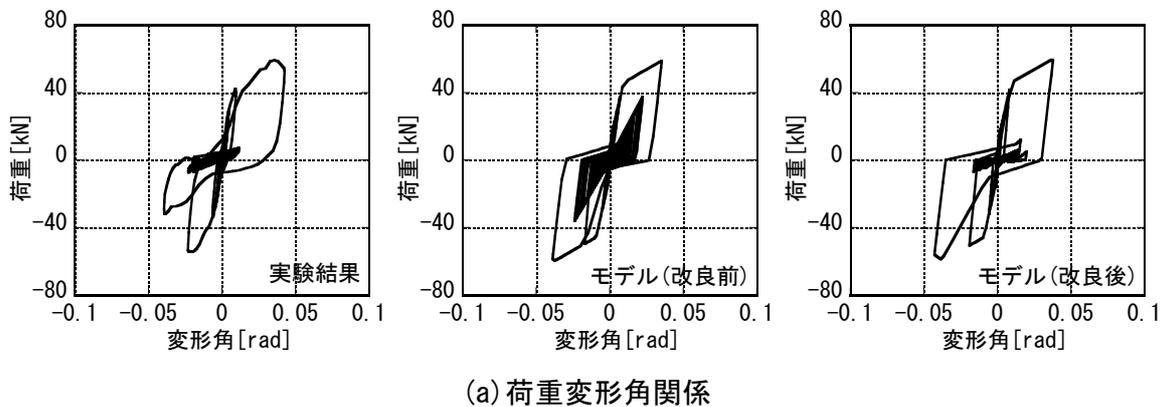


(b) 変形角時刻歴

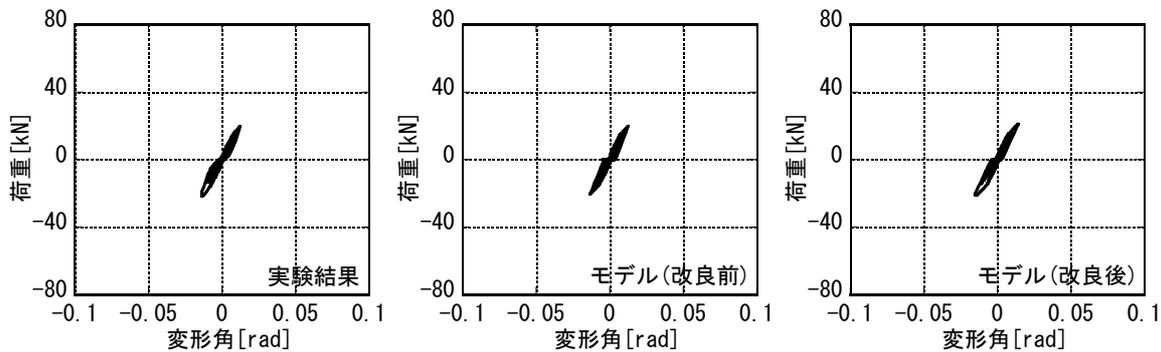
付図6 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(100%)，入力：模擬地震動)



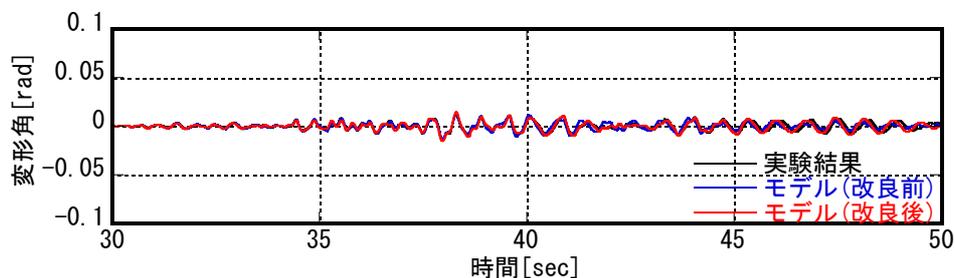
付図7 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(125%)，入力：模擬地震動)



付図8 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(150%)，入力：模擬地震動)

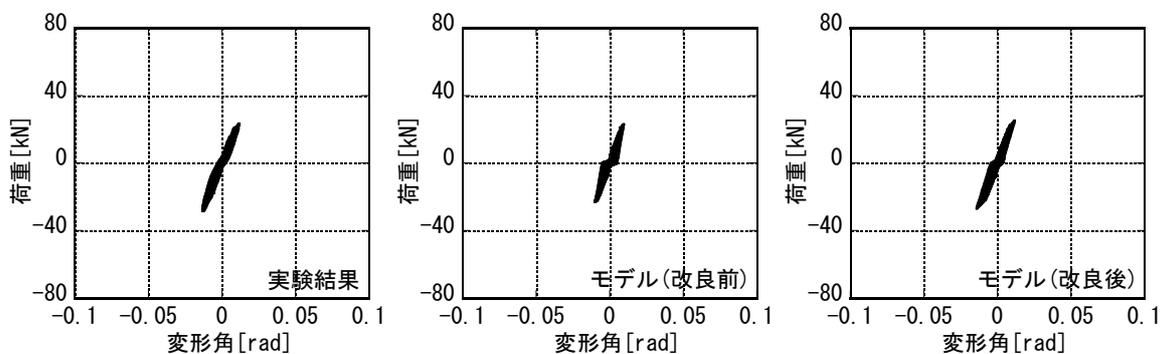


(a) 荷重変形角関係

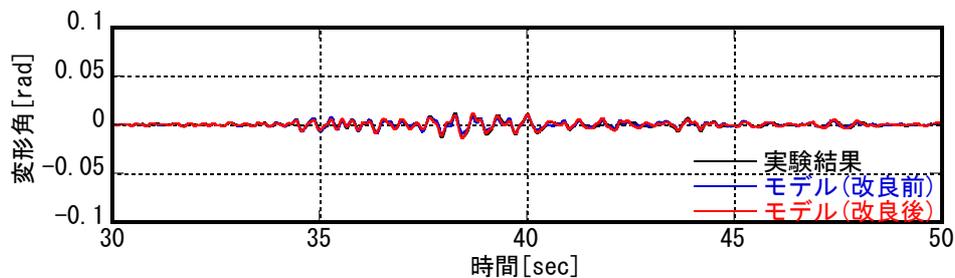


(b) 変形角時刻歴

付図9 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：三ツ割筋かい，入力：K-NET 廣尾)

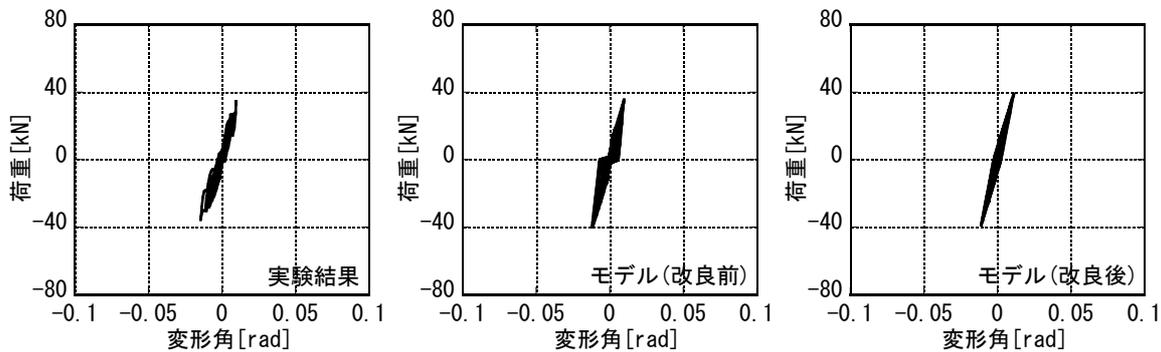


(a) 荷重変形角関係

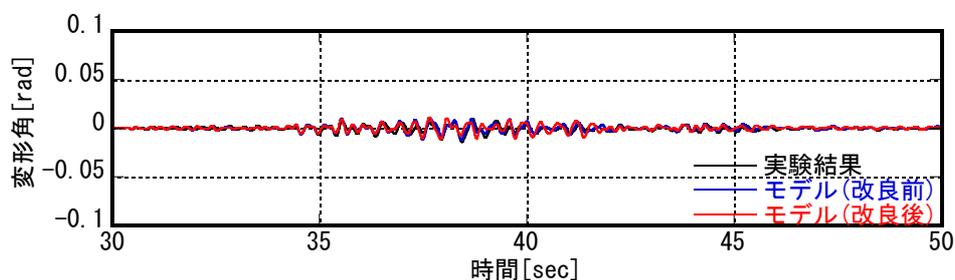


(b) 変形角時刻歴

付図10 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：二ツ割筋かい，入力：K-NET 廣尾)

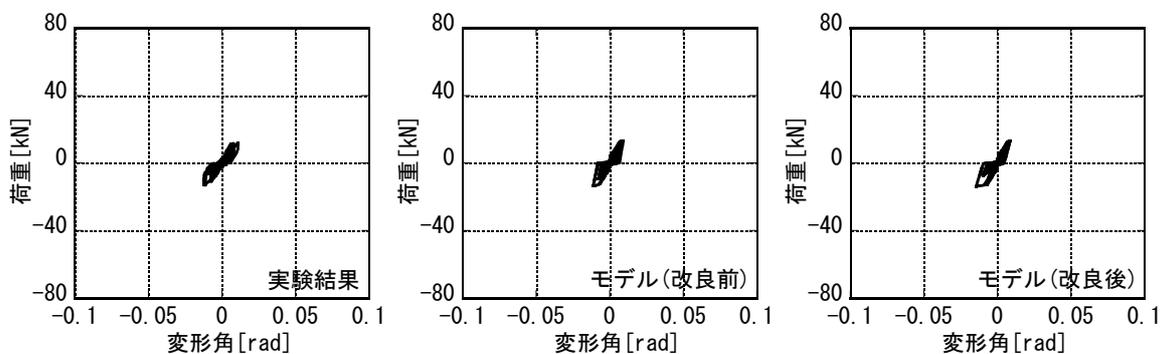


(a) 荷重変形角関係

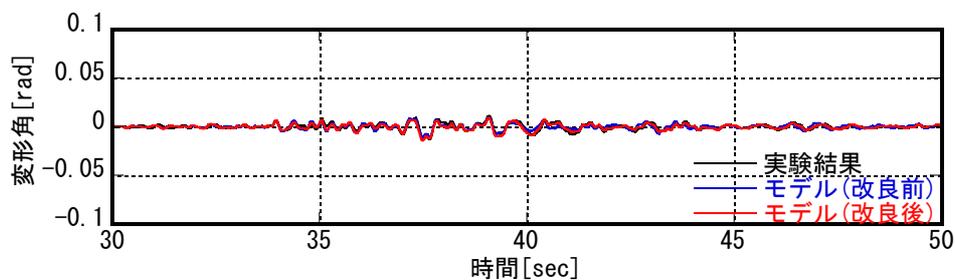


(b) 変形角時刻歴

付図 11 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：柱同寸筋かい，入力：K-NET 広尾)

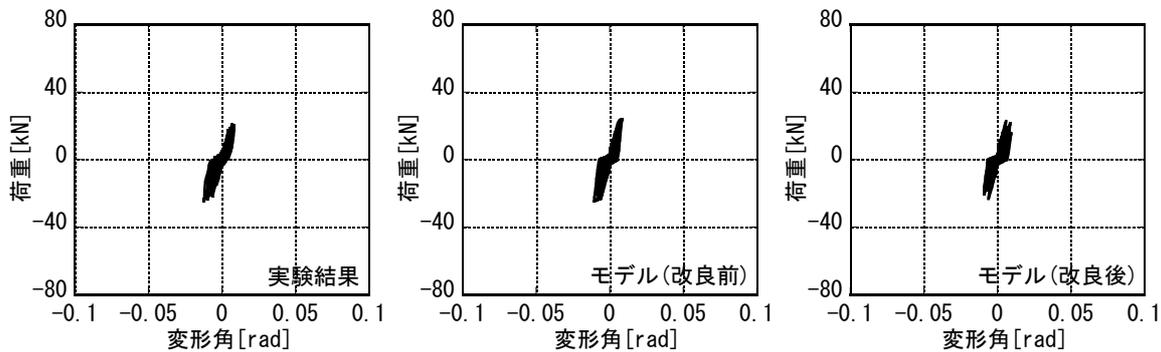


(a) 荷重変形角関係

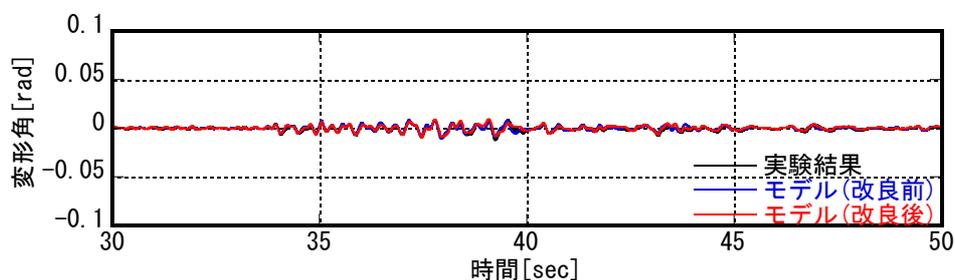


(b) 変形角時刻歴

付図 12 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(33%)，入力：K-NET 広尾)

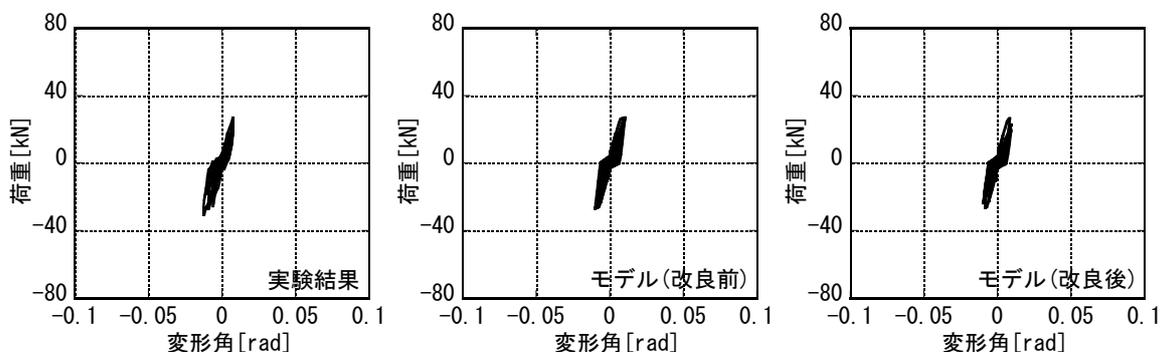


(a) 荷重変形角関係

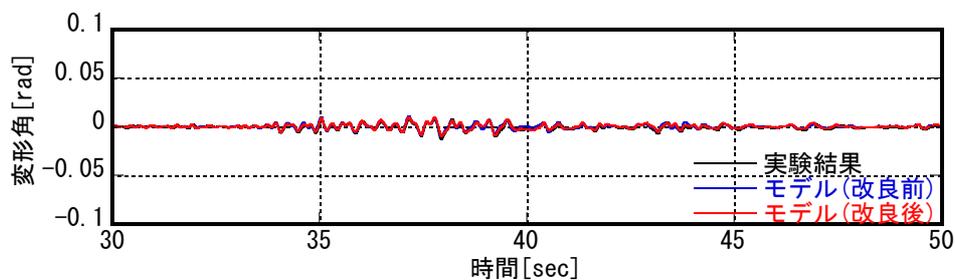


(b) 変形角時刻歴

付図 13 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(66%)，入力：K-NET 広尾)

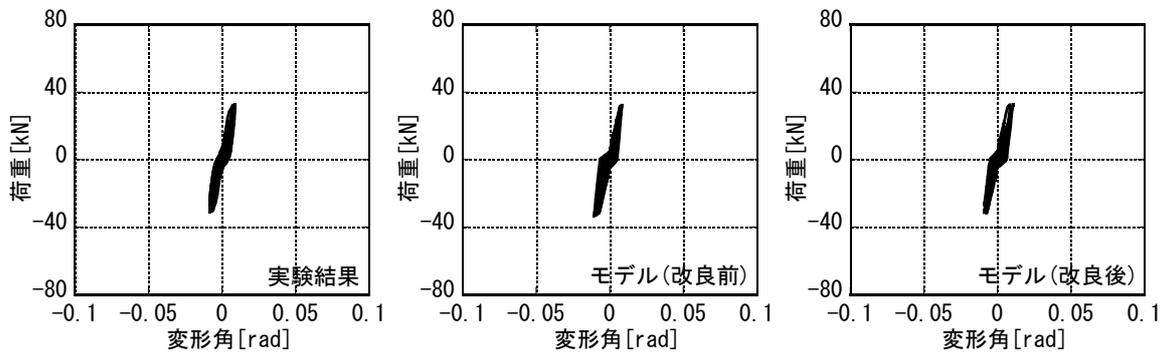


(a) 荷重変形角関係

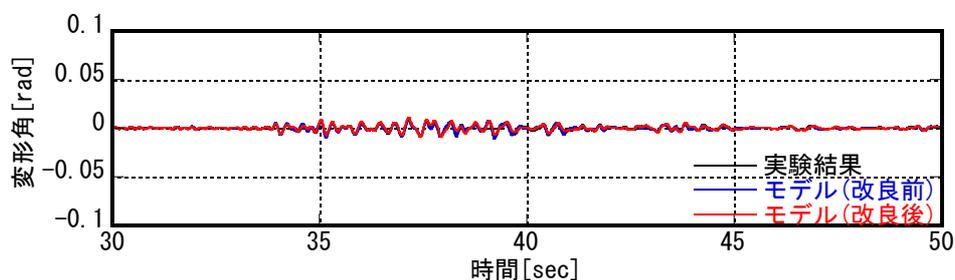


(b) 変形角時刻歴

付図 14 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(100%)，入力：K-NET 広尾)

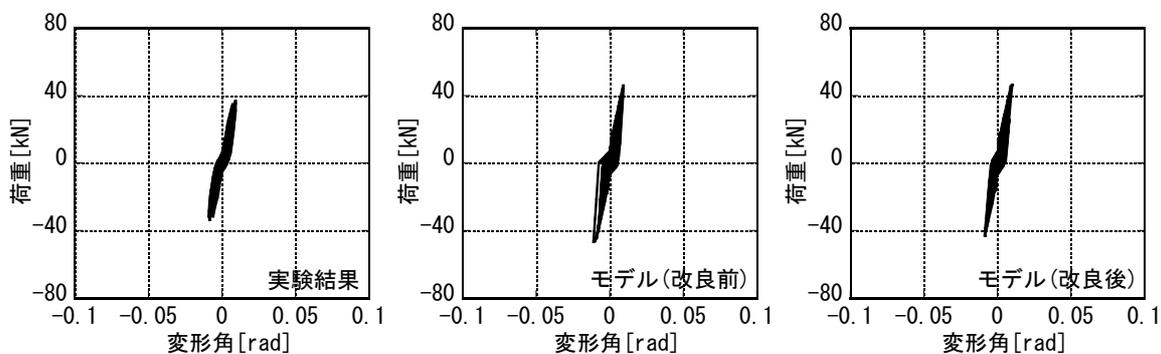


(a) 荷重変形角関係

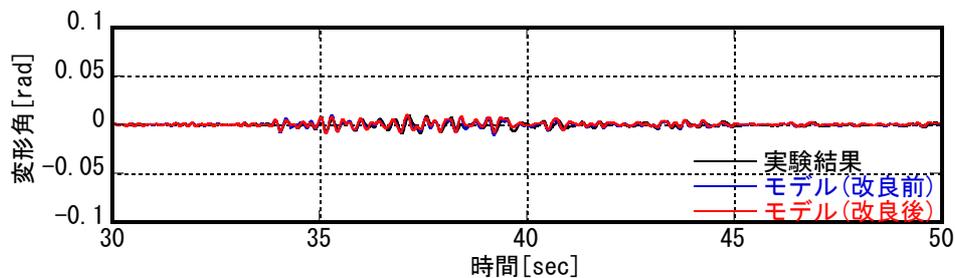


(b) 変形角時刻歴

付図 15 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(125%)， 入力：K-NET 広尾)

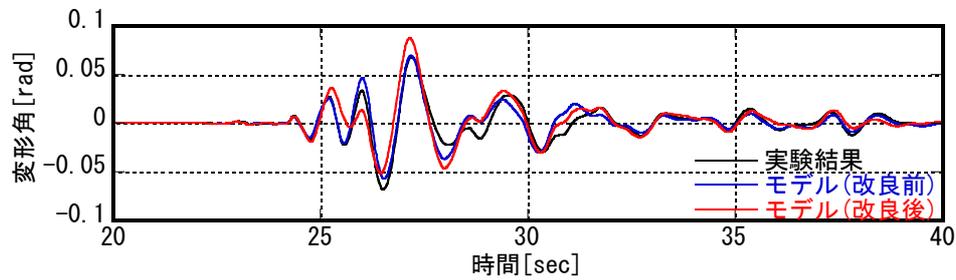
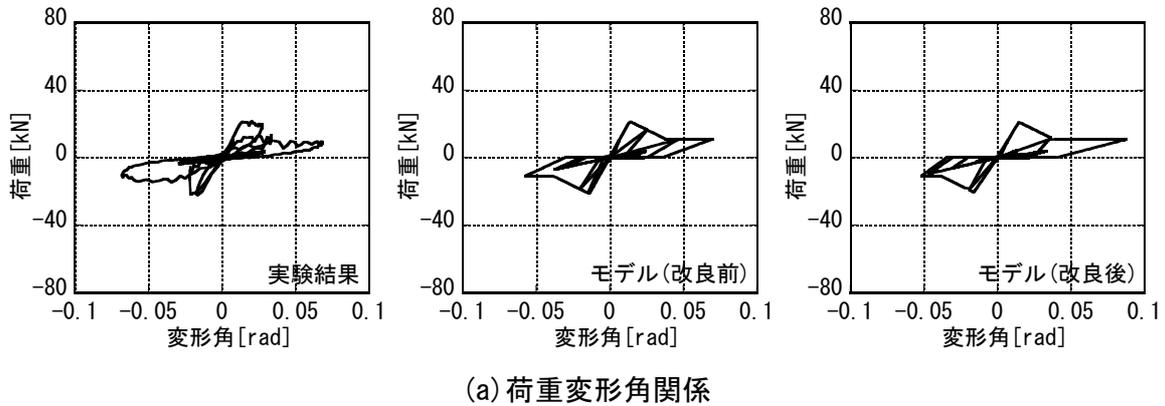


(a) 荷重変形角関係

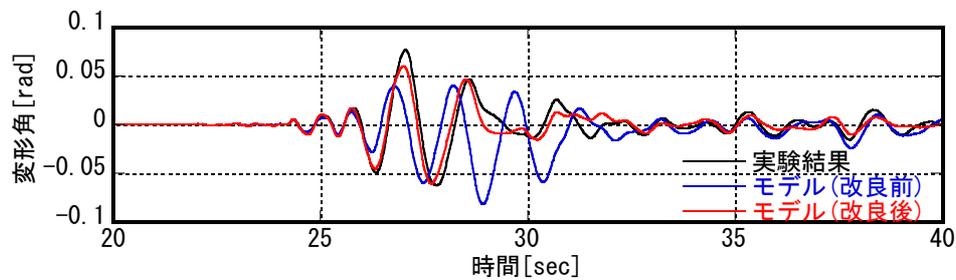
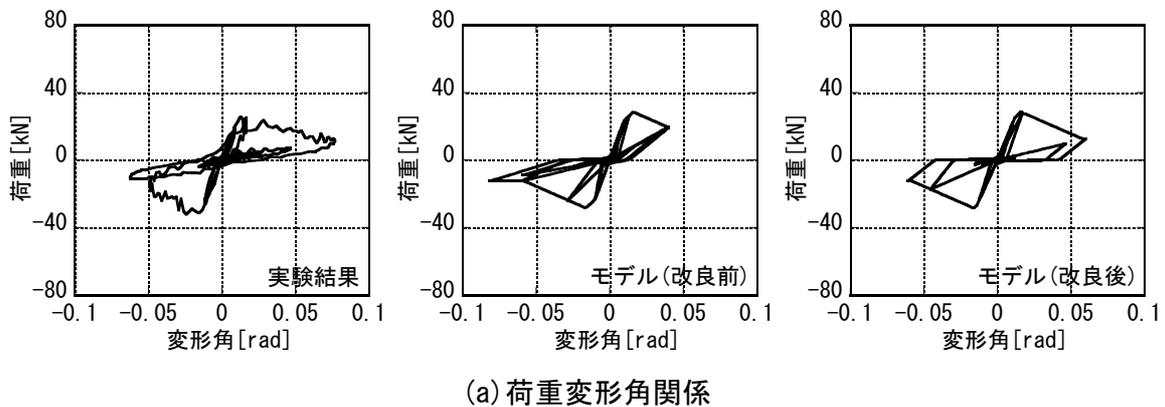


(b) 変形角時刻歴

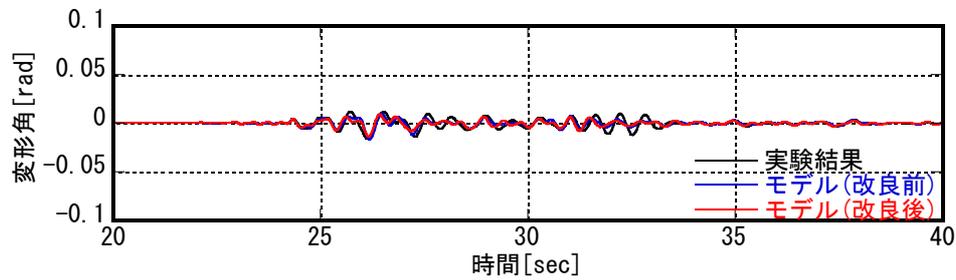
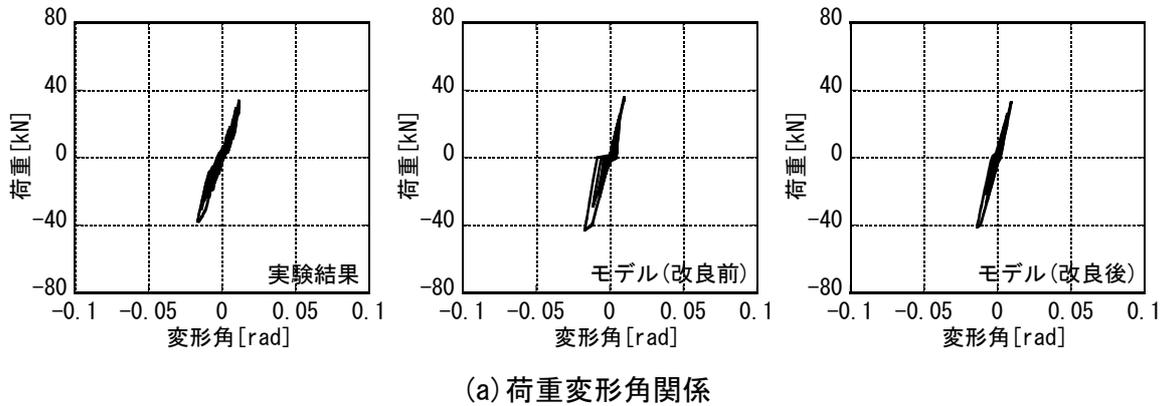
付図 16 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(150%)， 入力：K-NET 広尾)



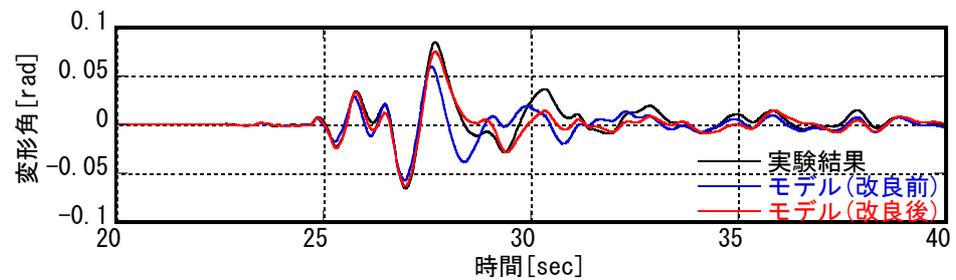
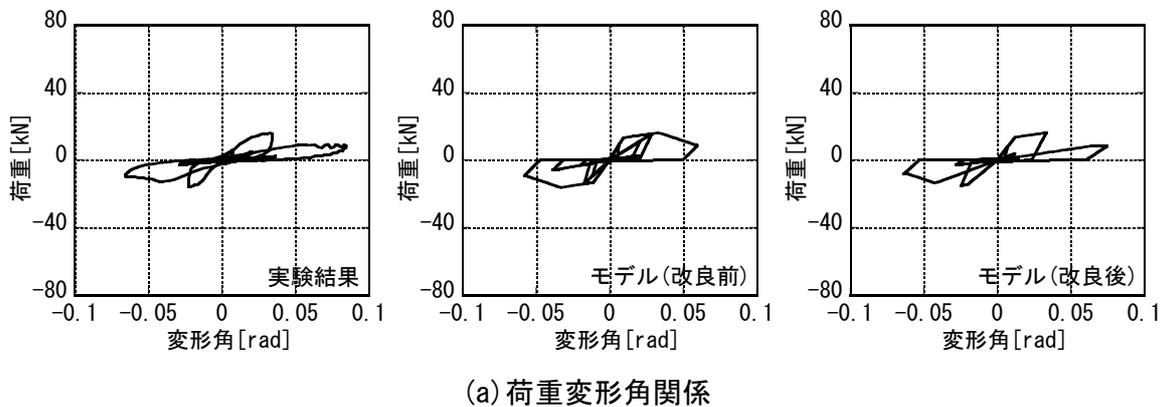
付図 17 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：三ツ割筋かい，入力：K-NET 穴水)



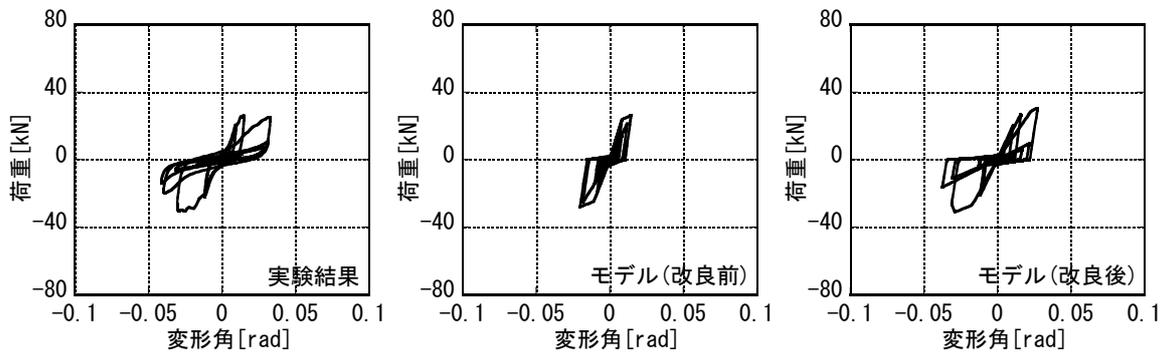
付図 18 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：二ツ割筋かい，入力：K-NET 穴水)



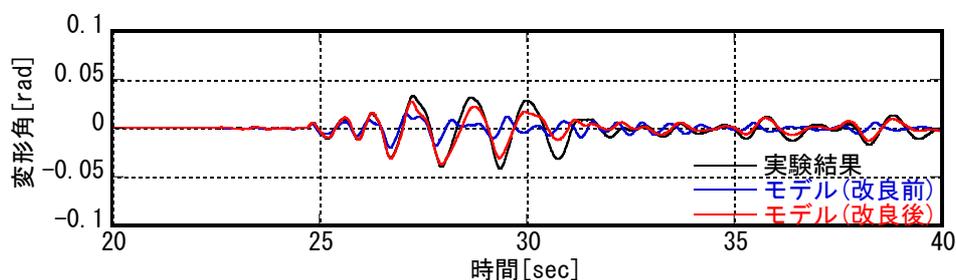
付図 19 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：柱同寸筋かい，入力：K-NET 穴水)



付図 20 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(33%)，入力：K-NET 穴水)

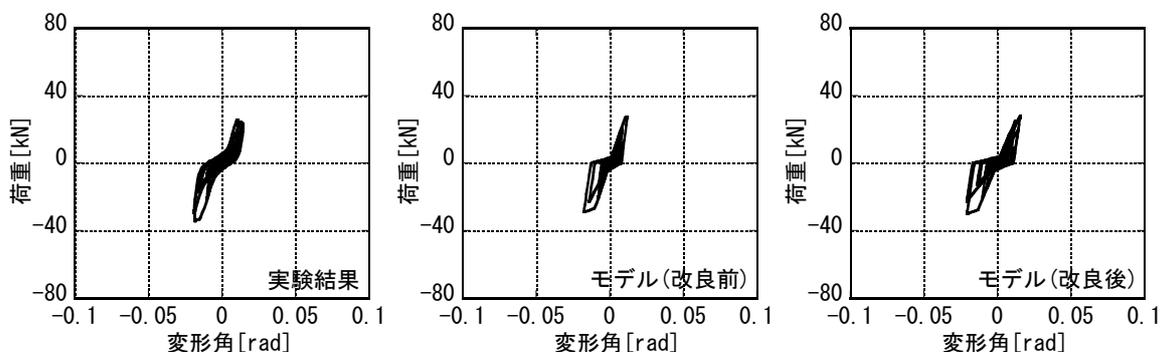


(a) 荷重変形角関係

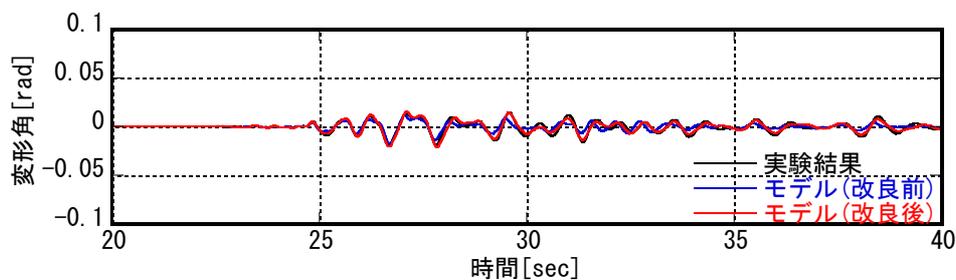


(b) 変形角時刻歴

付図 21 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(66%)，入力：K-NET 穴水)

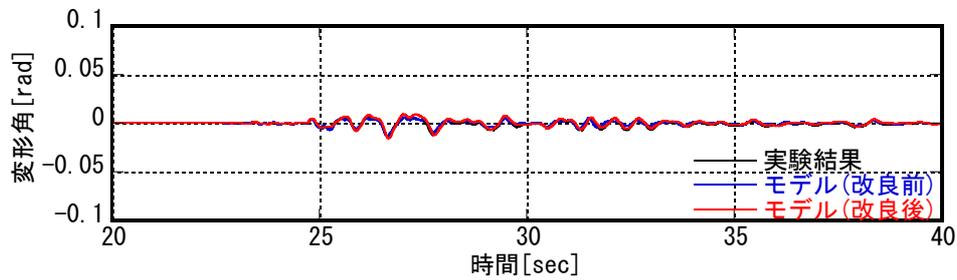
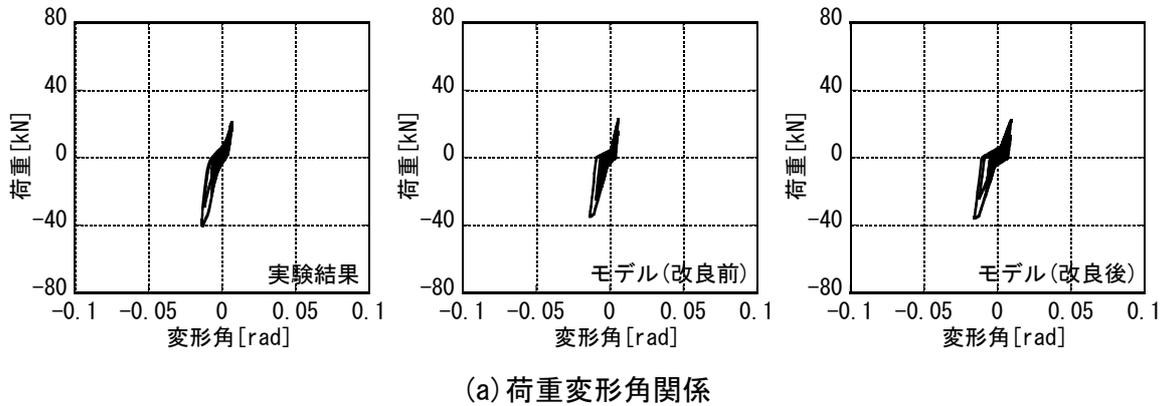


(a) 荷重変形角関係

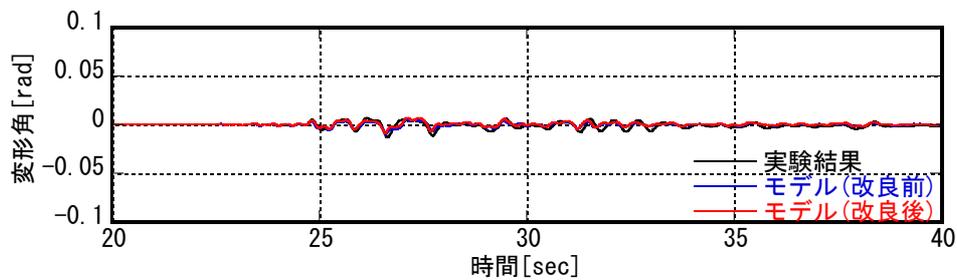
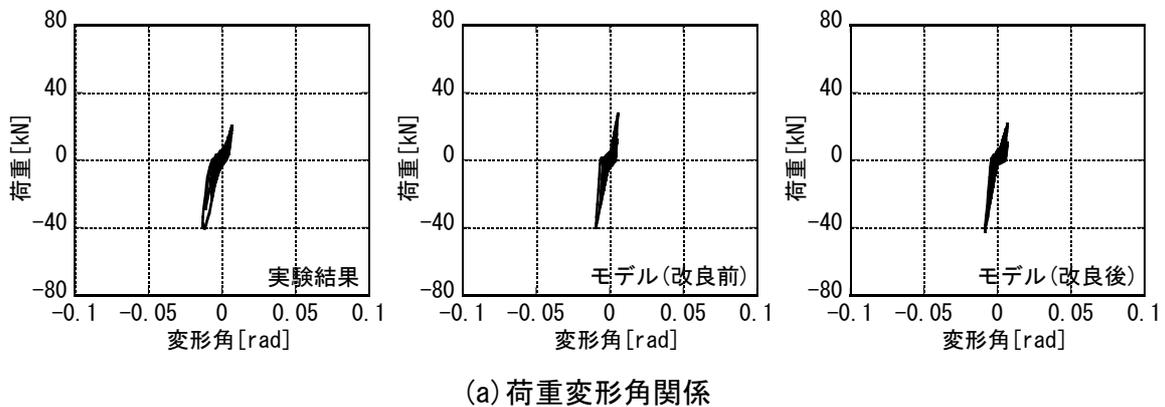


(b) 変形角時刻歴

付図 22 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(100%)，入力：K-NET 穴水)



付図 23 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(125%)，入力：K-NET 穴水)



付図 24 荷重変形角関係および変形角時刻歴の比較
(試験体：構造用合板(150%)，入力：K-NET 穴水)