

枠組壁工法住宅における釘接合部の履歴特性を用いた
構造部位および建物全体の荷重変位履歴の予測手法

平成 25 年 9 月

尾内 俊夫

枠組壁工法住宅における釘接合部の履歴特性を用いた構造部位および 建物全体の荷重変位履歴の予測手法

目 次

第1章 序論	1
1.1 本論の背景と目的	1
1.2 既往の研究と本論の範囲	2
1.3 本論の構成概要	7
第2章 釘せん断接合部の実験履歴およびそのモデル化	10
2.1 まえがき	10
2.2 釘せん断接合部の実験	11
2.2.1 釘せん断接合部の試験体の概要	11
2.2.2 釘せん断接合部試験体の静加力実験方法	13
2.2.3 釘せん断接合部試験体の静加力実験結果	14
2.3 トリリニア・スリップ型弾塑性モデルによる釘せん断接合部のモデル化	23
2.4 まとめ	26
第3章 単体耐力壁の面内せん断実験および履歴解析	27
3.1 まえがき	27
3.2 耐力壁の実験	28
3.2.1 耐力壁の試験体の概要	28
3.2.2 耐力壁の静加力実験方法	30
3.2.3 単体耐力壁の静加力実験結果	32
3.2.4 L型耐力壁の静加力実験結果	42
3.2.5 耐力壁の静加力実験のまとめ	49
3.3 耐力壁の履歴解析	50
3.3.1 単体耐力壁の解析モデル	50
3.3.2 単体耐力壁の解析結果	52
3.4 まとめ	56
第4章 水平構面の純せん断実験および履歴解析	57
4.1 まえがき	57
4.2 釘打ち面材張水平構面の純せん断実験	58
4.2.1 釘打ち面材張水平構面の試験体の概要	58
4.2.2 釘打ち面材張水平構面試験体の静加力面内純せん断実験方法	61
4.2.3 釘打ち面材張水平構面試験体の静加力面内純せん断実験結果	62

4.3	釘打ち面材張水平構面試験体のモデル化	65
4.4	釘打ち面材張水平構面試験体の履歴解析結果	67
4.5	目地部に発生する相対ズレに関する履歴の評価	70
4.6	まとめ	74
第5章	実大住宅の水平静加力実験および履歴解析	75
5.1	まえがき	75
5.2	枠組壁工法実大住宅の静加力実験	76
5.2.1	枠組壁工法実大住宅の試験体の概要	76
5.2.2	枠組壁工法実大住宅の試験体の壁量計算	81
5.2.3	枠組壁工法実大住宅の水平静加力実験の方法	85
5.2.4	枠組壁工法実大住宅の水平静加力実験の結果	89
5.2.4.1	2階頂部の水平荷重と水平変位	89
5.2.4.2	1階頂部の水平荷重と水平変位	91
5.2.4.3	実大住宅試験体の剛体回転による変位	93
5.2.4.4	実大住宅試験体の1,2階接合部の浮き上がり	95
5.3	枠組壁工法実大住宅構面の履歴解析	97
5.3.1	枠組壁工法実大住宅構面構造モデル	97
5.3.2	枠組壁工法実大住宅構面構造モデルの解析結果	100
5.4	枠組壁工法実大住宅の履歴解析	105
5.4.1	枠組壁工法実大住宅構造モデル	105
5.4.2	枠組壁工法実大住宅の履歴解析の結果	106
5.5	まとめ	112
第6章	履歴モデルを用いた実大住宅の動的応答解析	113
6.1	まえがき	113
6.2	釘せん断接合部トリリニア・スリップ型履歴モデルの拡張による 実大住宅の動的応答解析	114
6.2.1	構造解析モデルおよび入力地震動	114
6.2.2	釘せん断接合部を考慮した履歴モデルの動的応答解析結果	116
6.3	兵庫県南部地震で被災した枠組壁工法住宅の調査分析と応答解析	118
6.3.1	兵庫県南部地震で被災した枠組壁工法住宅	118
6.3.2	常時微動計測結果	121
6.3.3	ディグレーディング・トリリニアモデルを活用した構造解析モデル	127
6.3.4	ディグレーディング・トリリニアモデルによる応答解析結果	133
6.4	まとめ	137
第7章	結論	138

参考文献	141
本論文に関連する発表論文	147
その他参考となる発表論文	149
謝辞	152

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、30万棟余りの建物が全半壊した。発生から1ヶ月後の時点における犠牲者5400余人のうち約90%の4800余人は、木造住宅の倒壊による圧死であった。最終的には死者は6434名となりその80%が建物倒壊や家具転倒に伴う被害とされている。死者は比較的高齢者が多く、移動の煩わしさから1階部分を日常生活空間とする人が多かったことも被害を大きなものとしているといえる。

この地震の各種被害調査によると損傷の原因は、耐力壁の配置が不適切であること、壁量が少ないこと、1階のガレージや店舗の広い売場の確保などで耐力壁が不足していることや、耐力壁が偏在して配置されたために建物にねじれが生じたことなどである。2階部分は比較的健全な状態で形状を維持しているが、その1階部分は捩れを伴って倒壊に至っていることがあげられる。

加えて、被害の原因として接合部の剛性や耐力不足が指摘されている。接合部の被害として、極めて多数の例をあげることができる。この接合部の問題は、多くの部材を集積して建てられる木造建物の力学的な基本であるため、その重要性は極めて大きい。換言すれば、木造建築とりわけ木造住宅の変形性能や耐力はそれらに用いられる接合部の剛性・耐力に大きく依存しているといえる。

枠組壁工法住宅は1974年建設省告示によりわが国に導入されたもので、この工法を用いた住宅は前述の兵庫県南部地震の際に、損傷を受けたものがあるが、倒壊に至った住宅は無く、高い耐震性能が証明されている。この工法は言うまでもなく、主要構造部の壁や床、屋根に面材を多数の釘を用いて枠材に打ち付け、パネル化した部位を用い建物全体を構成し、高い剛性・耐力を有している。しかし、釘接合部の剛性評価を基に、構造部位への適用と解析、さらに建物全体の評価におよぶ研究は現在ほとんど行われていない。

そこで、本研究では、木造住宅の耐震性能の向上と簡便な解析手法の開発を目的として、枠組壁工法住宅の主要な構造部位の多用される釘接合部のモデル化と解析手法を提案する。また、提案した構造モデルを用いて履歴解析を行い実験値との比較検討により解析手法を探ることや、同様な手法による建物全体の履歴解析の精度を分析評価することの有用性について検討を行う。

1.2 既往の研究と本論の範囲

木質構造に関する構造解析モデルによる研究は、近年多く行われるようになった。その解析手法は、以下の三つに大別される。

- (1) 木質パネル実験より履歴モデル化を行い、実大建物への適用を試みている。
- (2) 実大建物実験より履歴モデル化を行い、適用を試みている。
- (3) 接合部実験より接合部のモデル化を行い、耐力壁及び実大建物への適用を試みている。
- (4) 仮動的実験や振動台実験より建物全体のモデル化を行い、適用を試みている。

(1)に関する既往研究では、任意の開口形状・寸法及び面材の接合法を有する壁パネルのせん断性状を計算により求める方法である。このような手法の一つとして、野口らは「接点要素」を導入した有限要素法を適用し、得られた結果を実験値と比較し、有限要素法の木質壁パネルへの適用性を検討している^{1~7)}。その結果、釘接点要素を導入した有限要素法は、任意の開口形状・寸法を有する壁パネルに対して現実的な解が得られたとしている。耐力壁モデルを図1.1、実験結果から得られた、バネモデルを図1.2に示す。また、西森、黒正らも木造耐力壁の枠材と面材の相対変りを有限要素法によりモデル化している⁸⁾。宮澤らは、木質面材釘打ち有開口壁にせん断パネル理論を適用した解析を行い、せん断パネル理論の有用性を示している^{9~18)}。

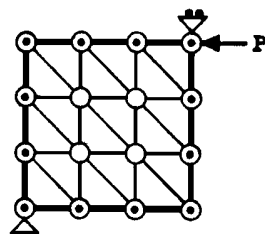


図 1.1 耐力壁モデル

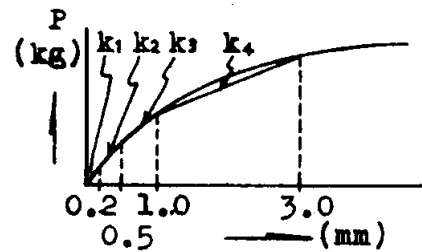


図 1.2 バネモデル

(2)に関する既往研究では、実際の建物の試験結果をできるだけ忠実に再現できるようなモデルを作成し、解析を行っている。在来工法の木質住宅を表すモデルとして、2階建てに対応する図1.3のような2質点系モデルが採用されている。また、建物各階の復元力特性のモデル化にあたって、各階全体の復元力特性がその階における耐力壁の復元力特性を単純和することに相当するとみなし、①包絡線の形、②履歴によるエネルギーの消費量の2つについて、耐力壁のせん断実験結果を概略シュミレートすることを意図している。①についてスリップ的要素を取り入れるため、坂本、大橋らは、図1.4に示すようなバイリニア型とスリップ型の非線形要素を組み合わせたものを採用した解析を行っている^{16~25)}。実験結果を図1.5、解析結果を図1.6に示した。以上より、定性的にはかなり忠実に履歴

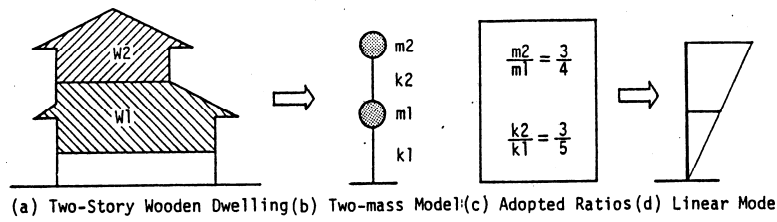


図 1.3 建物のモデル

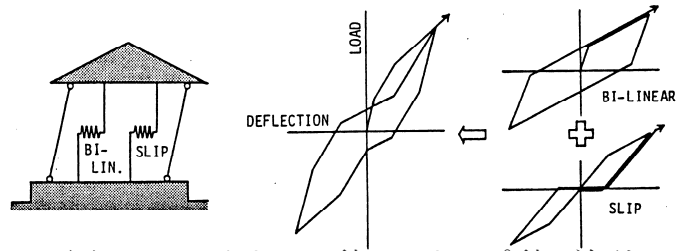


図 1.4 バイリニア型+スリップ型の並列モデル

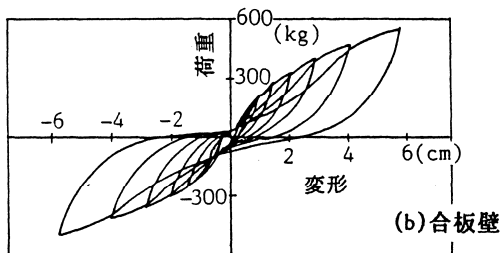


図 1.5 実験による履歴曲線

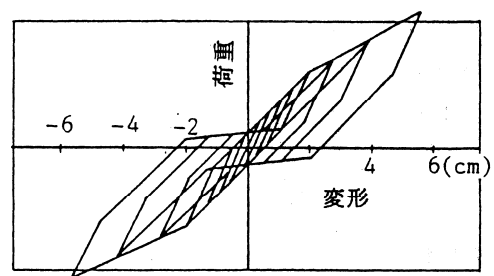


図 1.6 解析による履歴曲線

特性を再現できるとされている。しかし、一方で、バイリニア型+スリップ型の復元力モデルでは、降伏点が2箇所しか設定できないために実験値をトレースすることに限界があり、同時に変形が大きくなるに従って建物の耐力が上昇し続けるために、破壊、転倒に至るプロセスを追跡する事はできない。

(3)に関する既往研究では、木造建築の接合部に着目した数値解析手法の提案がある。木質構造の変形は、接合部のスリップによる変形と部材ひずみによる成分に分解できる。このうち部材の変形は構造体が破壊に至るまで直線的に推移することが多いとしてその履歴性を無視し図 1.7 に示すように、構造体の変形 (δ_s) を部材の変形により支配されるものとしている。この両変形の比を係数を用いて関係づけ、減衰性を決める大きな要因とし、他の構造と木質構造の異なる点として特徴づけている。

神谷らは解析対象である耐力壁について、釘接合部の繰返し加力により実験を行い、その結果を入力データとして耐力壁の履歴ループを計算している^{26~28)}。これらの結果を図 1.8 にループの予測値、図 1.9 に実験値を示した。ループの形状や加力は除荷時の剛性と

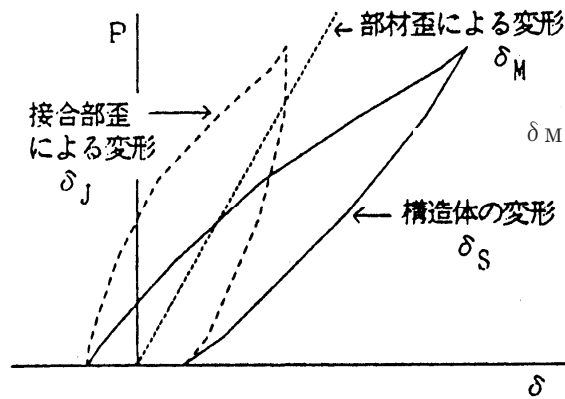


図 1.7 木質構造の変形の分解

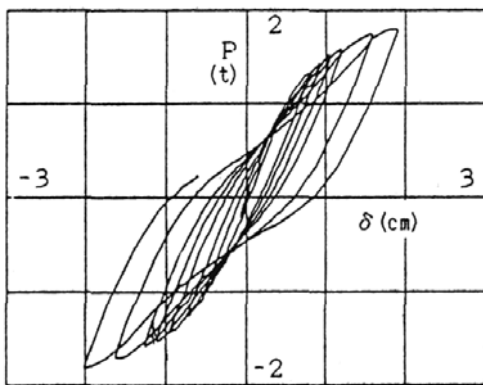


図 1.8 予想した耐力壁の履歴曲線

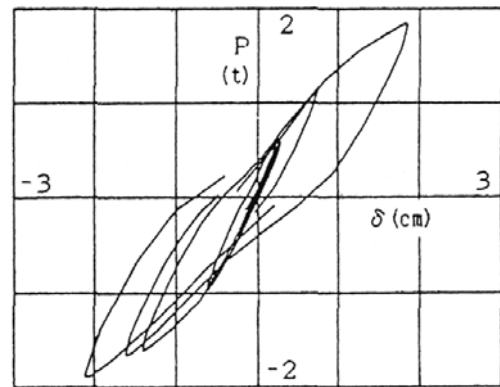


図 1.9 耐力壁の実験履歴

しては良く合っているとされている。

また、耐力壁の各サイクルピーク時変位と残留変位については予測値と実験値に良好な適合性が見られるとされている。

(4) に関する既往研究では、五十田らを中心として、実大建物を仮動的実験もしくは振動台実験により、地震時挙動を把握し、建物全体を質点系モデルもしくは立体骨組モデルに置換し、解析を行っている。全ての構造要素を加味した建物全体の履歴モデルを容易に構築できる利点がある^{29~40)}。五十田らの仮動的実験の試験体およびモデル化された履歴モデルをそれぞれ図 1.10、図 1.11 に示す。

本研究と既往研究の違いを明らかにして整理すると、次のことがいえる。

(1) 木質パネル実験よりモデル化し解析を行う既往研究は、単体耐力壁の静加力実験で得られたデータから、壁 1 枚について解析モデルを作成し、これを建物全体のモデルに当てはめ、建物の履歴を追っている。(2) 実大建物実験よりモデル化し解析を行う既往研究は、建物全体の動的実験によって得られたデータをモデル化して、履歴を追跡したものである。

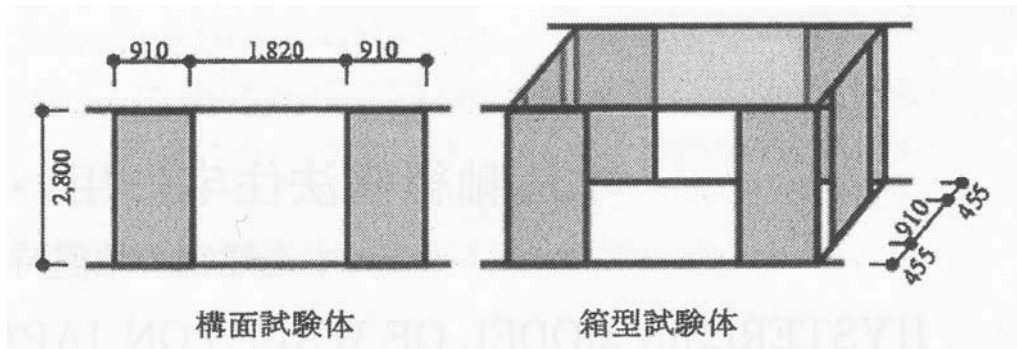


図 1.10 仮動的実験の試験体

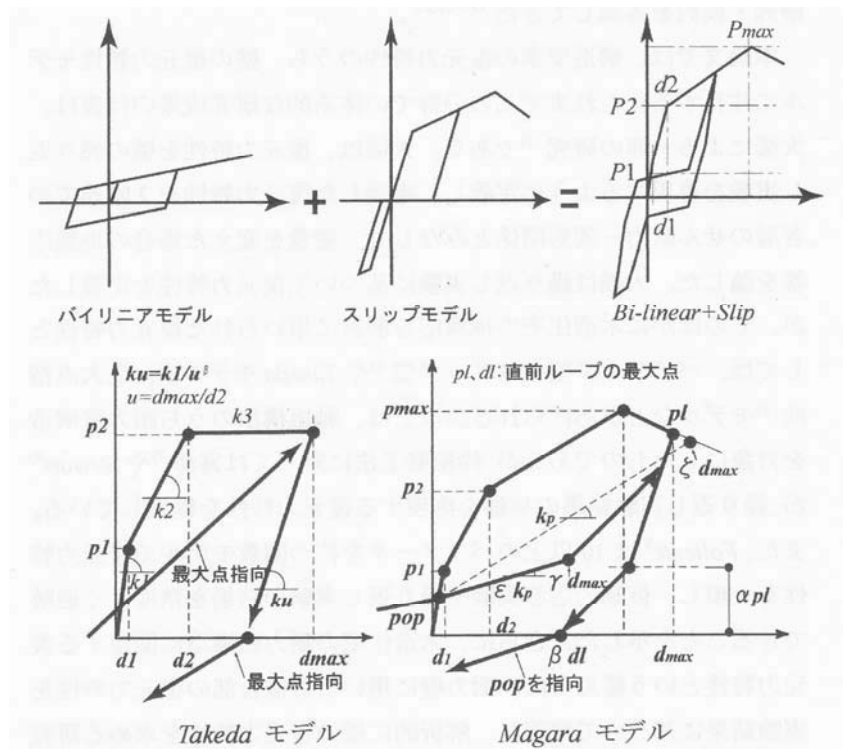


図 1.11 検討に用いた復元力特性モデルと変数

これらの研究は、いずれも単体壁や実大建物の中大型実験によって解析モデルを作成している。しかし、これらは時間と労力が膨大となり、個別の建物についての解析モデルを作成するのに適しているとはいえない。

そこで本研究は、それぞれの建物に使用されている材料を用いて作成された接合部試験体を実験することで、解析モデルの作成が小規模で済み、短時間でモデルを作成することができる。また、接合部試験体から得られた釘の履歴を基にして、建物全体の解析モデルを作成することで、建物の履歴を詳細にシミュレートすることが可能となるはずである。

(3)接合部実験によりモデル化し解析を行う既往研究は、接合部について接合部の歪による変形と、部材の歪による変形を加えて構造部全体の変形として考え、壁実験の履歴を追

っている。

これらに対して、本研究は、接合部に着目しているのは同様であるが、釘せん断接合部の実履歴に基づくトリリニア・スリップモデルを作成し、試験体の構造モデルの釘せん断接合部に適用して解析的評価を行うものである。

(4)仮動的実験や振動台実験による建物全体をモデル化し解析を行う既往研究は、実大建物の大型実験により解析モデルを作成しており、時間と労力、経済的な点からも個別の建物についての解析モデルを作成するのに適しているとはいえない。本研究は、枠組壁工法住宅の構造特性の支配的な要素である接合部試験と基に実大建物をモデル化することで、容易にかつ経済的な負担も大きくならず、建物全体の応答を詳細に解析可能となると考えられる。

1.3 本論の構成概要

以上述べてきたように、本研究では枠組壁工法住宅の更なる耐震性の確保を目的に、枠組壁工法住宅の釘接合部の剛性および耐力の影響が住宅全体に与える影響が大きいことを考慮して、釘接合部の剛性評価とモデル化を基にした構造部位および建物全体の評価と履歴解析手法の提案を行う。本論文は7章から構成されている。

第一章では、背景と目的を述べ、研究意義を明らかにする。枠組壁工法住宅の主要な構造部位の多用される釘接合部に着目し、構造モデルを用いて履歴解析を行い実験値との比較検討により解析手法を探ることや、同様な手法による建物全体の履歴解析の精度を分析評価することの有用性について述べる。また、既往研究と本研究の相違点についても述べる。

第二章では、本研究の解析に用いる釘せん断接合部実験の結果とその履歴モデルの作成法を示す。釘せん断接合部の実験結果よりその履歴の特徴からスリップ特性を持つトリリニア型モデルを適用することで、履歴解析で用いる釘せん断接合部履歴のモデル化を行う。いくつかの異なる面材を取り上げ、それらの釘せん断接合部の実験からその履歴特性を取り入れたモデルを作成している。

第三章では、実大住宅で使用されているI型単体耐力壁とL型耐力壁の面内せん断実験の履歴曲線と、第二章で得られた釘せん断接合部履歴モデルを適用して単体耐力壁構造モデルを用いて解析した履歴曲線を比較検討する。

第四章では、第三章と同様に、釘せん断接合部モデルを水平構面に適用し履歴解析を行い、実験により得られた履歴と比較検討することによりその解析手法の適合性を分析評価している。

第五章では、実大住宅の水平静加力実験の履歴曲線と、第三章で得られた釘の基本バネを適用した実大住宅の構面構造モデル及び、実大住宅の構造モデルを用いて解析した履歴曲線を比較検討し、総合評価を行う。

第六章では、静加力実験を行った実大住宅について、前章の釘接合部履歴を構面に適用し、動的応答解析を試みている。さらに、地震被害の異なる住宅2棟について、既存の復元力モデルを用い質点系モデルによる応答解析を行い、被害程度と応答履歴の比較検討を行っている。

第七章では、本論の総括をとしてまとめ、得られた今後の研究課題について述べる。

以上、本研究の特徴を要約すると、釘せん断接合部の履歴モデルを作成し、これを用いて構造部位と建物全体の鉛直構面に適用して履歴解析し、その方法の有用性を分析評価する。また、その手法を動的応答解析に適用し、分析評価を行う。さらに、既存復元力モデルによる解析履歴と応答履歴の比較検討を行い、有用性を確認する。最後に、本研究のフローと本論文の各章と対比させて、図 1.12 に示す。

研究の流れ

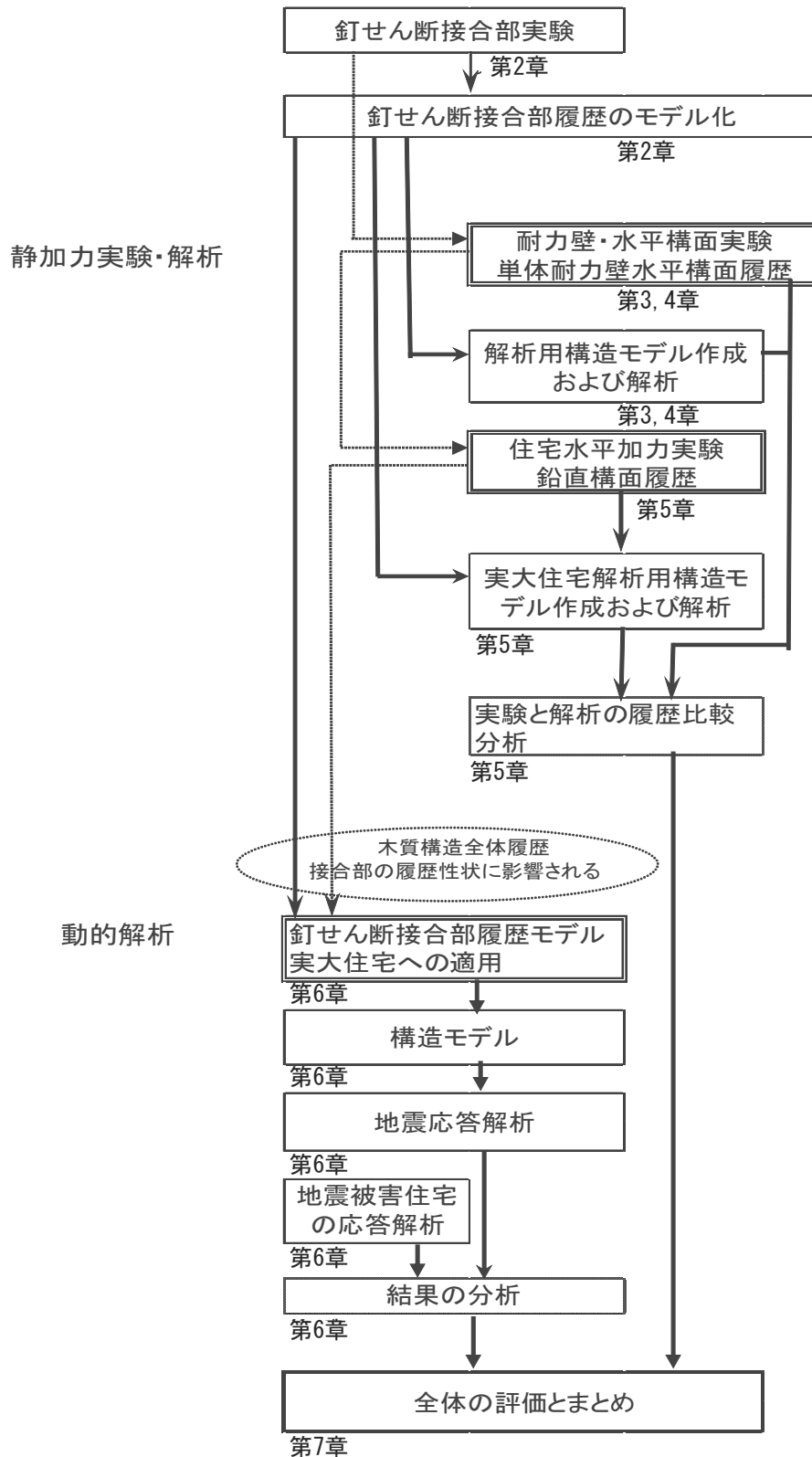


図 1.12 研究のフロー

第2章 釘せん断接合部の実験履歴モデルおよびそのモデル化

2.1 まえがき

木質構造では耐力壁の存在もさることながら、部材間の接合方法が構造全体の剛性や耐力を決定する大きな要因となる。そのため接合部には性能を考慮した接合具、接合方法を選択する必要がある。

兵庫県南部地震において、多くの木造住宅が倒壊または損傷を受けている。これらの倒壊または損傷を受けた木造住宅は、絶対的な剛性不足の場合を別にすれば、柱、梁、筋違いなど構造部材の破損によるものは殆どなく、接合部の剛性低下や破壊から耐震要素である筋違い、面材張り耐力壁の剛性や耐力低下を起し、建物全体に大きな損傷が生じたものや倒壊に至ったものが大半である。

本章では、まず、木質住宅の耐力壁に用いられる面材の釘せん断接合部の剛性と耐力、履歴特性について検討する。検討においては、釘せん断接合部を対象とする漸増繰り返し載荷および正負繰り返し載荷による静加力実験を行い、解析モデルを作成するための諸数値を求める。次に、釘せん断接合部の静加力実験の結果に基づく、トリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた解析モデルの作成方法を示す。

2.2 釘せん断接合部の実験

2.2.1 釘せん断接合部の試験体の概要

釘せん断接合部の解析モデルを作成するための諸数値を検討、収集する目的で、釘せん断接合部試験体による静加力実験を行う。

釘せん断接合部試験体は、柱・梁に相当する主材とその両側の側材から構成されており、両側面に各2本ずつ100mm間隔で釘(FC65-V9)打ちし、1面せん断としている。主材は204材(S.P.F)450×88×38mm、側材は構造用合板(2級)厚さ7.5mmに外壁下地用特殊モルタル吹付け7.0mmの計14.5mm厚さで、基本寸法400×450mmとしている。試験体数は6体である。試験体の形状寸法を図2.1、使用釘の寸法を図2.2に示す。また、試験体の詳細を表2.1に示す。

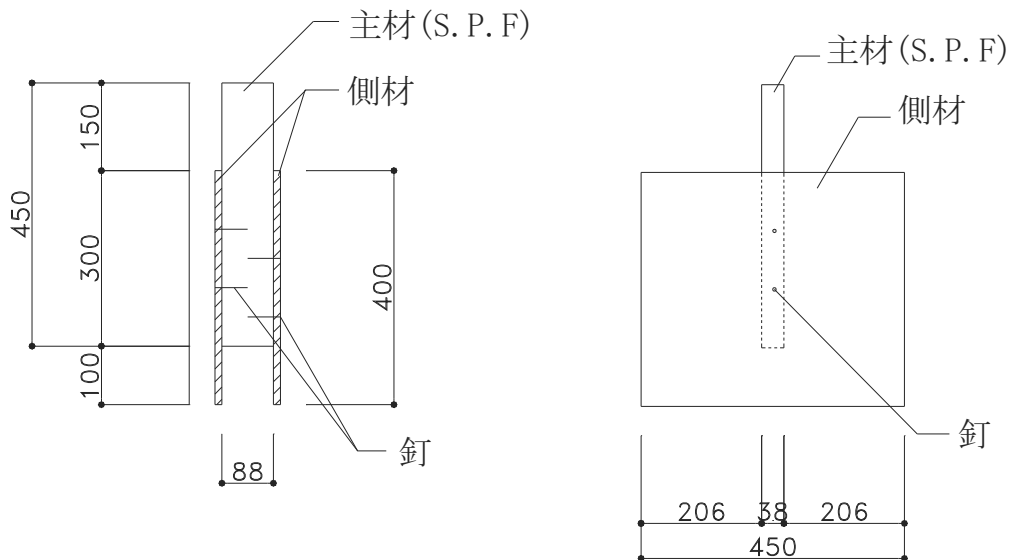


図 2.1 試験体の形状・寸法

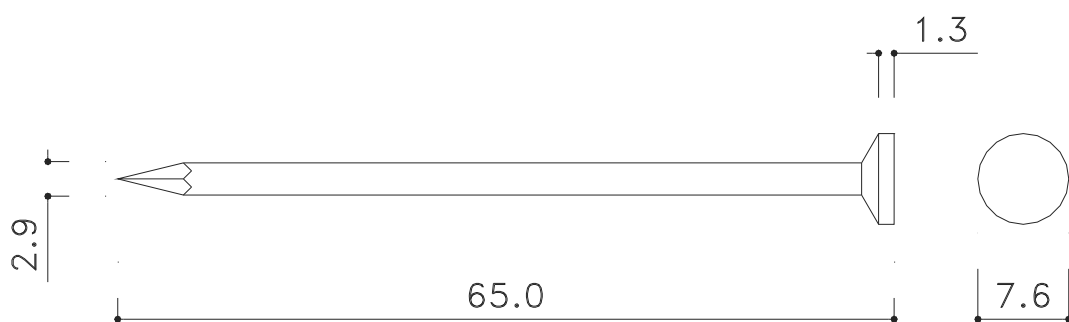


図 2.2 使用釘寸法

表 2.1 試験体詳細

名称	側材使用材料	モルタル厚 (mm)	側材厚 (mm)	試験体数	使用釘
CLP	構造用合板(2級)厚さ7.5mm 外壁下地用特殊モルタル吹付	7.0	14.5	6	FC65-V9

2.2.2 釘せん断接合部試験体の静加力実験方法

釘せん断接合部試験体を用いた静加力実験は、接合部試験体を加力用フレーム内に設置し、主材の頭部に加力用治具を取り付け、油圧ジャッキで加力することで行う。荷重値はジャッキ頭部に設置したロードセルで読み取り、変位計を両側に2個ずつ設置して主材と側材の接合部の相対変位を1/50mm単位で計測する。また、釘の側材へのめり込みや破壊状況は目視で観察することとする。釘せん断接合部試験体の静加力実験の実験装置概要を図2.3に示す。また、静加力は、漸増繰り返し载荷 (CLP-1)、正負繰り返し载荷 (CLP-2~6) の2種類を行い、1.96kN毎を1サイクルとして5~6サイクル静加力し、荷重値の上昇が見られなくなった以降は、変位制御で行う。接合部試験体の静加力実験のシステムを図2.4に示す。

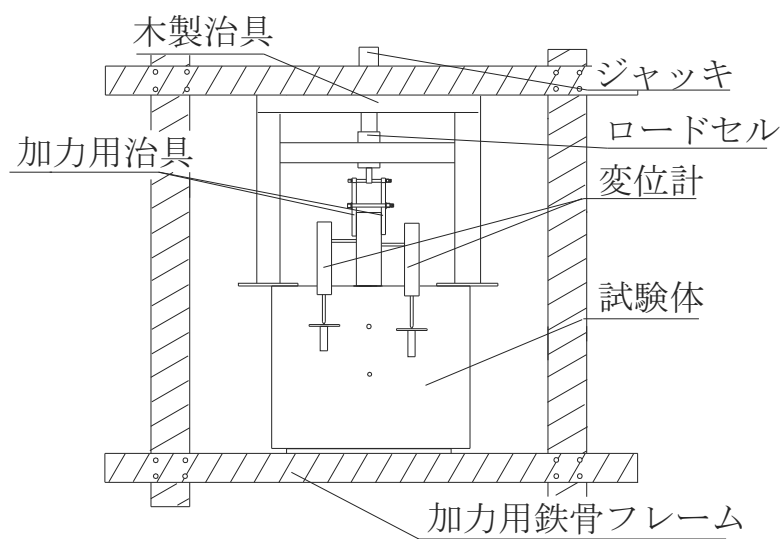


図 2.3 実験装置概要

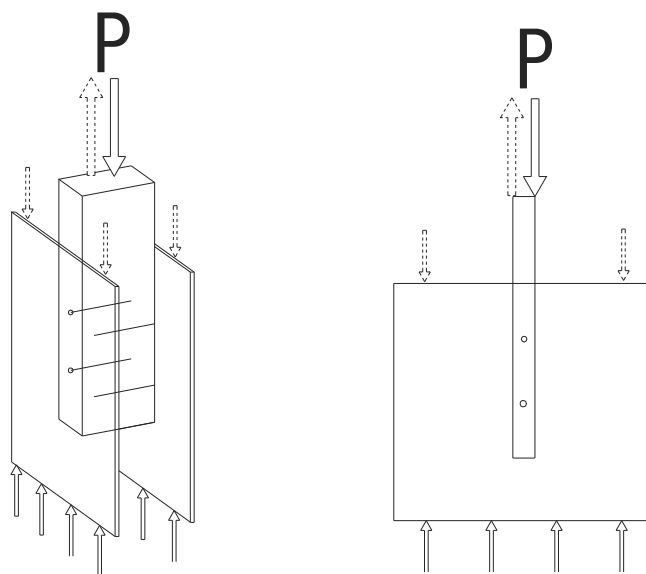


図 2.4 試験体の静加力のシステム

2.2.3 釘せん断接合部試験体の静加力実験結果

全ての釘せん断接合部試験体の漸増繰り返し载荷および正負繰り返し载荷による静加力実験の初期荷重時の履歴曲線を図 2.5 に示す。図に示す初期荷重時の履歴曲線において、初期荷重の段階において既に緩やかな曲線を描いていることから、明確に弾性範囲を規定することは困難であることが確認できる。なお、全試験体の荷重値が 1 kN から 1.5kN に直線的に進む部分は、負の荷重から正の荷重に移るときの釘せん断接合部がスリップしている履歴であり、特異点である初期荷重時のスリップ 0mm 付近の点の通過を表している。

全試験体の終局荷重時までの履歴曲線を図 2.6 に示す。また、各試験体ごとに、各サイクルの荷重-スリップ量を表 2.2～表 2.7 に、履歴曲線を図 2.7～図 2.12 に示す。漸増繰り返し载荷による CLP-1 試験体は、終局耐力を越えるとスリップ量が進み、釘が側材の板から抜け出し始め、弓状、L 状に変形して破壊に至る。正負繰り返し载荷による試験体 CLP-2～6 は、終局耐力付近でスリップ量が増大するとともに、釘が側材の板にめり込み始め、最終的に釘がクランク状に変形し破壊に至る。

各試験体において、初期荷重、最大耐力、終局耐力までのスリップ量に、相違はなく、ほぼ同様の特異点をもつ木質構造特有の逆 S 字型の履歴曲線を描いている。釘 1 本当りの初期剛性は、一般的に木質構造の弾性範囲としてとらえる最大耐力 P_{max} の 1/3 の割線剛性として求め、正負繰り返し载荷を行った CLP-2～6 試験体の平均値より 1.62kN/mm である。全試験体の平均値より、最大荷重値は 8.73kN、最大荷重時のスリップ量は 11.55mm である。釘接合部の短期許容せん断耐力は、全試験体の平均値より 3.09kN であり、釘 1 本当りの値では、0.77kN/nail である。また、弾性限界を最大荷重の 1/3 とした場合、塑性率は 26.26 である。実験結果より求めた各試験体の釘の諸数値および実験結果の一覧を表 2.8 に示す。

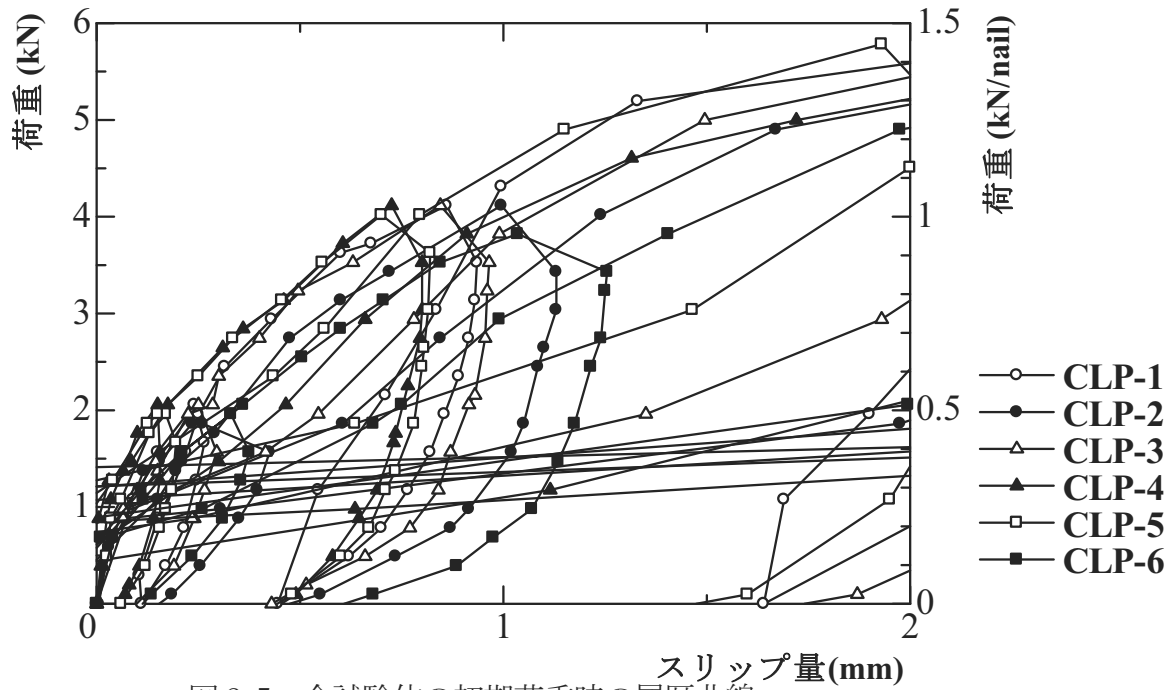


図 2.5 全試験体の初期荷重時の履歴曲線

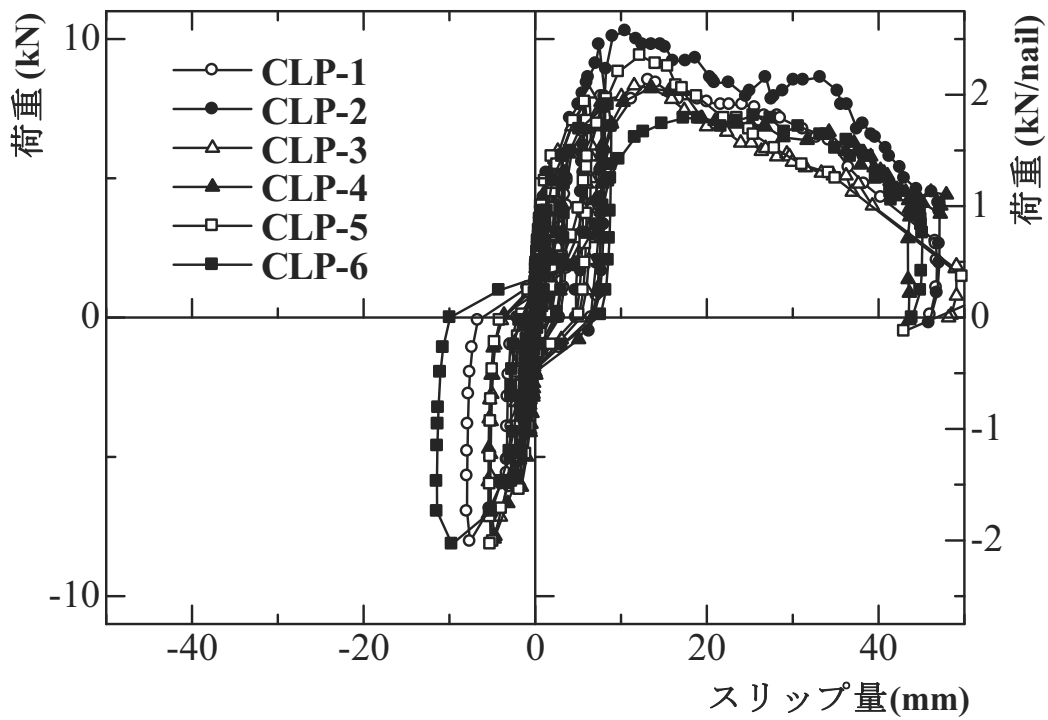


図 2.6 全試験体の履歴曲線

CLP-1 試験体 (漸増繰り返し载荷)

表 2.2 CLP-1 試験体の各サイクルの荷重-スリップ量

荷重			スリップ量		
kN	kg	(mm)	kN	Kg	(mm)
0.00	0	0.00	8.03	820	5.53
2.05	210	0.24	0.00	0	4.76
0.00	0	0.11	9.80	1000	7.46
4.11	420	0.86	0.00	0	6.31
0.00	0	0.44	最大荷重	10.29	1050
5.78	590	2.34	0.00	-20	45.90
0.00	0	1.64			

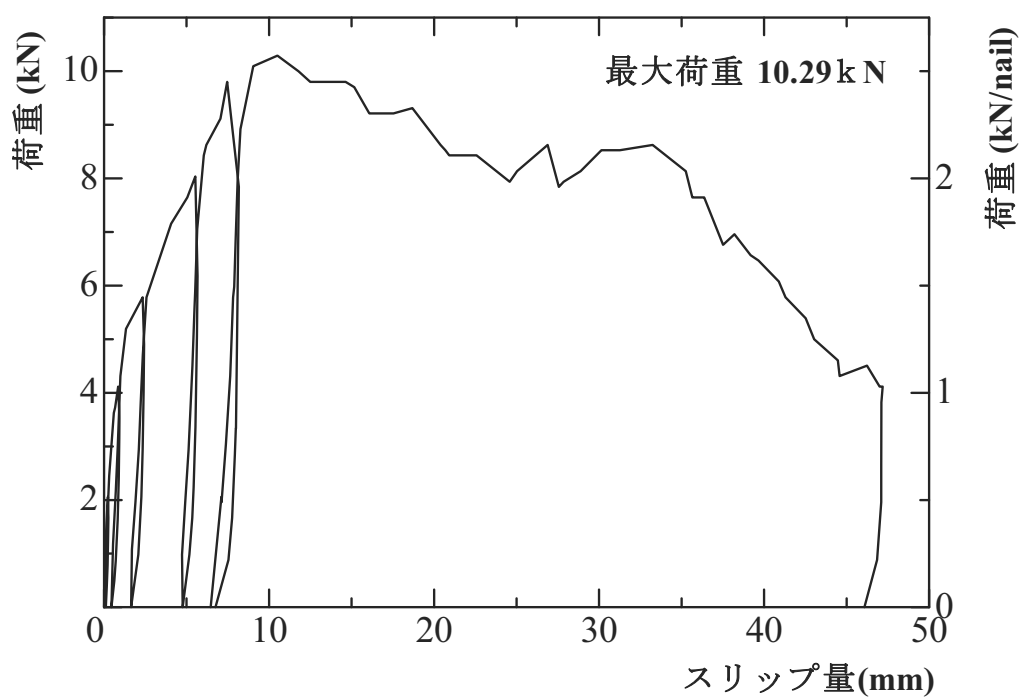


図 2.7 履歴曲線 (CLP-1)

CLP-2 試験体 (正負繰り返し载荷)

表 2.3 CLP-2 試験体の各サイクルの荷重-スリップ量

荷重			スリップ量			荷重			スリップ量			
kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	
0.00	0	0.00	5.88	600	3.65	0.00	0	2.86	0.00	0	0.00	
1.86	190	0.23	0.00	0	2.86	-6.07	-620	-3.01	0.00	0	-2.07	
0.09	10	0.18	0.00	0	-2.07	7.93	810	7.68	0.00	0	6.55	
-2.25	-230	-0.34	0.00	0	-2.07	0.00	0	6.55	-8.03	-820	-7.59	
0.09	10	-0.08	7.93	810	7.68	-0.09	-10	-6.67	-0.09	-10	-6.67	
4.11	420	0.99	0.00	0	6.55	最大荷重	8.52	870	13.19	0.09	10	46.03
0.09	10	0.55	-8.03	-820	-7.59	0.09	10	46.03				
-3.82	-390	-1.03	-0.09	-10	-6.67							
0.00	0	-0.49										

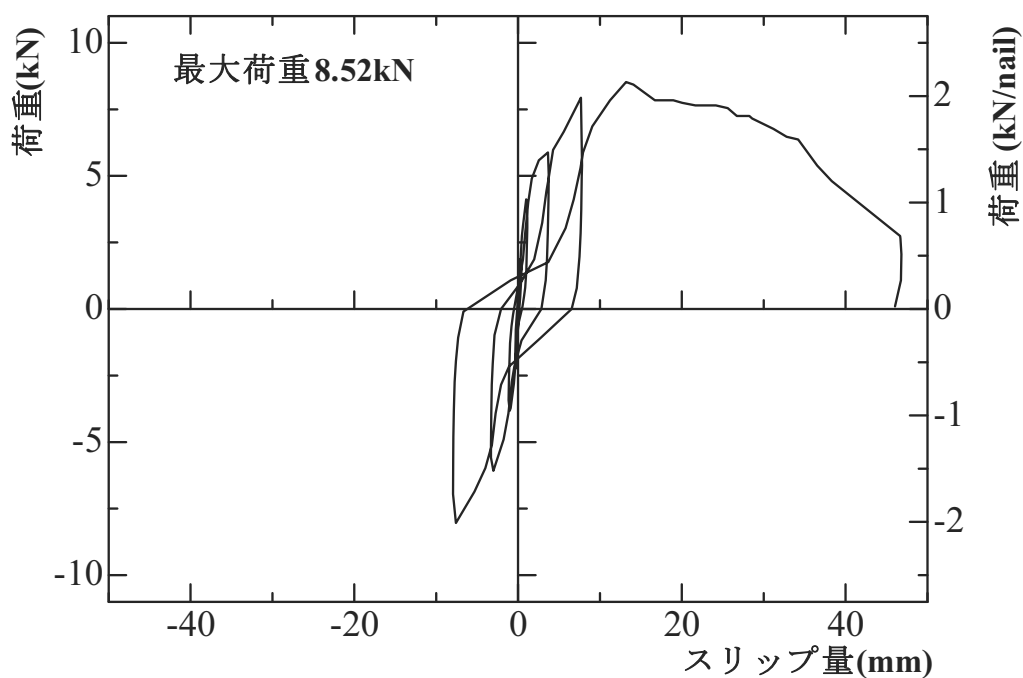


図 2.8 履歴曲線 (CLP-2)

CLP-3 試験体 (正負繰り返し載荷)

表 2.4 試験体各サイクルの荷重-スリップ量

荷重			スリップ量			荷重			スリップ量		
kN	Kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)
0.00	0	0.00	5.97	610	2.62	0.09	10	1.87	0.00	0	-1.22
2.05	210	0.25	0.09	10	1.87	-5.88	-600	-1.96	8.03	820	6.29
-0.09	-10	0.07	0.00	0	-1.22	0.00	0	-1.22	0.00	0	5.31
-2.05	-210	-0.24	8.03	820	6.29	-7.84	-800	-4.70	-7.84	-800	-4.70
0.00	0	-0.13	0.00	0	-1.22	-0.09	-10	-3.95	-0.09	-10	-3.95
4.11	420	0.84	8.33	850	11.53	0.00	0	48.17	0.00	0	48.17
0.00	0	0.43	0.00	0	48.17						
-4.11	-420	-0.90									
0.19	20	-0.39									

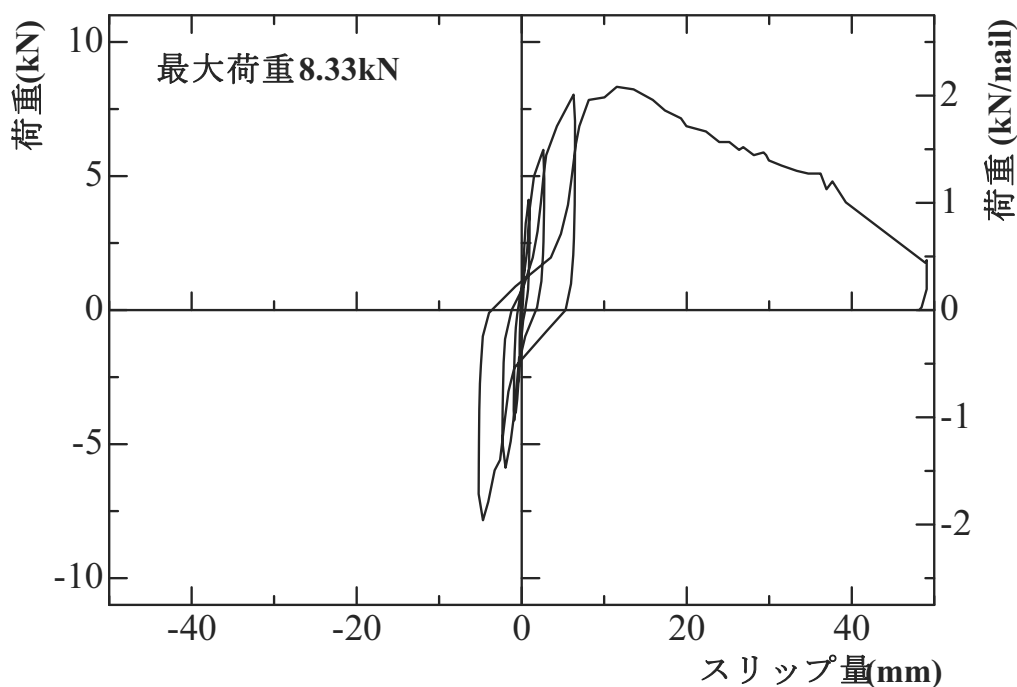


図 3.9 履歴曲線 (CLP-3)

CLP-4 試験体 (正負繰り返し載荷)

表 2.5 試験体各サイクルの荷重-スリップ量

荷重			スリップ量			荷重			スリップ量		
kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)
0.00	0	0.00	5.78	590	2.72	0.00	0	2.44			
2.05	210	0.15	-6.07	-620	-1.61	0.00	0	-0.67			
0.09	10	0.07	0.00	0	-0.67	7.74	790	7.65			
-2.54	-260	-0.20	0.00	0	-0.67	0.09	10	6.85			
0.00	0	-0.08	-7.93	-810	-4.79	0.09	10	-3.64			
4.11	420	0.72	0.09	10	-3.64	最大荷重	8.23	840	13.38		
0.09	10	0.49	-0.09	-10	-43.52						
-4.11	-420	-0.59									
-0.09	-10	-0.25									

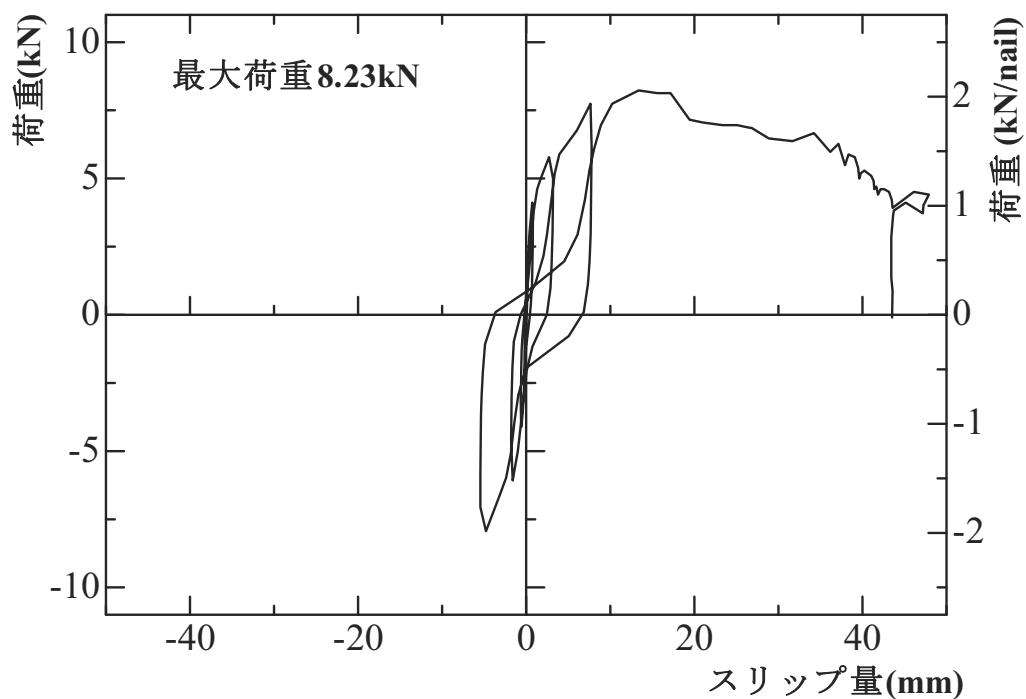


図 2.10 履歴曲線 (CLP-4)

CLP-5 試験体 (正負繰り返し載荷)

表 2.6 試験体各サイクルの荷重-スリップ量

荷重			スリップ量			荷重			スリップ量		
kN	Kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)
0.00	0	0.00	5.78	590	1.93	0.09	10	1.60	0.09	10	-1.48
1.96	200	0.17	-6.17	-630	-1.84	7.74	790	5.78	-8.13	-830	-5.21
0.00	0	0.06	0.09	10	-1.48	-0.09	-10	-4.11	0.09	10	-0.38
-1.96	-200	-0.19	最大荷重	9.40	960	12.22	-0.49	-50	42.99		
0.00	0	-0.12									
4.01	410	0.70									
0.09	10	0.48									
-3.92	-400	-0.65									
0.09	10	-0.38									

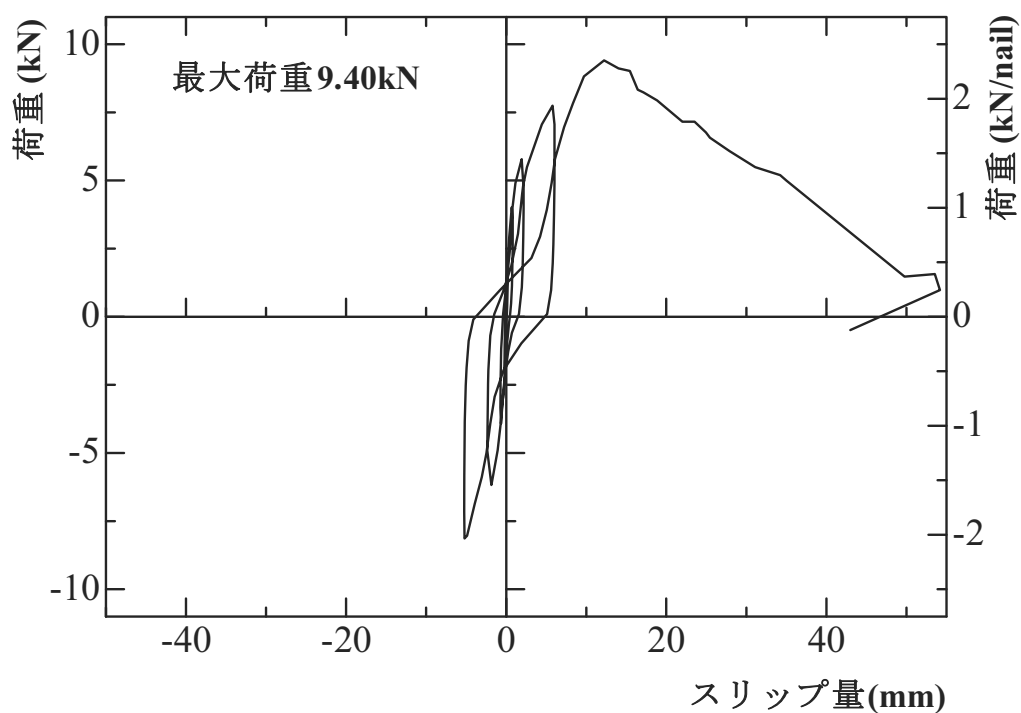


図 2.11 履歴曲線 (CLP-5)

CLP-6 試験体 (正負繰り返し載荷)

表 2.7 試験体各サイクルの荷重-スリップ量

荷重			スリップ量			荷重			スリップ量		
kN	Kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)	kN	kg	(mm)
0.00	0	0.00	5.78	590	3.15	0.19	20	2.58	0.00	0	0.00
1.96	200	0.33	-5.88	-600	-2.72	-0.09	-10	-1.83	最大荷重	7.64	780
0.09	10	0.13	0.09	10	7.63	-8.13	-830	-9.69	0.09	10	7.63
-2.05	-210	-0.31	0.00	0	-9.92	0.00	0	-9.92	-0.09	-10	-1.83
-0.09	-10	-0.15	7.15	730	17.31	7.15	730	17.31	0.00	0	43.91
3.82	390	1.03	0.00	0	43.91	0.00	0	43.91	0.00	0	43.91
0.09	10	0.68									
-3.92	-400	-1.03									
0.00	0	-0.54									

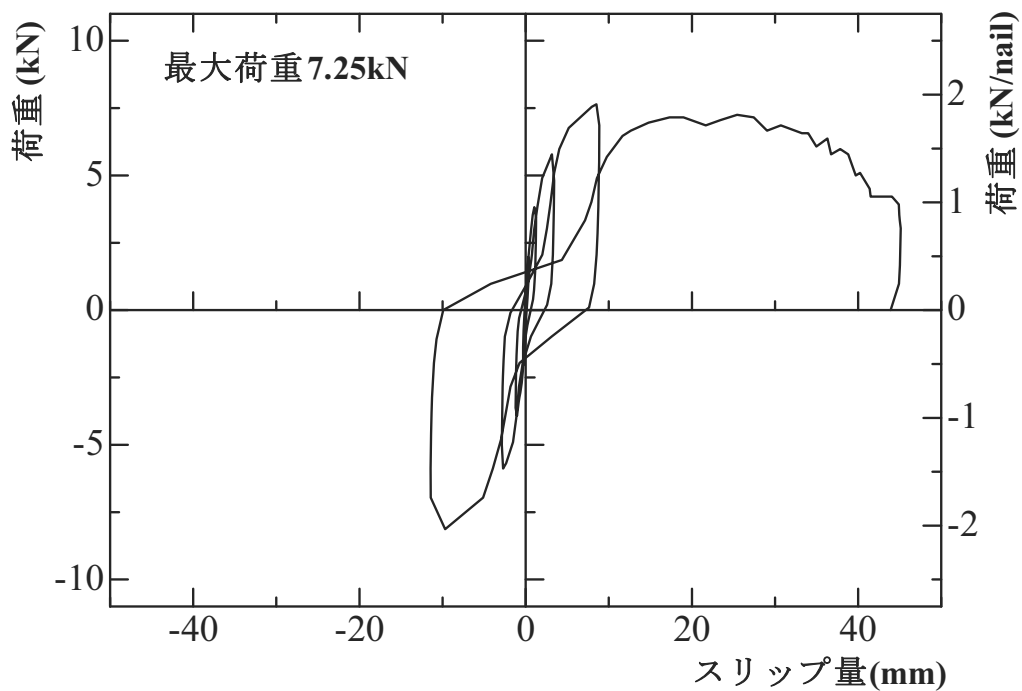


図 2.12 履歴曲線 (CPL-6)

表 2.8 実験結果の一覧

試験体名称	釘・ピッチ (mm)	側材の種類 厚さ (mm)	P _{1.00} *) (kN)	1/3P _{max} 時の スリップ量 (mm)	釘 1 本当たりの 初期剛性 (kN/mm/nail)
CLP-1	FC65-V9	モルタル厚 7.0mm 合板厚 7.5mm	4.31	0.55	1.55
-2			4.11	0.50	1.40
-3			3.82	0.40	1.70
-4			3.82	0.33	2.04
-5			4.90	0.45	1.72
-6			3.82	0.6	1.27
平均			4.13	0.47	1.62
試験体名称	最大荷重 (kN)	スリップ (mm) [P _{max} 時]	塑性率	釘 1 本当たりの 短期許容せん断耐力 (kN/nail)	
CLP-1	10.29	10.50	19.09	0.80	
-2	8.52	13.19	26.38	0.77	
-3	8.33	11.53	28.82	0.71	
-4	8.23	13.38	40.54	0.71	
-5	9.40	12.22	27.15	0.88	
-6	7.64	8.51	14.18	0.71	
平均	8.73	11.55	26.03	0.77	

*) スリップ量 1mm 時の荷重

2.3 トリリニア・スリップ型弾塑性モデルによる釘せん断接合部のモデル化

釘せん断接合部を、図 2.13 に示すトリリニア・スリップ型弾塑性モデルによりモデル化する。剛性 K_1 、 K_2 、 K_3 については、釘せん断接合部の静加力実験の履歴の包絡線を用いて設定する。トリリニア・スリップ型弾塑性モデルは、第一折点の $1/3$ の荷重におけるスリップ量の点を特異点として、トリリニア・スリップ型の接合部の剛性評価にある、初期勾配 (K_1)、第二勾配 (K_2)、第三勾配 (K_3) の 3 種のバネにより履歴全体を構成することが可能なように構成されている。従って、除荷時の剛性である K_4 は K_1 と同一の勾配をもつものとし、除荷時における終盤時の加力方向の変化に伴うスリップによって生じる。また、無載荷付近から特異点への勾配は以下の式により評価されている。

$$K_5 = \frac{P_{nn} - (-Q_c/3)}{D_{nn} - (d_c/3)} \quad \dots (2.1)$$

ここで、 P_{nn} : 加力の反転によるスリップ開始の荷重 ($P_{nn} = 0$)、 d_c : 第一折点の変位、 D_{nn} : P_{nn} 時の変位 (残留変位)、 Q_c : 第一折点の荷重である。

トリリニア・スリップ型弾塑性モデルを作成するための具体的な手順を示す。まず、剛性 K_1 、 K_2 、 K_3 および第一折点を釘せん断接合部の漸増繰返し載荷および正負繰返し載荷による釘せん断接合部の静加力実験の履歴の包絡線を用いて設定する。次に設定した剛性 K_1 、 K_2 、 K_3 および第一折点に基づき剛性 K_4 および K_5 を設定する。

本研究では、剛性 K_1 、 K_2 、 K_3 は、釘せん断接合部の漸増繰返し載荷および正負繰返し載荷による釘せん断接合部の静加力実験の履歴の包絡線を用いて設定する。2.2.3 で示した漸増繰返し載荷および正負繰返し載荷による釘せん断接合部の静加力実験の結果は、木質構造における典型的な逆 S 字型履歴ループを描き、多少耐力にばらつきがあるものの履歴性状は同様の傾向を示す。正負繰返し載荷による釘せん断接合部の包絡線を図 2.14 に示す。正負繰返し載荷による釘せん断接合部の包絡線とトリリニア・スリップ型弾塑性モデルの剛性 K_1 、 K_2 、 K_3 の勾配を決定する釘バネモデルの第一折点、第二折点、第三折点の関係を図 2.15 に示す。

釘バネモデルの第一折点は、Y 座標を最大荷重の $1/3$ ($P_{ax}/3$)、X 座標を $P_{max}/3$ と実験による履歴の交差するスリップ (δ_f) とした。次に第三折点は、Y 座標を CLP 平均包絡曲線の最大荷重 (P_{max})、X 座標を実験履歴の最大荷重時スリップ (δ) とした。第二折点は、X 座標を δ の $1/3$ の点 ($\delta/3$)、Y 座標を実験履歴のエネルギー吸収量 (最大荷重、原点と X 軸で囲まれた面積) と K_1 、 K_2 、 K_3 及び Y 軸で囲まれたエネルギー吸収量の面積が同等となるような値 (P_s) とした。表 2.9 には、釘バネモデルの座標とエネルギー吸収量を示した。作成した解析に用いる釘バネモデルの数値は、第一折点でスリップ量が 0.46mm 、荷重値が 0.71kN/nail 、第二折点でスリップ量が 4.16mm 、荷重値が 1.83kN/nail 、第三折点でスリップ量が 12.5mm 、荷重値が 2.15kN/nail と設定した。

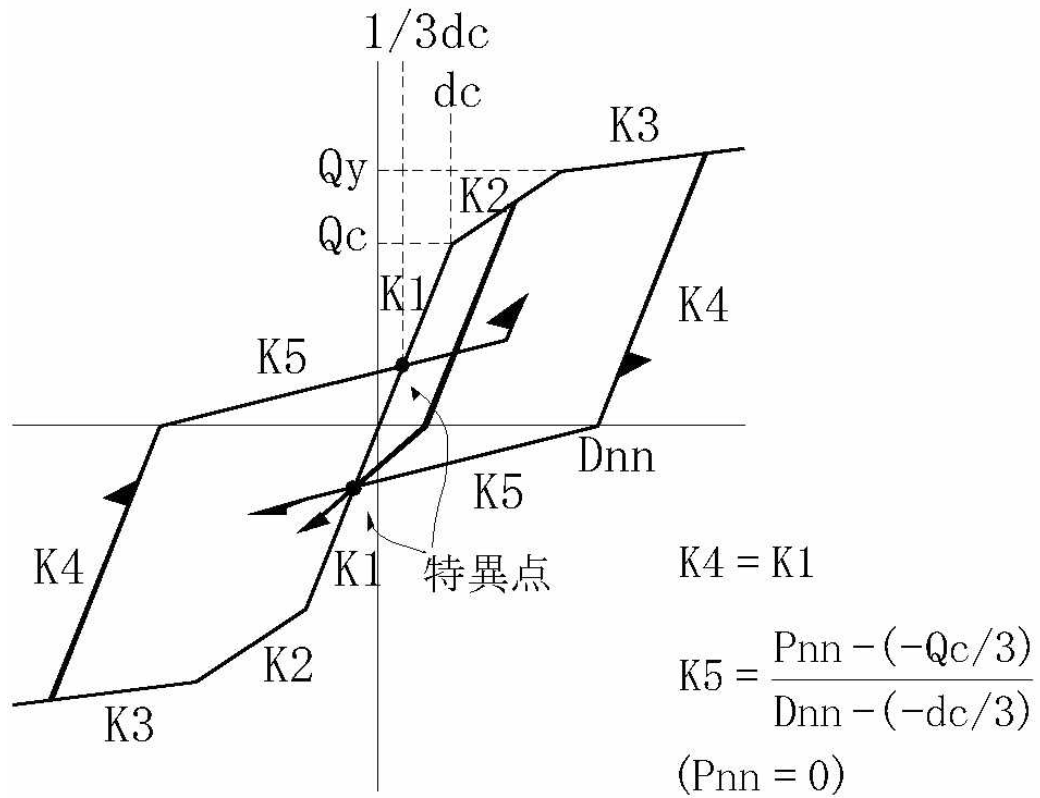


図 2.13 トリリニア・スリップ型弾塑性モデル

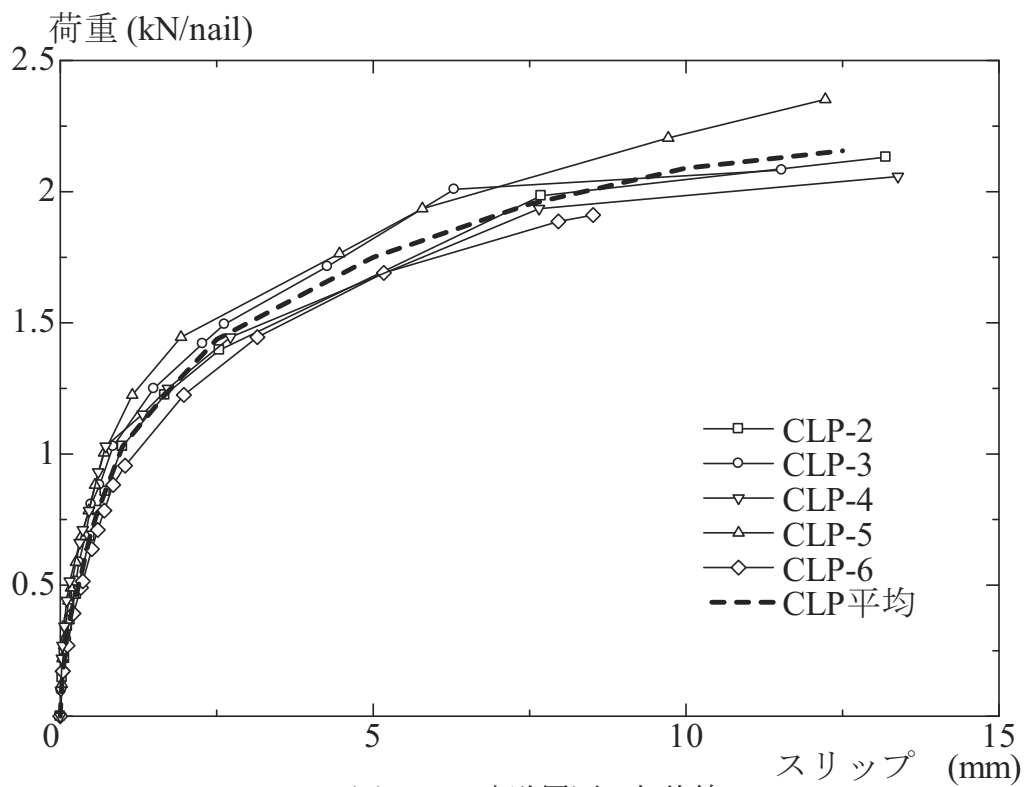


図 2.14 実験履歴の包絡線

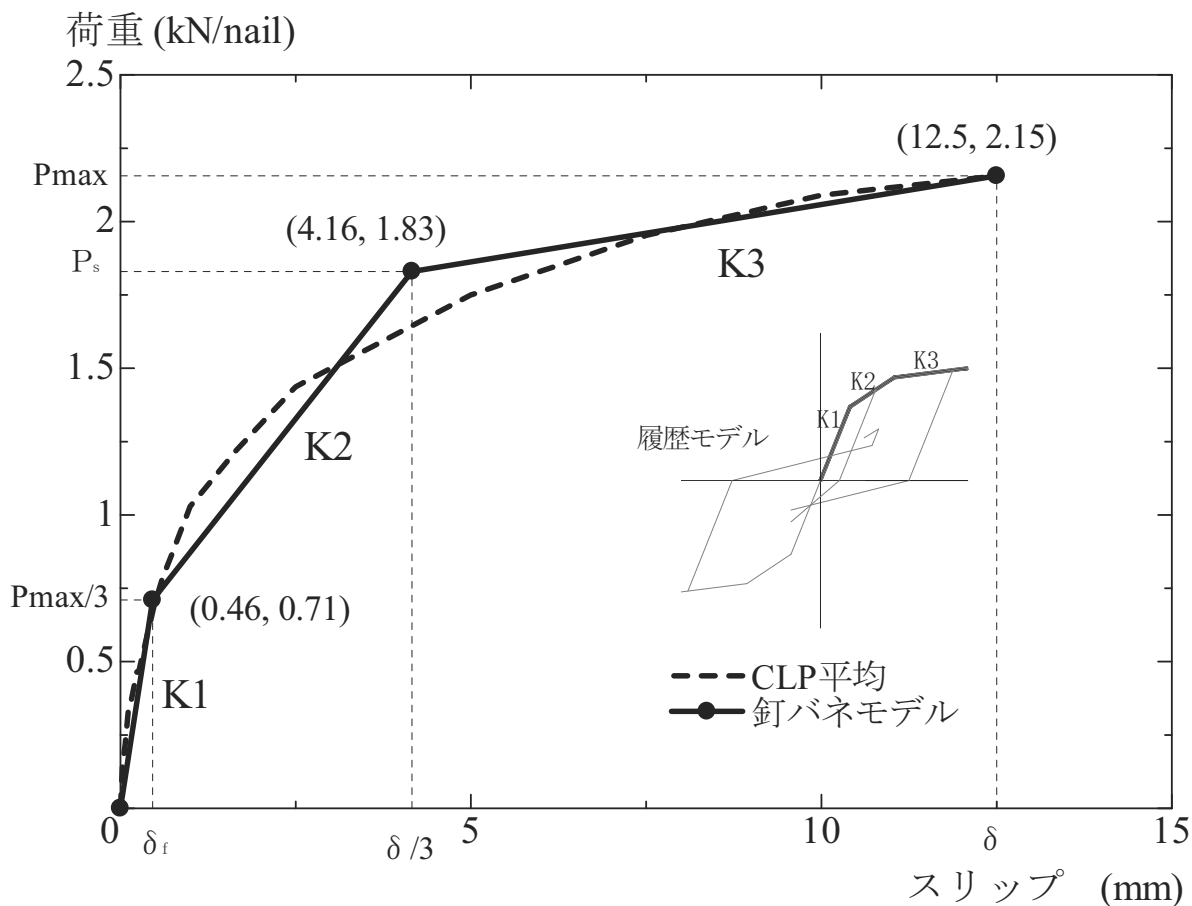


図 2.15 実験履歴の代表的な包絡線と釘バネモデル

表 2.9 釘バネモデルの座標とエネルギー量

	第一折点		第二折点		第三折点		エネルギー吸収量	
	Mm	kN/nail	Mm	kN/nail	Mm	kN/nail		割合(%)
釘バネモデル	0.46	0.71	4.61	1.83	12.5	2.15	21.48	99.95
CLP 平均	—	—	—	—	—	—	21.49	100.00

2.4 まとめ

本章では、釘せん断接合部を対象とする漸増繰り返し荷重および正負繰り返し荷重による静加力実験を行い、釘せん断接合部をモデル化する際に必要な諸数値を求めた。次に、釘せん断接合部の静加力実験の結果に基づく、トリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた解析モデルの作成方法をした。以下に、トリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた解析モデルの作成方法を示す。

- (1) トリリニア・スリップ型弾塑性モデルの剛性 $K1$ 、 $K2$ 、 $K3$ および特異点を釘せん断接合部の漸増繰り返し荷重および正負繰り返し荷重による釘せん断接合部の静加力実験の履歴の包絡線を用いて設定する。
- (2) 剛性 $K4$ を設定した剛性 $K1$ と等しい値として設定する。
- (3) 剛性 $K5$ を下記の式により設定する。

$$K5 = \frac{P_{nn} - (-Qc/3)}{D_{nn} - (dc/3)}$$

また、解析モデルの作成のための要点を以下に示す。

- ・ 第一折点は、最大荷重の 1/3 となる点とする。
- ・ 第二折点は、変位を弾性限変位の 1/3 の点とし、荷重を実験履歴のエネルギー吸収量と剛性 $K1$ 、 $K2$ 、 $K3$ と Y 軸で囲まれたエネルギー吸収量の面積が同等となるような点とする。
- ・ 第三折点は、包絡曲線の最大荷重と実験履歴の最大荷重時スリップの交点とする。

第3章 単体耐力壁の面内せん断実験および履歴解析

3.1 まえがき

木質住宅に関する多くの既往研究の結果から、木質住宅においては、耐力性能の60%強を耐力壁の部分が負担している。これは地震力に主として抵抗するとみなして得る部分である。これ以外に間仕切り壁や開口部周辺にある評価の対象にはならない雑壁と呼ばれる部分が残りの40%弱を負担していることが過去の実験等で検証されている。従って、計算上の余力は30%程度期待できることになる。木質木造住宅において耐震性を高める為には、十分な剛性と強度をもった耐力壁の量と、その平面・立面的な均衡のとれたバランスの良好な配置が重要である。

本章では、枠組壁工法住宅に用いられる耐力壁の解析モデルを検討する目的で、耐震壁の静加力実験を行い、静加力実験結果とトリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた釘せん断接合部の解析モデルを用いた結果を比較検討する。耐震壁の静加力実験では、単体耐力壁と隅角部のL型耐力壁それぞれについて行う。また、トリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた釘せん断接合部の解析モデルによる数値解析においては、マトリックス変位法の弾塑性増分解析を用いた解析結果と耐震壁の静加力実験結果を比較する。

3.2 耐力壁の実験

3.2.1 耐力壁の試験体の概要

トリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた釘せん断接合部の解析モデルの妥当性を検討する目的で、耐力壁試験体による静加力実験を行う。

耐力壁の試験体は、枠組壁工法実大住宅の外壁に使用されている単体耐力壁と隅角部のL型耐力壁である。単体耐力壁の形状は、2412×961mmである。面材は、単体壁、L型耐力壁ともにモルタル吹き付け合板 1000×2592.5mm を使用されている。単体壁の面材と枠材の接合には、FC65-V9 のオリジナル釘を用いて、外周枠を間隔 100mm で釘打ちされている。L型耐力壁は、単体壁 2 枚を組み合わせた仕様になっている。試験体数は、単体耐力壁(UWC)が 3 体、L型耐力壁が 6 体である。単体耐力壁とL型耐力壁の設置位置概念を図 3.1、試験体詳細を表 3.1、単体耐力壁、L型耐力壁の試験体形状寸法を図 3.2、図 3.3 に示す。

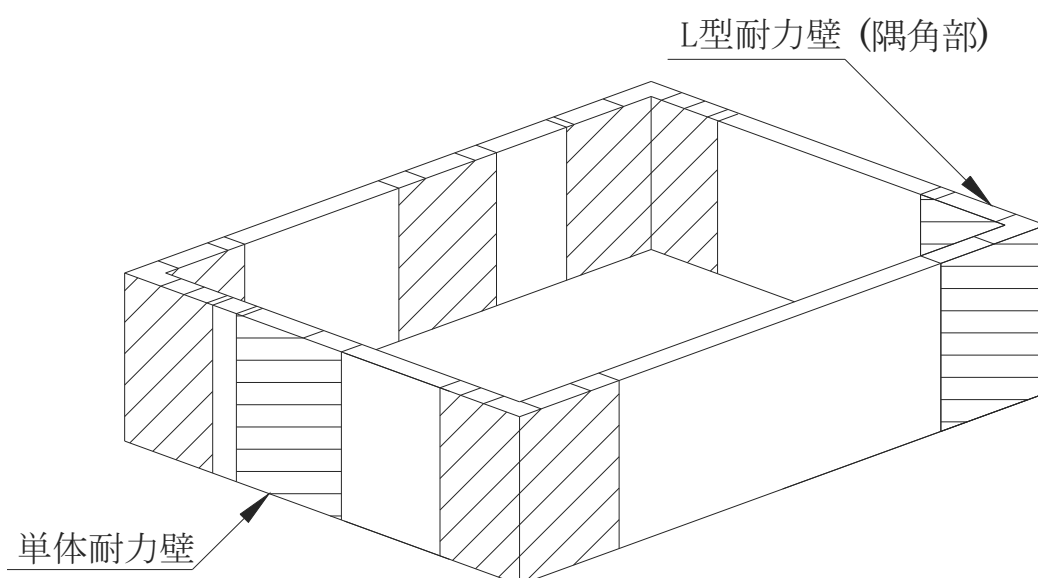


図 3.1 単体耐力壁とL型耐力壁の設置位置概念

表 3.1 試験体詳細

名称	形状	面材の仕様	試験体数	釘
UWC	単体耐力壁	<ul style="list-style-type: none"> ┌ 構造用合板(2級)7.5mm(Cパネル) └ 特殊セメント層 	3体	FC65-V9
UWL	L型耐力壁	<ul style="list-style-type: none"> ┌ 構造用合板(2級)7.5mm └ 特殊セメント層 	6体	FC65-V9

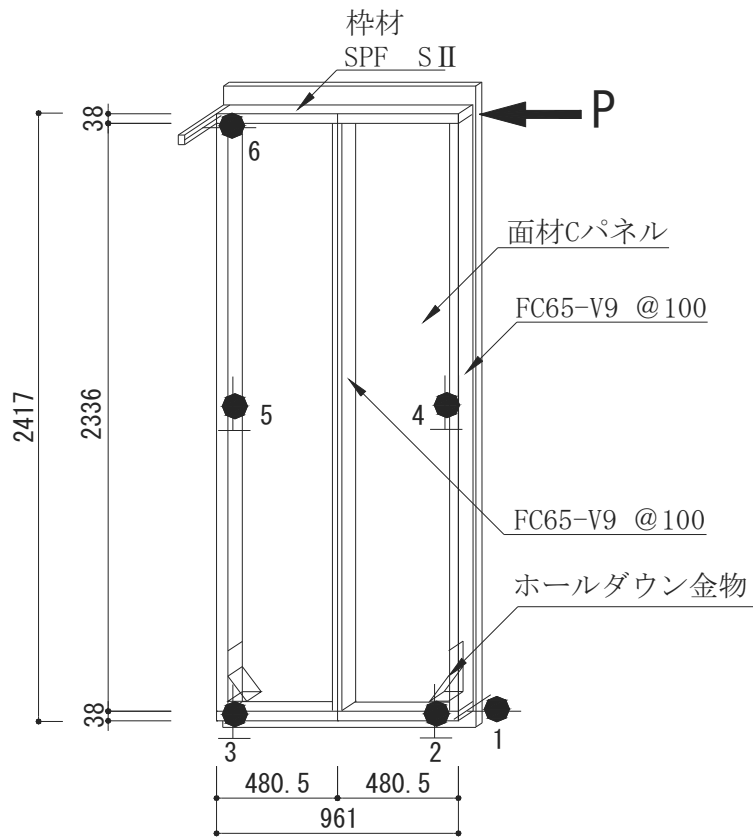


図 3.2 単体耐力壁 (UWC)

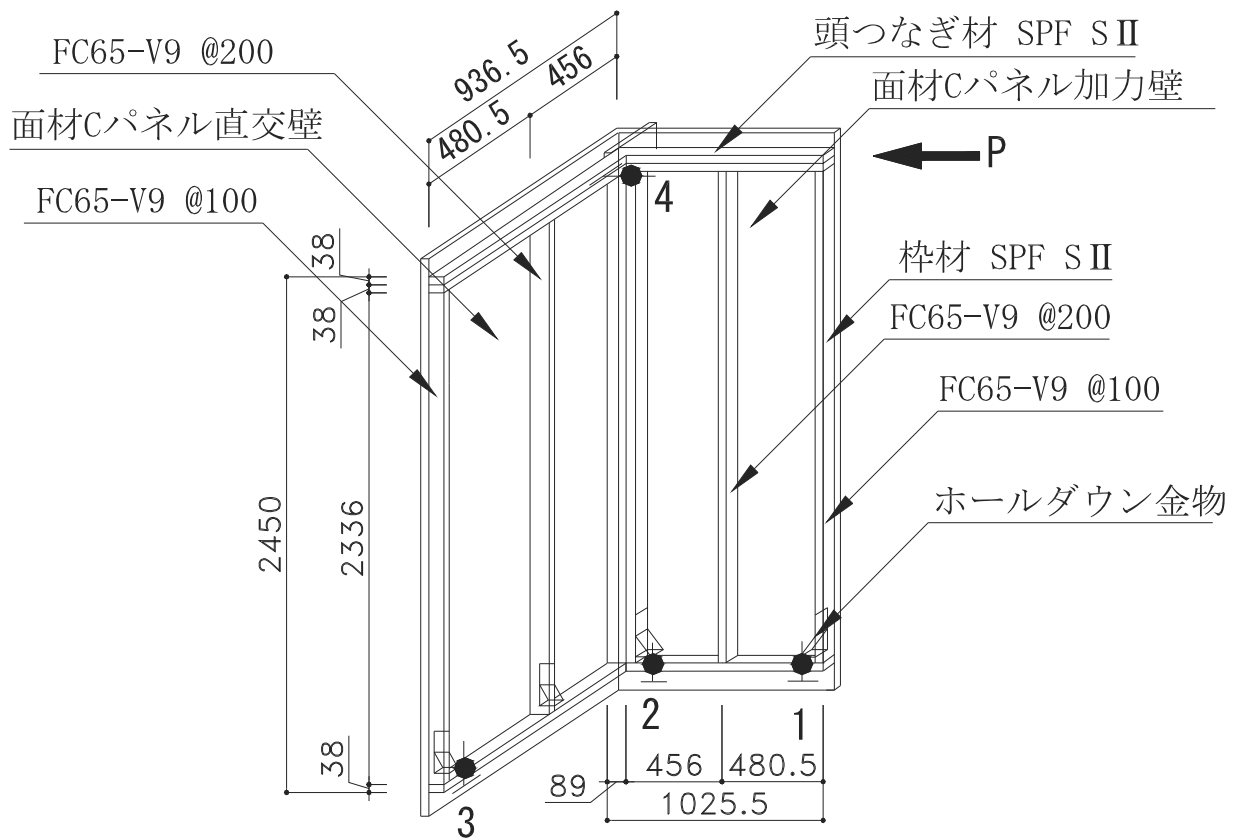


図 3.3 L型耐力壁 (UWL)

3.2.2 耐力壁の静加力実験方法

耐力壁の静加力実験は、反力フレームの上に土台、試験体を配置してアンカーボルトでフレームに緊結し、面内せん断を起こさせる為に試験体上端部に水平加力用油圧ジャッキ及び検力用ロードセルを取り付けて行う。試験体設置方法は、耐力壁の性能評価を定めた JIS A1414 の 3 つの方式のうち、実際の建物に配置した場合の挙動に最も近いとされる実験の ASTM 方式を採用した。図 3.4 に試験体の設置状況を示す。単体耐力試験体は、倒れ込みを防ぐために木製のフレームで試験体上端を両面から挟み込まれている(写真 3.1)。L 型試験体は、回転を防ぐために加力壁と直交壁の上部に樹種グループ S II の Spruce-Pine-Fir (S.P.F-SII) を用いて、CN90 釘で火打梁を採用し、直交壁同士の角度を保持して変形するようにしてある(写真 3.2)。

加力方法は、各種試験体の 1 体を漸増繰り返し载荷とし、その他の試験体は正負繰り返し载荷で変位を測定する。

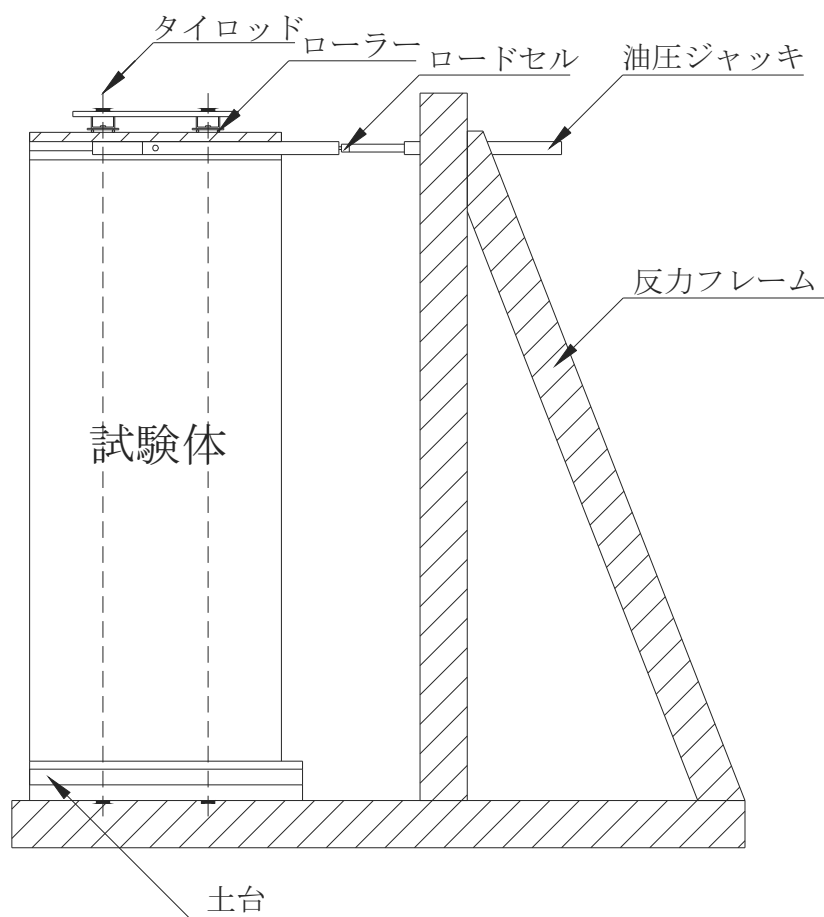


図 3.4 試験体設置状況

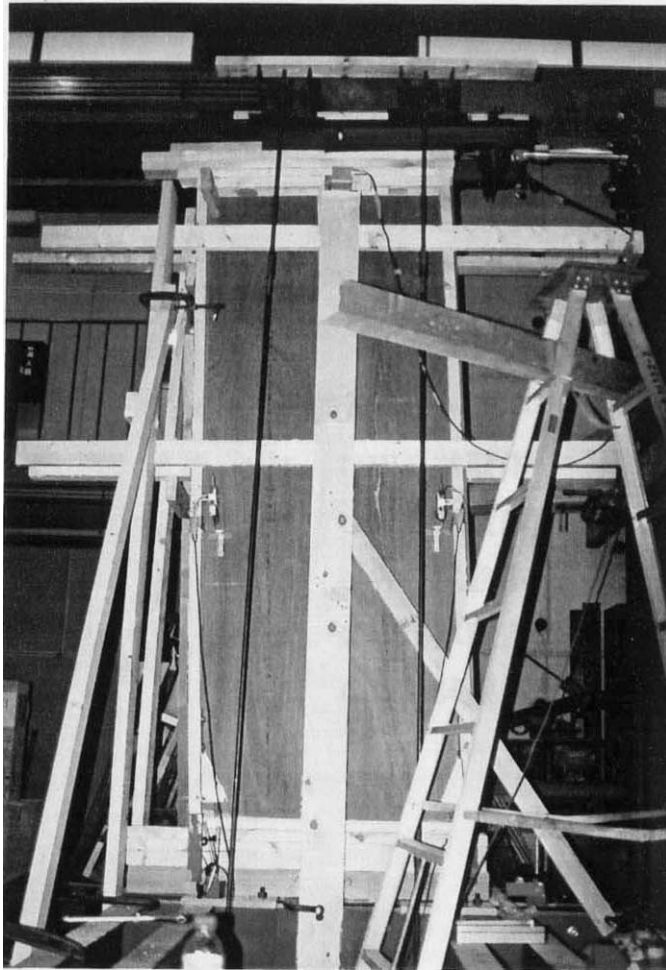


写真 3.1 木製フレーム

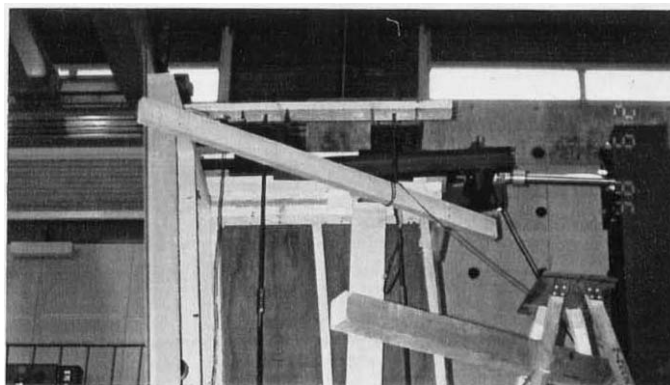


写真 3.2 振れ止め

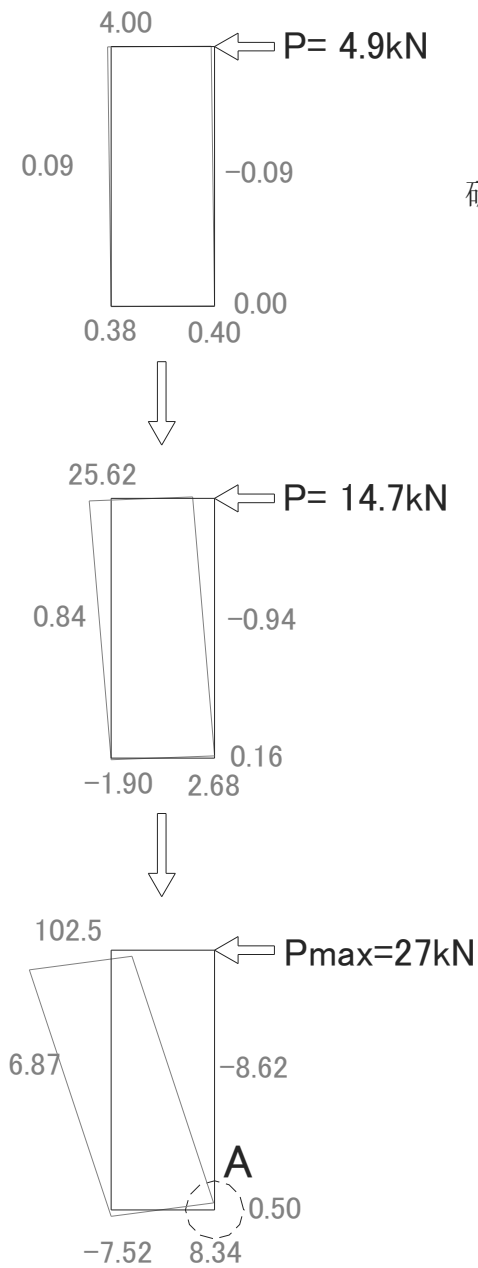
3.2.3 単体耐力壁の静加力実験結果

単体耐力壁の静加力実験により、1体の漸増繰り返し載荷と2体の正負繰り返し載荷を行った。

漸増繰り返し載荷による試験体 UWC-1 の変形、試験体柱脚の A 部写真および各接合部の履歴曲線を図 3.5～3.8 に示す。試験体 UWC-1 は、荷重 7.1kN まで弾性を保ち、さらに載荷を続けると荷重 14.7kN 付近で面材から音が発生し始め、最大荷重 27kN で釘が抜け出し、面外に変形を始めている。その後、徐々に荷重が低下し実験を終了した。

正負繰り返し載荷における2体の試験体 UWC-2、UWC-3 それぞれの変形、試験体柱脚の A 部写真および各接合部の履歴曲線を図 3.9～3.12 に示す。試験体 UWC-2 は、荷重 7.84kN まで剛性を保ち、さらに載荷を続けると壁面下から音が鳴り始め枠材が変形し始めている。荷重 19.6kN 付近になると更に音が激しく発生し、釘が抜け出し始め、徐々に荷重が低下し面材が面外に剥がれだして、反力フレームに当たったため実験を終了した。試験体 UWC-3 も同様の傾向を示し、荷重 9.8kN まで剛性を保ち、さらに載荷を続けると載荷を続けると壁面下から音が発生し始め枠材が変形し始めている。最大荷重 27.48kN になると、隅各部の釘が抜け出している。その後、徐々に荷重が低下し面材が面外に剥がれ出して、反力フレームに当たったため実験を終了した。

単体耐力壁：モルタル吹き付け合板
UWC-1（漸増繰り返し载荷）



単位：mm

図 3.5 UWC - 1 試験体の変形

破壊状況

- ・ 釘の抜け出し
- ・ モルタルの吹き付け合板のズレ

頂部水平変位

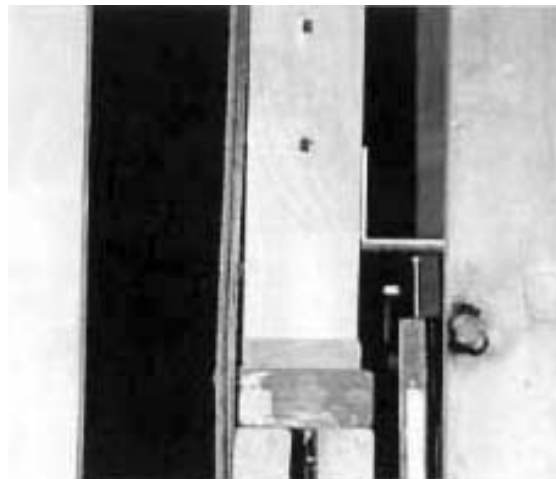
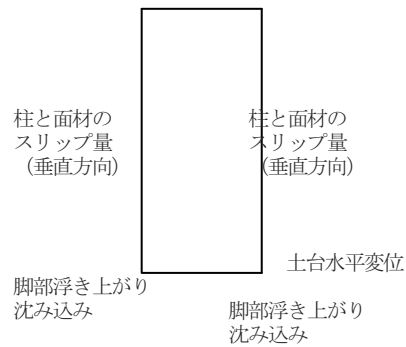
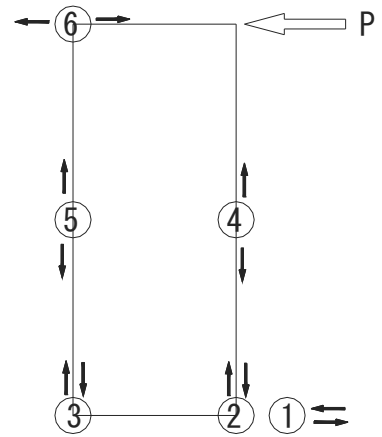
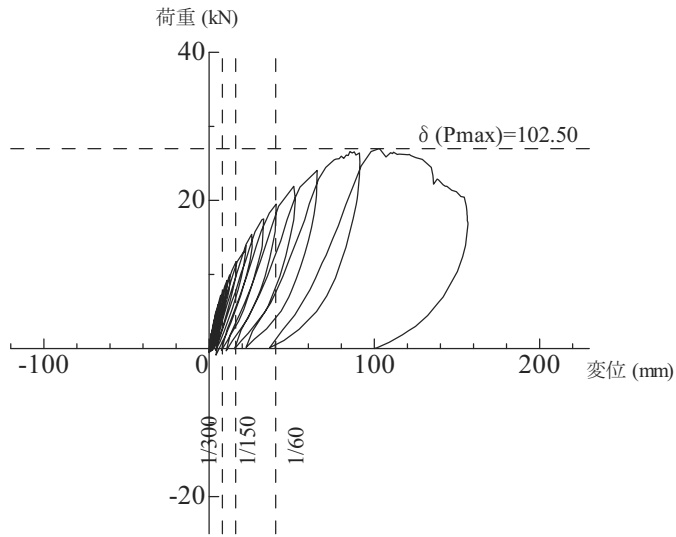
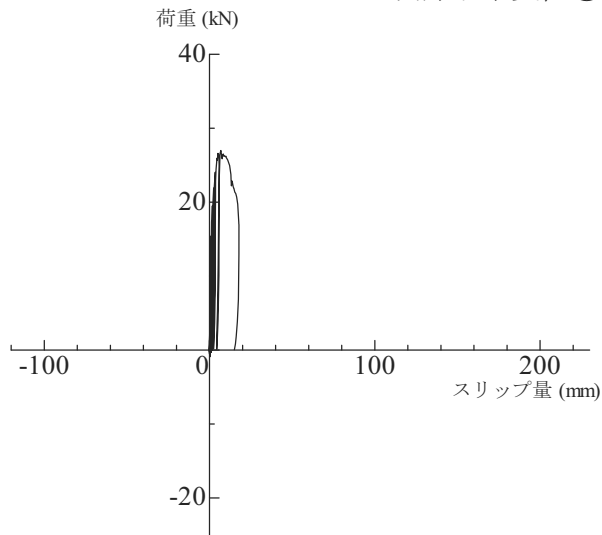


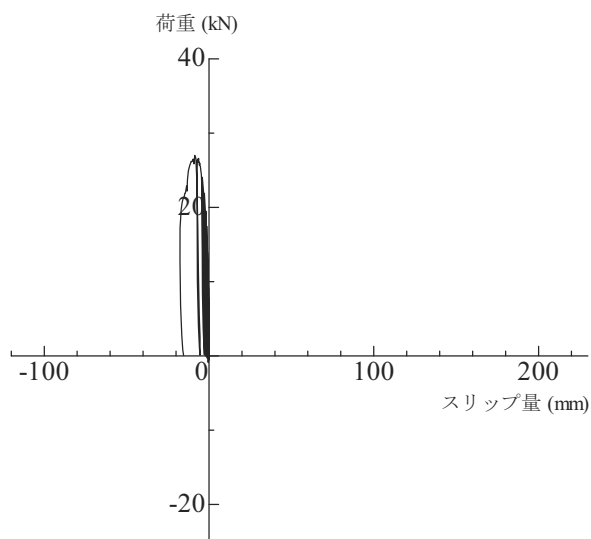
図 3.6 試験体柱脚のA部分写真



頂部水平変位⑥

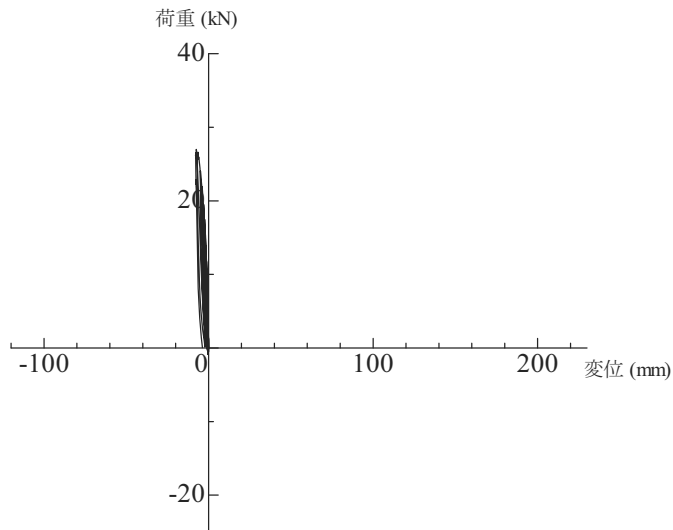


柱と面材のスリップ量⑤

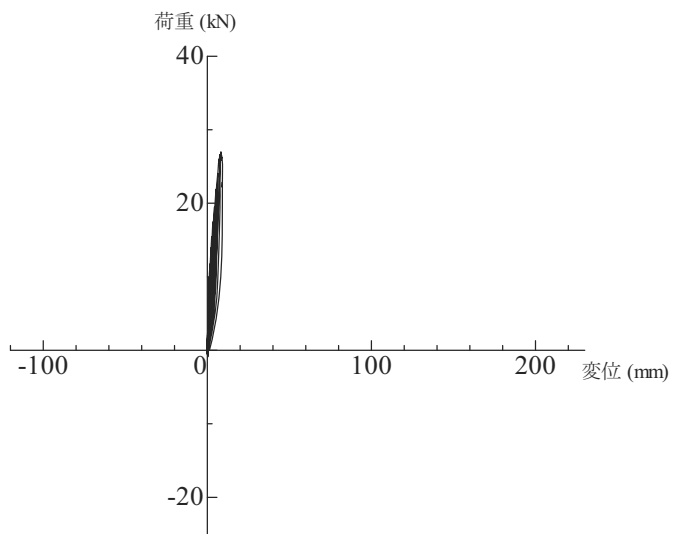


柱と面材のスリップ量④

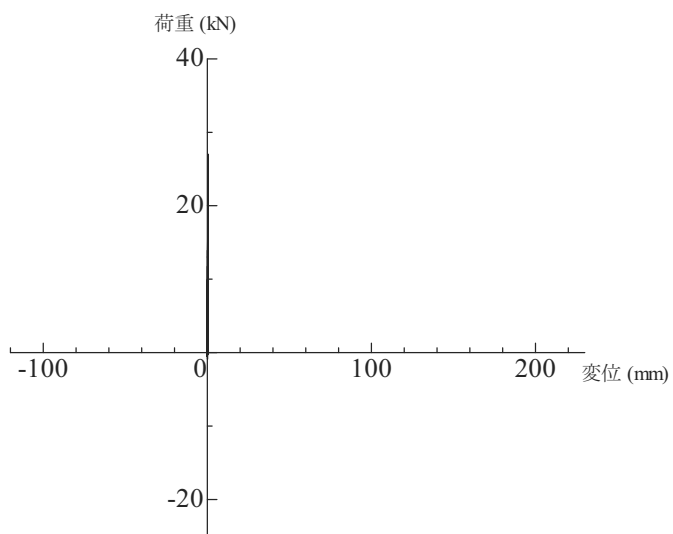
図 3.7 各接合部の履歴曲線 (その 1)



脚部浮き上がり沈み込み③



脚部の浮き上がり沈み込み②



土台の水平変位①

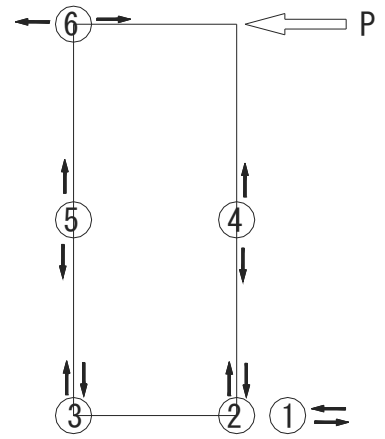
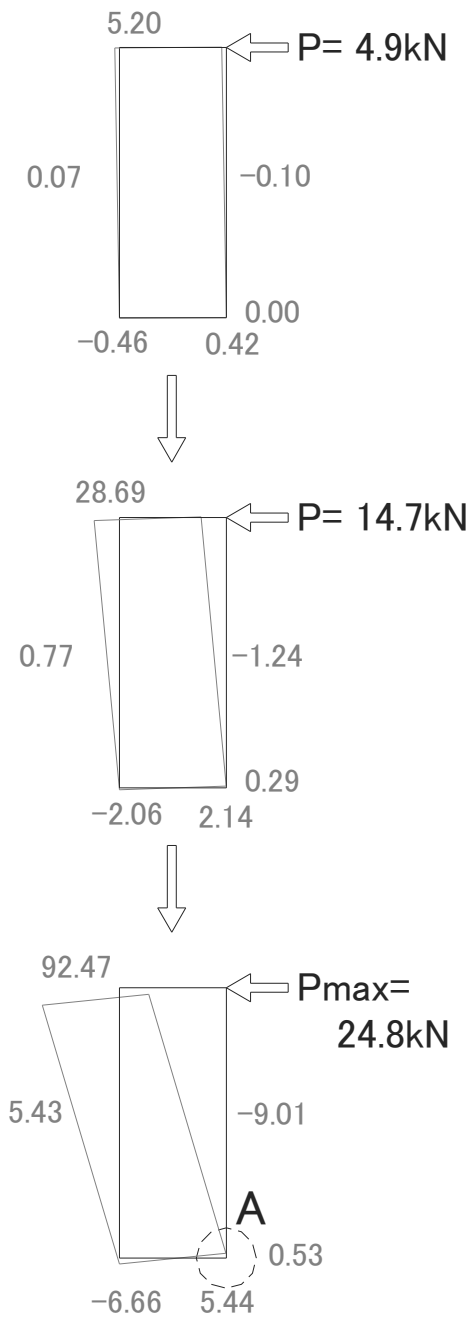


図 3.8 各接合部の履歴曲線 (その 2)

単体耐力壁：モルタル吹き付け合板
UWC-2（正負繰り返し载荷）



単位：mm

図 3.9 UWC-2 試験体の変形

破壊状況

- ・釘の抜け出し
- ・モルタル吹き付け合板のズレ

頂部水平変位

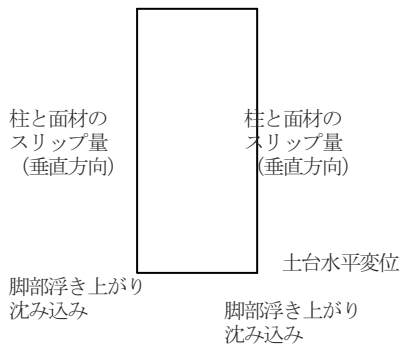
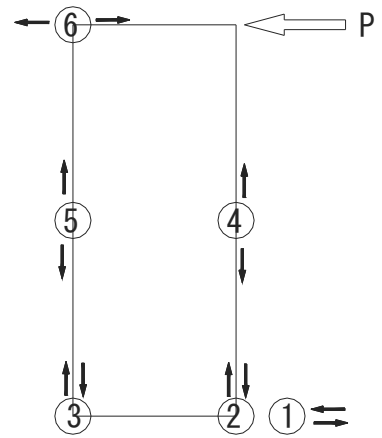
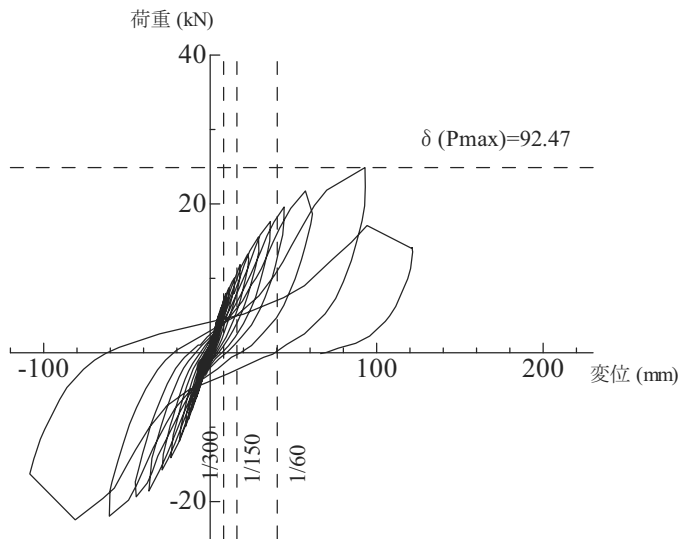
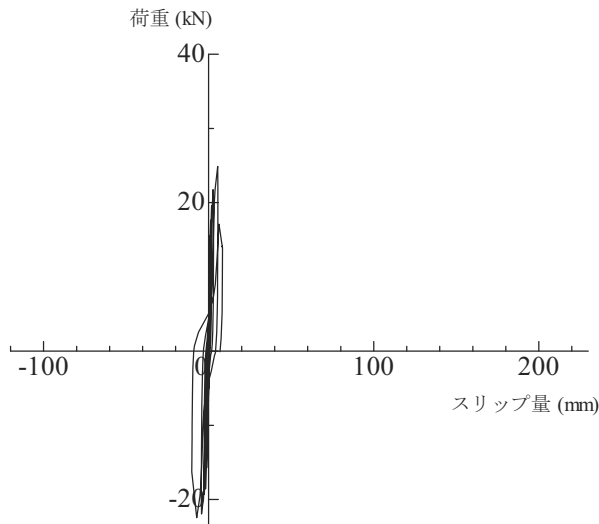


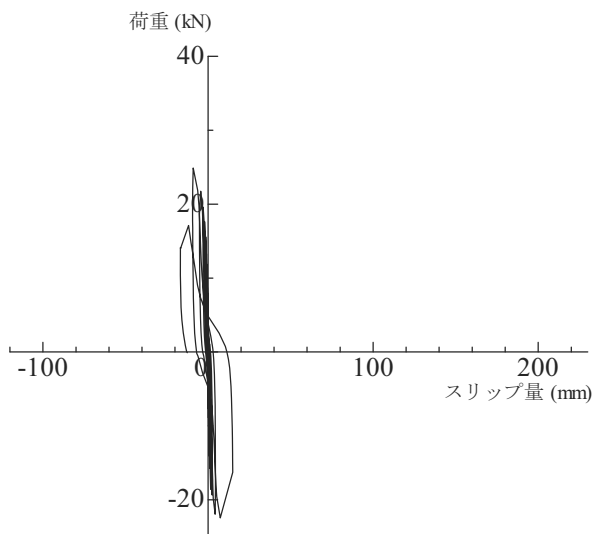
図 3.10 試験体柱脚のA部分写真



頂部水平変位⑥

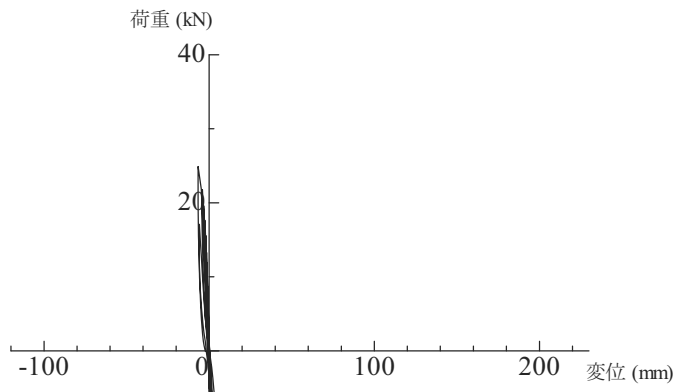


柱と面材のスリップ量⑤

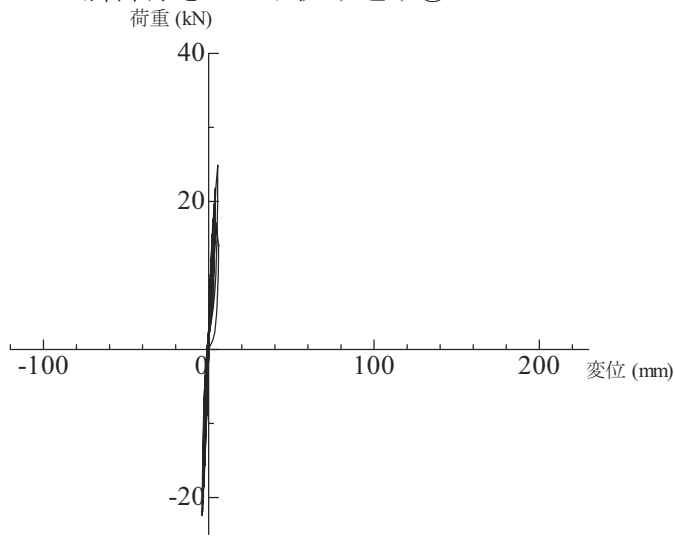


柱と面材のスリップ量④

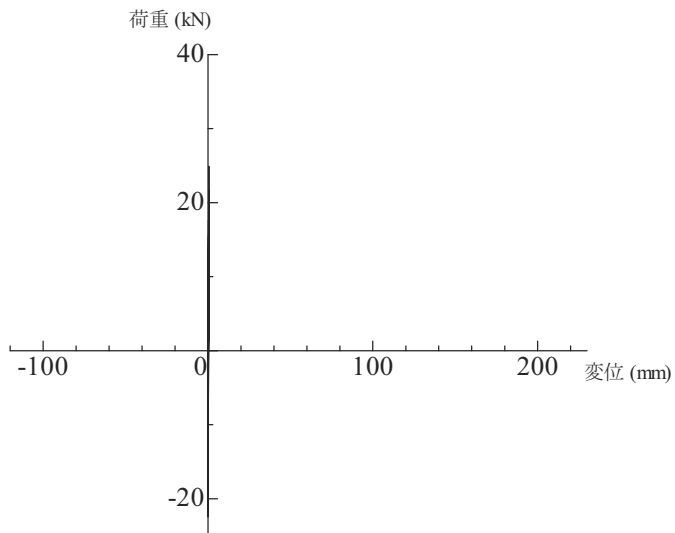
図 3.11 各接合部の履歴曲線 (その 1)



脚部浮き上がり沈み込み③



脚部の浮き上がり沈み込み②



土台の水平変位①

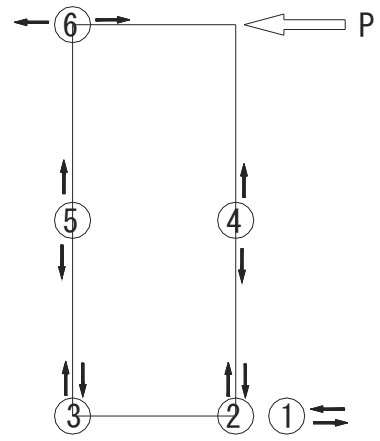
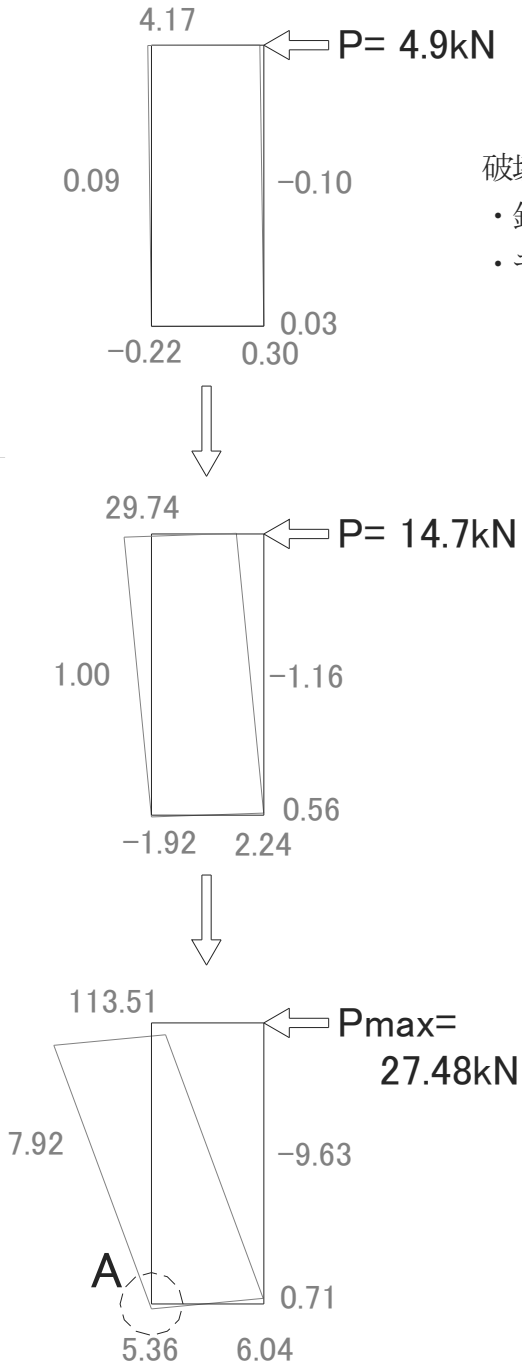


図 3.12 各接合部の履歴曲線 (その 2)

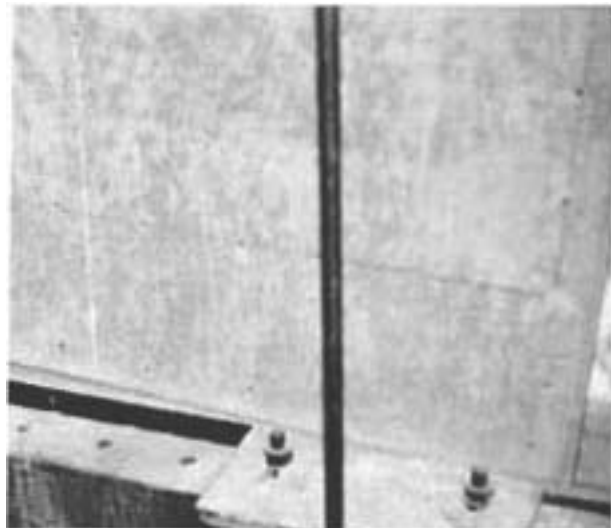
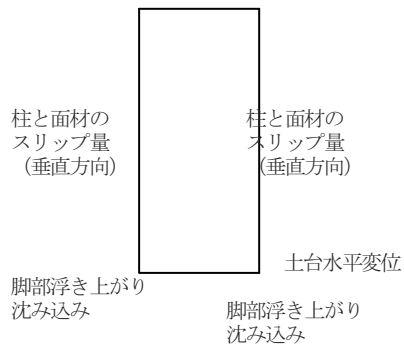
単体耐力壁：モルタル吹き付け合板
 UWC-3（正負繰り返し载荷）



破壊状況

- ・釘の抜け出し
- ・モルタル吹き付け合板のズレ

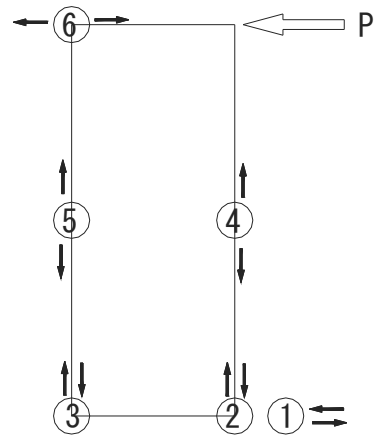
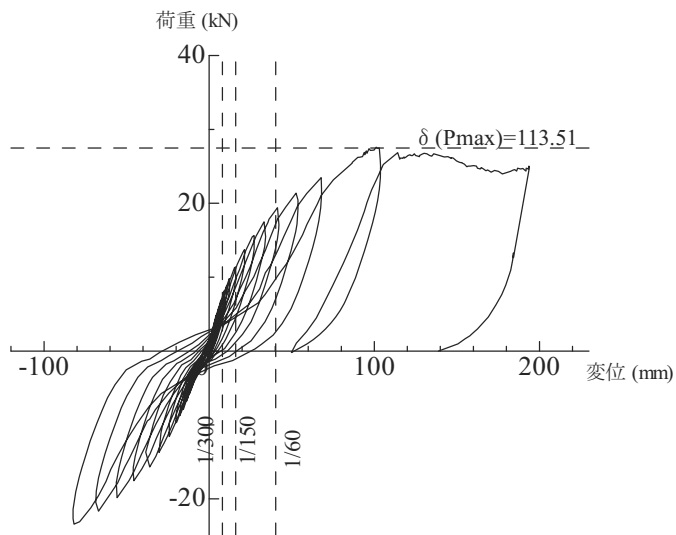
頂部水平変位



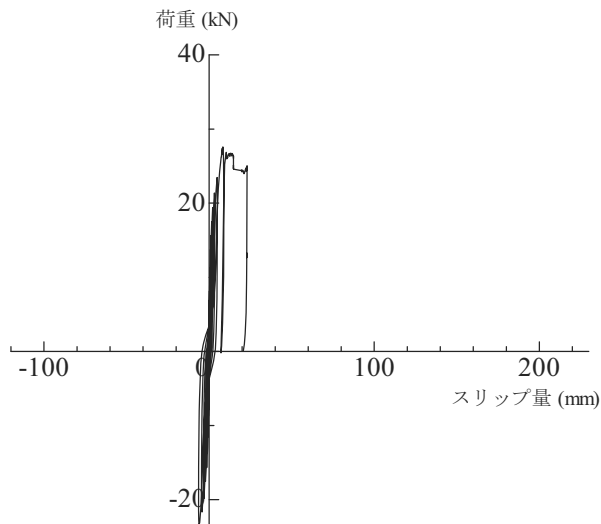
単位：mm

図 3.13 UWC-3 試験体の変形

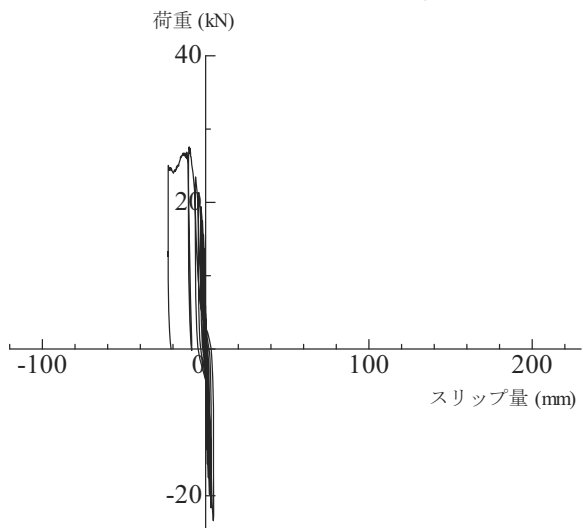
図 3.14 試験体柱脚のA部分写真



頂部水平変位⑥

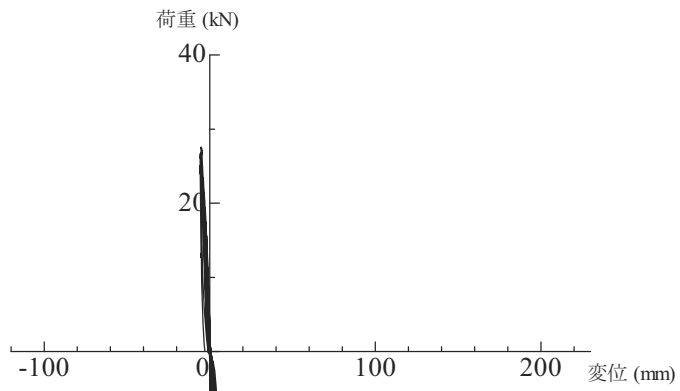


柱と面材のスリップ量⑤

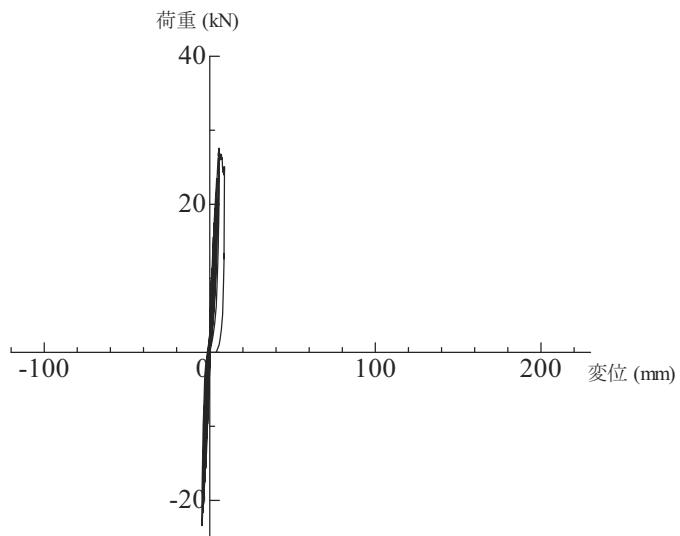


柱と面材のスリップ量④

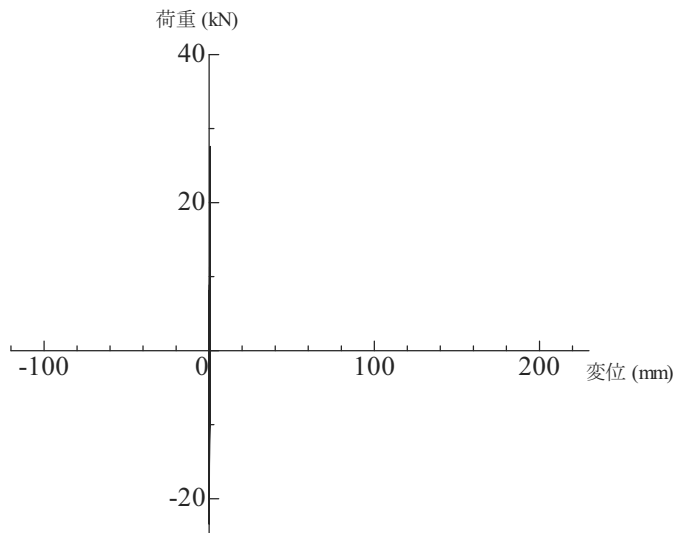
図 3.15 各接合部の履歴曲線 (その 1)



脚部浮き上がり沈み込み③



脚部の浮き上がり沈み込み②



土台の水平変位①

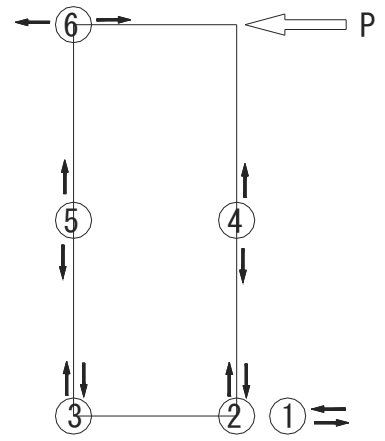


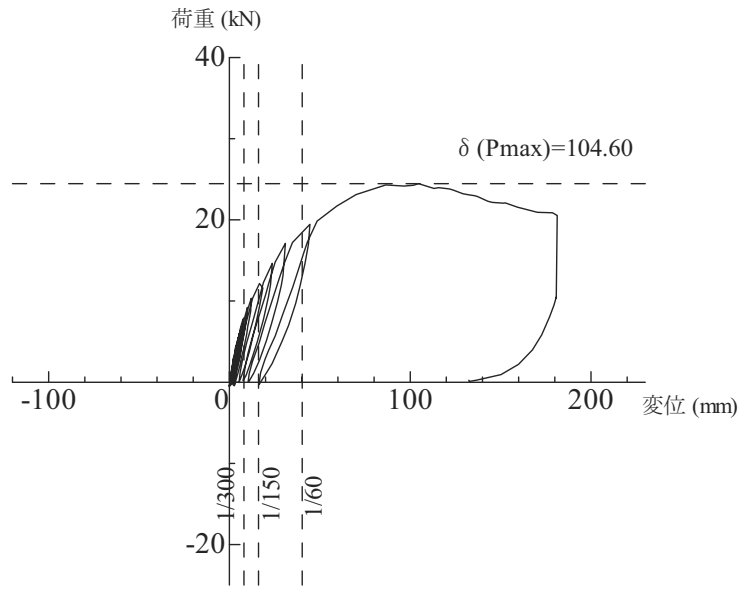
図 3.16 各接合部の履歴曲線 (その 2)

3.2.4 L型耐力壁の静加力実験結果

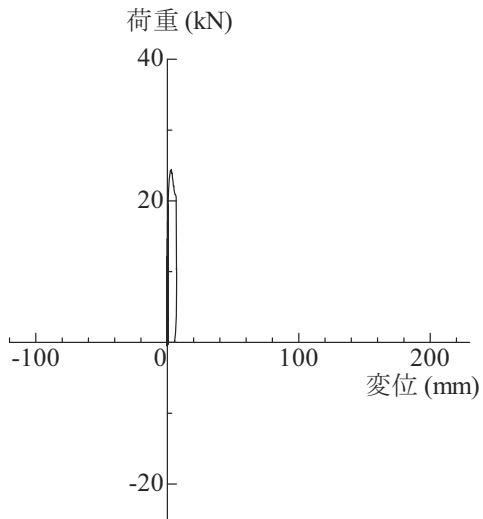
L型耐力壁の静加力実験により、1体の漸増繰り返し載荷と5体の正負繰り返し載荷を行った。

漸増繰り返し載荷による試験体UWL-1の履歴曲線を図3.17に示す。UWL-1試験体は、荷重12.25kNまで弾性を保ち、載荷を続けると荷重11.76kN頃から面材がきしむ音が聞こえ始めた。最大荷重24.45kN後は変位だけが進む傾向を示し、変位が175mmに達した以降は徐々に耐力が低下した。

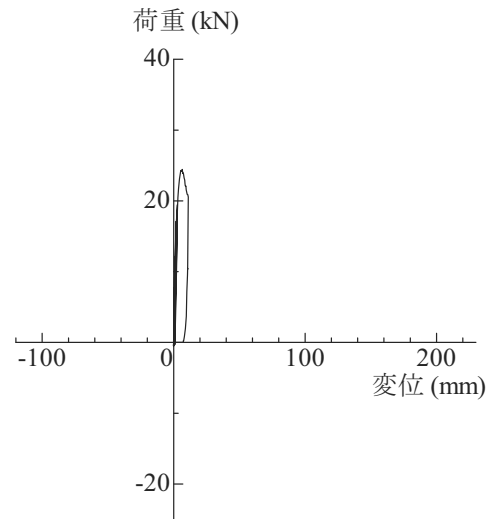
正負繰り返し載荷による試験体UWL-2～UWL-6の履歴曲線を図3-18～3.22に示す。UWL-2試験体は、荷重15.19kNまで弾性を保ち、載荷を続けると荷重17.64kN頃から面材からきしむ音が聞こえ始めた。最大荷重26.46kN後は変位だけが進む傾向を示し、変位が190mmに達すると面材が反力フレームに接触し、実験を終了した。UWL-3試験体は、荷重12.25kNまで弾性を保ち、載荷を続けると荷重17.64kN頃から面材からきしむ音が聞こえ始めた。最大荷重25.72kN後は変位だけが進む傾向を示し、変位が200mmに達すると面材が反力フレームに接触し、実験を終了した。UWL-4試験体は、荷重10.29kNまで弾性を保つが、載荷を続けると荷重14.7kN頃から面材からきしむ音が聞こえ始めた。最大荷重25.28kN後は変位だけが進む傾向を示し、変位が170mmに達すると面材が反力フレームに接触し、実験を終了した。UWL-5試験体は、荷重10.78kNまで弾性を保つが、載荷を続けると荷重11.76kN頃から面材からきしむ音が聞こえ始めた。最大荷重27.78kN後は変位だけが進む傾向を示し、変位が180mmに達すると面材が反力フレームに接触し、実験を終了した。UWL-6試験体は、荷重10.78kNまで弾性を保つが、載荷を続けると荷重12.74kN頃から面材からきしむ音が聞こえ始めた。最大荷重26.99kN後は変位だけが進む傾向を示し、変位が170mmに達すると面材が反力フレームに接触し、実験を終了した。以上、各試験体共に約12kN($\gamma \div 1/300\text{rad}$ 程度)までは弾性を保ち、最大耐力以降は変形が大きく進む傾向を示した。



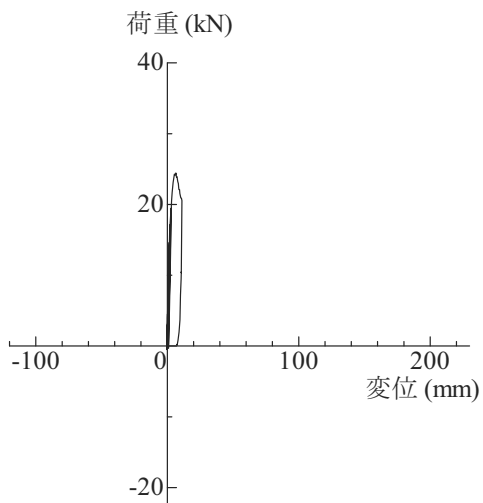
頂部水平変位④



柱脚部浮き上がり沈み込み②



柱脚部浮き上がり沈み込み①



柱脚部浮き上がり沈み込み③

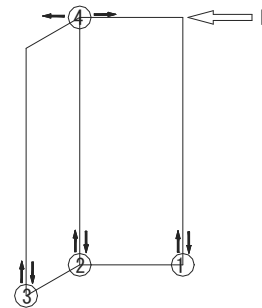
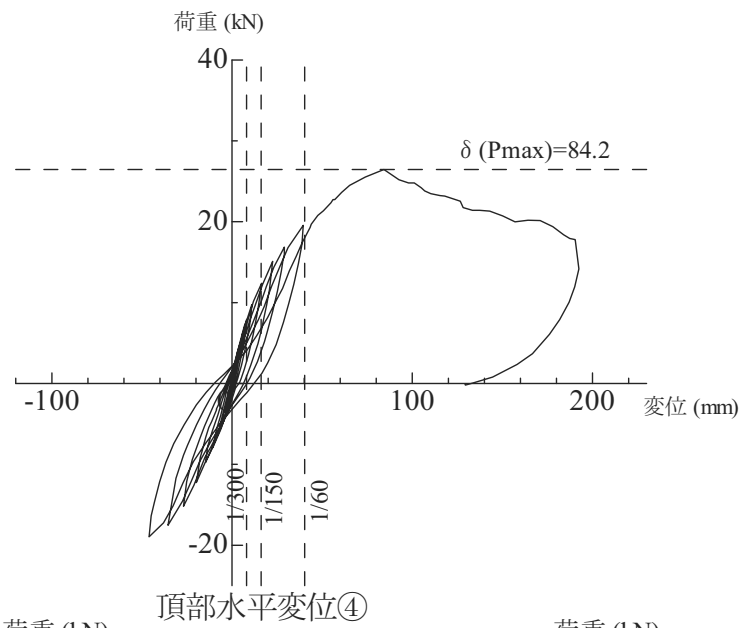
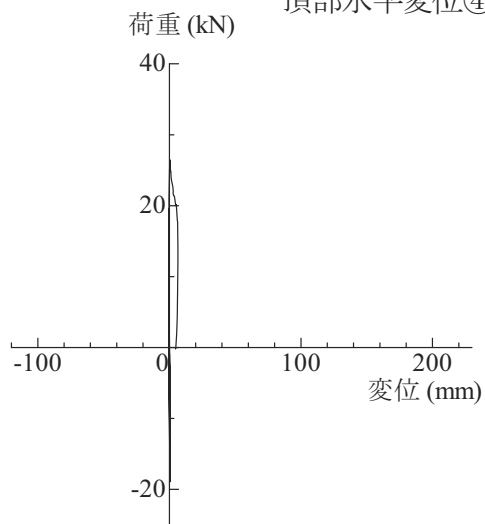


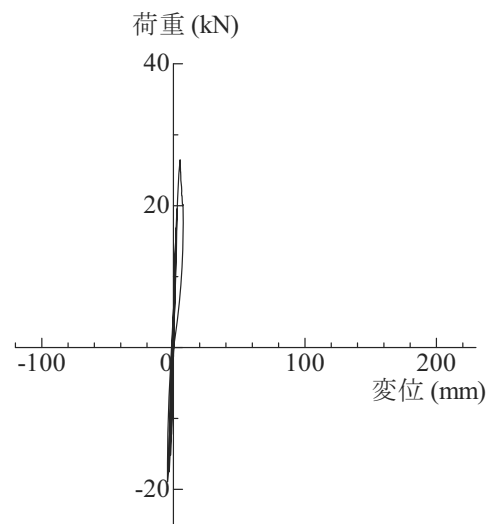
図 3.17 UWL-1 試験体の履歴曲線



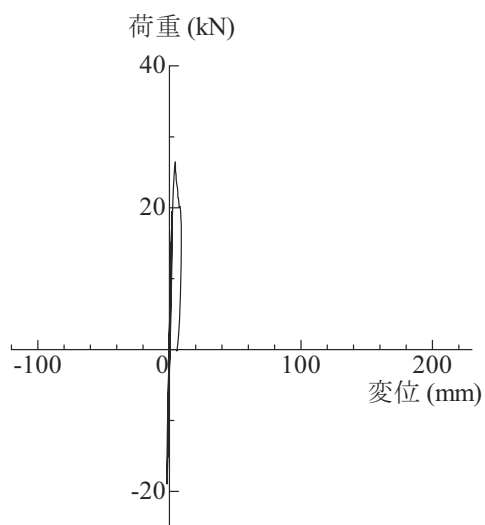
頂部水平変位④



柱脚部浮き上がり沈み込み②



柱脚部浮き上がり沈み込み①



柱脚部浮き上がり沈み込み③

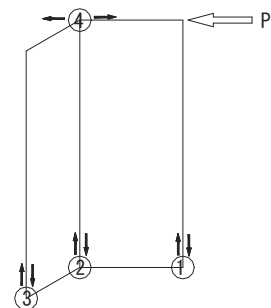
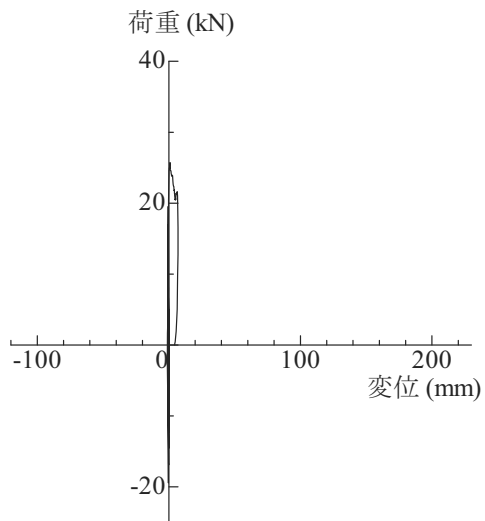
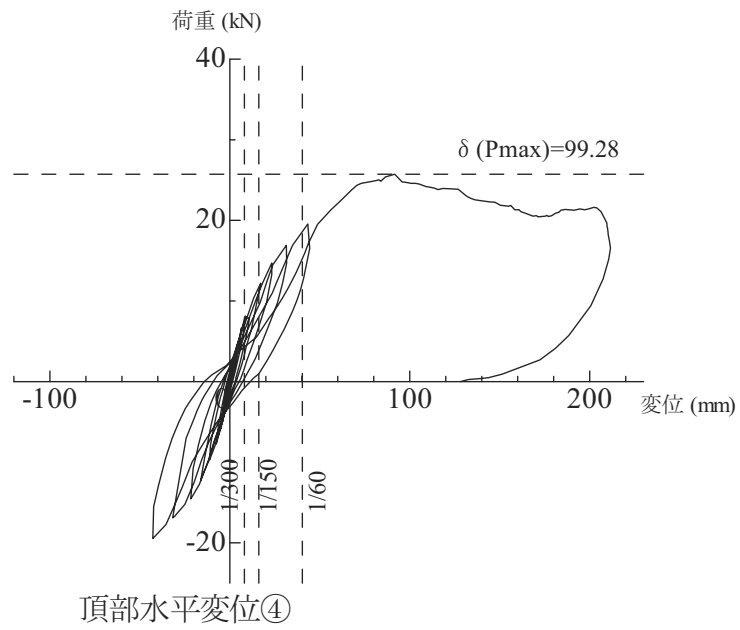
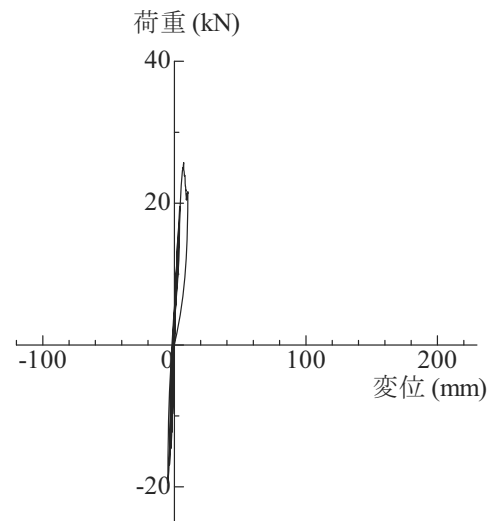


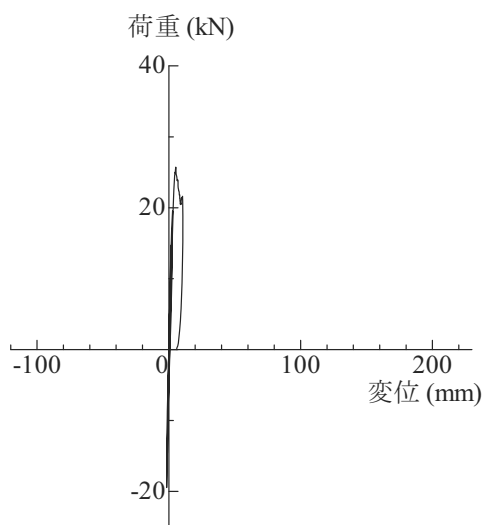
図 3.18 UWL-2 試験体の履歴曲線



柱脚部浮き上がり沈み込み②



柱脚部浮き上がり沈み込み①



柱脚部浮き上がり沈み込み③

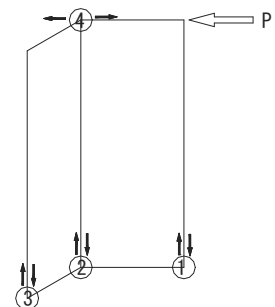
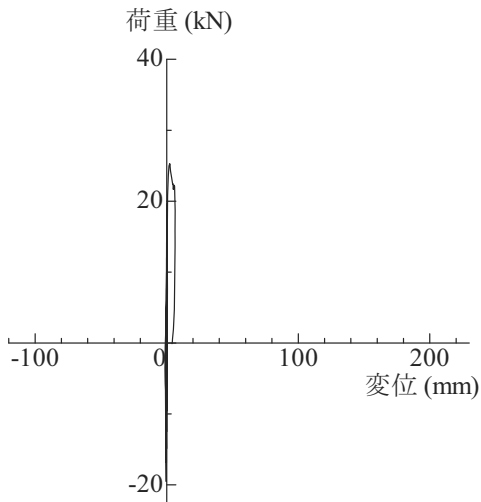
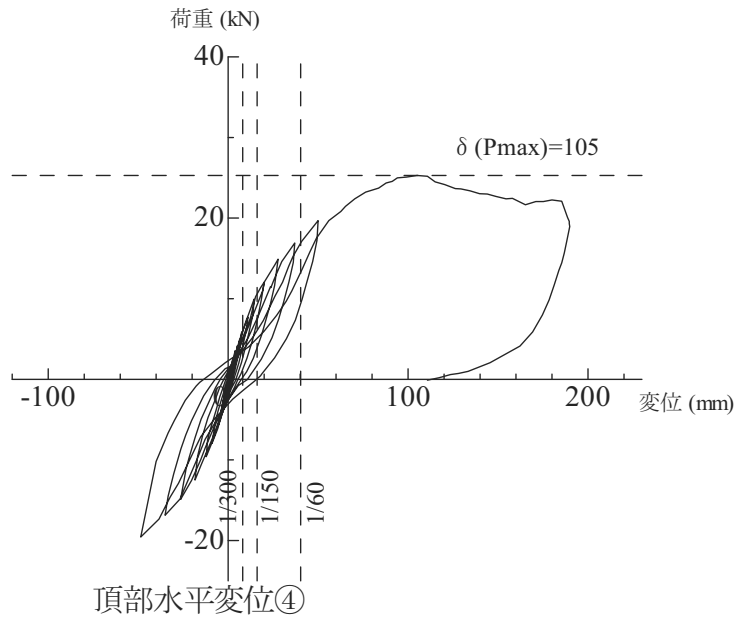
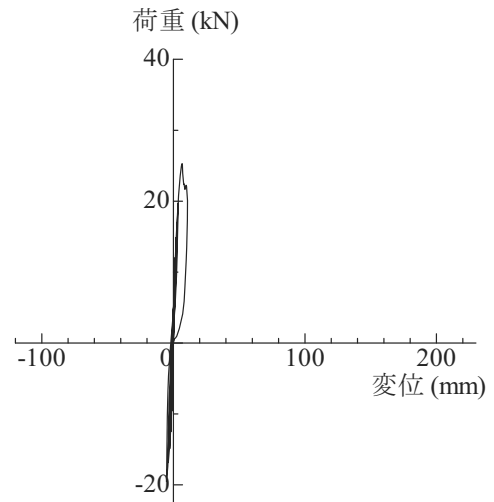


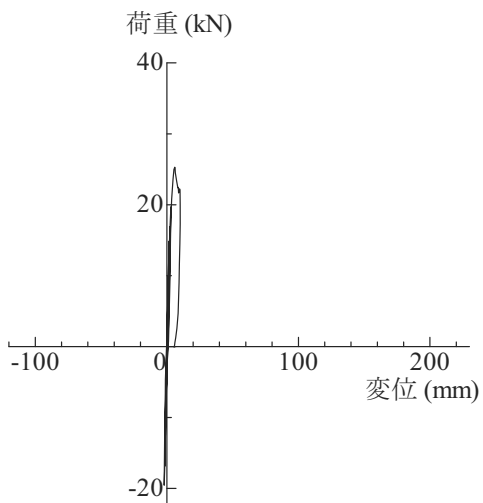
図 3.19 UWL-3 試験体の履歴曲線



柱脚部浮き上がり沈み込み②



柱脚部浮き上がり沈み込み①



柱脚部浮き上がり沈み込み③

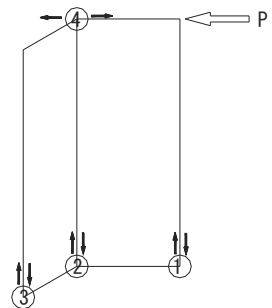
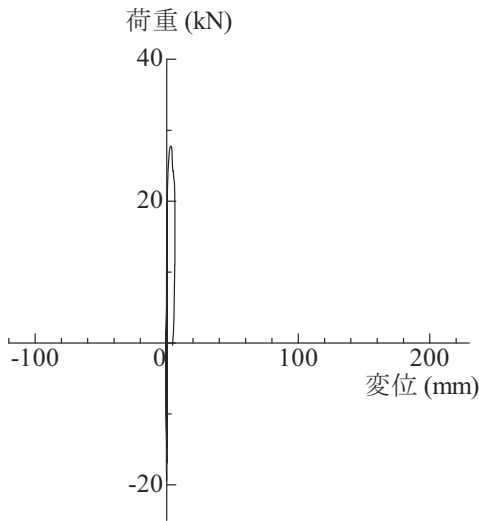
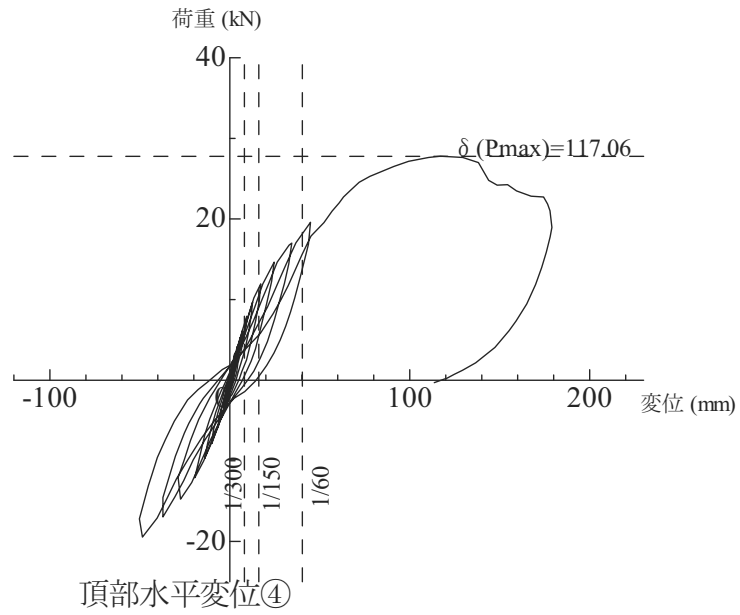
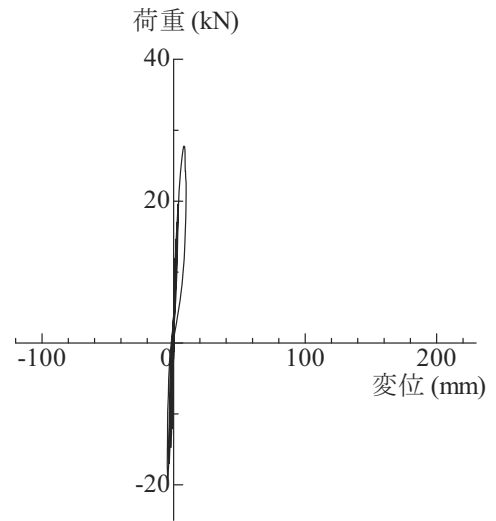


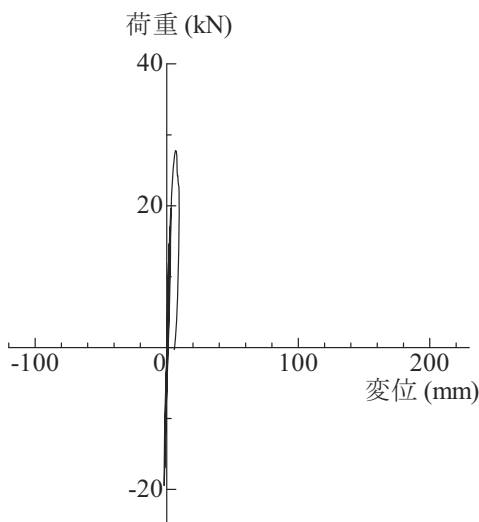
図 3.20 UWL-4 試験体の履歴曲線



柱脚部浮き上がり沈み込み②



柱脚部浮き上がり沈み込み①



柱脚部浮き上がり沈み込み③

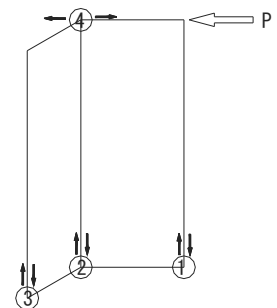
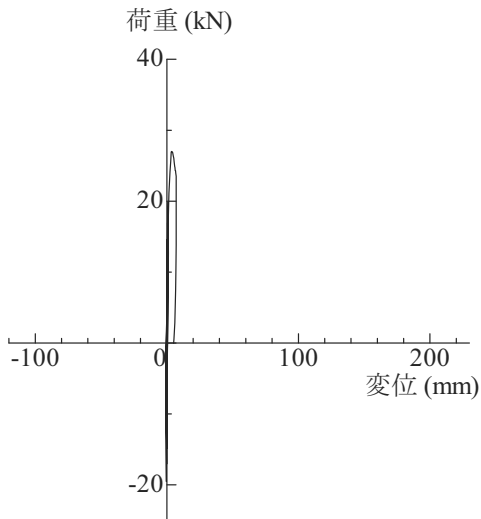
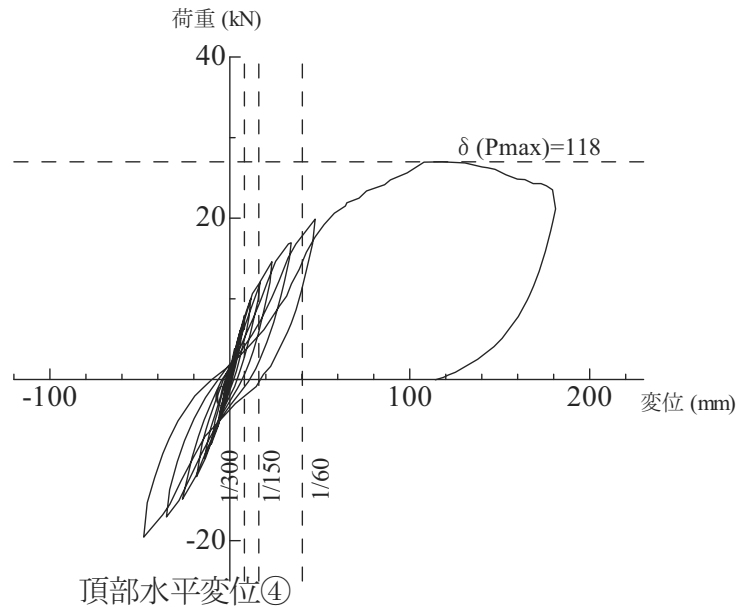
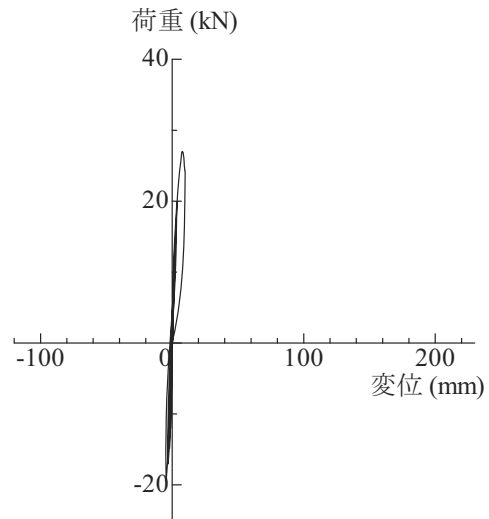


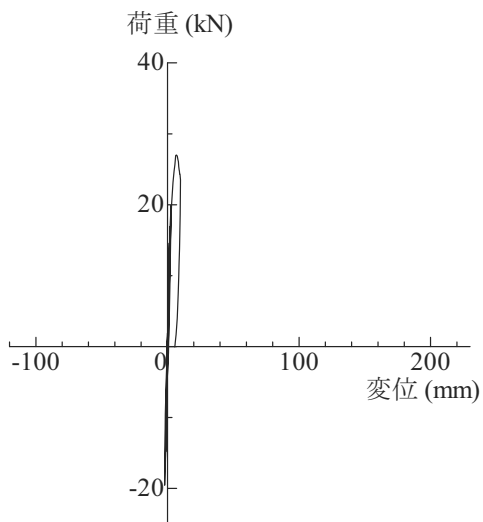
図 3.21 UWL-5 試験体の履歴曲線



柱脚部浮き上がり沈み込み②



柱脚部浮き上がり沈み込み①



柱脚部浮き上がり沈み込み③

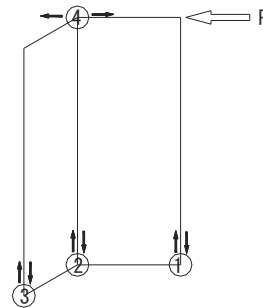


図 3.22 UWL-6 試験体の履歴曲線

3.2.5 耐力壁の静加力実験のまとめ

単体耐力壁と隅角部のL型耐力壁、それぞれの静加力実験結果を表3.2にまとめて示す。表3.2中で、荷重Pは初期剛性と考えられる1/300radにおける荷重を、荷重Pmaxは最大荷重を、変形角 γ および変位 δ はそれぞれ最大荷重時の変形角、変位を表している。静加力実験により得られた知見を下記に示す。

- 単体耐力壁とL型耐力壁の最大荷重、変位および変形角は、いずれにおいても同程度の値を示す。このことから、最大耐力時には、L型耐力壁は単体耐力壁とみなせると考えられる。
- 単体耐力壁の初期剛性の平均値は、L型耐力壁の初期剛の平均値より19%大きい値を示している。
- 各種耐力壁の全体履歴は、同様の履歴性状を示す。

表 3.2 結果の一覧

	P(1/300rad) (kN)	P(-1/300rad) (kN)	Pmax (kN)	γ (Pmax) (rad)	δ (Pmax) (mm)
単体耐力壁-1	7.71		26.99	1/23	105.98
-2	6.96	-5.83	24.89	1/24	97.87
-3	7.47	-3.16	27.48	1/22	106.88
平均	7.38	-4.49	26.45	1/23	103.58
L型耐力壁-1	8.04		24.45	1/23	104.60
-2	7.87	-6.39	26.46	1/28	84.20
-3	7.68	-6.69	25.72	1/24	99.28
-4	6.11	-7.35	25.28	1/23	105.00
-5	6.88	-6.66	27.78	1/21	117.06
-6	7.82	-6.68	26.99	1/20	118.00
平均	7.40	-6.75	26.11	1/23	104.69

3.3 耐力壁の履歴解析

3.3.1 単体耐力壁の解析モデル

単体耐力壁と L 型耐力壁の最大荷重、変位および変形角は、いずれにおいても同程度の値を示し、L 型耐力壁も単体耐力壁と見なせると考えられることから、耐力壁を単体耐力壁としてモデル化する。

耐力壁全体の変形は、面材と枠材の接合部の履歴性状により支配されている。言い換えれば、耐力壁の剛性・耐力の決定要因は、接合部の剛性・耐力であると言える。そこで、耐力壁を 2 章で示したトリリニア・スリップ型弾塑性モデルで表した釘せん断接合部モデルを用いてモデル化することとする。また解析には、マトリックス変位法の弾塑性増分解析を用いる。本解析法は、コンピュータによる従来の FEM モデルの基本データの複雑な入力作業と解析時間の短縮を図るために考案された手法である。

耐力壁を構成する面材と柱・桁・土台の枠材は、それぞれ断面積、断面二次モーメント、ヤング係数を与えて線材置換とした。また、柱材の枠材上下端をピン接合とし、桁・土台材の枠材に接合した。釘と釘バネを一対一で配置した。枠材左右の浮き上がり沈み込みは、弾性バネとした。更に、面材は、面内せん断による実変形が枠材と接合部の変形とを比べると微小であり、無視できる程度のものであり、剛性無限大のパネルとした。単体耐力壁の構造モデルを図 3.22 に示す。これらの解析に用いた断面積、断面二次モーメント、ヤング係数を表 3.3 に示した。

表 3.3 構造モデルの入力値

	断面積 $\times 10^2$ (mm ²)	断面二次モーメント $\times 10^4$ (mm ⁴)	ヤング係数 $\times 10^3$ (kN/mm ²)
枠材	33.82	40.69	9.604
面材(剛性フレーム)	∞	∞	∞

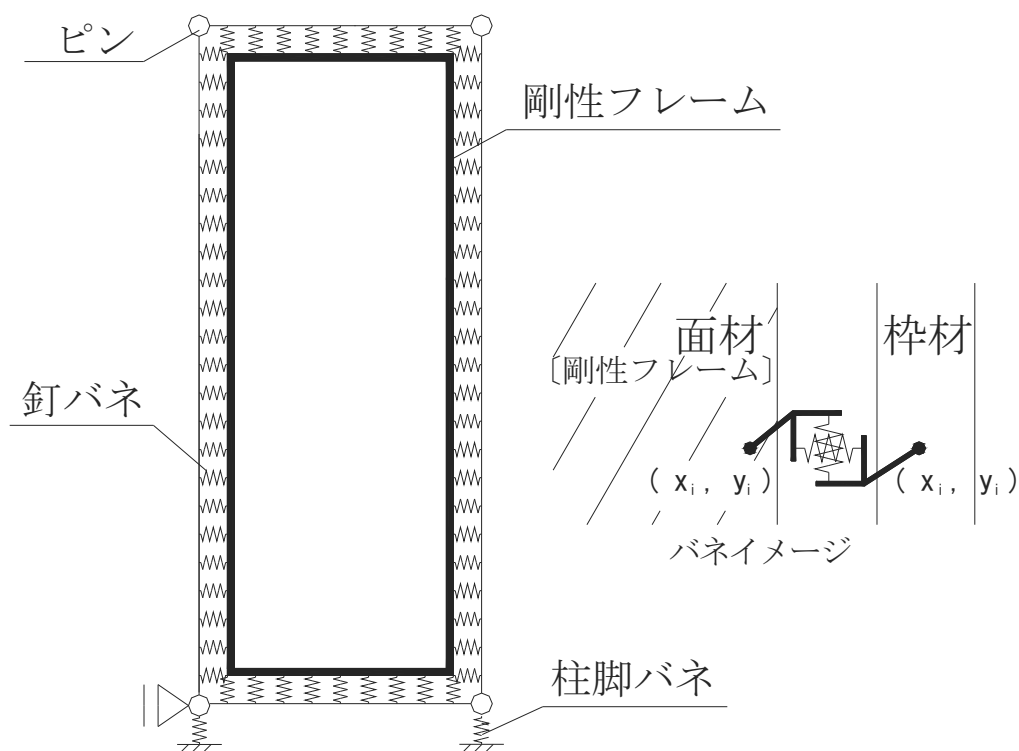


図 3.23 単体耐力壁の構造モデル

3.3.2 単体耐力壁の解析結果

3.3.1 で求めた耐力壁モデルをマトリックス変位法の弾塑性増分解析を用いて解析を行った。耐力壁各部の解析履歴を図 3.24～図 3.28 に示す。

頂部の解析履歴は、実履歴とかなり近似する結果を示している。但し、最大荷重付近の履歴について、実履歴と比較して、やや直線的な変形性状になる傾向が見られる。この原因として K3 の勾配は緩く、荷重増分の間隔が大きいと緩やかな曲線とはならず釘がまとめて剛性低下することとなることから、実履歴に比べこのような直線的な挙動となると考えられる。柱と面材のスリップも実履歴と同様の履歴結果を示す。柱脚部の浮き上がり沈み込みの解析履歴は、頂部水平変位の解析履歴より精度が落ちるものの、同様な履歴傾向を示す。柱脚部の浮き上がり沈み込みについては、最大荷重時における変位は、頂部の最大荷重の変位の約 1/20 であり、壁全体に与える影響は無視できることがいえる。この浮き上がり沈み込みの精度向上が今後の課題となる。

耐力壁全体における釘の挙動のシミュレーションを壁上部の釘バネの剛性が第二勾配 K2 に入り始めた段階、壁上部の釘バネの剛性が第三勾配 K3 に入り始めた段階、最大荷重直前のそれぞれを図 3.29～3.31 に示す。これらの図より、壁上部の釘バネが第二勾配 K2 に入り始めた段階では、枠材と面材の変形がほぼ同一であるが、頂端部の釘バネが第三勾配 K3 に入り始めると枠材と面材の変形が異なってくることを確認できる。ほとんどの釘バネが第三勾配 K3 となる最大荷重直前では、完全に枠材と面材の変形は異なる。

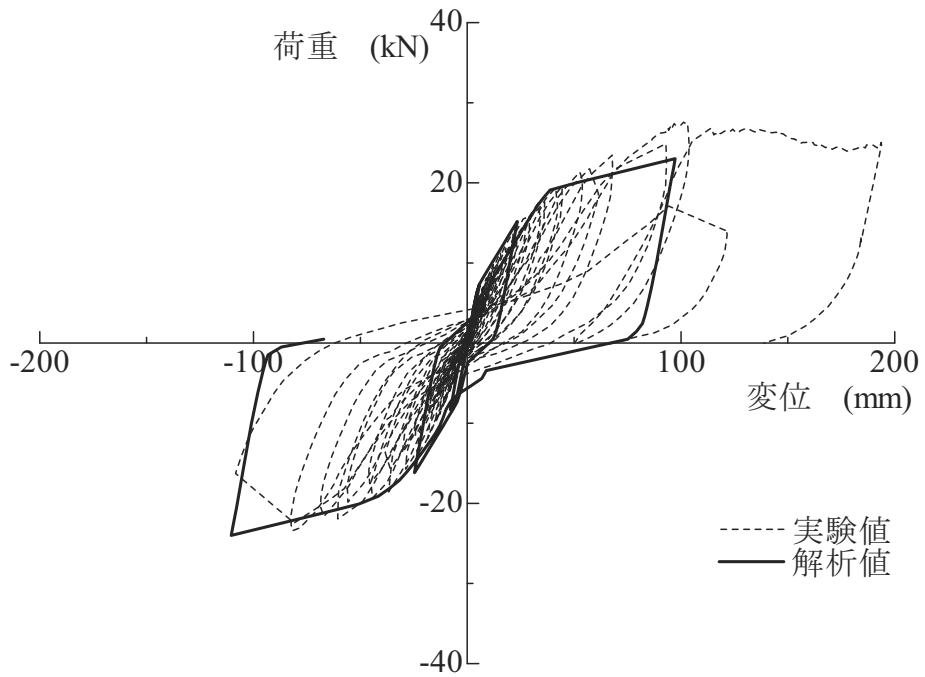


図 3.24 頂部水平変位⑥

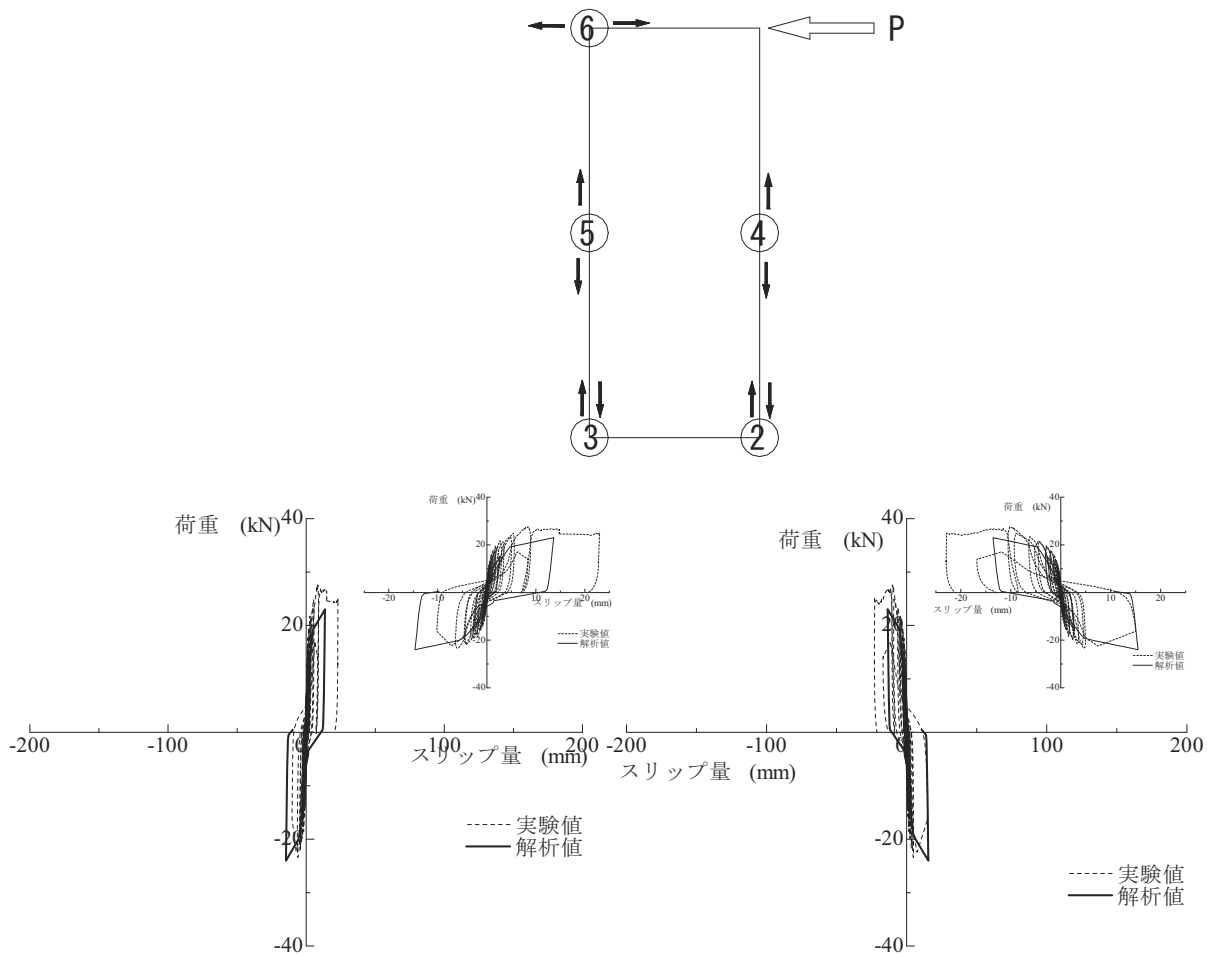


図 3.25 柱と面材のスリップ履歴⑤ 図 3.26 柱と面材のスリップ履歴④

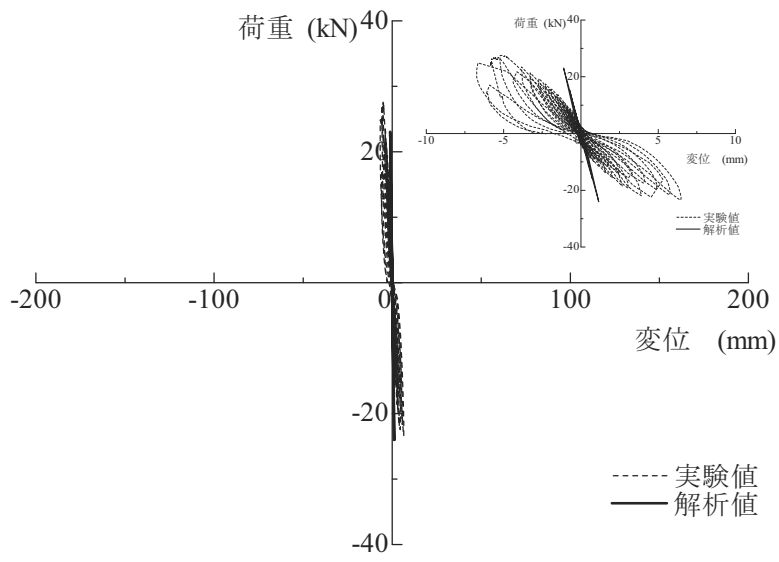


図 3.27 柱脚の浮き沈み③

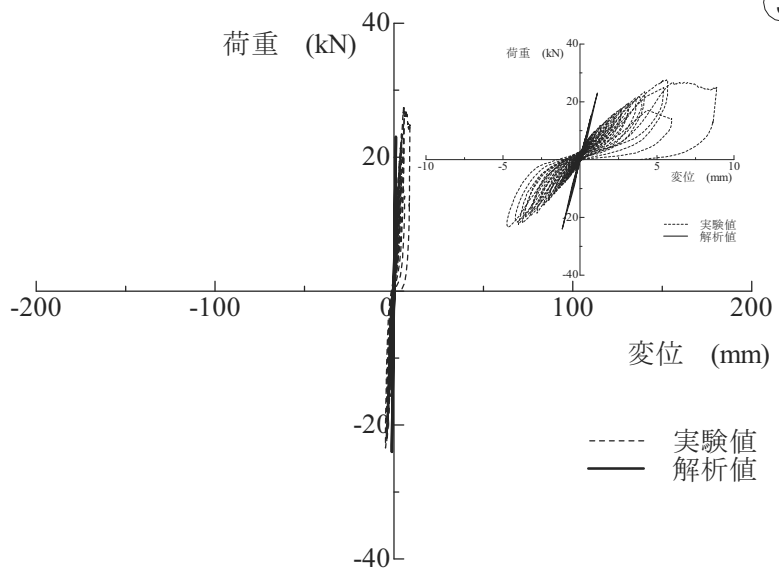
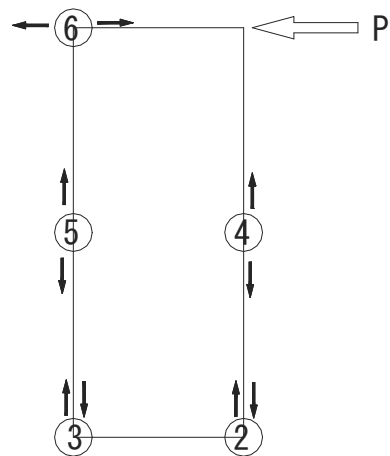


図 3.28 柱脚の浮き沈み②



図 3.29 壁上部釘バネが K2 に入り始めた段階

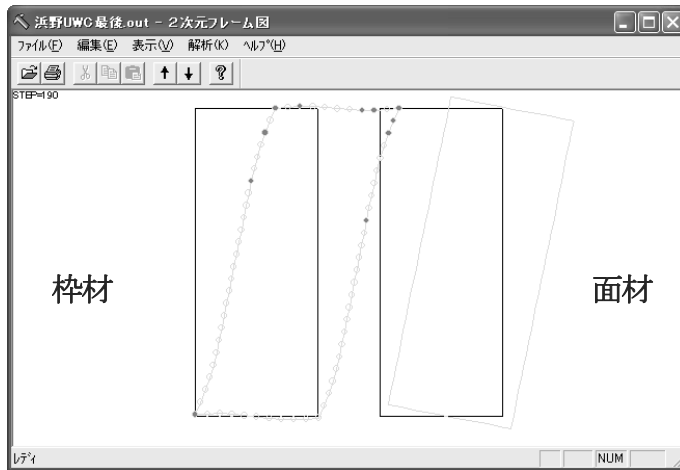


図 3.30 壁上部釘バネが K3 に入り始めた段階

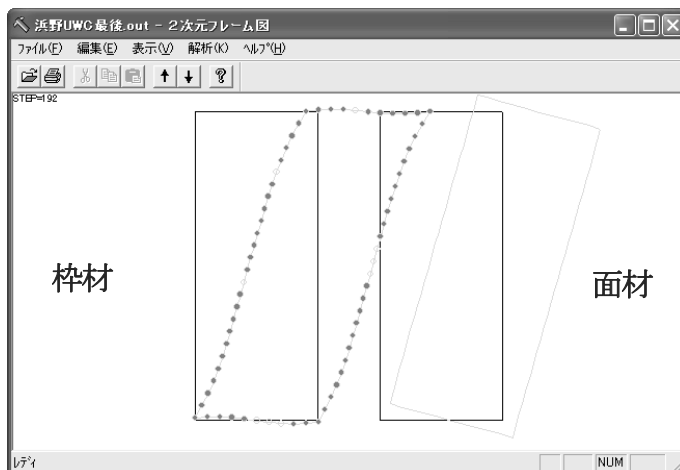


図 3.31 最大荷重直前

3.4 まとめ

本章では、耐力壁を対象とする漸増繰り返し载荷および正負繰り返し载荷による静加力実験を行い、釘せん断接合部をトリリニア・スリップ型弾塑性モデルで表した耐震壁モデルの解析結果と比較した。ただし、解析には、マトリックス変位法の弾塑性増分解析を用いている。解析結果と静加力実験の結果を比較により、下記のような知見が得られた。

- (1) 耐震壁頂部における解析で求めた履歴は、静加力実験により求めた実履歴とほぼ等しい性情を示す。
- (2) 最大荷重付近については、静加力実験により求めた実履歴と比較して、解析による履歴はやや直線的な変形性状になる傾向が見られる。
- (3) 静加力実験による履歴と比較して、柱脚部の浮き上がり沈み込みの解析による履歴は、頂部水平変位の解析による履歴よりも、精度が落ちるものの、ほぼ実験による履歴と等しい傾向を示す。
- (4) 耐震壁の解析モデルを、トリリニア・スリップ型弾塑性モデルで表した釘せん断接合部モデルを用いて構築することで、FEM 解析と比較して、FEM 解析とほぼ同様な精度で、より簡便に解析できることを確認している。

第4章 水平構面の純せん断実験および履歴解析

4.1 まえがき

木質構造では、用いられる主要な構造を構成する木材の種類や合板など面材の種類とともに、釘などの接合具の力学的性能が構造部位や建物全体の剛性や耐力に影響する。一方、床や屋根などの水平構面は曲げとせん断の応力が混在した曲げせん断実験が多く、純せん断による実験例は少ない。

本章では、面内純せん断を受ける釘打ち面材張水平構面について静加力実験を行い、設定した釘せん断接合部を考慮した解析手法による履歴を面材張水平構面の静加力実験の実履歴と比較検討することを目的とする。具体的には、水平構面全体の変形は釘せん断接合部の変形に依存すると仮定し、釘せん断接合部の履歴モデルを実験履歴から定める。合板は高い面内せん断剛性を有することから、変形は無いものとして解析用構造モデルを設定し、水平構面の増分解析を行い、実履歴と比較する。

4.2 釘打ち面材張水平構面の純せん断実験

4.2.1 釘打ち面材張水平構面の試験体の概要

釘打ち面材張水平構面の解析モデルを作成するための諸数値を検討、収集する目的で、釘打ち面材張水平構面による静加力実験を行う。

釘打ち面材張水平構面の試験体は、標準的な千鳥張仕様と、工場製作などの芋目地張の 2 種類とする。試験体の基本形状を図 4.1~4.7 に示す。外形寸法 2730mm×2730mm であり、枠材は S.P.F 材を用い、断面 89×89mm、垂木・根太および振れ止めは S.P.F 材 39×89mm の 204 材を、面材は米松合板 12mm 厚、1820×910mm を構面中央部に、周辺部に長さ 455mm、1385mm のものを割り付け千鳥張、芋目地の構面を製作した。枠材と面材の接合は、枠組壁工法で通常使用される CN50 釘を用いた。千鳥張構面は枠材と合板外周部を釘間隔 150mm とし、芋目地張構面は、釘間隔 150mm(芋目地張 1)と、同 100mm(芋目地張 2)の 2 種類を用いた。その他釘間隔は 300mm を目安として面材と枠材及び振れ止め材に打付けてある。

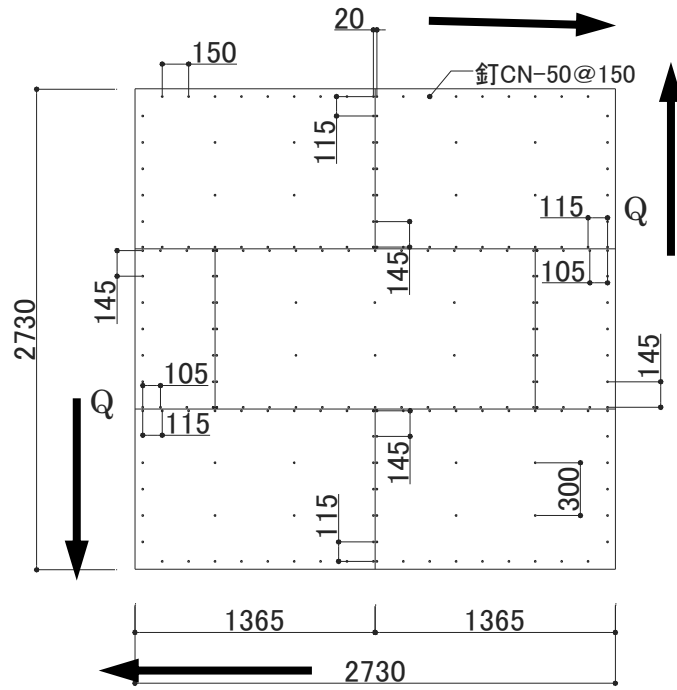


図 4.1 千鳥張試験体

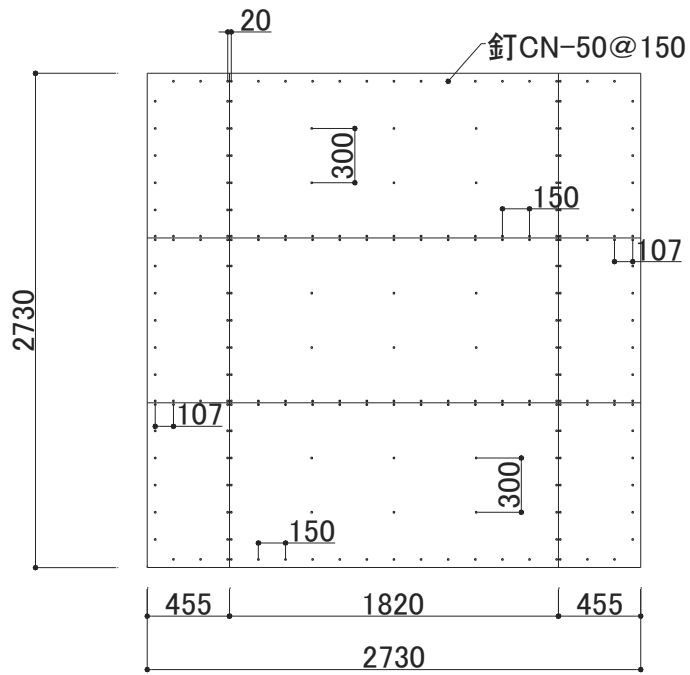


図 4.2 芋目地張1試験体

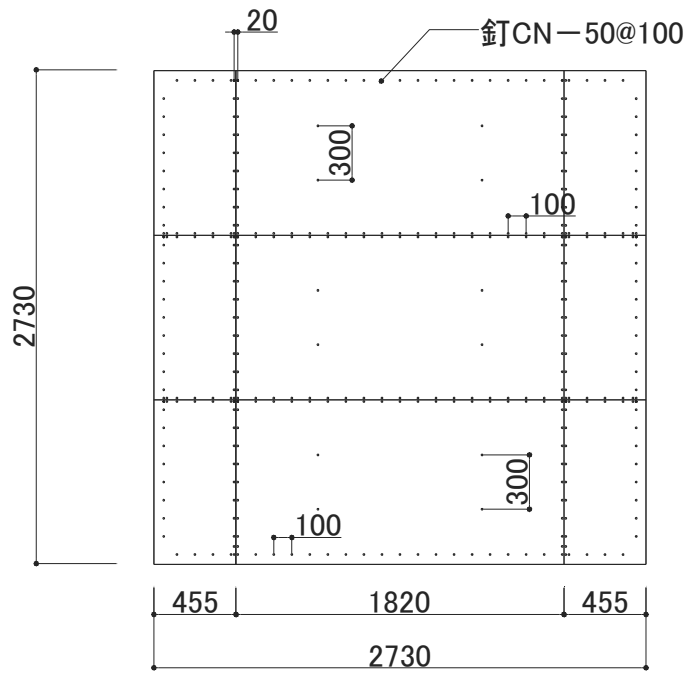


図 4.3 芋目地張 2 試験体

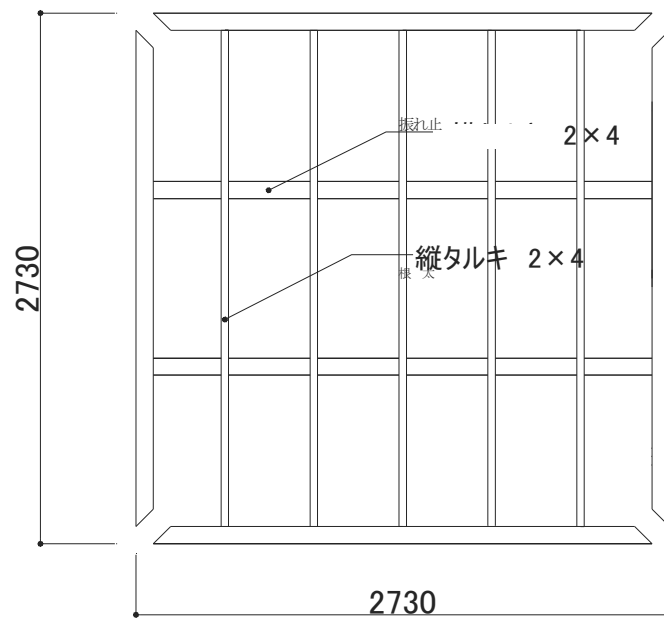


図 4.4 全試験体共通枠材

4.2.2 釘打ち面材張水平構面試験体の静加力面内純せん断実験方法

釘打ち面材張水平構面試験体を用いた静加力実験は、図 4.5 に示すように試験体を鋼製反力フレーム内に縦置きに設置し、加力用油圧ジャッキを用いて試験体上部の枠材中央部にラグスクリューを用いて緊結された溝形鋼を介して面内せん断加力した。試験体の他の3辺は加力による剛体回転の発生を抑制し、試験体のせん断変形を拘束することなく反力が生じるよう、鋼棒と試験体裏表各2箇所を設置したホールダウン金物およびラグスクリュー留めし鋼棒をナットで留めている。鋼棒の他端は反力フレームに鋼板にナットで緊結した。鋼板と反力フレームの間には変形進行時に追従できるようにローラーを設けている。せん断変形の計測は試験体対角方向の伸縮を電気抵抗型変位計により計測し、水平方向の変位量に換算している。

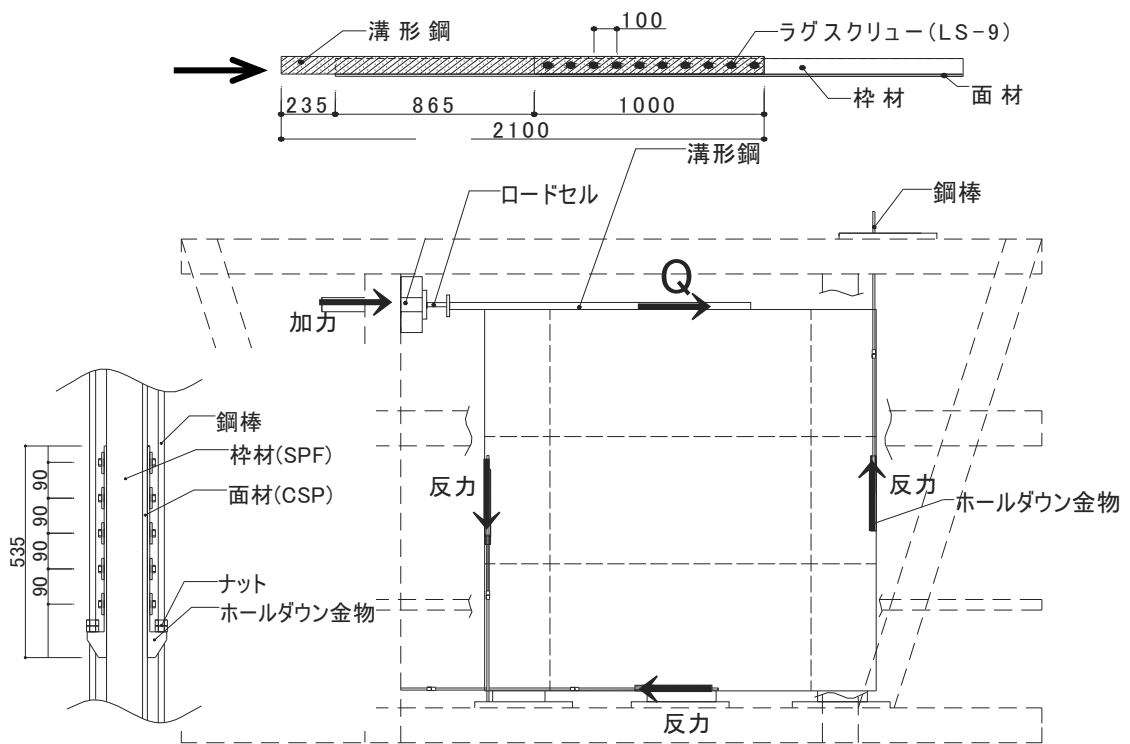


図 4.5 試験体の静加力のシステム

4.2.3 釘打ち面材張水平構面試験体の静加力面内純せん断実験結果

全ての釘打ち面材張水平構面試験体は、漸増繰り返し载荷による静加力面内純せん断実験を行っている。実験結果一覧を表 4.1 に示す。また、水平構面の目地の破壊状況を図 4.6～4.8 に示す。

図 4.6 より、千鳥張試験体では目地が通り抜けない T 字の交差部で他方の合板の中間部に隅角部木口があたり、目地の開きが抑えられていることが解る。

図 4.7 および図 4.8 より、芋目地では目地の開きが荷重の増加に伴い大きくなり、交差部の目地では破壊に至る目地側の開きが大きくなりその他の目地は合板同士の木口が密着した状態で破壊に至っている。

表 4.1 面内純せん断実験結果一覧

試験体	最大荷重 Q _{max} (kN)	Q _{max} 時の頂部 水平変位 (mm)	Q _{max} 時の 変形角 (rad)
千鳥張	34.37	59.1	1/46
芋目地張 1	25.43	75.0	1/36
芋目地張 2	36.14	67.0	1/40

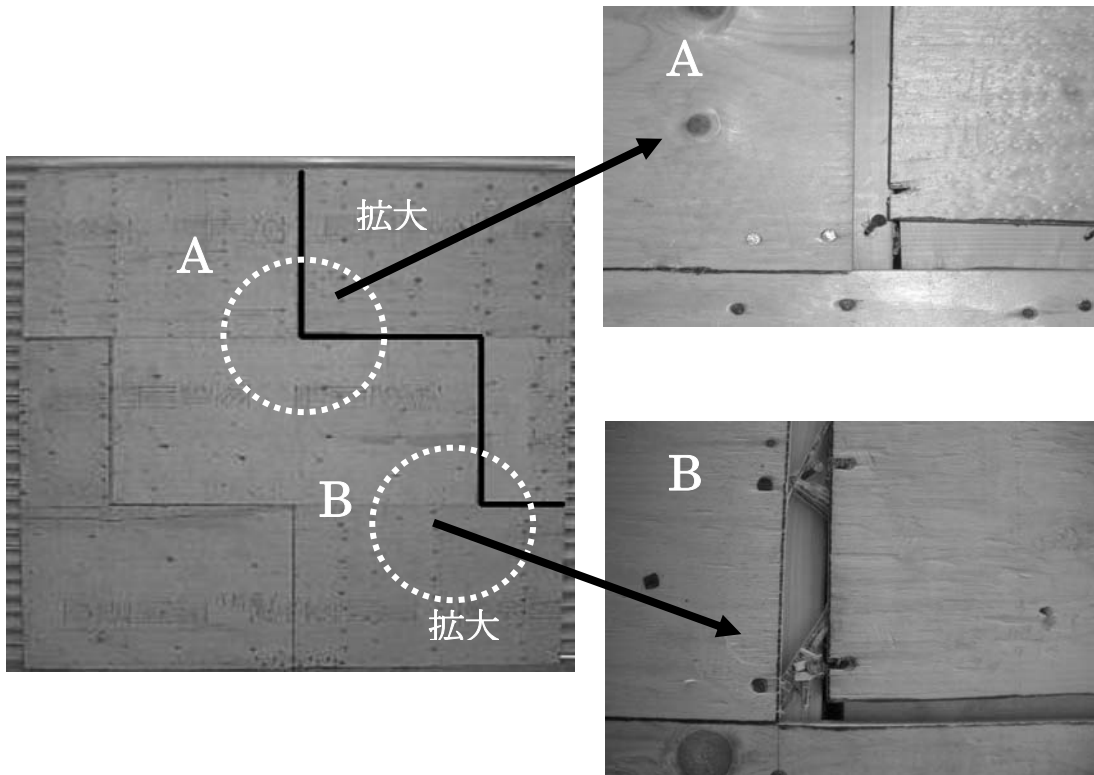


図 4.6 千鳥張試験体の破壊状況

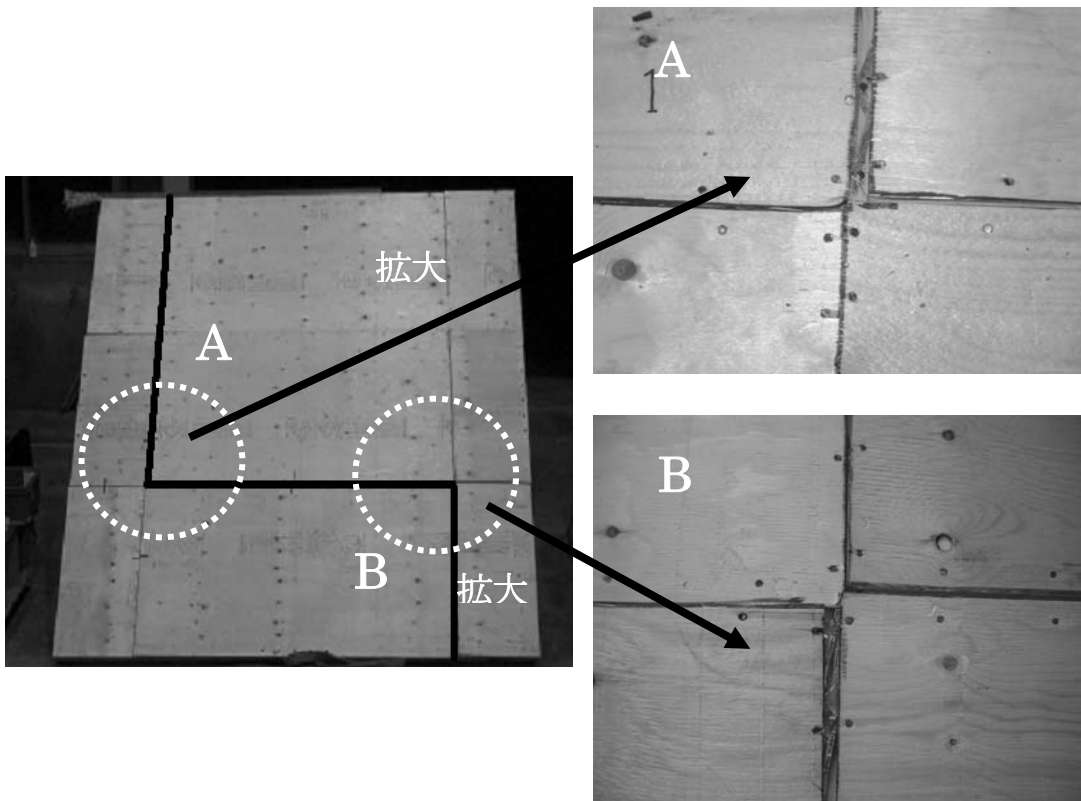


図 4.7 芋目地張 I 試験体の破壊状況

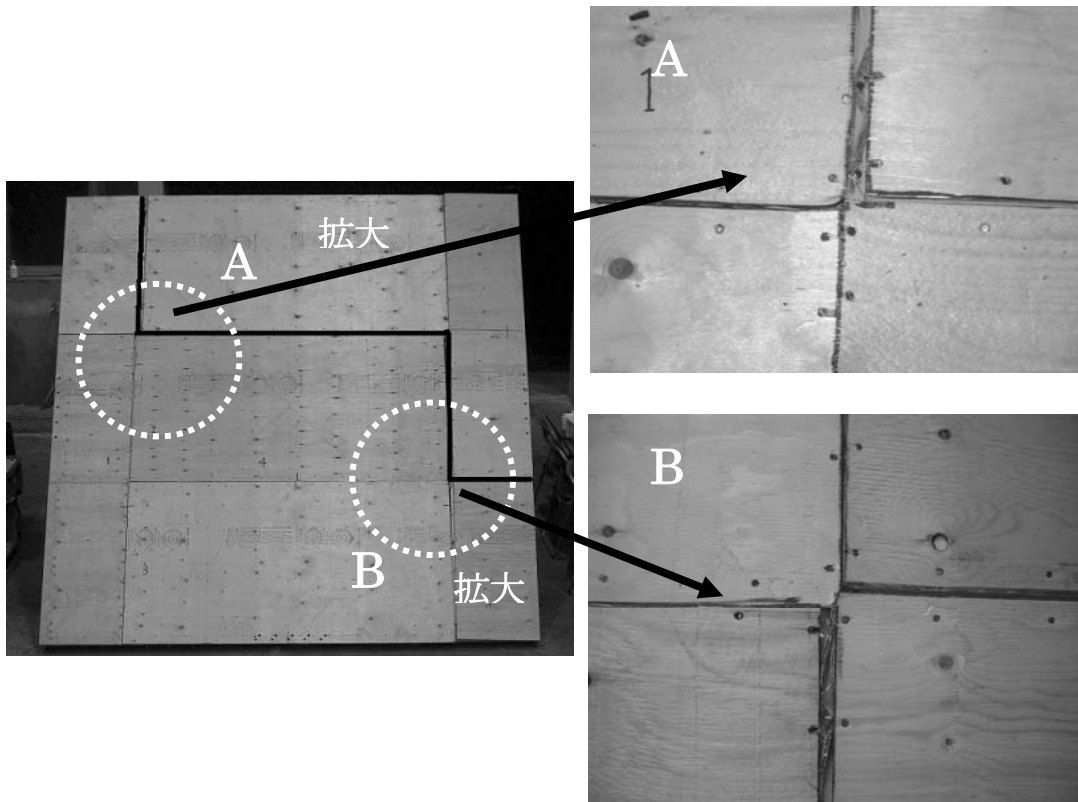
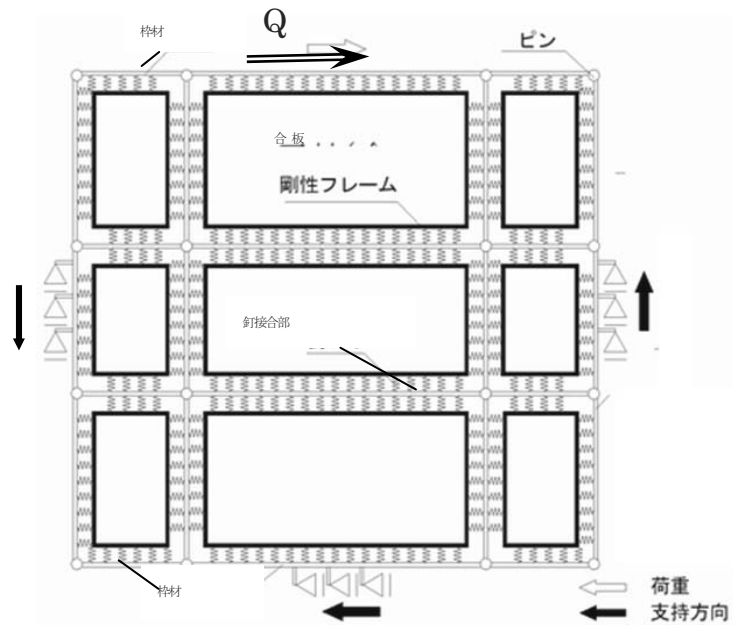


図 4.8 芋目地張 2 試験体の破壊状況

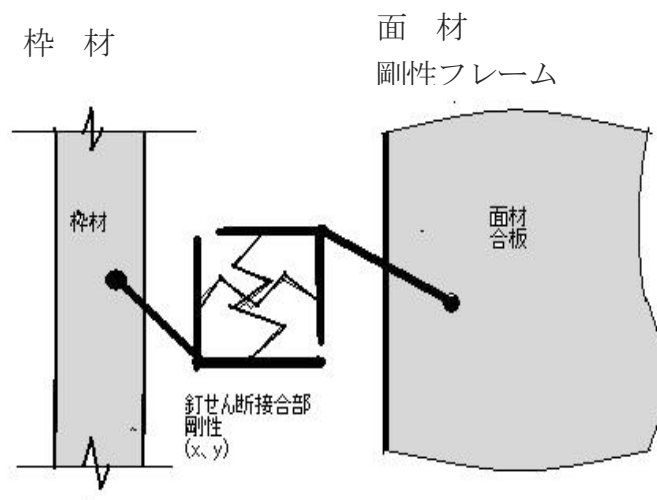
4.3 釘打ち面材張水平構面試験体のモデル化

釘打ち面材張り水平構面の解析を行うために、2章で示した釘せん断接合部を表すトリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いて、3章と同様な方法でモデル化する。モデル化した水平構面の構造モデルを図4.9に示す。水平構面を構成する枠材は線材置換し、枠材と枠材端はピン接合と仮定する。面材は面内せん断による実変形が接合部の変形に比べると微小で、無視できる程度であるから、剛性無限大のフレームに置換する。入力諸数値を表4.2に示す。

構面全体の変形は図4.9(b)に示す面材と枠材の釘接合部の履歴性状が集積されたものと考えマトリックス変位法による増分解析により求める。プログラムは1箇所当たり500ステップで演算を打ち切る。このため、荷重増分は実験の最大荷重を基にして500ステップ以内で最大荷重付近まで解析するよう決定している。ただし、解析は正負繰返しの荷重増分形式で行う



(a) 水平構面解析モデル



(b) 釘接合部モデル

図 4.9 水平構面の釘接合部を含む構造モデル概要

4.4 釘打ち面材張水平構面試験体の履歴解析結果

釘打ち面材張り水平構面の解析結果を第1象限の部分のみを実験の履歴と比較して、図4.10～図4.12に示す。解析結果のうち図中に○をつないで示すものは加力用治具を含む自重約150kgの影響を取り除いたもの、図中に●をつないで示すものは、さらに、ラグスクリーンの剛性を等価な釘10本に置換して剛性を加算したものである。これは3辺の反力用治具の接合具であるラグスクリーンが試験体周辺の合板の上からとめられていることから、合板の変形を考慮してのことである。

図4.10に示す千鳥張試験体では初期荷重時から最大荷重に至るまで解析履歴は実履歴に比べ剛性が低く評価される傾向を示している。図4.11に示す芋目地張1試験体では実験値に比べ解析値の剛性がやや低くなる傾向を示すものの、荷重中期の履歴性状は近似している。図4.12に示す芋目地張2試験体では他の試験体に比べ荷重初期より中期、最大荷重近傍まで解析値が実履歴に良好に近似する結果を示す結果となっている。

以上のことから、釘せん断接合部の履歴モデルから構面に留めた個々の釘の荷重ごとの変形を集積して全体の変形を求めるという手法は、比較的緩やかな逆S字形の履歴性状の特徴を再現可能であることがわかる。

実験値を解析値がうまく近似できなかつた千鳥張構面の場合は、変形が進行するに伴って隣接する合板の隅角部が他の合板に接触し、釘接合部を介さずに、合板木口相互の力の伝達が行われ変形を抑制していると考えられる。従って精度を上げるためには水平構面の変形は、釘接合部の変形以外に、接触する合板相互の影響を考慮した解析法が必要である。

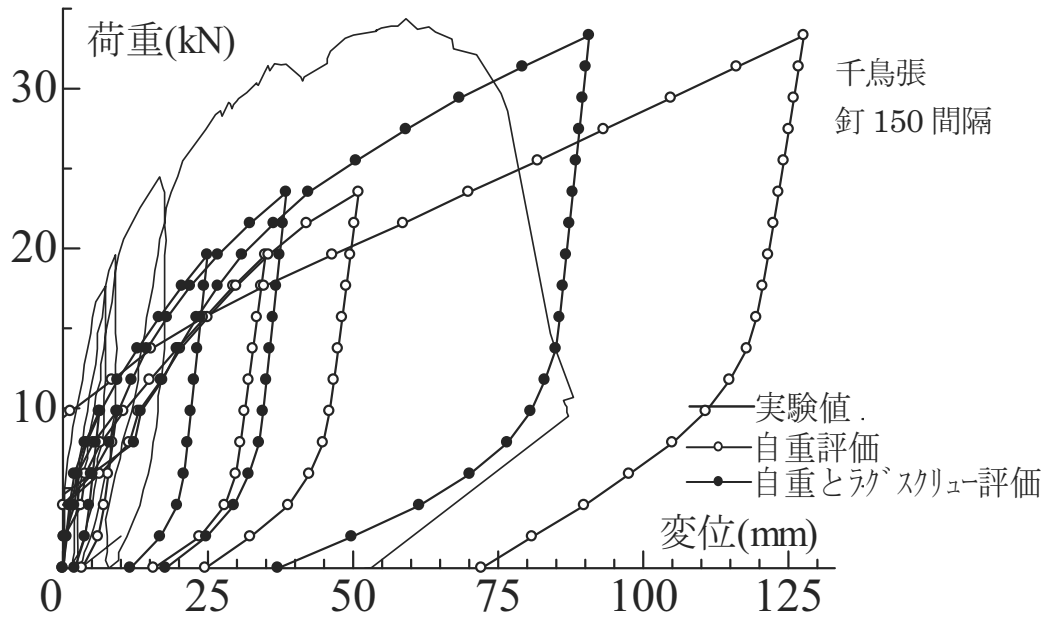


図 4.10 千鳥張試験体実験履歴と解析履歴

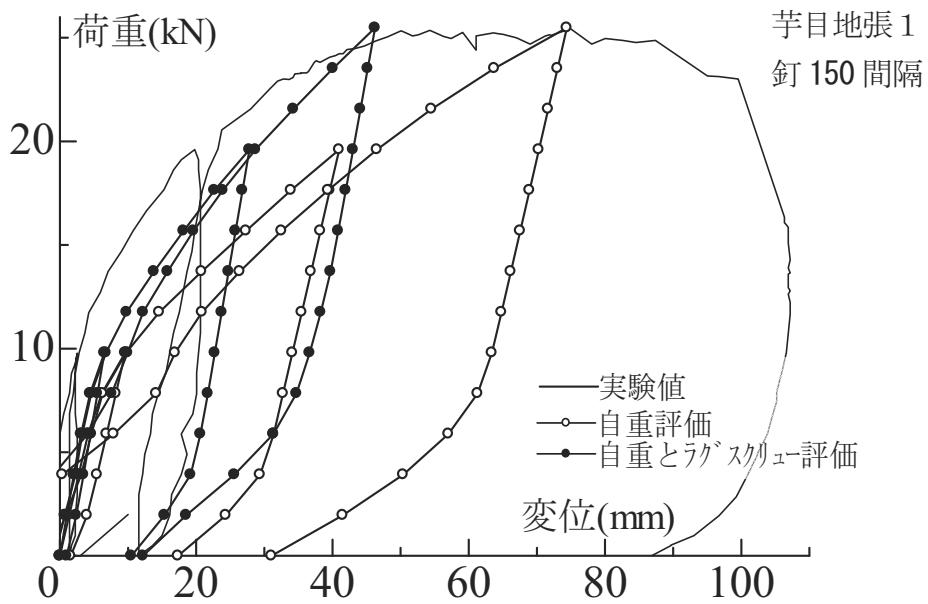


図 4.11 芋目地張 1 試験体実験履歴と解析履歴

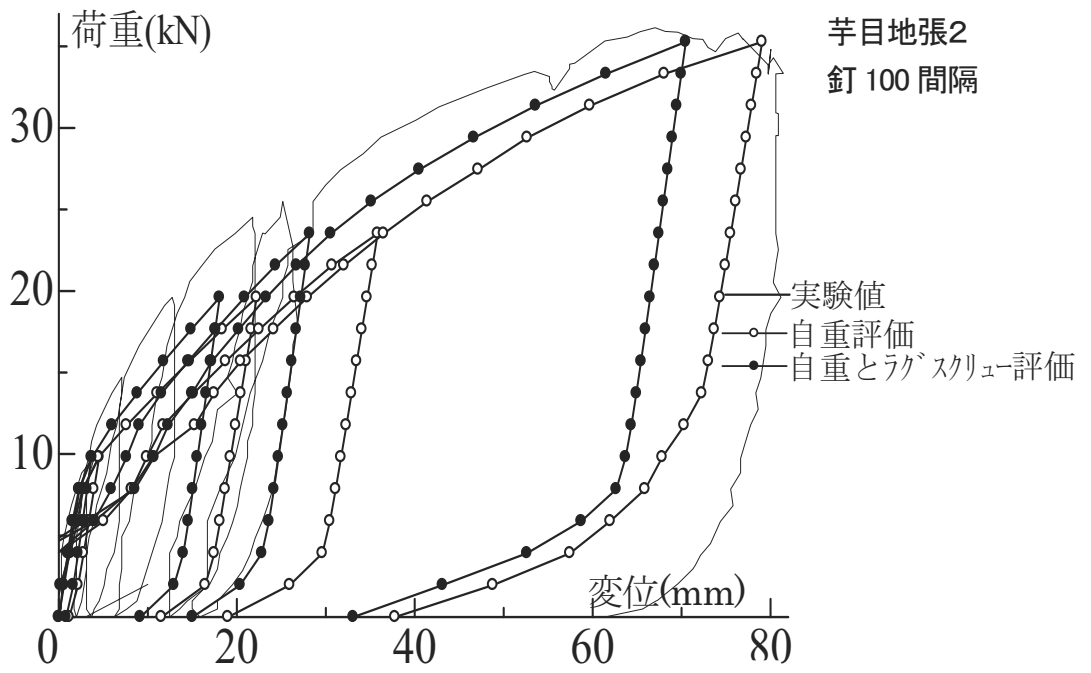


図 4.12 芋目地張 2 試験体実験履歴と解析履歴

4.5 目地部に発生する相対ズレに関する履歴の評価

水平構面の全体履歴は釘接合部の変形に依存していることから、釘打ちした面材目地部の実験履歴と解析履歴を比較することは全体履歴の解析精度を高める上で有用である。試験体の合板目地部分の任意の点について計測された相対ズレの履歴を求める。ほぼ同位置における目地部分のそれぞれの合板の向かい合う一対の釘の相対ズレについて解析履歴を求め、各試験体4箇所の実験履歴と解析履歴を比較した。図4.13から図4.15に結果を示す。荷重値は試験体全体に加えらるる値で、相対ズレを示す変位は計測される合板相互のズレを示す。解析値は自重の影響を取り除きラグスクリューの剛性を加算した場合の結果を用いている。

図14から千鳥張構面では試験体中央部の合板の長手方向のC点の位置で比較的良好に近似した履歴を示すが、A,B点では荷重初期より解析による相対ズレが過大に評価されている。図4.14および図4.15から芋目地張の2種の試験体では、中央部合板のB,D点で計測された実験履歴に解析履歴が概ね近似した性状を示すが、水平構面周辺部のA,C点では実験履歴に比べややズレが大きい結果となっている。周辺部では、反力を得るためのラグスクリューが周辺部の一部合板に対し比較的大きな拘束力を持つため、解析では過小評価となっていると考えられる。

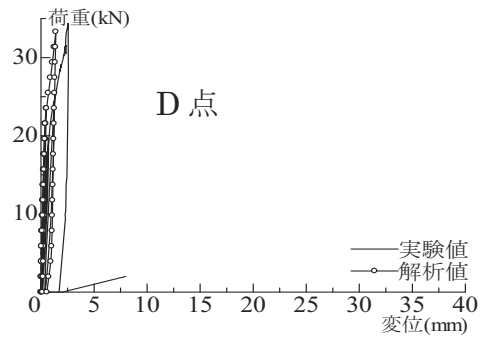
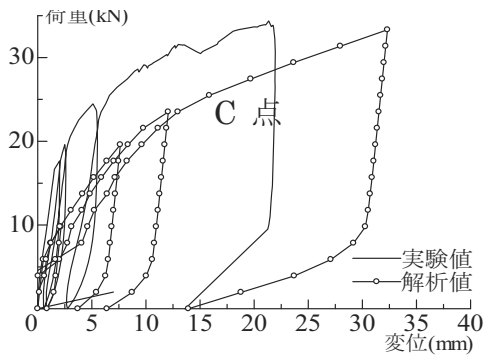
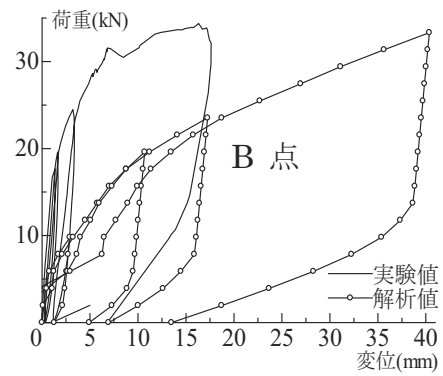
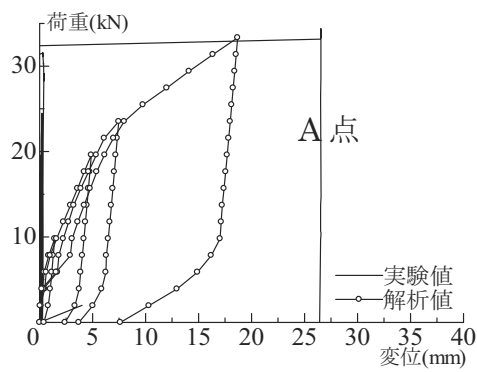
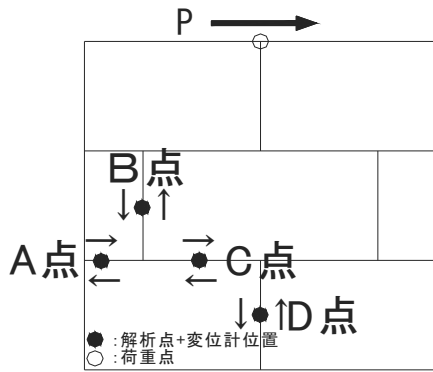


図 4.13 千鳥張試験体合板目地部の相対ズレの履歴比較

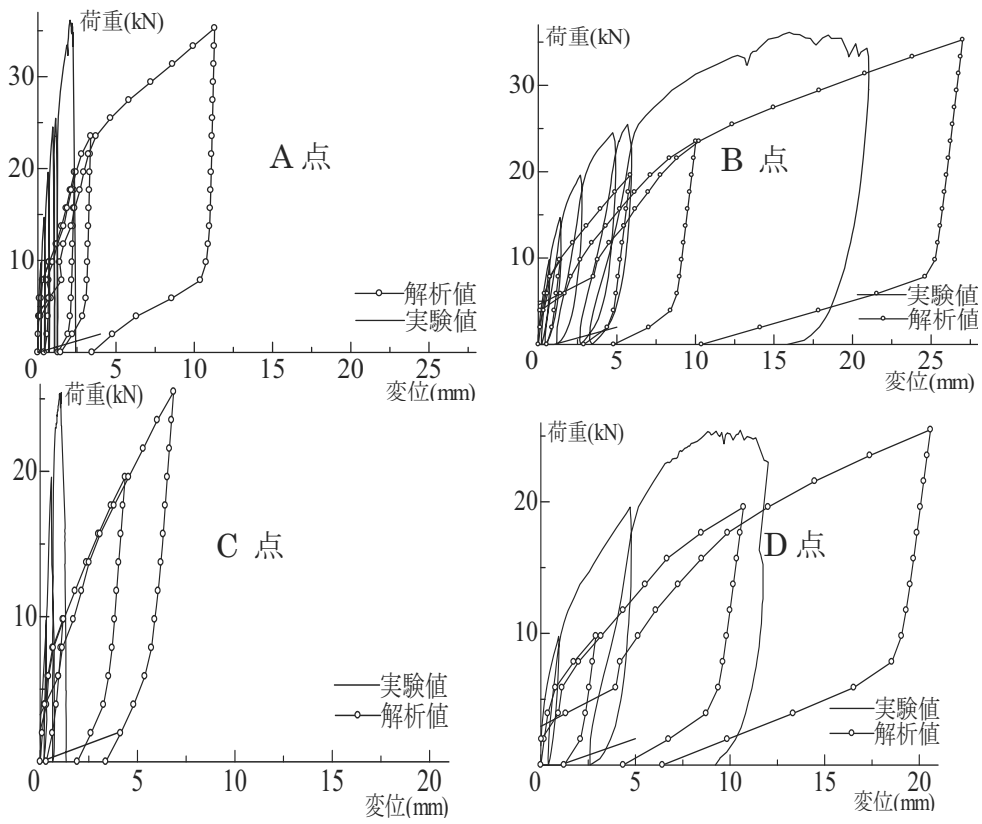
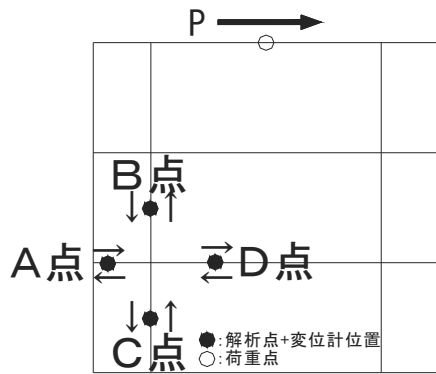


図 4.14 芋目地張 1 試験体合板目地部の相対ズレの履歴比較

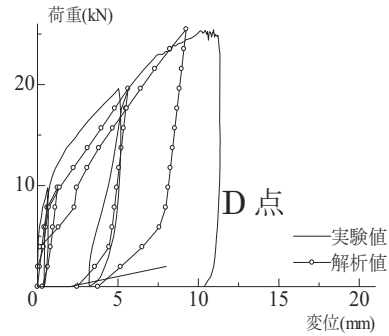
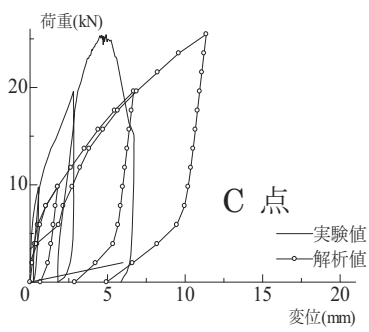
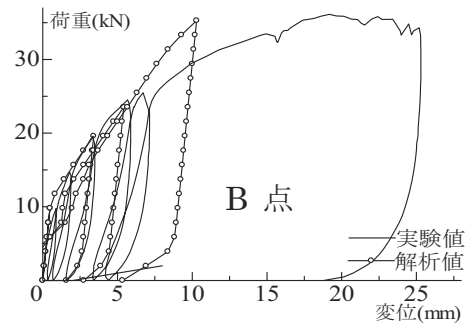
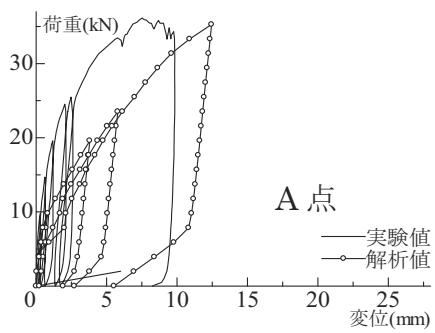
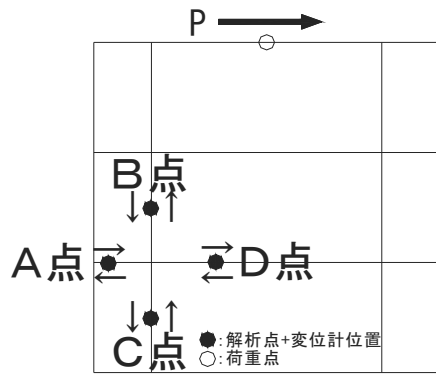


図 4.15 芋目地張 2 試験体合板目地部の相対ズレの履歴比較

4.6 まとめ

面内せん断を受ける水平構面の全体履歴は、面材と枠材を止めた釘せん断接合部の履歴性状に依存するとして、釘接合部の履歴に着目し、増分解析を行い実験履歴と比較検討を行った。その結果、以下のように本解析手法の有用性を確認できた。

- (1) 千鳥張構面は緩やかな曲線状の解析履歴を描いているが、荷重の初期より解析値がやや変位が進む傾向にあり、面材同士の力の伝達などの要因が構面の剛性を高めたと考えられる。釘のせん断変形のみで全体履歴を評価するだけでなく、面材の隅角部が他の合板に接触し、支圧による影響を考慮する解析が必要である。
- (2) 芋目地張 2 種類の解析履歴はいずれも実験履歴に近似する緩やかな曲線状の履歴を描いている。
- (3) 面材相互の相対的ズレの履歴比較では、計測された 4 箇所の実履歴とその近傍のそれぞれの面材に打付けた釘の相対ズレを解析値として比較し検討した。芋目地張の構面はやや周辺部で実験値と解析値のズレ量に差があるものの、試験体中央部の履歴は近似した性状を示している。千鳥張はいずれの箇所も履歴に差異が大きく、面材相互の支圧による力の伝達が発生していることが考えられる。目地に発生する面材相互の接触や支圧による力の伝達について検討し解析に反映する必要がある。

第5章 実大住宅の水平静加力実験および履歴解析

5.1 まえがき

兵庫県南部地震において、筋違いや面材張り耐力壁などの耐震要素の不適切な配置、量的な不足あるいは古い工法によるものなどの理由で性能が十分に発揮されず、崩壊、倒壊するなどの被害を受けた木造住宅が多くみられた。そのため、兵庫県南部地震以後、研究機関や企業をはじめ一般の社会でも木造住宅の耐震性能の向上が注目され、様々な研究が行われている。木造住宅における構造設計は、仕様による耐力壁の強度評価に基づいて、主に壁量の確保により耐震、耐風計算が行われている。この仕様による強度評価は建物がもつ本来の耐震性能について詳細に検討されたものに基づいて、最低基準を定めたものである。したがって、当該住宅が地震力に対しどのような履歴を描いて最大荷重に至るかを究明し、力学的性能を明らかにすることは重要であると考えられる。かつ、これら履歴を解析により再現することを試行し、その精度について検討を加え、従来と異なった見地より構造設計法を探ることは、木造住宅の地震時の崩壊および倒壊の再発を防ぐ上からも有用である。

本章では、住宅の剛性、耐力をはじめ履歴性状及び破壊状況が明らかにする目的で、まず枠組壁工法実大住宅についての静加力実験を行う。次に、第2、3章で示した釘せん断接合部をモデル化したトリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた解析モデルを構築し、実験結果と解析結果の比較を行い木造住宅に関するより適切な耐震設計の手法を探るための検討・評価を行う。

5.2 枠組壁工法実大住宅の静加力実験

5.2.1 枠組壁工法実大住宅の試験体の概要

試験体は、枠組壁工法で建てられており、規模が総2階建て、間口5.0m、奥行き8.0m、軒高さ5.4mである。階高は1，2階とも2.7mである。各階の床面積は80m²である。

構造概要は、基礎を鉄筋コンクリートのべた基礎で、主要構造材料は樹種S-PFのSⅡが用いられている。土台は89×89mmの米ツガで、枠材は38×89mmが用いられている。根太は1階が38×89mm、2階を38×235mmで、垂木は1，2階とも38×89mmが用いられている。表5.1に示すように、外壁は構造用合板厚7.5mmの外壁下地モルタル一体成型品、内壁は石膏ボード厚12mmが用いられ、床は構造用合板一種厚さ12mm、野地板は構造用合板9mmが用いられている。外壁ユニットと土台はHBD-15タイプのホールダウン金物で緊結されている。

実大住宅の構造概要を表5.1、各階平面を図5.1と図5.2、各立面を図5.3～図5.6、矩計を図5.7にそれぞれ示す。

表5.1 実大住宅の構造概要

	面材	釘・ネジ・ピッチ
外壁	構造用合板厚 7.5mm モルタル厚 15.0mm	外周部 FC65-V9@100 内周部 FC65-V9@200
内壁	石膏ボード厚 12.0mm	外周部 W-32@100 中間部 W-32@200
床	構造用合板厚 12.0mm	CN90@100
屋根	構造用合板厚 9.0mm	外周部 CN-50@150 中間部 CN-50@300

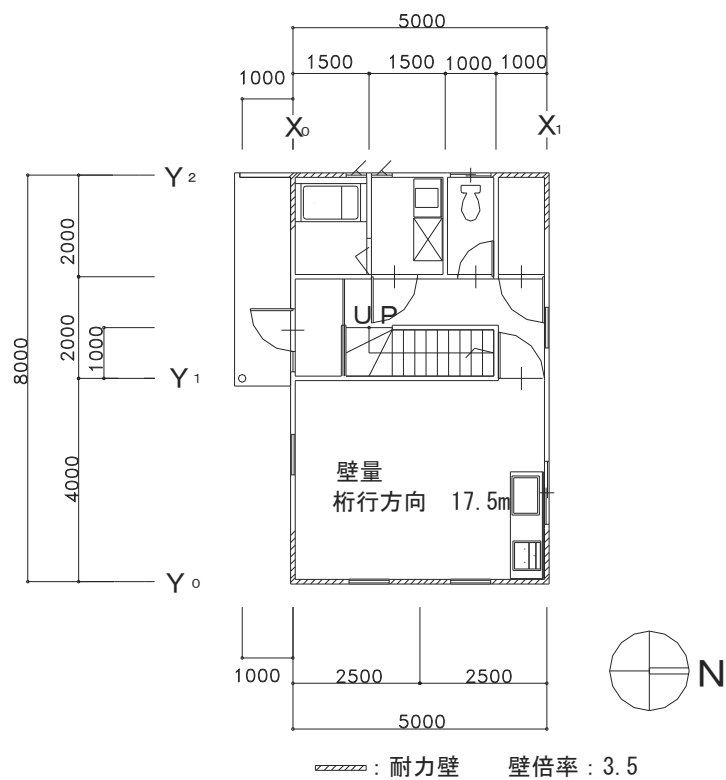


図 5.1 1階平面

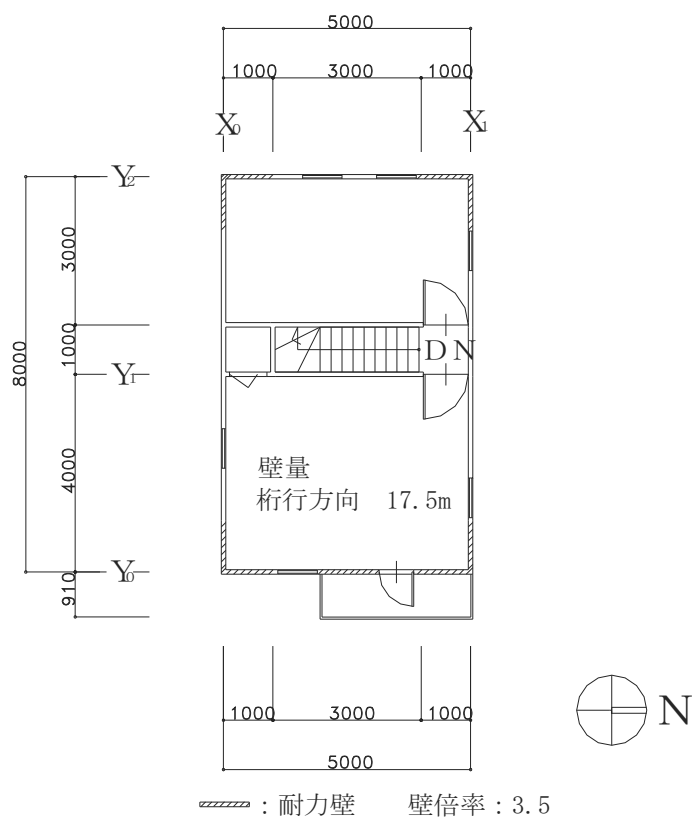


図 5.2 2階平面



图 5.3 南立面

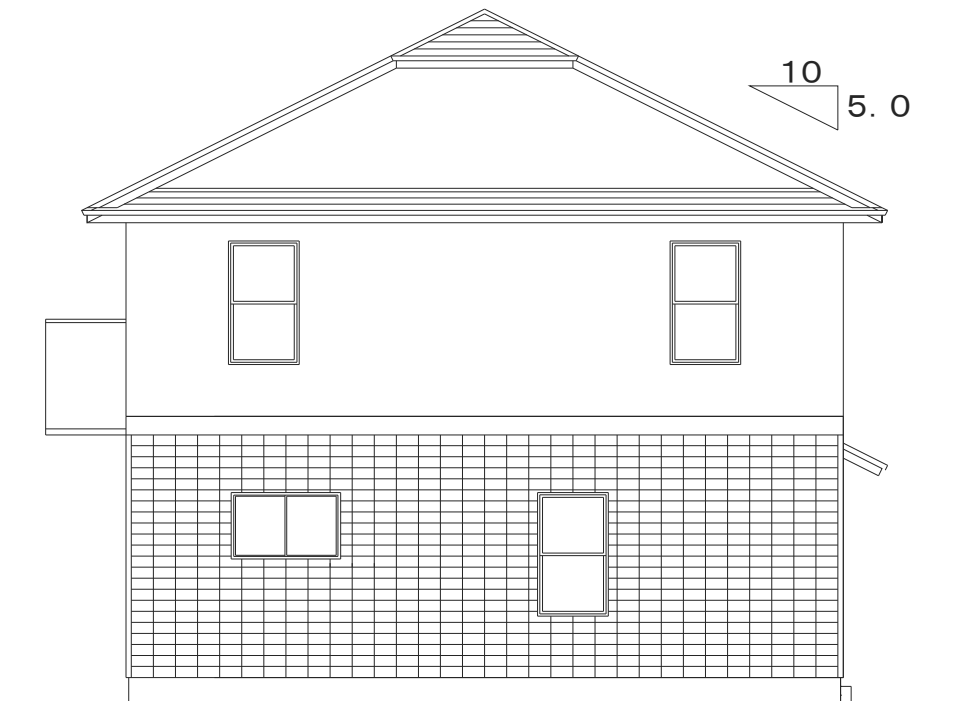


图 5.4 北立面

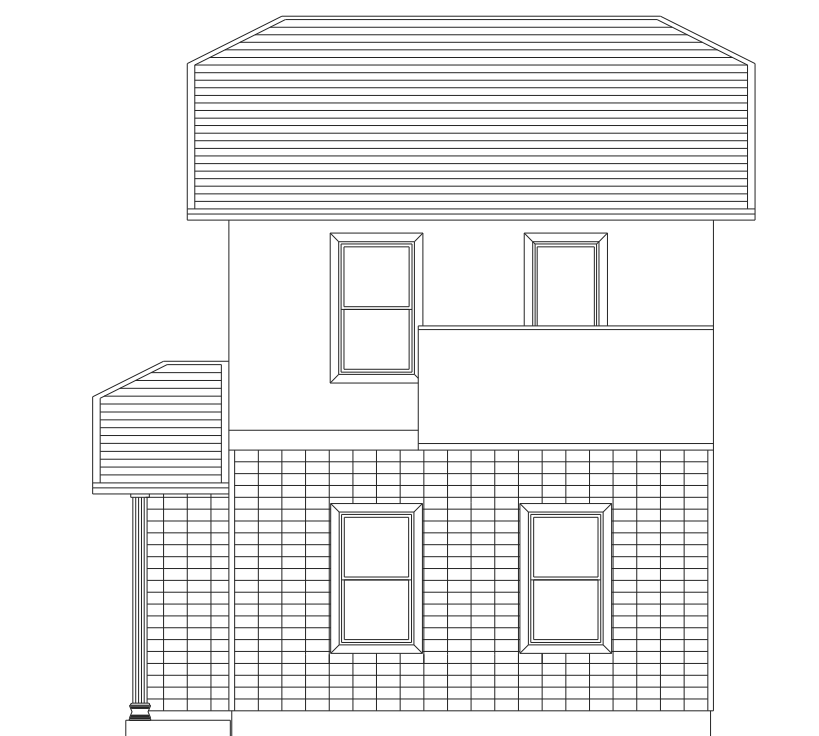


图 5.5 东立面

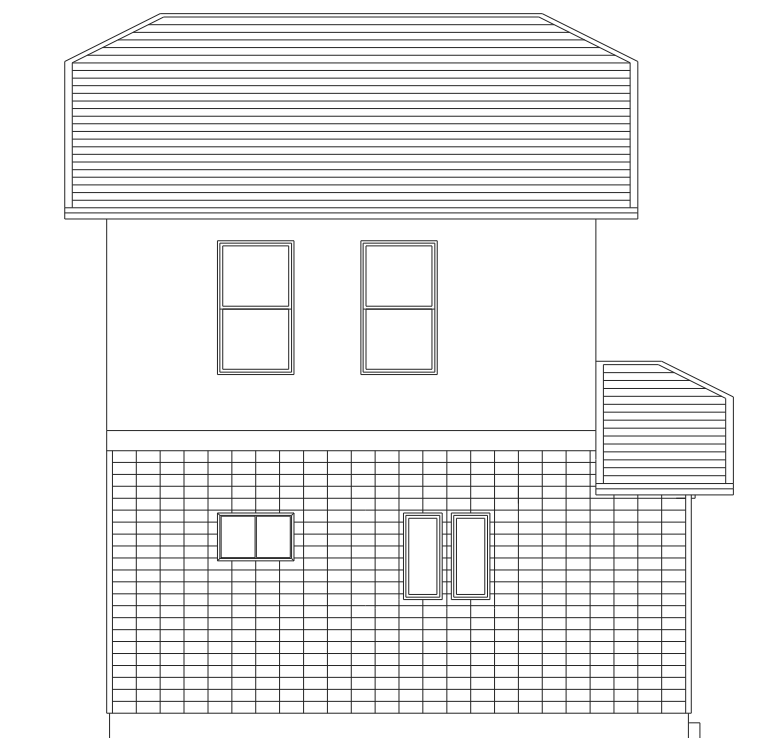


图 5.6 西立面

5.2.2 枠組壁工法実大住宅の試験体の壁量計算

実大住宅試験体について、構造性能を把握する目的で、一般的に行われている壁量の検討に加え、地震力を想定した旧基準による構造計算を行う。表 5.2 に算定した屋根及び床荷重を、表 5.3 に地震力を、表 5.4 に必要壁量を示す。

実大住宅試験体には、耐力壁の壁倍率は 3.5 の耐力壁を用いていることから、張間、桁行それぞれの方向の壁量は、

張間方向	$3.5 \times 4(\text{m})=14.0$	
桁行方向	$3.5 \times 5(\text{m})=17.5$	(1, 2階共)

となる。算出した壁量と表 5.4 に示す必要壁量を比較すると、

張間方向 2階	$3.5 \times 4(\text{m})=14.0$	> 8.70
張間方向 1階	$3.5 \times 4(\text{m})=14.0$	< 17.55
桁行方向 2階	$3.5 \times 5(\text{m})=17.5$	< 8.70
桁行方向 1階	$3.5 \times 5(\text{m})=17.5$	$\doteq 17.55$

であり、張間で 1階部分がわずかに不足しているが、加力方向は桁行方向とするので実験の趣旨に反していない。また、桁行方向 1階部分については、ほぼ必要壁量ぎりぎりの設計としている。

固定荷重

	屋根	石綿板 (野地板含)	25	}	$35 \times 1.08 = 38$	}	48	68 kg/m^2	666.4 N/m^2
		母屋・垂木	10						
		小屋組	10						
		天井	20						
2階床		仕上げ (根太下地含)	25	}	60 kg/m^2	}	70 kg/m^2	686.0 N/m^2	
		床組	20						
		天井	15						
					588.0 N/m^2				
	外壁	仕上げ (下地板含)	40	}	70 kg/m^2	}	686.0 N/m^2		
		軸組	15						
		内仕上げ	15						
	内壁	仕上げ	25	}	40 kg/m^2	}	392.0 N/m^2		
		軸組	15						

積載荷重

床用	...	$180 \text{ kg/m}^2 = 1764.0 \text{ N/m}^2$
柱・床・基礎用	...	$130 \text{ kg/m}^2 = 1274.0 \text{ N/m}^2$
地震用	...	$60 \text{ kg/m}^2 = 588.0 \text{ N/m}^2$

積雪荷重

設計積載深 : 30 cm
 単位重量 : 2 kg/cm/m^2
 雪荷重 : $30 \times 2 = 60 \text{ kg/m}^2 = 588.0 \text{ N/m}^2$

表 5.2 屋根及び床荷重一覧表 (上kg/m², 下N/m²)

	床 用			柱・梁・基礎用			地震用		
	固定用	積載	合計	固定	積載	合計	固定	積載	合計
屋	70	0	70	70	0	70	70	0	70
根	686	0	686	686	0	686	686	0	686
2階	60	180	240	60	130	190	60	60	120
床	588	1764	2352	588	1274	1862	588	588	1176

軸力

2階	屋根	$0.07 \times 6.0 \times 9.0 = 3.78$	}	9.57t = 93.79kN
	外壁	$0.07 \times 2.45 \times (5.0 \times 2 + 8.0 \times 2) = 4.46$		
		$0.07 \times 8.0 \times 1.955 \times 1/2 = 0.55$		
	内壁	$0.04 \times 2.945 \times 8.0 = 0.94$		
1階	床	$0.19 \times 5.0 \times 8.0 = 7.60$	}	13.90t = 136.22kN
	外壁	$0.07 \times 2.945 \times (5.0 \times 2 + 8.0 \times 2) = 5.36$		
	内壁	$0.04 \times 2.945 \times 8.0 = 0.94$		

地震力

R階	屋根	$0.07 \times 6.0 \times 9.0 = 3.78$	}	6.95t = 68.11kN
	外壁	$0.07 \times 1.225 \times (5.0 \times 2 + 8.0 \times 2) = 2.23$		
		$0.07 \times 8.0 \times 1.955 \times 1/2 = 0.55$		
	内壁	$0.04 \times 1.225 \times 4.0 \times 2 = 0.39$		
2階	床	$0.12 \times 5.0 \times 8.0 = 4.80$	}	10.57t = 103.59kN
	外壁	$0.07 \times 1.225 \times (5.0 \times 2 + 8.0 \times 2) = 2.23$		
		$0.07 \times 1.47 \times (5.0 \times 2 + 8.0 \times 2) = 2.68$		
	内壁	$0.04 \times 1.225 \times 4.0 \times 2 = 0.39$		
		$0.04 \times 1.47 \times 8.0 = 0.47$		

表 5.3 地震力の算定

	Wi (t) (kN)	ΣWi	Ai	A	Ci	Qi (t) (kN)
2階	6.95 68.11	6.96	0.40	1.27	0.25	1.74 17.05
1階	10.57 103.59	17.52	1.0	1.0	0.20	3.51 34.40

ここに、i 階の地震力は次式で与えられている。

$$Q_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times \Sigma W_i$$

- | | | |
|---|-----|---|
| } | Qi | : i 階の地震力 |
| | Z | : 地域係数 (Z=1.0 とする) |
| | Rt | : 振動特性係数 (木造の場合 Rt=1.0) |
| | Ai | : $A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$ |
| | Co | : 標準せん断係数 (Co=0.2 とする) |
| | ΣWi | : 最上階から i 階までの建物重量 |

壁量の検討

表 5.4 必要壁量

		地震時			
方向	階	Q_E	L_{E1}	L_{E2}	L_{NE}
張間方向	2	1.75	8.70	6.00	8.70
	1	3.51	17.55	11.60	17.55
桁行方向	2	1.74	8.70	6.00	8.70
	1	3.51	17.55	11.60	17.55

Q_E : 地震力

L_{E1} : 地震力による必要壁量

L_{E2} : 告示により、床面積によって決まる壁量
(2階 : $A2 \times 0.15$, 1階 : $A1 \times 0.29$) * I

L_{NE} : 地震時の必要壁量 $\max(L_{E1} , L_{E2})$

* I : 地震力に対する必要壁量 (軽い屋根葺き材の建物の場合)

0.15 は2階部、0.29 は1階部の必要壁量 (m/m²)

5.2.3 枠組壁工法実大住宅の水平静加力実験の方法

屋外に建設した枠組壁工法実大実験住宅に、図 5.8 のように加力システムを取り付け、5.2.2 で示した地震力を想定し、水平静加力実験を行う。水平静加力は、建物の2階軒部分の西側及び東側に表 5.5 に示す油圧ジャッキを、加力用の X 型に配置された治具に検力ロードセルを取り付け、桁行方向に水平加力が正負繰り返し加力する。また積載荷重として2階床に実際の住宅と同じ条件の見合うよう砂袋合計 29.4kN が均等に配置する。図 5.9 に加力の詳細を、また表 5.5 に実験で使用した機器の一覧を示す。

応答として、1, 2階頂部の水平変位、回転（ロッキング）を、10カ所に取り付けた変位計を用いて計測する。各変位計取り付け位置を図 5.10～図 5.17 に示す。

表 5.5 加力計測装置

種 類	名 称	数 量
加力装置	手動式油圧ポンプ	1 台
	複動油圧式ジャッキ	ストローク 150 mm 4 台
	ロードセル	容量 10 t 4 台
測定計器	変位計	ストローク 50 mm 15 台
		” 100 mm 6 台
		” 200 mm 1 台
		” 500 mm 2 台
		” 1000 mm 2 台
測定装置	データロガー (東京測器)	1 台

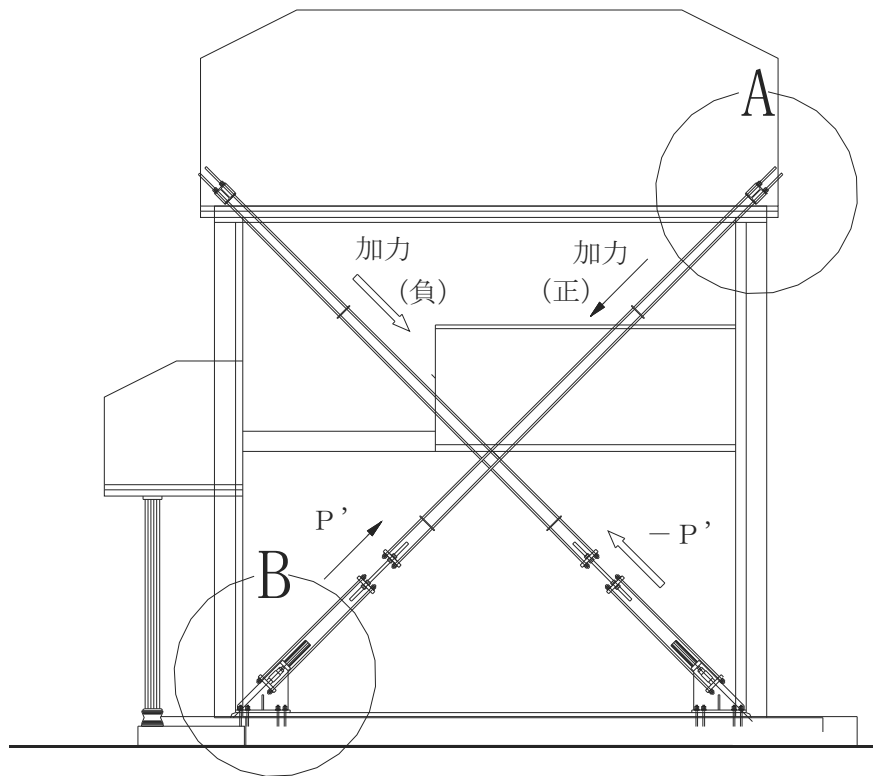


図 5.8 加力システム

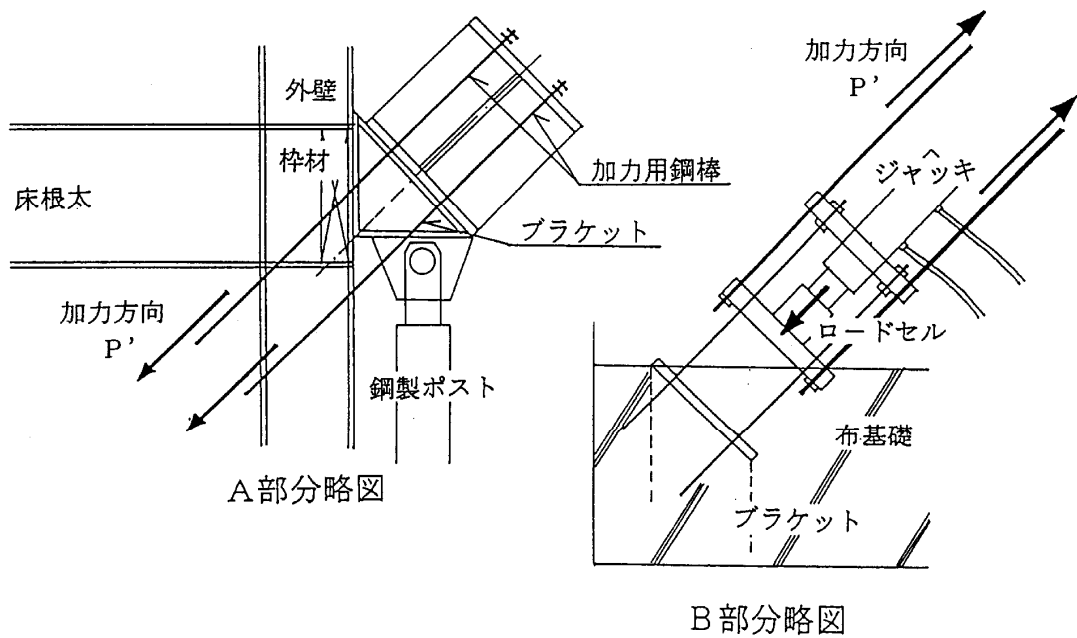
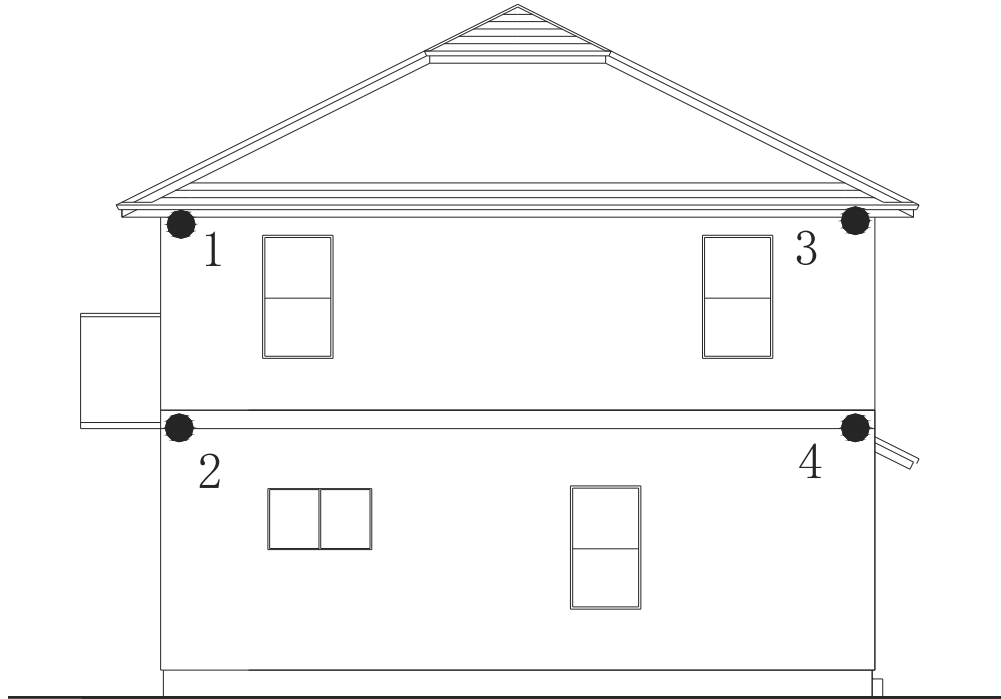


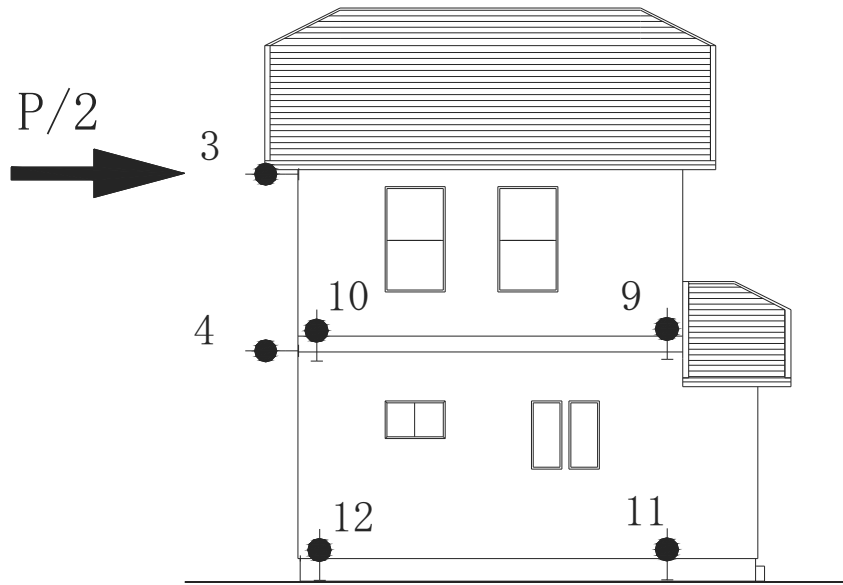
図 5.9 加力部の詳細



ただし、

- ・・・変位計の位置(ここでは面外方向)
- 1, 3・・・2階頂部の水平変位
- 2, 4・・・1階頂部の水平変位

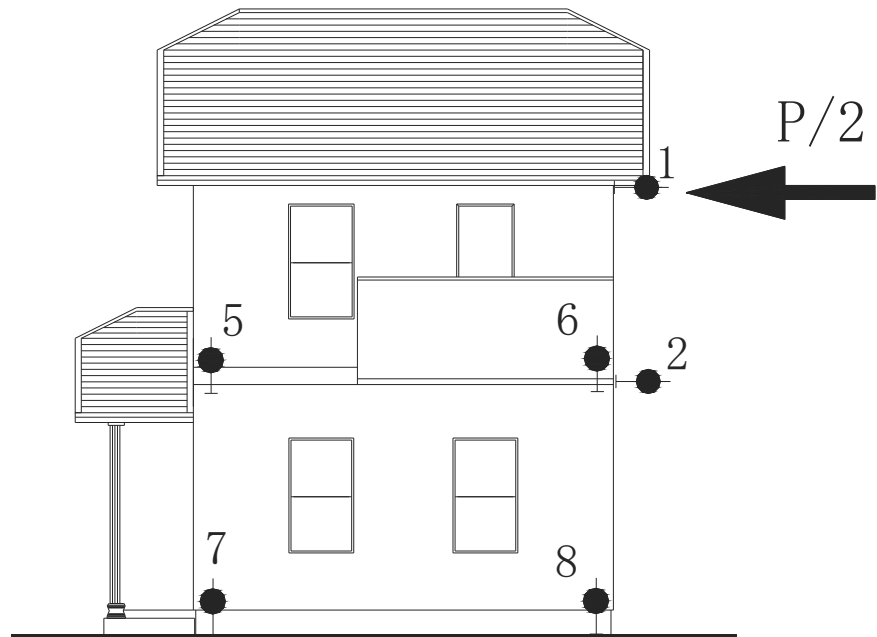
図 5.10 北立面図



ただし、

- ・・・変位計の位置(ここでは面外方向)
- 11, 12・・・建物の回転 (ロッキング)
- 9, 10・・・1, 2階接合部の開き

図 5.11 西立面図



ただし

- ・・・変位計の位置(ここでは面外方向)
- 7, 8・・・建物の回転 (ロッキング)
- 5, 6・・・1, 2階接合部の開き

図 5.12 東立面図

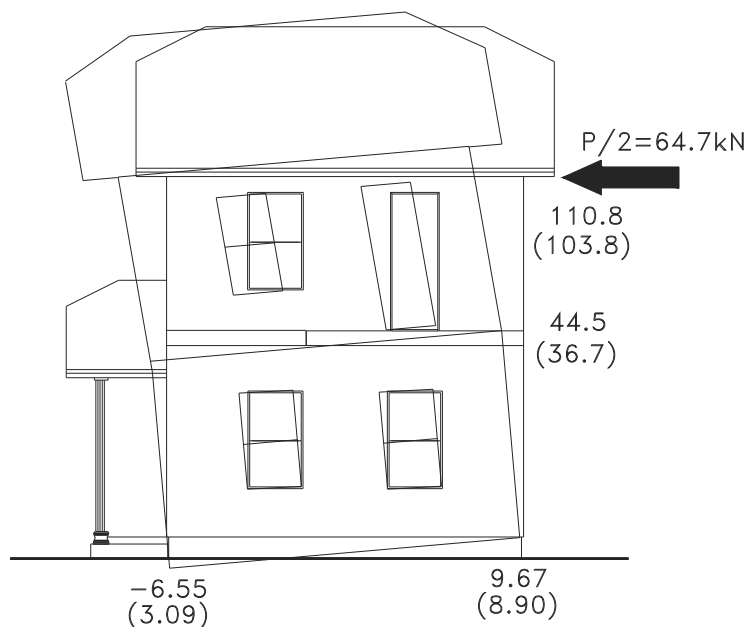
5.2.4 枠組壁工法実大住宅の水平静加力実験の結果

5.2.4.1 2階頂部の水平荷重と水平変位

2階頂部の水平荷重と水平変位の関係について検討を行う。ここで、水平変位とは、実験でX型に配置された加力用治具で加力されている荷重値を1.414で割った値であり、仮想の水平変位を意味する。図5.13に荷重と図5.10に示した2階頂部の水平変位の履歴が示す。また、荷重と図5.10中の計測器3により計測した2階頂部の水平変位の履歴を図5.14に示す。

図5.14より、正の水平外力時では初期段階から $P/2=34.3\text{kN}$ 程度まで弾性が保たれ、負の水平外力時では初期段階から -30.8kN 程度まで弾性を保っていることが確認できる。図5.15より、正負の水平外力時では初期から 44.1kN 程度まで弾性を保たれ、負の水平外力時では初期段階から -34.3kN 程度まで弾性を保たれていることが確認できる。その後、正負の水平外力ともほぼ一定の間隔でループの広がりが見られる。この時、 Y_0 、 Y_2 通の1階及び2階の窓枠が正負荷重とも 44.6kN 程度で音が聞こえ、実大住宅試験体そのものは大きく傾いていることが目視できるほど傾き、特に2階部分の傾きが大きくみられた。この様子を図5.13に最大変位値で示す。

水平加力実験は、図5.15に示すように、荷重-変位関係が荷重に対して変位だけが増大した時点で、水平加力を中止した。



()は Y_0 通側 [単位: mm]

図5.13 最大水平外力時の住宅の様子

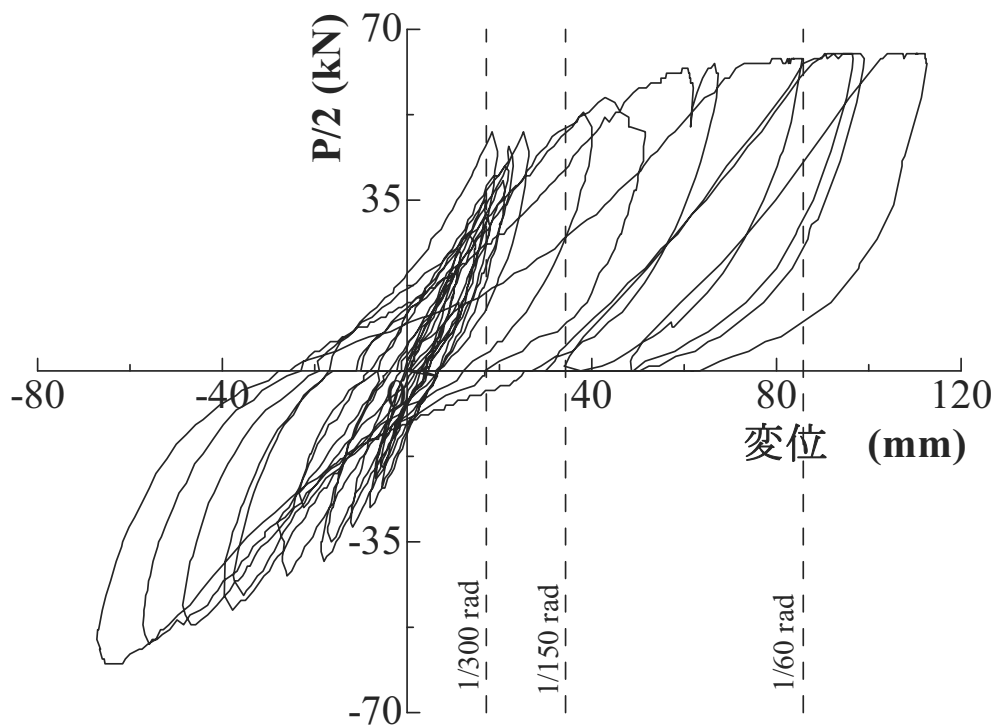


図 5.14 2階頂部履歴①

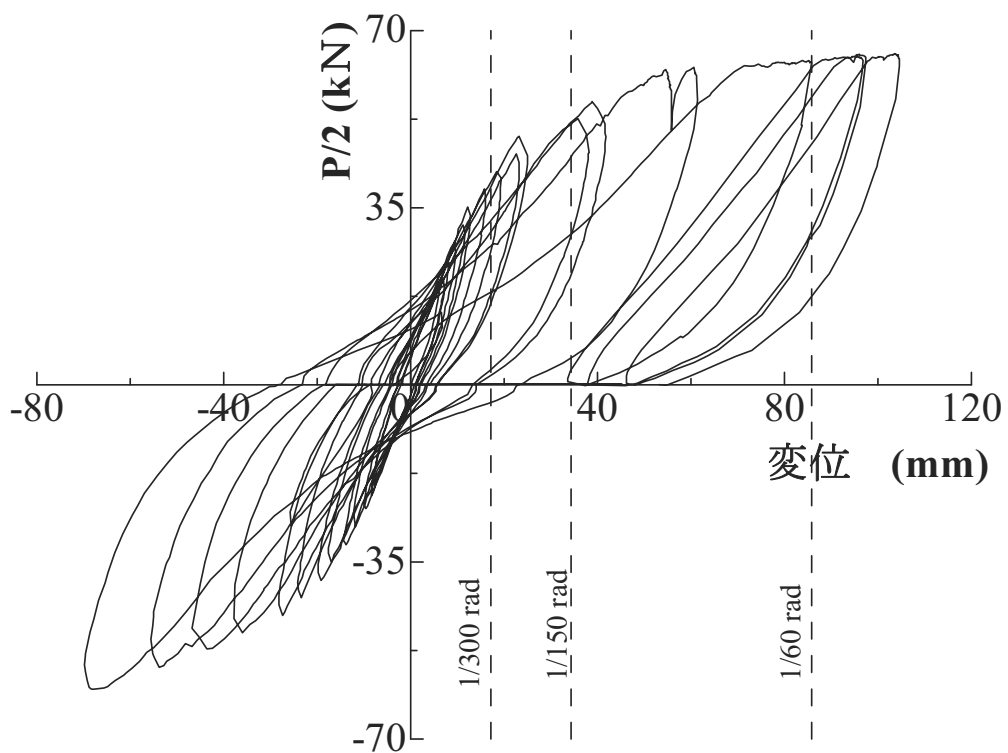


図 5.15 2階頂部履歴③

5.2.4.2 1階頂部の水平荷重と水平変位

1階頂部の水平荷重と水平変位の関係について検討を行う。図 5.16 に荷重と図 5.10 中の計測器 2 により計測した 1階頂部の水平変位の履歴を、図 5.17 に荷重と図 5.10 中の計測器 4 により計測した 1階頂部の水平変位の履歴を示す。

図 5.16 より、正の水平外力時では初期段階から 37.7N 程度まで弾性が保たれ、負の水平外力時では初期段階から -34.3kN 程度まで弾性を保っていることが確認できる。図 5.17 より、正負の水平外力時では初期から 44.5kN 程度まで弾性を保たれ、負の水平外力時では初期段階から -41.1kN 程度まで弾性を保たれていることが確認できる。2階頂部における荷重と変位の履歴と比較して、変位が小さく、履歴の面積が小さくなっている。ただし、荷重の増加による剛性低下はみられる。正負の水平外力ともに 37.7kN 程度で基礎部に浮き上がりが生じ、外壁のパネルとパネルの間に隙間が生じ始めている。水平加力実験は、正の水平外力時の 61.7kN 程度で荷重-変位曲線が大きく横に寝始め荷重が上がらなくなったため、加力を中止した。

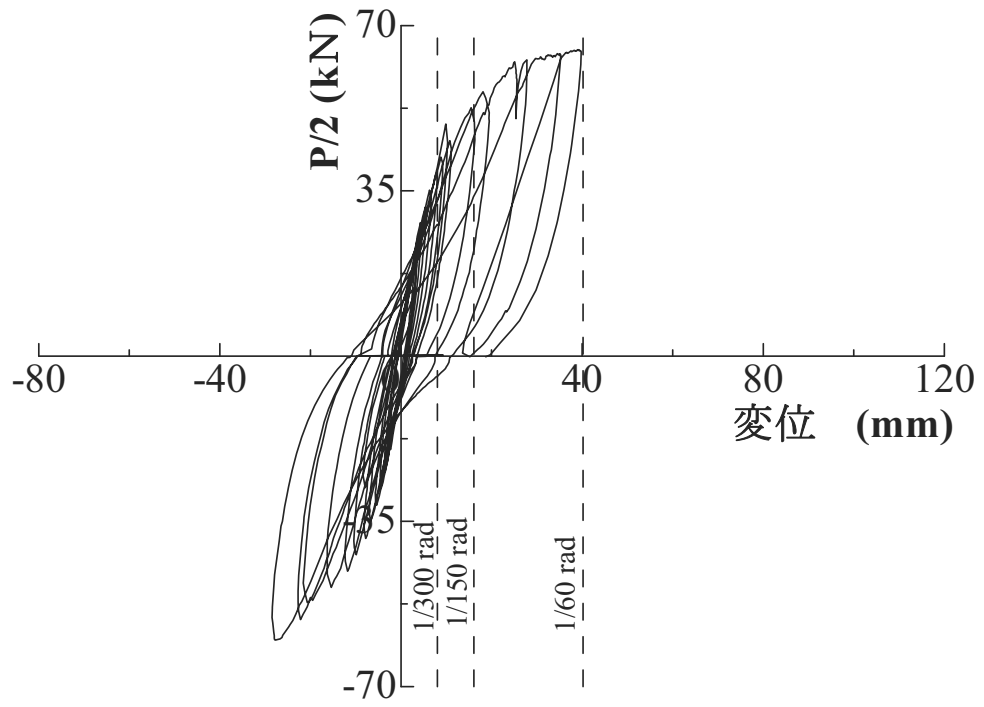


図 5.16 1 階頂部履歴②

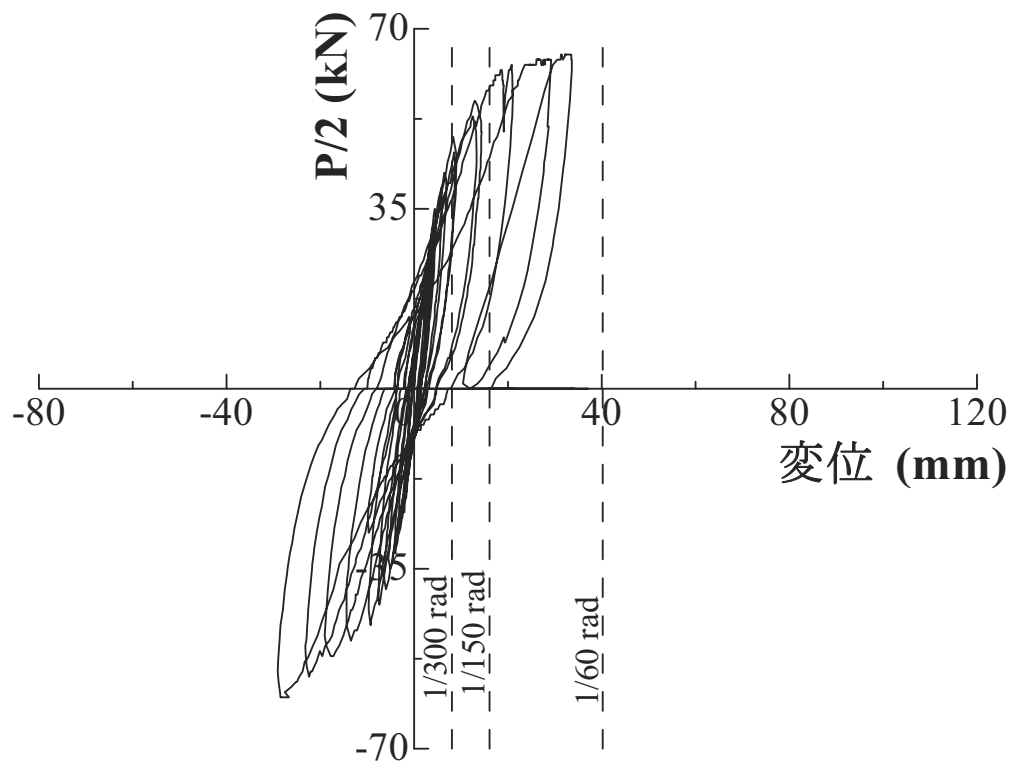


図 5.17 1 階頂部履歴④

5.2.4.3 実大住宅試験体の剛体回転による変位

剛体回転による変位についても検討する。図 5.18～図 5.21 に、水平荷重と浮き上がりを示す。また、表 5.7 に実験結果を示す。図 5.18 より、正の水平荷重の初期段階から 41.1kN 程度まで弾性を保ち、負の水平荷重では初期段階から -37.7kN 程度まで弾性が保たれていることが確認できる。図 5.20、図 5.21 より、正の水平荷重の初期段階から 27.4kN 程度まで弾性を保ち、負の水平荷重でも初期段階から -27.4kN 程度まで弾性が保たれていることも確認できる。図 5.19 は傾向が異なり、正負の水平荷重とも 19.6kN 程度まで正常なループを描かれていたがその後大きく乱れている。また、正負の水平荷重ともに 37.7kN 程度で基礎部にかすかに浮き上がりが目視できるようになり、外壁のパネルとパネルとの間に隙間が生じ始めている。

正の水平荷重の 61.7kN 程度において、荷重の値が上がらず変位が増大したため、静的加力を中止した。

表 5.7 実験結果

	正水平の最大水平荷重の浮き上がり(mm)	負水平の最大水平荷重の浮き上がり(mm)
NO.7	-6.55	6.57
NO.11	-3.09	9.97
NO.8	9.67	-6.59
NO.12	8.90	-3.64

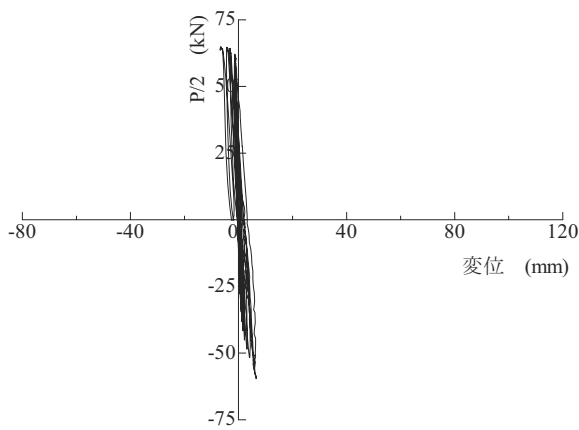


図 5.18 住宅の浮き上がり⑦

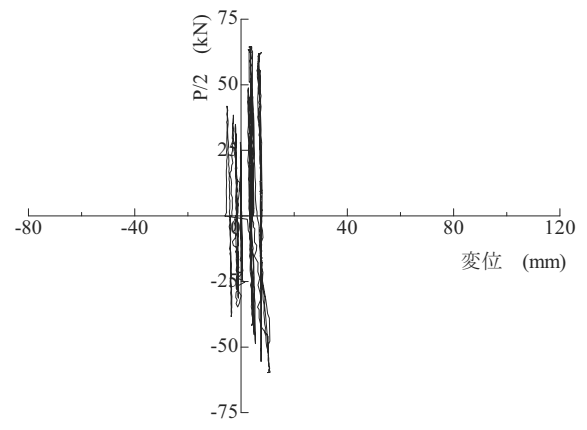


図 5.19 住宅の浮き上がり⑪

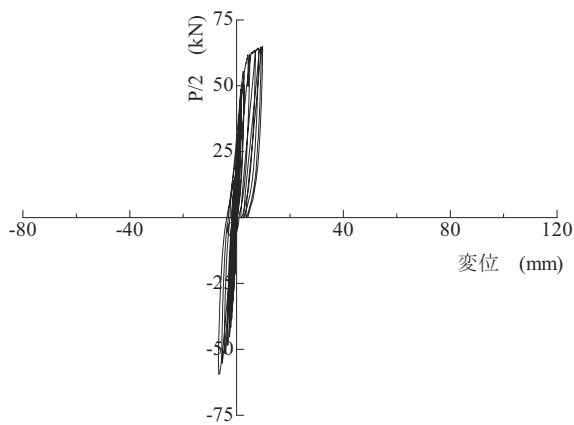


図 5.20 住宅の浮き上がり⑧

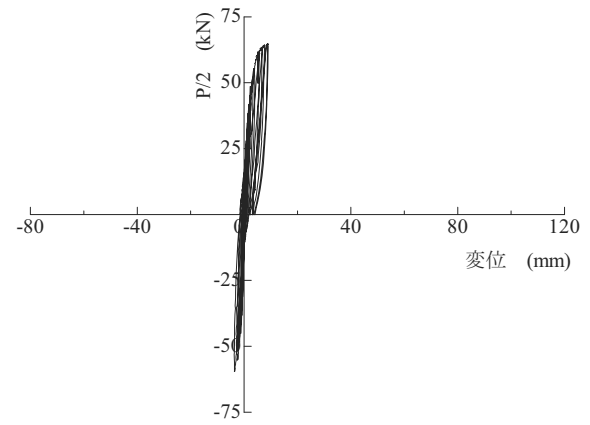


図 5.21 住宅の浮き上がり⑫

5.2.4.4 実大住宅試験体の1,2階接合部の浮き上がり

1,2階接合部の浮き上がりについても検討する。図5.22～図5.25に、水平荷重と1,2階接合部の浮き上がりの履歴を示す。また、表5.8に実験結果を示す。図5.22より、正の水平荷重の初期段階から19.6kN程度まで弾性を保ち、負の水平荷重でも初期段階から-19.6kN程度まで弾性を保つことが確認できる。図5.23、図5.25より、正の水平荷重の初期段階から-24.5kN程度まで弾性を保ち、負の水平荷重では初期段階から-20.5kN程度まで弾性を保つことも確認できる。また図5.24においても、正の水平荷重で初期段階から27.4kN程度まで弾性を保ち、負の水平荷重でも初期段階から-24.5kN程度まで弾性が保たれていることが確認できる。その後、履歴には現れていないが2階頂部が、大きく傾き正負の水平荷重とも39.2kN程度で2階の外壁が水切りを境にずれていくのが目視で確認され、2階の内壁に隙間が生じ始め、徐々に剛性が低下している。静加力実験は、正の水平荷重の61.7kN程度で荷重が上がらなくなり変位のみ増大した為、加力を中止した。

表 5.8 実験結果

	正の最大水平荷重の 開き(mm)	負の最大水平荷重の開き (mm)
NO.5	-2.16	2.07
NO.9	-7.37	6.04
NO.6	10.73	-0.91
NO.10	1.80	-2.48

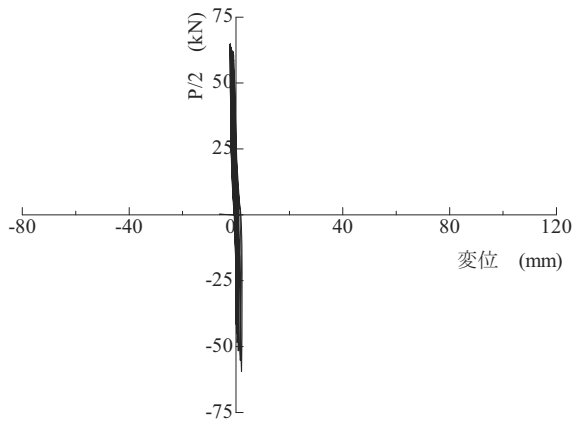


図 5.22 1,2 階接合部の開き⑤

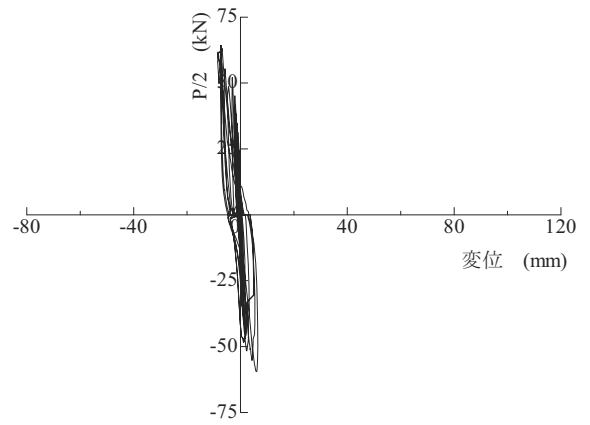


図 5.23 1,2 階接合部の開き⑨

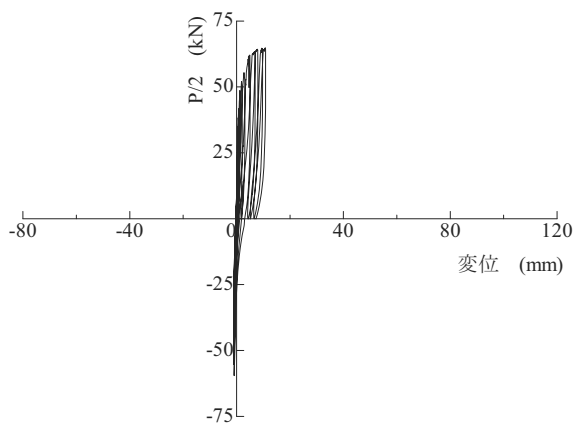


図 5.24 1,2 階接合部の開き⑥

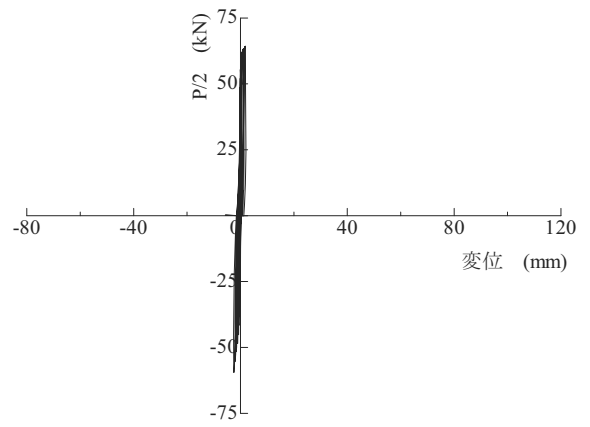


図 5.25 1,2 階接合部の開き⑩

5.3 枠組壁工法実大住宅構面の履歴解析

5.3.1 枠組壁工法実大住宅構面構造モデル

本節では、枠組壁工法住宅の解析モデルを提案する目的で、まず枠組壁工法住宅の構面に関する構造モデルの作成法を提案する。

枠組壁工法住宅の構面に関する構造モデルを作成するにあたり、第3章に記述した単体耐力壁と同様に、図5.1および図5.2の Y_0 、 Y_2 通り両構面の耐力壁部分を構成する柱・桁・土台の枠材は、断面積、断面二次モーメント、ヤング係数を与えて線材置換した。更に、柱材の枠材上下端をピン接合とし、桁・土台材の枠材に接合する。柱脚の浮き上がり沈み込みは、5.2に示した実大住宅の静加力実験の結果より、変位が小さいことから構面全体に与える影響が小さいとし、解析モデルの簡略化のために柱脚部をピンに置換する。また、面材は線材置換としたが、面内せん断による実変形は、枠材及び接合の変形と比べると微小であるため剛性無限大の剛性フレームとする。たれ壁と腰壁についても耐力壁と同様な手法で接合及び面材・枠材をモデル化する。また、 Y_2 通り構面構造モデルについては、1階玄関部にある袖壁を同階の小規模開口部に同様の耐力とみなし、小規模開口部分を耐力壁と置き換えている。

解析モデルの簡略化及び演算時間短縮を目的とし、耐力壁単位に縦方向、横方向それぞれ打ち付けられている釘を2箇所ないし5箇所にまとめて1本の釘集積バネとし、縦方向の釘集積バネの位置は均等に配置したものをCASE-1A、柱端部に集中させたものをCASE-1Bとし、両者を比較し妥当性を検討する。

構築した実大住宅試験体の構面構造モデルは、耐震要素となる耐力壁で占められているものと仮定し、図5.1と図5.2より Y_0 通り構造壁を Y_0 通構面構造モデル、 Y_2 通り構造壁を Y_2 通構面構造モデルとする。図5.26に集積バネを均等に配置した Y_0 通構面構造モデル(CASE-1AE)、図5.27に集積バネを均等に配置した Y_2 通構面構造モデル(CASE-1AW)を示す。図5.28に集積バネが端部に集中させた Y_0 通り構面構造モデル(CASE-1BE)、図5.29に集積バネが端部に集中させた Y_2 通構面構造モデル(CASE-1BW)を示す。

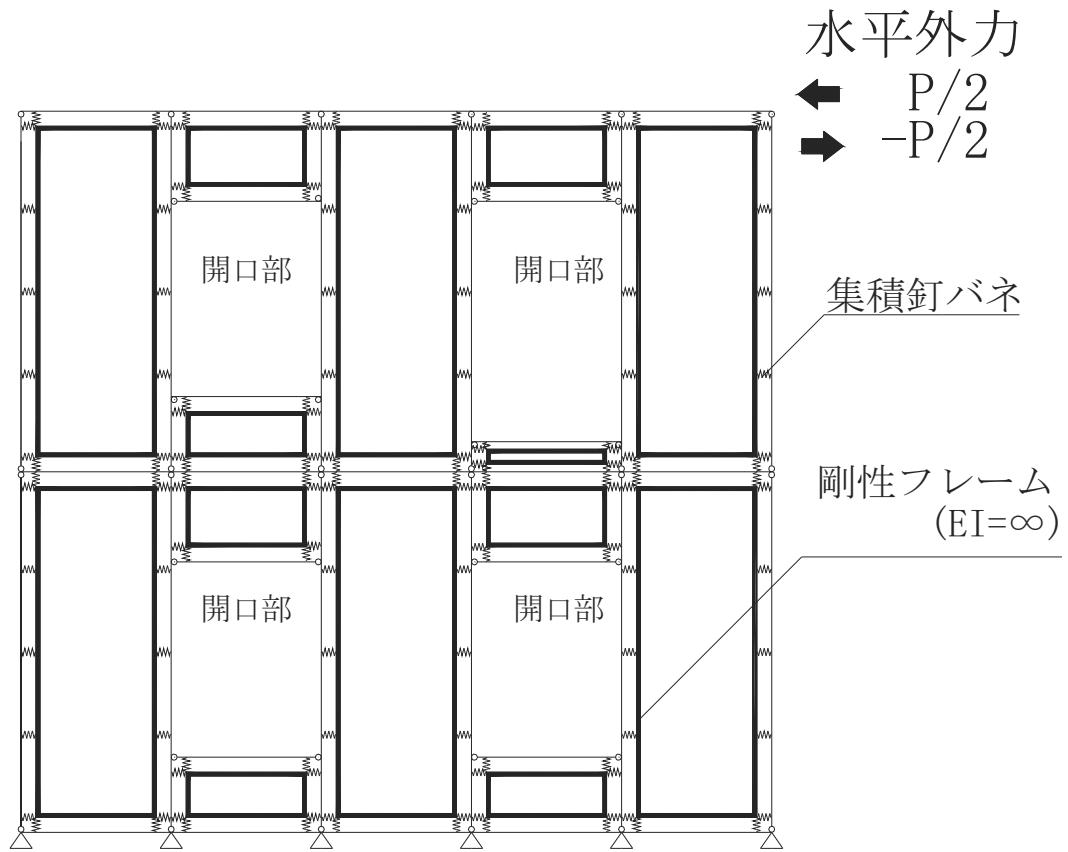


図 5.26 Y_0 通構造モデル(CASE-1AE、-2AE)

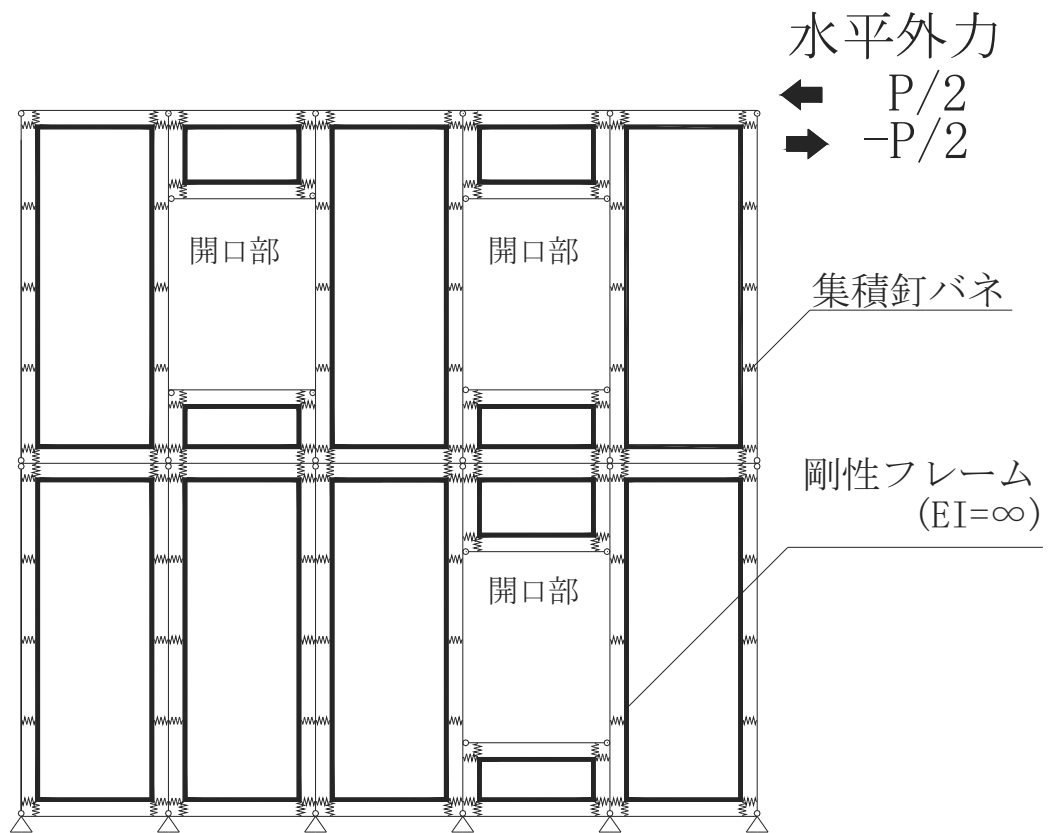


図 5.27 Y_2 通構造モデル(CASE-1AW、-2AW)

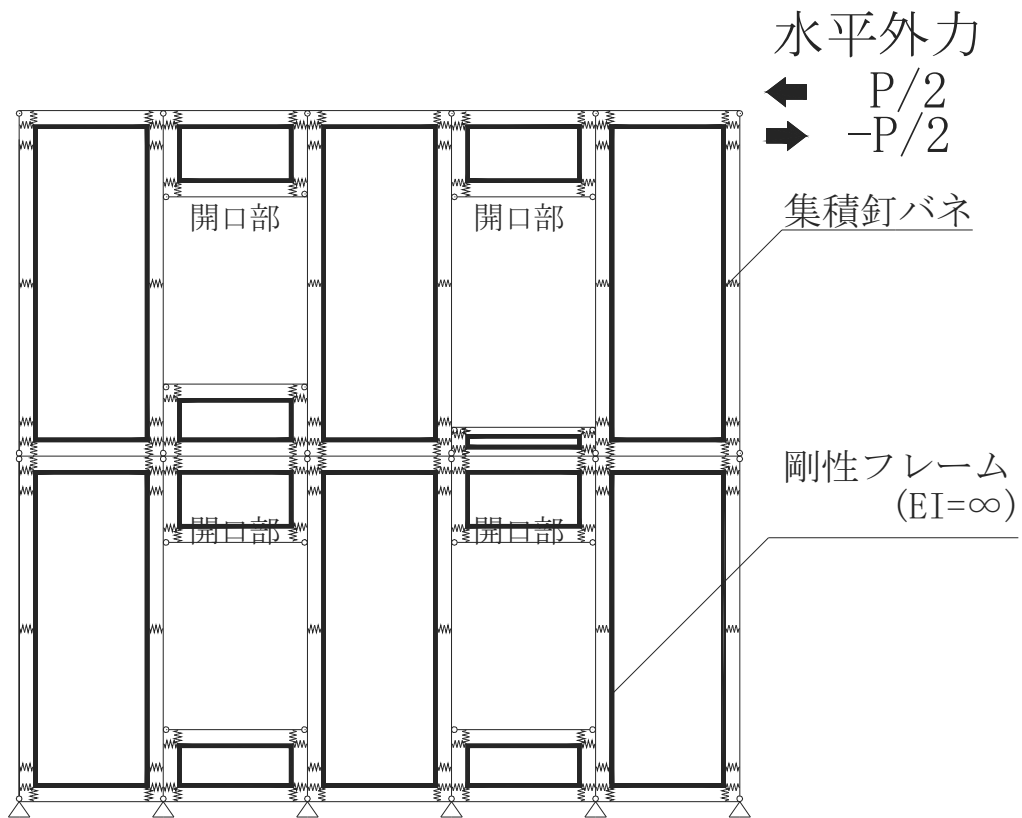


図 5.28 Y_0 通構面構造モデル(CASE-1BE、-2BE)

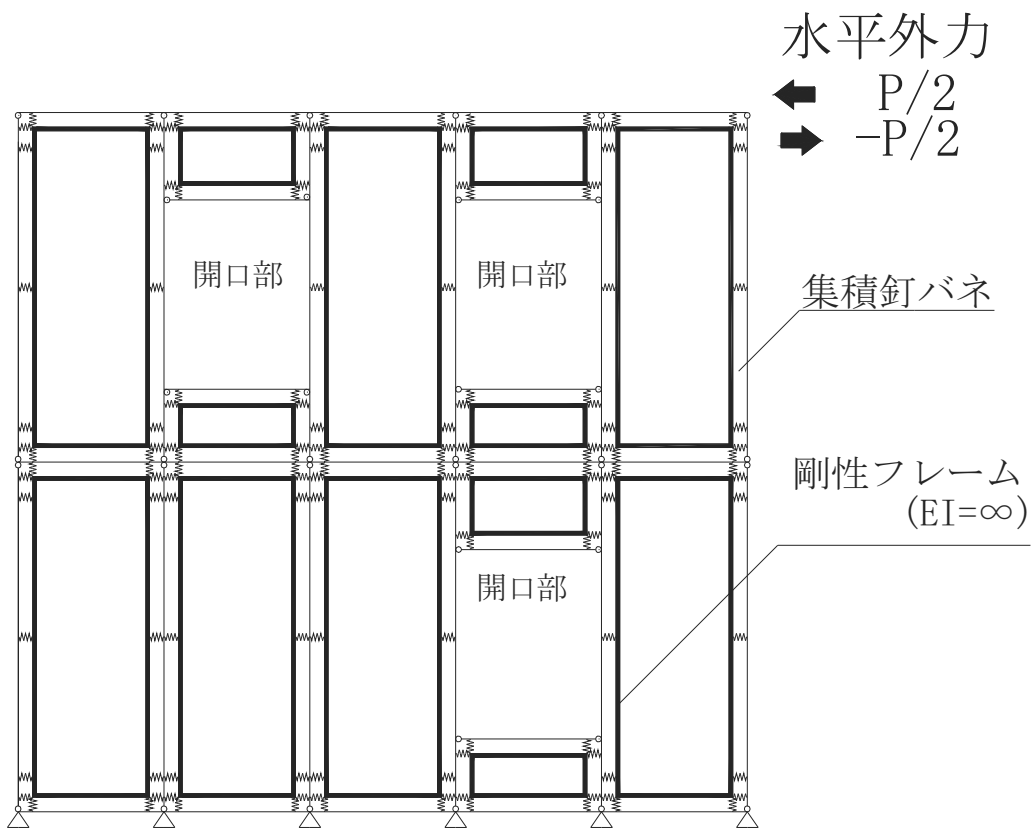


図 5.29 Y_2 通り構面構造モデル(CASE-1BW、-2BW)

5.3.2 枠組壁工法実大住宅構面構造モデルの解析結果

構築した実大住宅試験体の構面構造モデルを、静加力実験の結果と比較する。各部水平変位の解析値と実験値を比較した結果を、CASE-1AE、W 構造モデルを用いて解析した結果については図 5.30～図 5.33 に、CASE-1BE、W 構造モデルを用いて解析した結果については図 5.34～5.37 に示す。

比較結果より、構築した構面構造モデルによる各部水平変位と荷重の履歴が、静加力実験の結果とほぼ一致することが確認できる。また、耐力壁単位に縦方向、横方向それぞれ打ち付けられている釘を 2 箇所ないし 5 箇所にまとめて 1 本の釘集積バネと表しても正確に実験の結果を再現できることを確認している。さらに、釘集積バネを縦方向に均等配置しても、柱端部に集中しても、解析結果に影響を及ぼさず、実験結果を正確に再現できることも確認している。

Y₀通構造壁：CASE-1AE

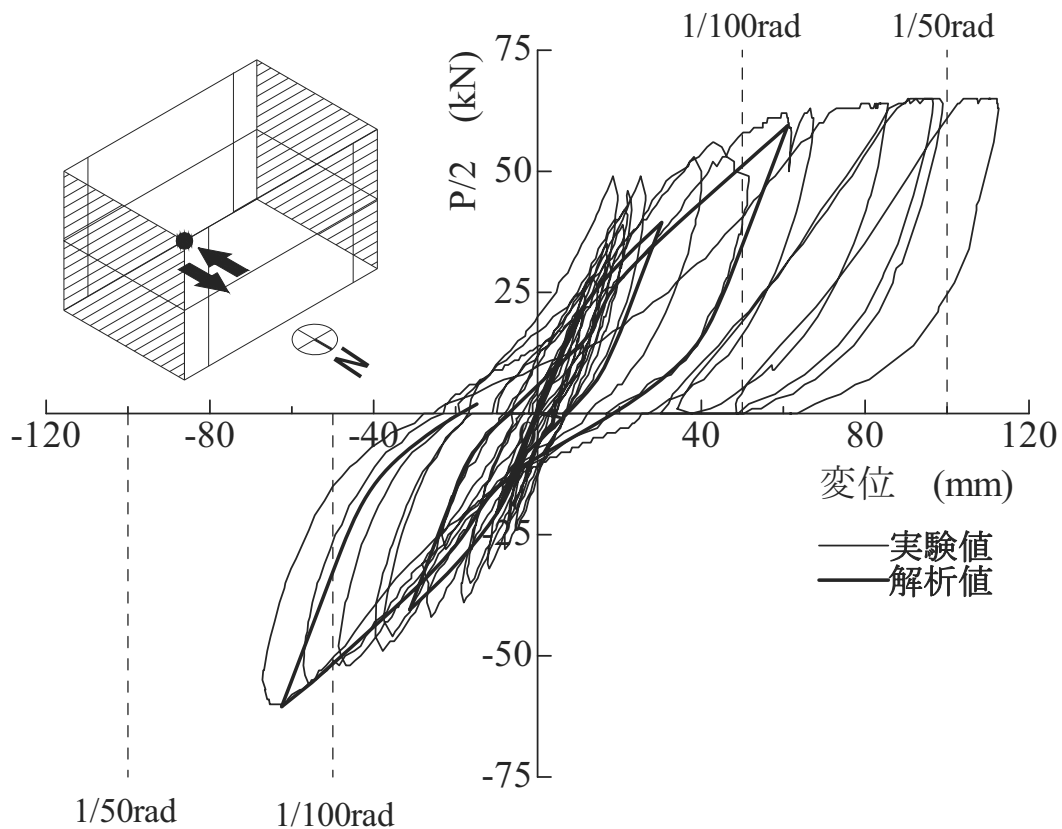


図 5.30 2階頂部水平変位①

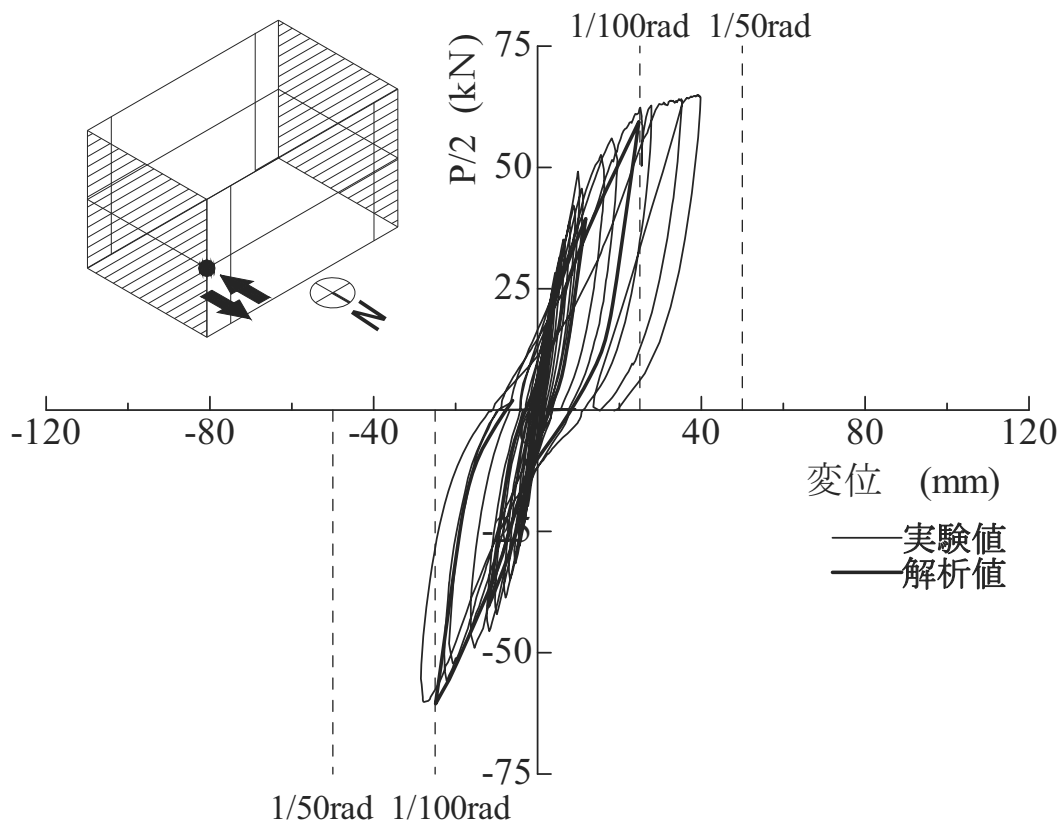


図 5.31 1階頂部水平変位②

Y₂通り構造壁：CASE-1AW

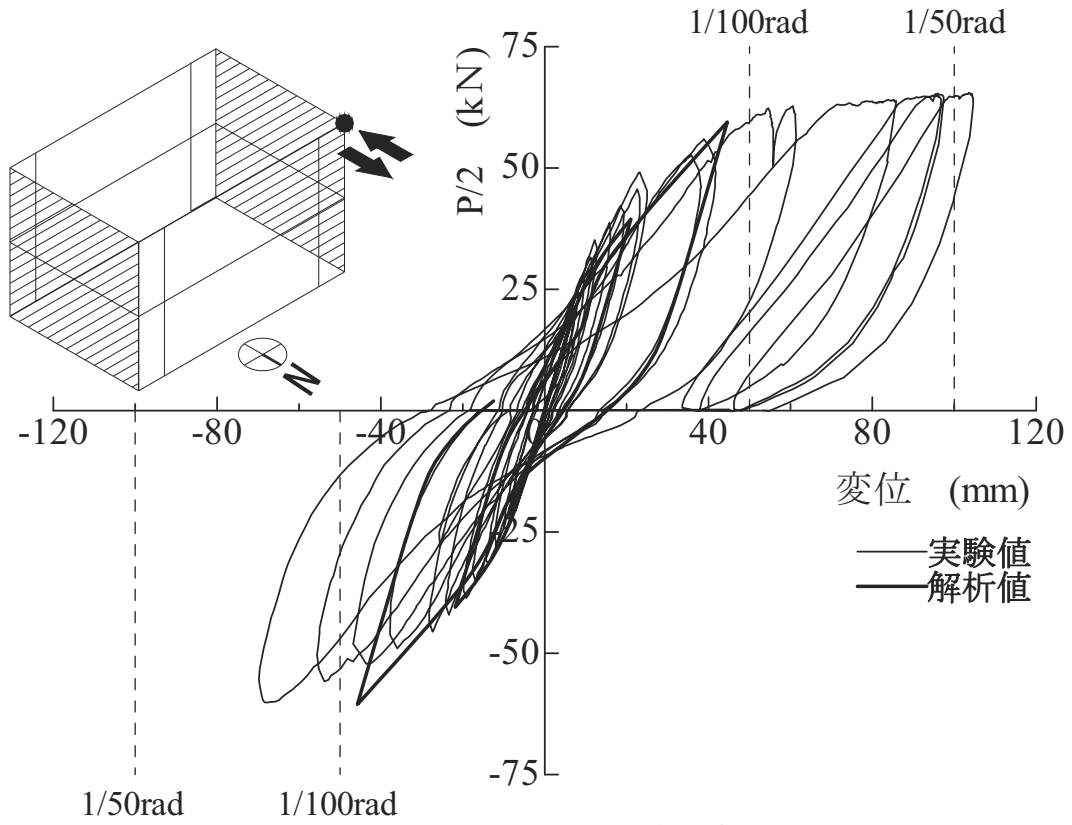


図 5.32 2階頂部水平変位③

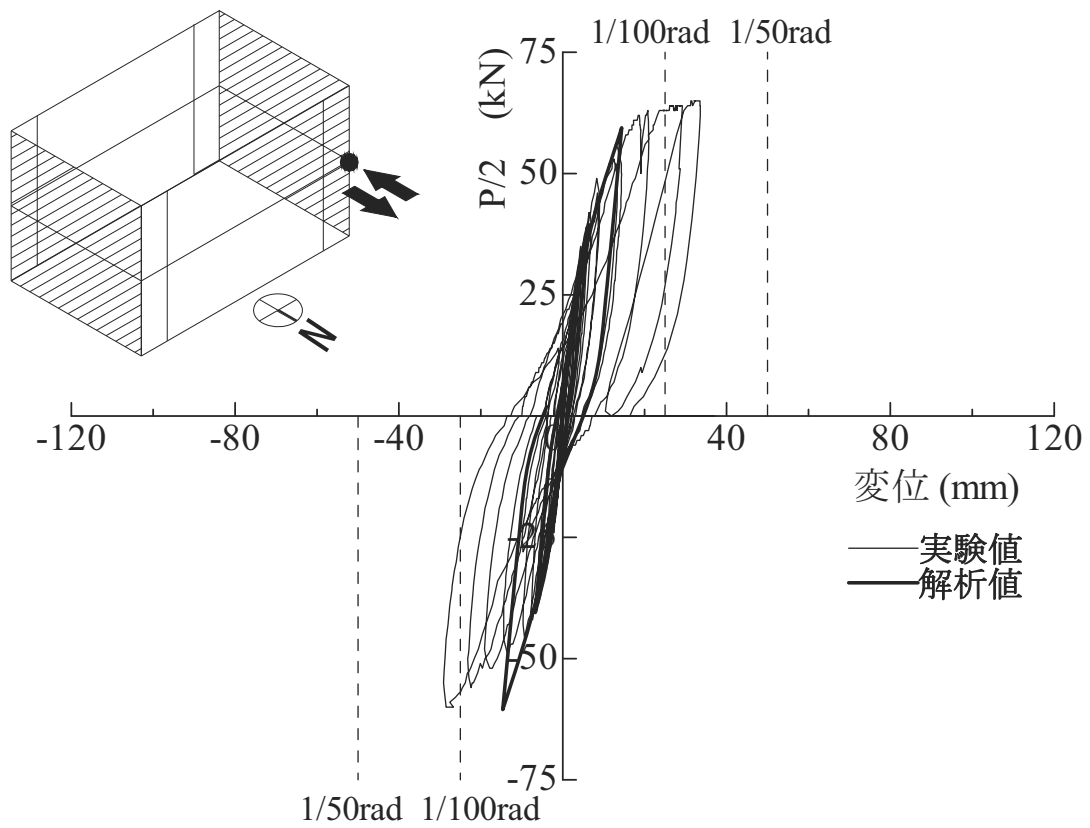


図 5.33 1階頂部水平変位④

Y₀通り構造壁：CASE-1BE

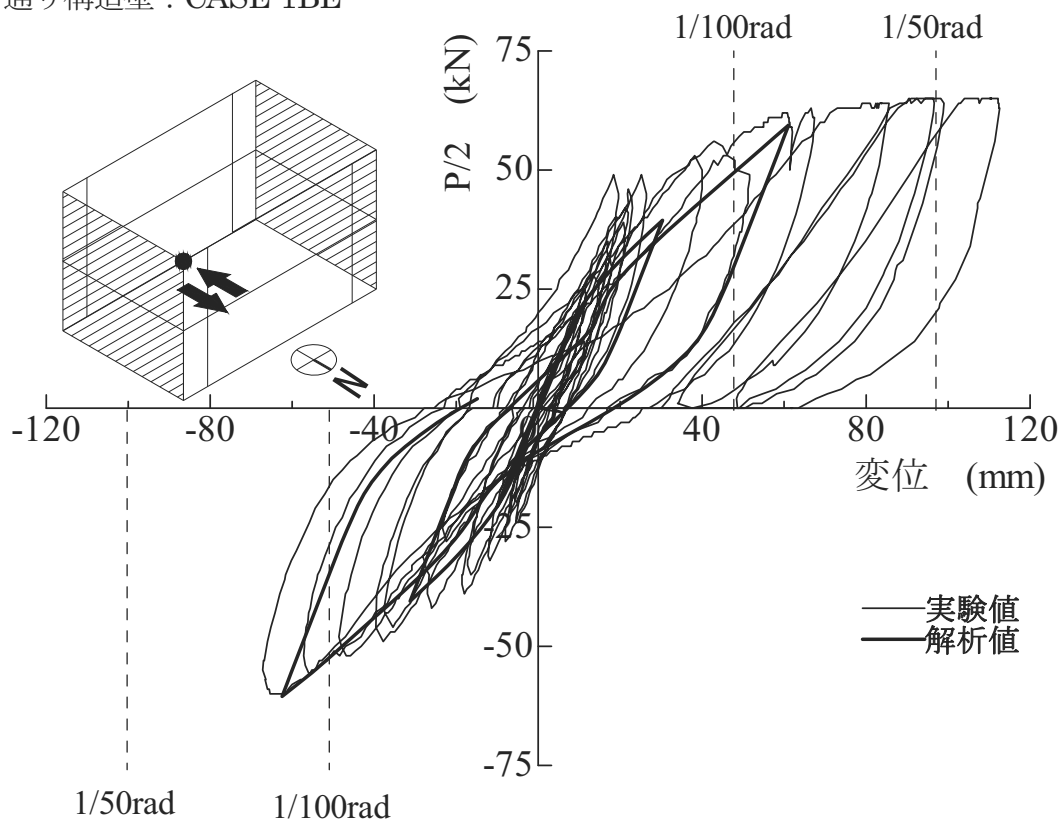


図 5.34 2階頂部水平変位①

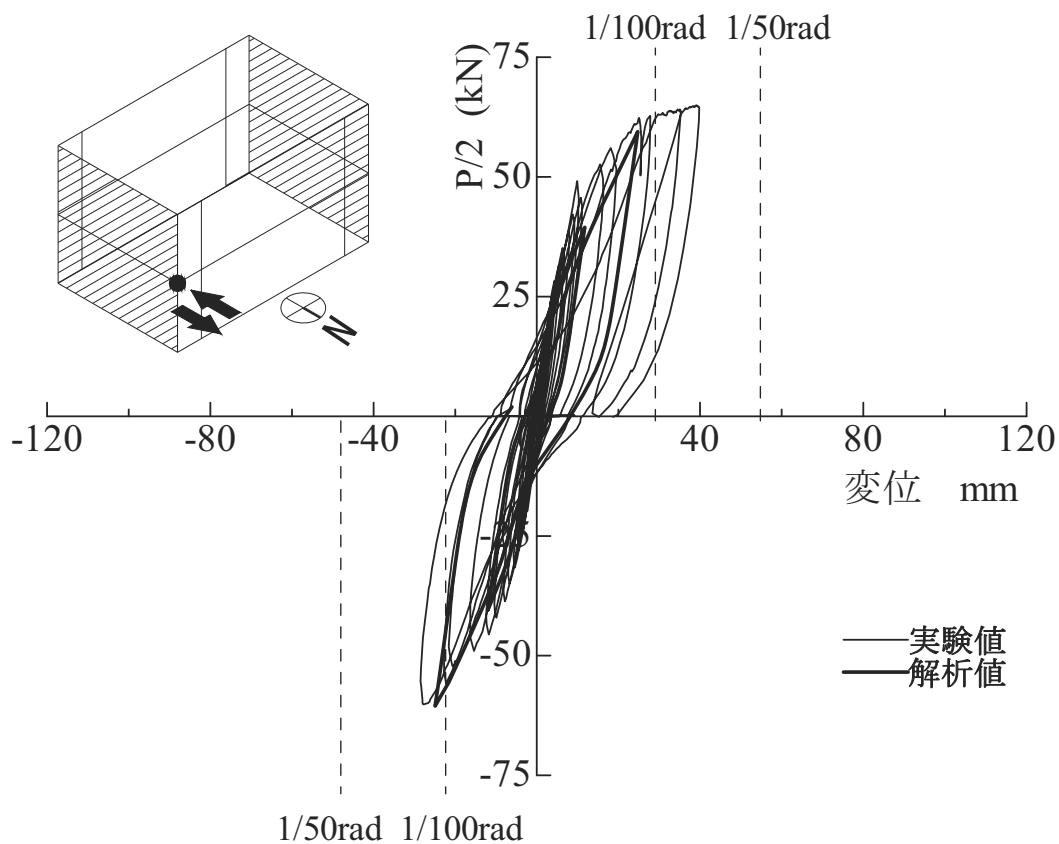


図 5.35 1階頂部水平変位②

Y₂通り構造壁：CASE-1BW

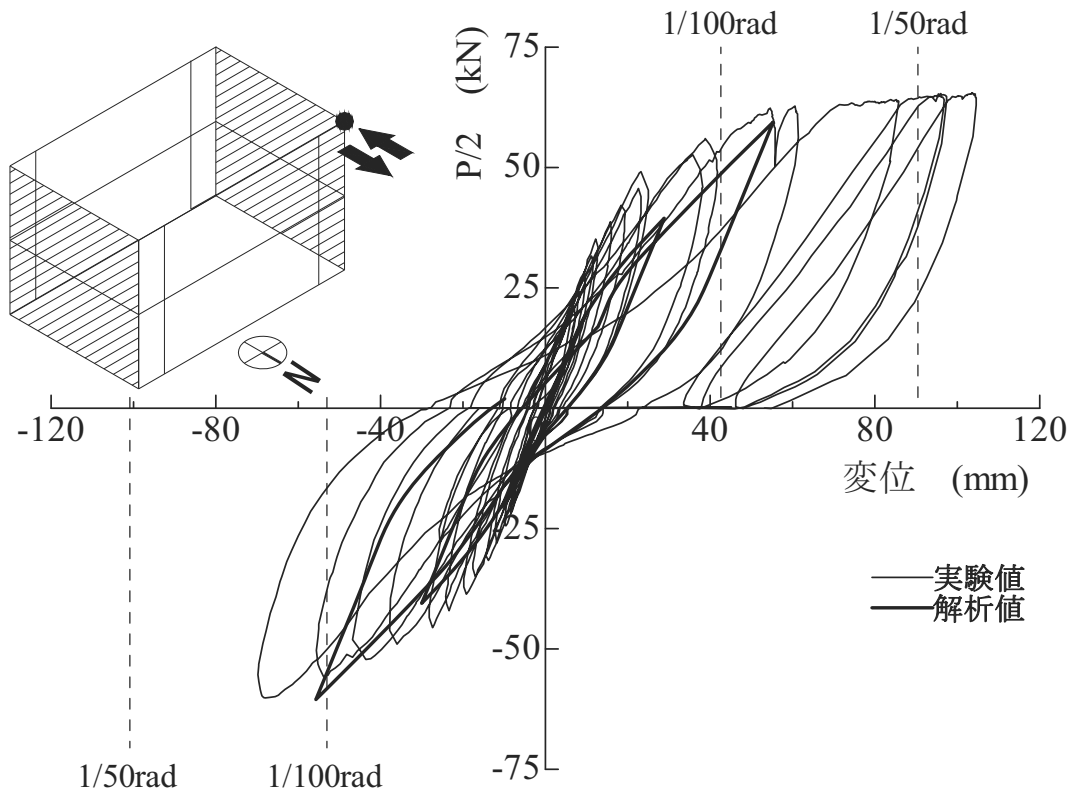


図 5.36 2階頂部水平変位③

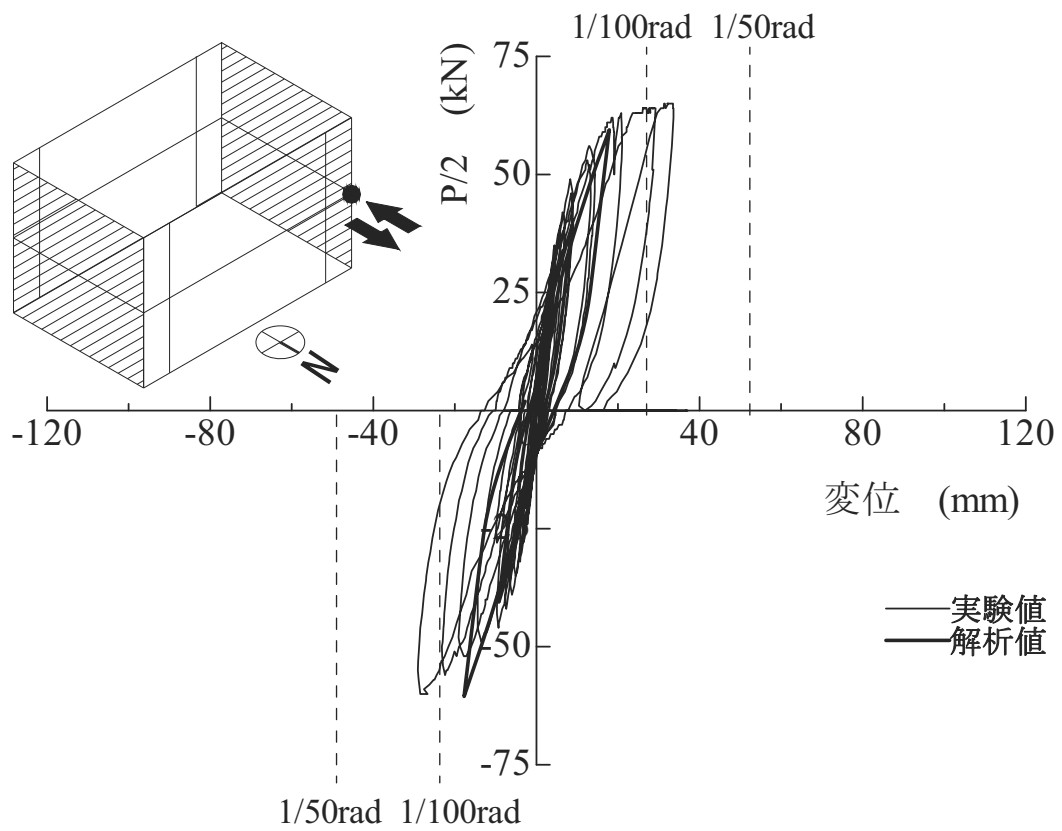


図 5.37 1階頂部水平変位④

5.4 枠組壁工法実大住宅の履歴解析

5.4.1 枠組壁工法実大住宅構造モデル

本節では、枠組壁工法住宅の解析モデルを提案する目的で、5.3 で示した枠組壁工法住宅構面の構造モデルを利用して、解析モデルを構築する。

実大住宅の弾塑性解析を行う際の実大住宅構造モデルは、前節(5.3)で作成した構面の構造モデルを使用した。それぞれの構造モデルに5.2で行った実大住宅試験体の水平静加力実験の積載荷重(29.4kN)を1階頂部に分散して配置する。図5.1と図5.2より X_0 通り X_1 通りの耐力壁をそれぞれの通りに直交する Y_0 通り Y_2 通りの耐力壁の釘バネに1.19倍の剛性を与えてL型耐力壁の効果をI型耐力壁として考慮する。また、集積釘バネを均等に配置して積載荷重、L型耐力壁を考慮した Y_0 、 Y_2 実大住宅構造モデルをCASE-2AE(W)、集積釘バネを柱端部に集中させ積載荷重、L型耐力壁を考慮した Y_0 、 Y_2 実大住宅構造モデルをCASE-2BE(W)とする。

5.4.2 枠組壁工法実大住宅の履歴解析の結果

5.4.1で作成した解析モデルを用いて履歴解析を行った結果を、図5.38～図5.41に示す。これらの図において、“構面”は5.3で示した構面のみの評価したモデルによる結果を、“構面+直交壁”は直交壁の剛性を考慮して直交壁に接する壁の釘バネの剛性を1.19倍高め集積釘バネを均等に配置したモデルによる結果を表す。また、直交壁の影響を考慮した集積釘バネを柱端部に集中させた結果を“構面+直交壁”と表したものを図5.42～図5.45に示す。

集積釘バネを均等もしくは柱端部に集中して配置した両モデルとも、各部の履歴は静加力実験の実履歴と同様な性状を示した。各部ともに当然ながら直交壁を考慮したモデルは、構面のみを評価したモデルよりも剛性が高く評価された性状となり、より全体的に静加力実験の実履歴に近似した結果を示している。また、Y₂通りをモデル化した結果は、小規模開口部を無視したため影響により、荷重中期以降の剛性が、高く評価された結果となっている。これは、Y₂通りの構造モデルを作成する際に小規模開口部を無視したためと考えられる。

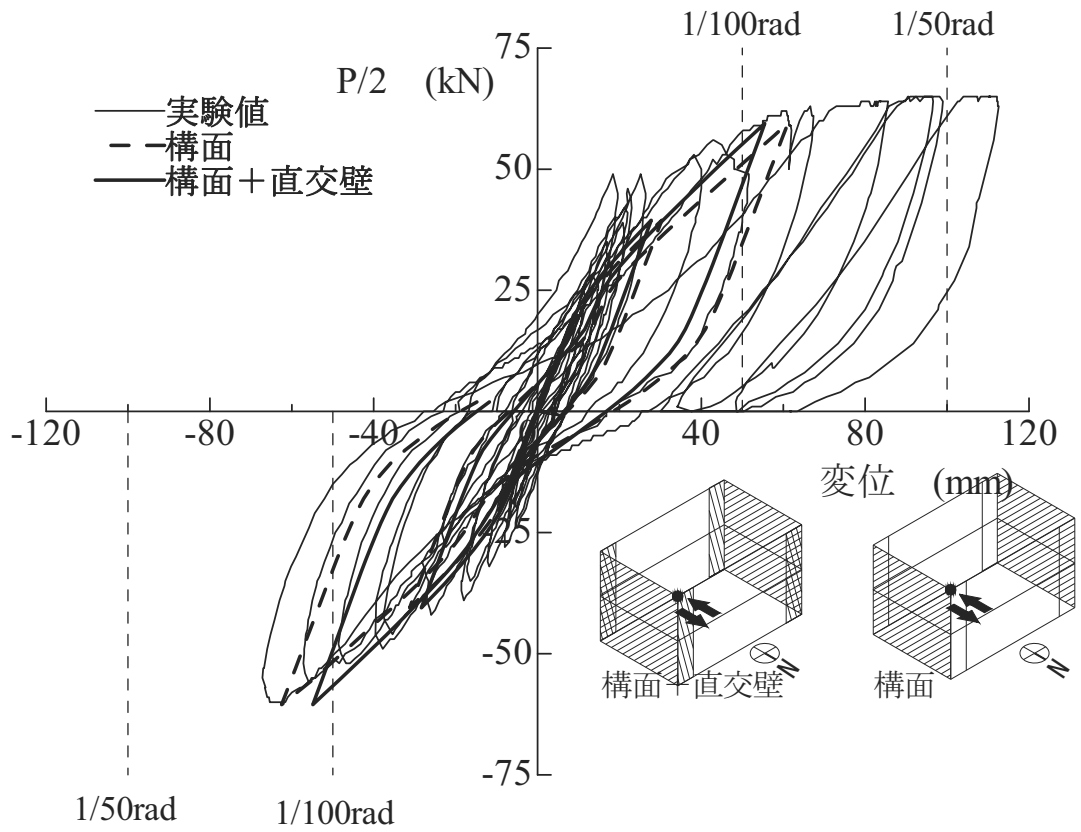


図 5.38 2階頂部水平変位①

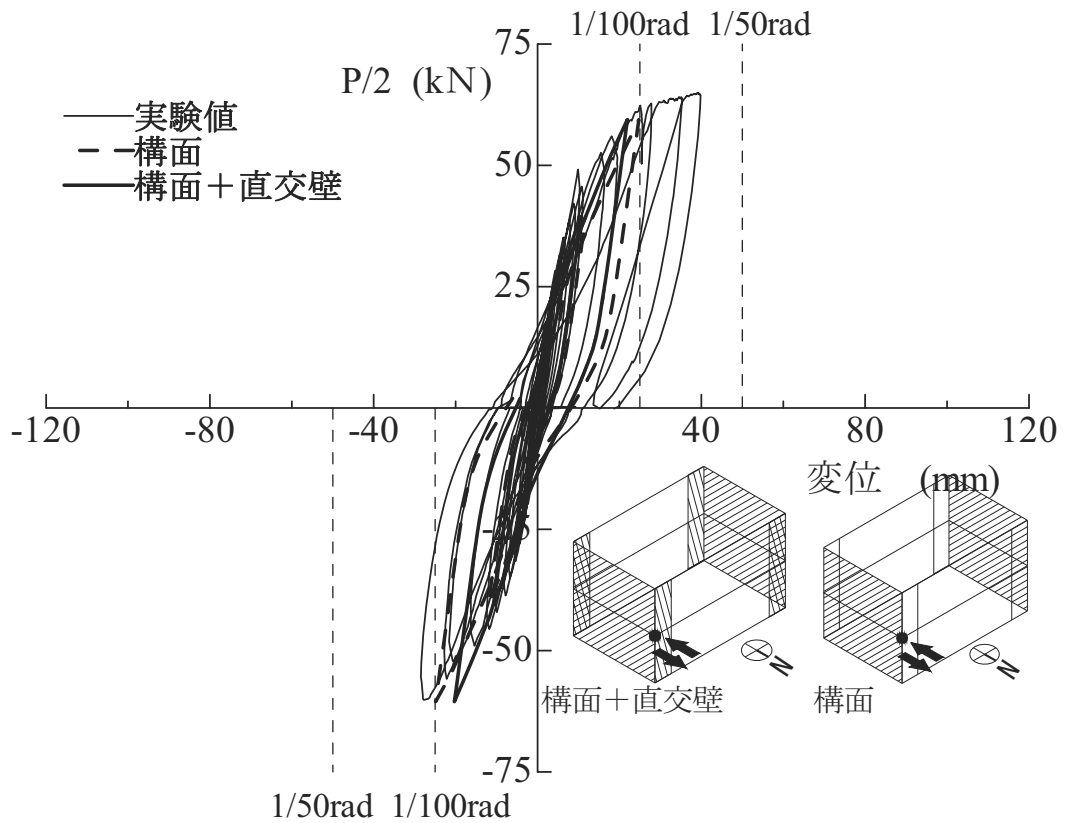


図 5.39 1階頂部水平変位②

Y₂実大住宅構造モデル：CASE-2AW

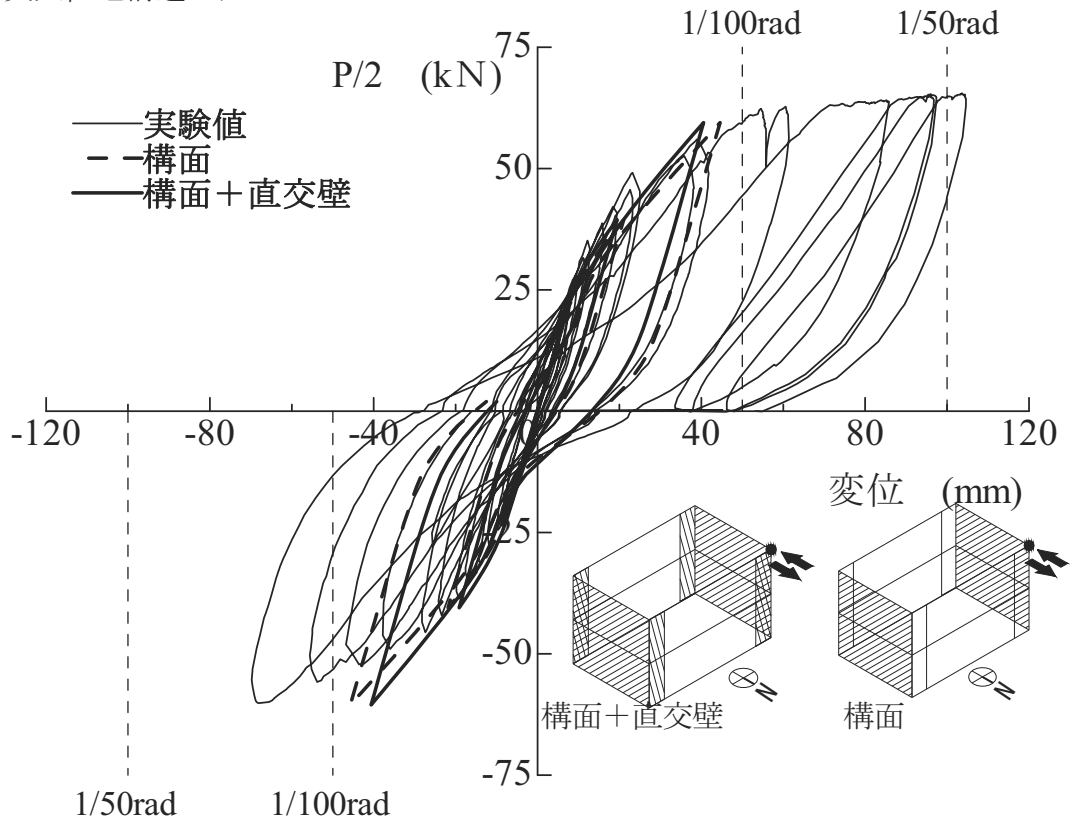


図 5.40 2階頂部水平変位③

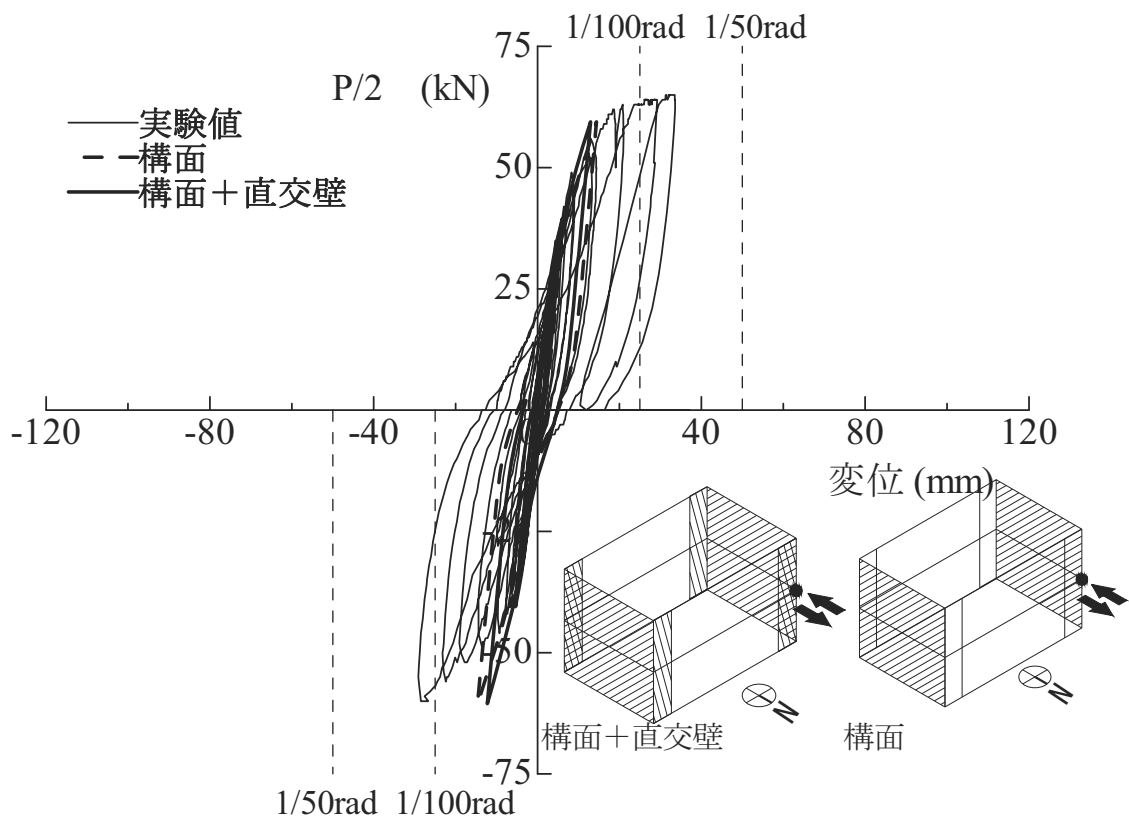


図 5.41 1階頂部水平変位④

Y₀実大住宅構造モデル：CASE-2BE

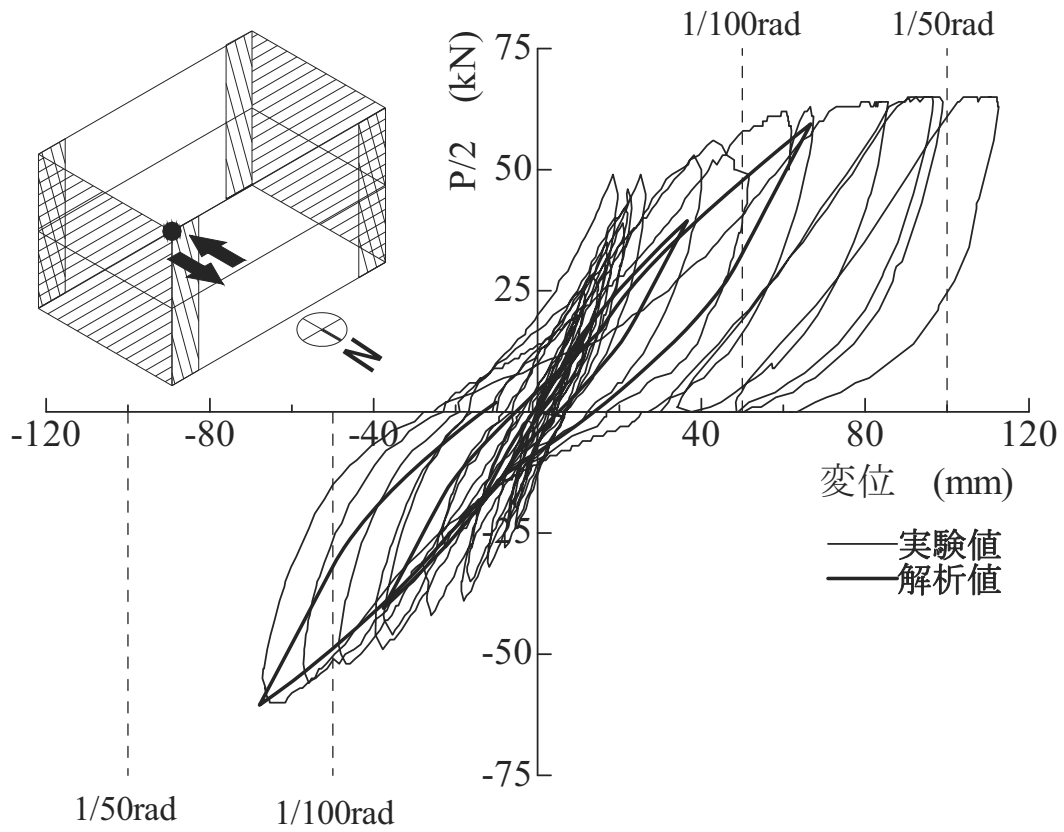


図 5.42 2階頂部水平変位①

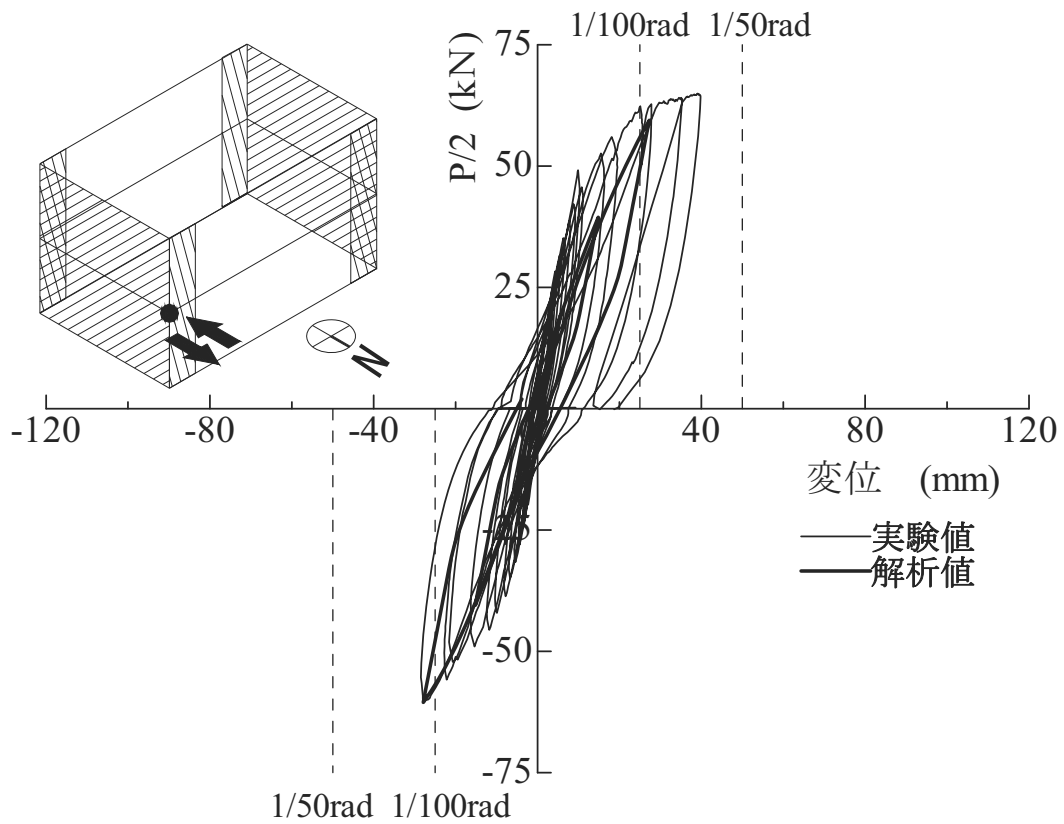


図 5.43 1階頂部水平変位②

Y₂実大住宅構造モデル：CASE-2BW

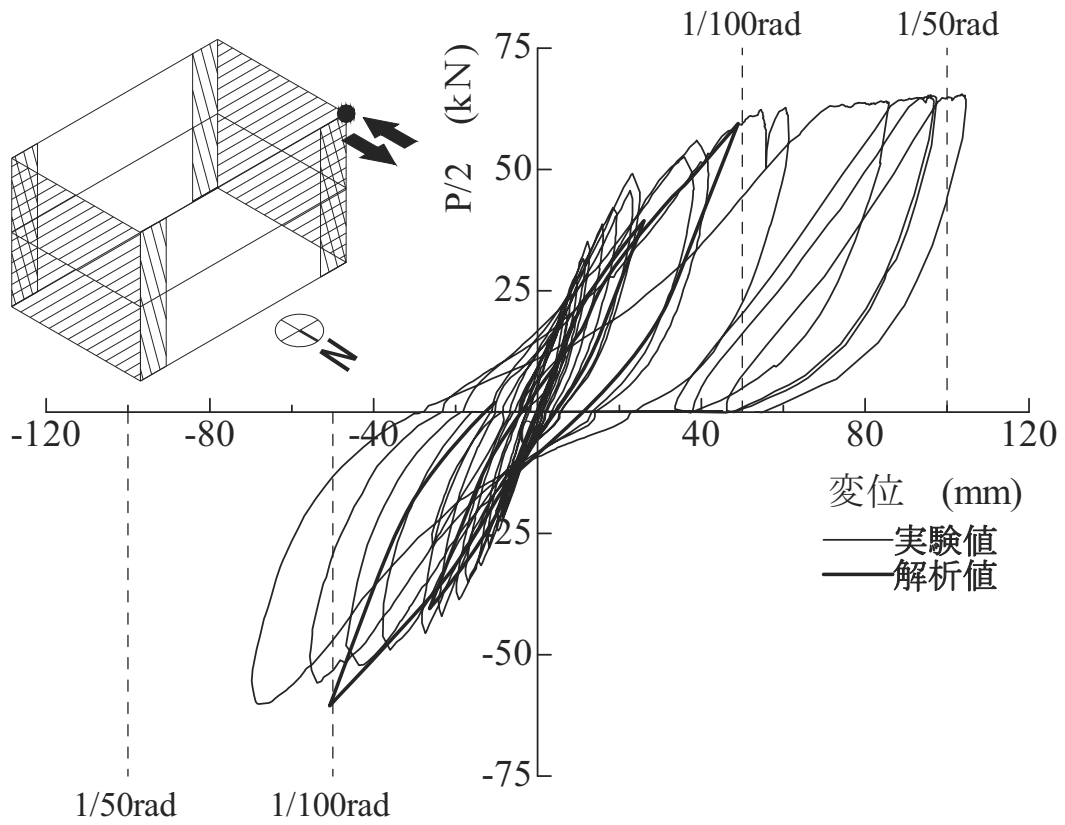


図 5.44 2階頂部水平変位③

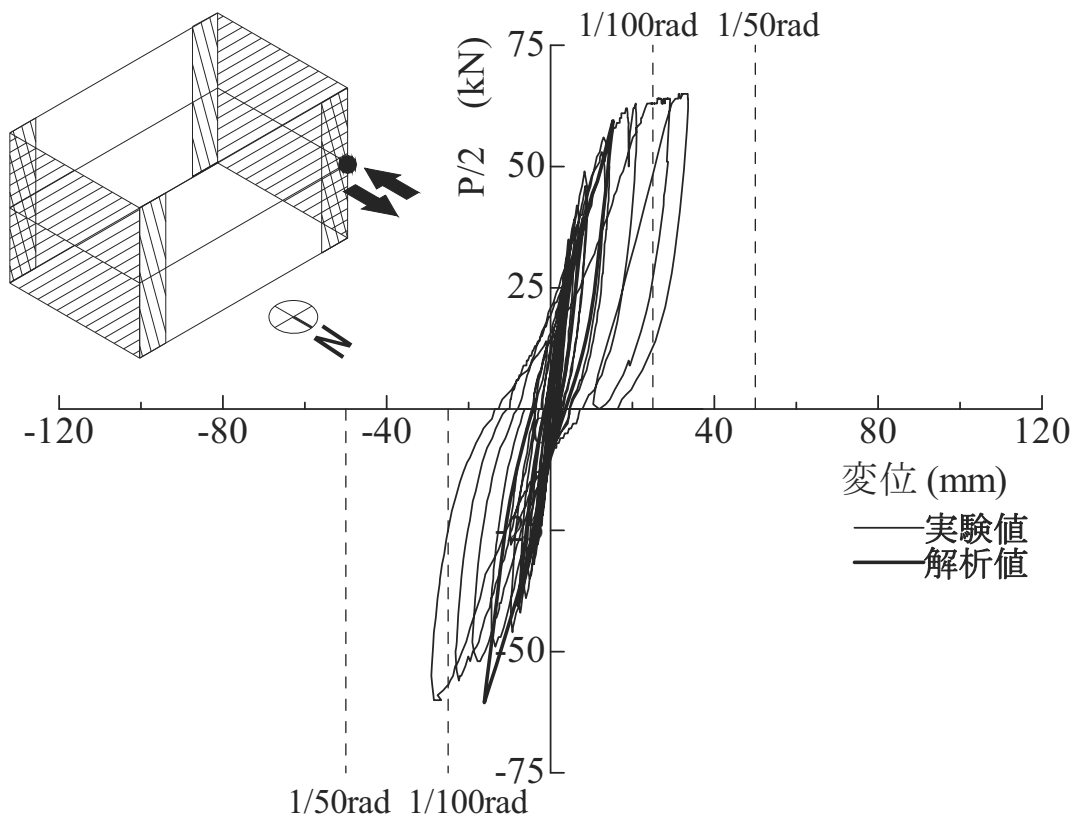


図 5.45 1階頂部水平変位④

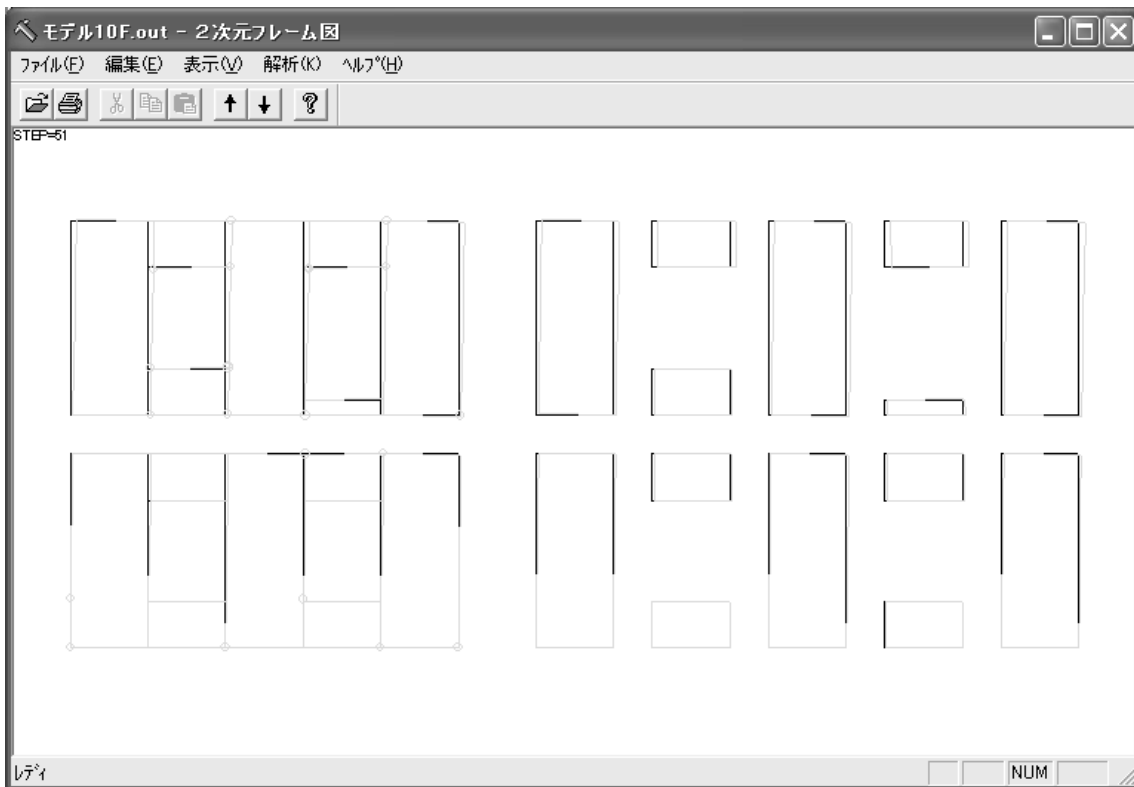


図 5.46 集積釘バネが降伏し始める(K1 に入り始める)

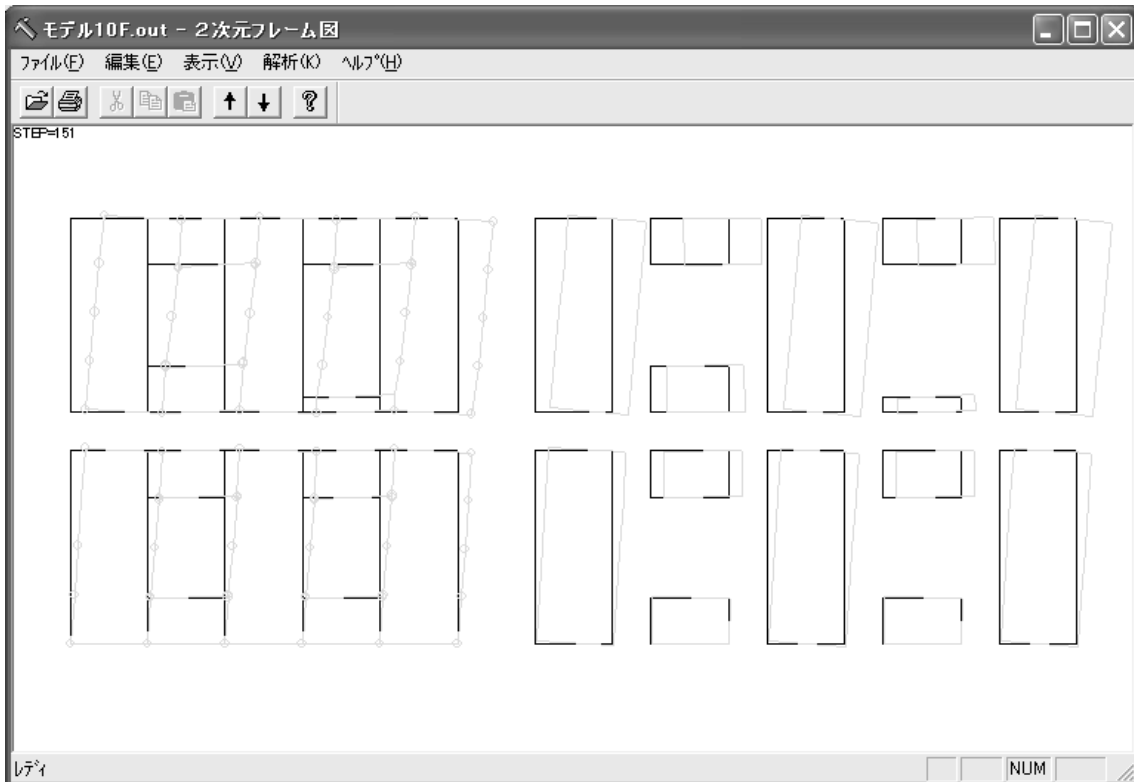


図 5.47 最大荷重直前

5.5 まとめ

本章では、住宅の剛性、耐力をはじめ履歴性状及び破壊状況が明らかにする目的で、まず枠組壁工法実大住宅についての静加力実験を行い、次に釘せん断接合部をモデル化したトリリニア・スリップ型弾塑性モデルを用いた解析モデルを構築し、実験結果と解析結果の比較を行っている。解析結果と静加力実験の結果を比較により、下記のような知見が得られた。

- (1) 構面を解析する際に、釘せん断接合部をモデル化したトリリニア・スリップ型弾塑性モデルを活用することで荷重－変位関係の実履歴を高い精度で再現できる。
- (2) 直交壁の影響を考慮した実大住宅モデルを用いることで、構面のみを表すモデルを用いるよりも、荷重－変位関係の実履歴をより高い精度で再現できる。
- (3) 直交壁の影響を考慮した実大住宅モデルを用いず、構面のみを用いると、変形が安全側に評価される傾向にある。
- (4) 集積釘バネの配置について均等に配置する方が、柱端部に集中させるよりも、荷重－変位関係の実履歴をより高い精度で再現できる。これは、柱梁端部に応力が集中するためにそこに近い集積釘バネが早く降伏して全体的に履歴がと小さくなる傾向があるためと考えられる。

第6章 履歴モデルを用いた実大住宅の動的応答解析

6.1 まえがき

近年、地震応答を検討することを目的として、木質住宅の動的解析に関する研究が行われている。既往研究の多くは、木質構造の各要素の静的加力実験結果を基に、有限要素解析に準じた解析を行う手法や質点系に置き換えて解析を行う手法に分類可能である。有限要素解析に準じた解析手法においてはモデル化および数値解析が複雑になる傾向がみられ、また質点系モデルによる解析では、構造耐力の劣化までも考慮しているものが少ないのが現状である。

本章では、まず効率よく動的解析を行うことを目的として、前章までの結果を活かした釘接合部をモデル化したトリリニア・スリップ型履歴モデルを活用した動的解析手法を提案する。釘接合部を考慮したトリリニア・スリップ型履歴モデルによる動的解析手法の有用性は、5章の水平静加力実験を行った実大住宅モデルの動的解析を行うことで示す。次に、構造耐力の剛性低下を再現した質点系モデルによる解析手法についても検討することを目的として、ディグレーディング・トリリニアモデル (**D-Tri model**) を活用した解析を行う。本検討においては、1995年に発生した兵庫県南部地震で被災した2棟の枠組壁工法住宅を対象とする動的解析を行い、この2つの住宅の被災状況と比較する。

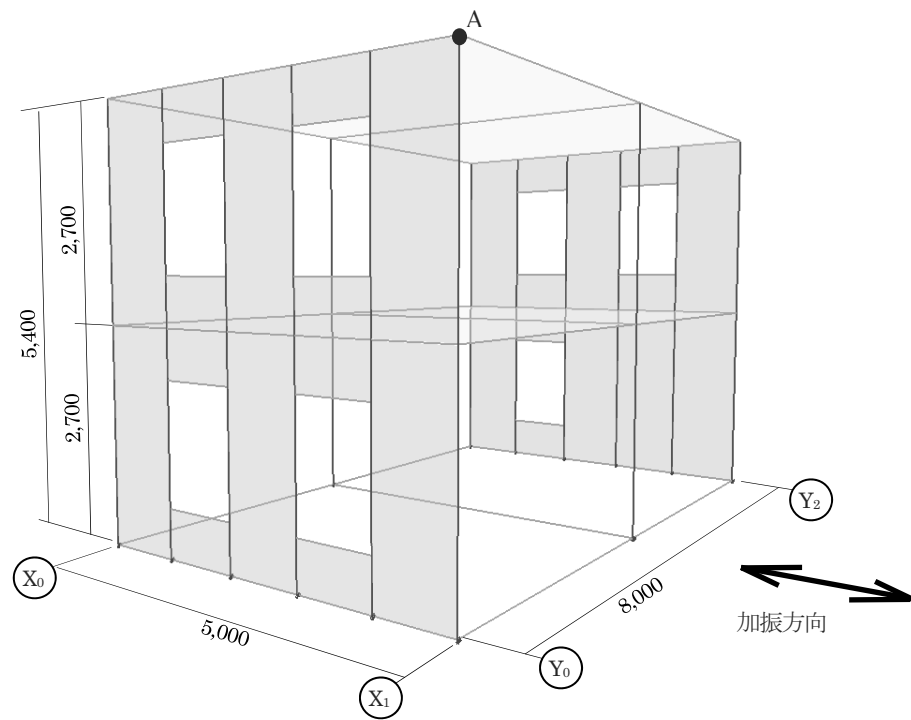


図 6.3 枠組壁工法住宅モデル

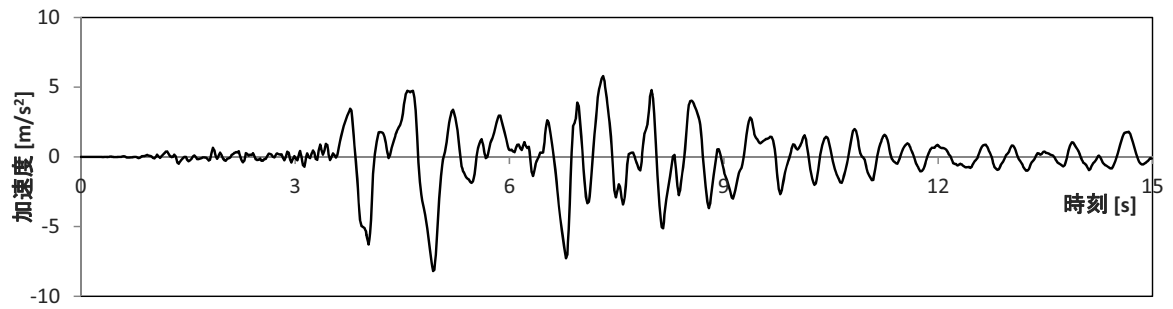
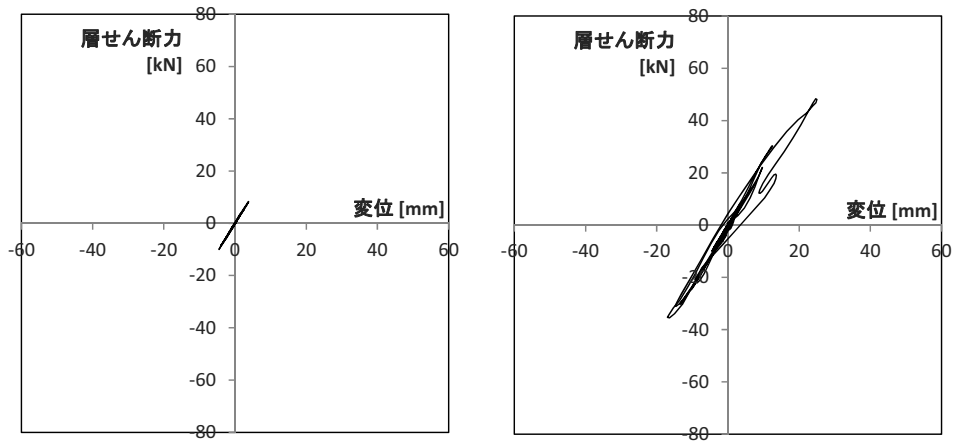


図 6.4 入力波 (JMA 神戸 - NS 波)

6.2.2 釘せん断接合部を考慮した履歴モデルの動的応答解析結果

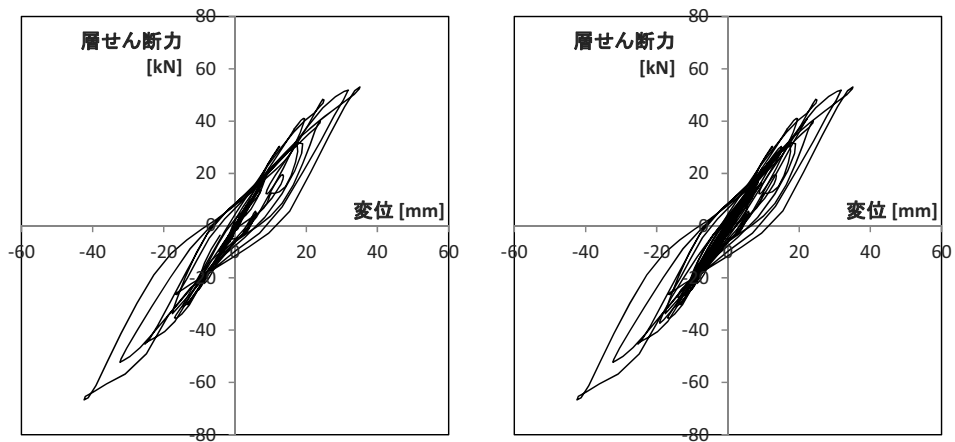
図 6.3 に示した枠組壁工法住宅モデルの神戸海洋気象台 NS 波入力時の動的解析結果を示す。まず、図 6.5 に示した Y_0 通りの頂部 (図 6.3 中の A 点) の水平変位と層せん断力による履歴曲線について、時間経過とともに検討する。図 6.5 a は、開始初期から 3 秒までの動的解析結果であり、弾性範囲内での水平変位と層せん断力の履歴を示している。図 6.5 b は、開始初期から 6 秒までの動的解析結果であり、正側に塑性化している。図 6.5 c は、開始初期から 9 秒までの動的解析結果であり、剛性低下による変位の増大や荷重反転時のスリップも生じている。図 6.5 d は、開始初期から 15 秒までの結果であり、9 秒時より変位は増大せず、原点付近で正側と負側に振動を繰り返す履歴を示している。これらの図において、釘せん断接合部を考慮した履歴モデルを拡張した動的応答解析モデルは、木質構造の履歴特性である典型的な逆 S 字型履歴ループと特異点を良く再現している。これらの結果は、釘せん断接合部を考慮した履歴モデルを拡張した動的応答解析手法の枠組壁工法住宅の地震時応答解析への可能性を示している。

また、図 6.6 に A 点の変位から算出した応答加速度の時刻歴を示す。最大応答加速度時 (7.28 秒時) の入力加速度に対する倍率は 4.03 を示している。



a. 初期～3秒

b. 初期～6秒



c. 初期～9秒

d. 初期～15秒

図 6.5 層せん断力と 2F 水平変位の関係

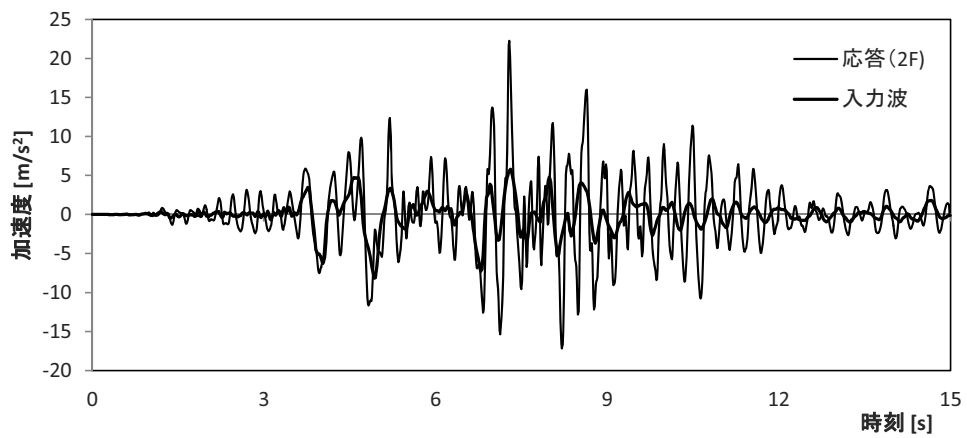


図 6.6 2F 応答加速度と時刻歴

6.3 兵庫県南部地震で被災した枠組壁工法住宅の調査分析と応答解析

6.3.1 兵庫県南部地震で被災した枠組壁工法住宅

構造耐力の劣化を再現した質点系モデルによる解析手法についても検討することを目的として、兵庫県南部地震で被災した2棟の枠組壁工法住宅を対象として被災調査を行い、調査結果とディグレーディング・トリリニアモデル (D-Tri model) を利用した解析結果との比較を行う。対象となる2棟の枠組壁工法住宅は、兵庫県南部地震により躯体が損傷したO氏邸と無被害であった西宮モデルハウスとする。

図6.7にO氏邸の外観図および平面図を示す。O氏邸は2棟の建物を中央部で連結しており、東側棟の略称をSAG、西側棟の略称をKOMとする。ただし、連結部は屋根の野地板のみがつながっている。

西宮モデルハウスは、阪急西宮北口にある西宮市の住宅展示場のモデルハウスであり、小屋裏利用の3階建である。図6.8に西宮モデルハウス (略称RMH) の外観図および平面図を示す。

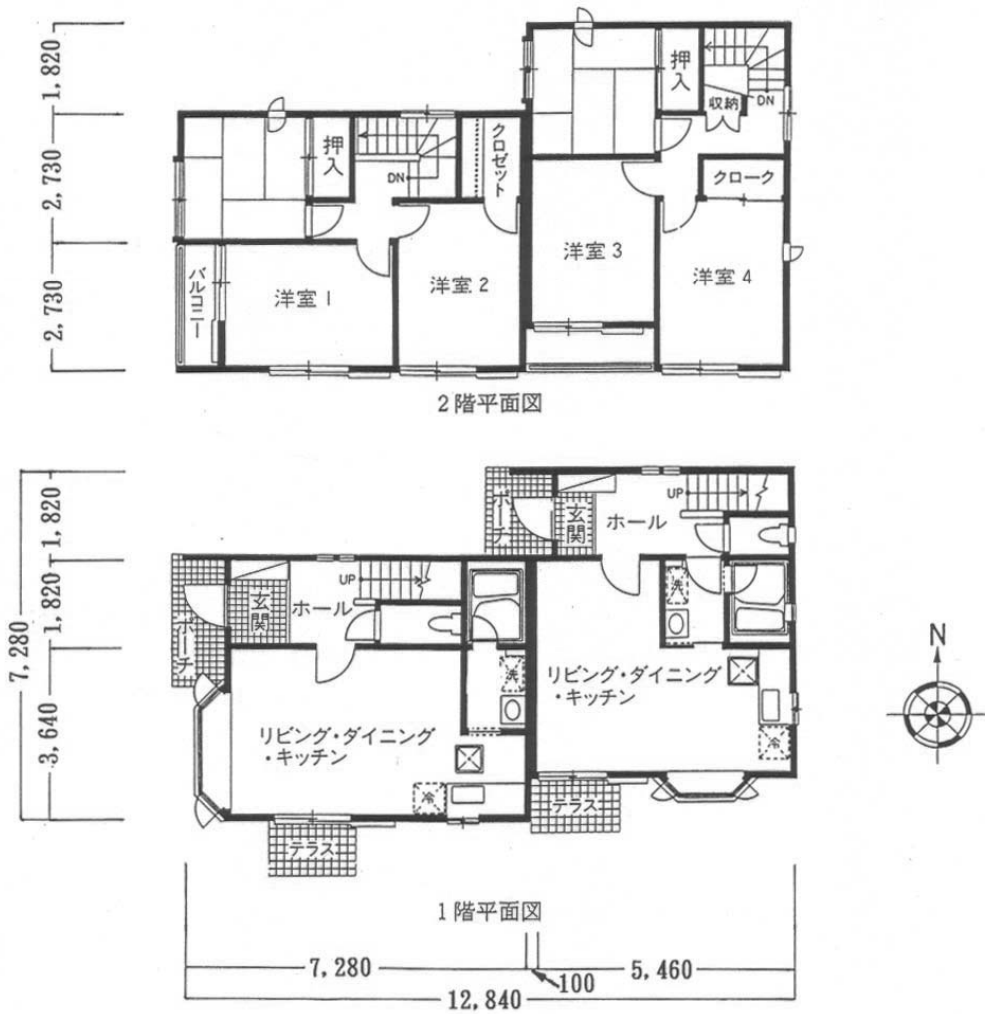


図 6.7 O 氏邸の外観と平面図



1階平面図



2階平面図

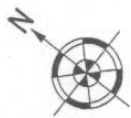


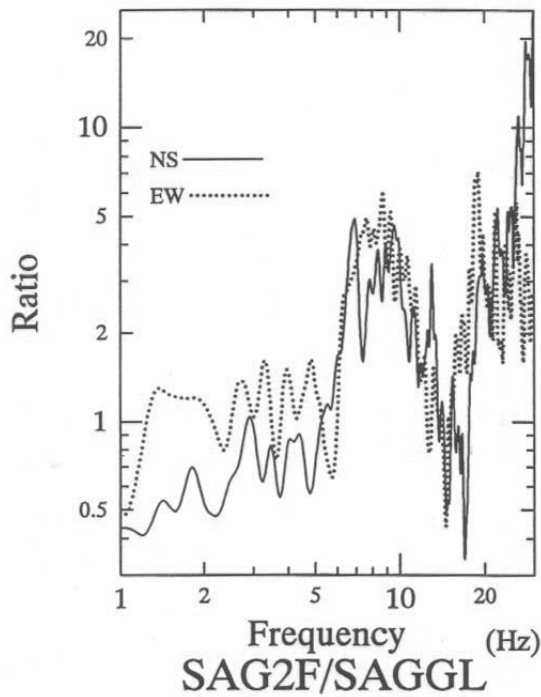
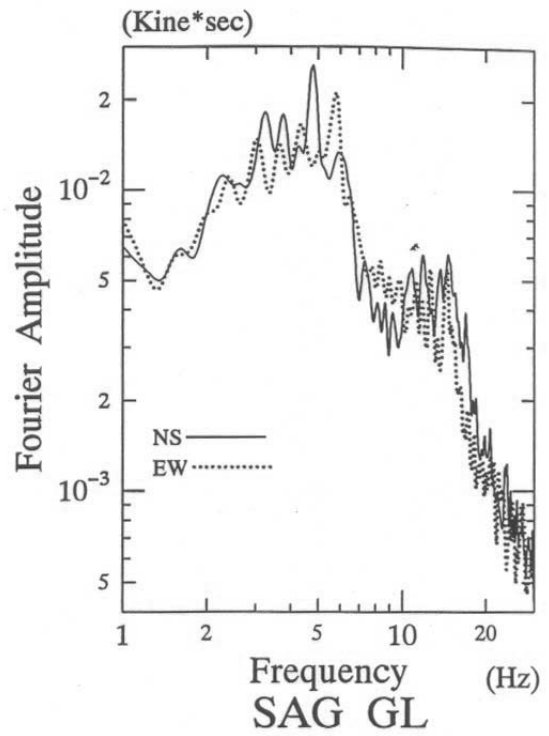
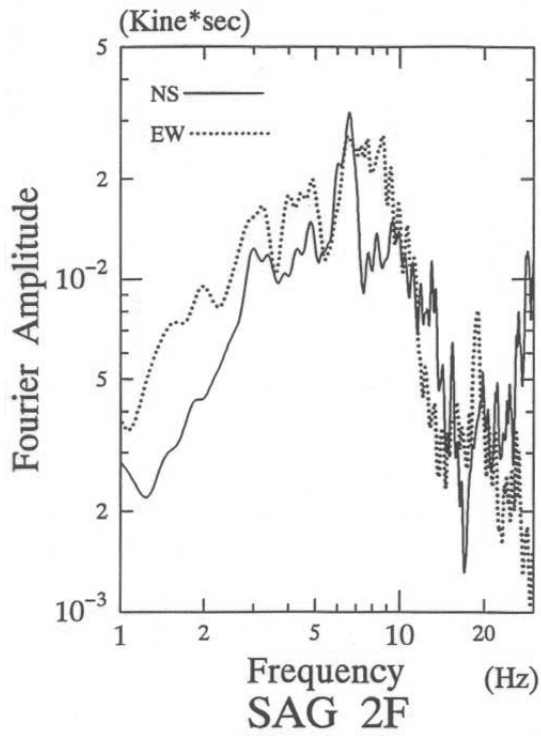
図 6.8 西宮モデルハウスの外観と平面図

6.3.2 常時微動計測結果

対象とする2棟の枠組壁工法住宅の振動特性を把握し、モデル化することを目的として、常時微動計測を行う。常時微動計測では、測定した建物内2階床と近傍地盤で速度から、フーリエスペクトルおよび地盤に対する建物内2階床のスペクトル比を求め、各住宅の固有振動数と減衰定数を推定する。常時微動計測により求めたフーリエスペクトルおよび地盤に対する建物内2階床のスペクトル比を図6.8~13に示す。また、スペクトル比より推定した各住宅の固有振動数と減衰定数を表6.1に示す。

表 6.1 推定した各住宅の固有振動数と減衰定数

建物略称	1次固有振動数 (Hz)		1次減衰定数	
	NS	EW	NS	EW
KOM (O邸)	9.2	8.2	0.094	0.091
SAG (O邸)	6.8	8.4	0.072	0.147
MHN	5.11	5.10	0.018	0.040



建物概要

建物略称：SAG

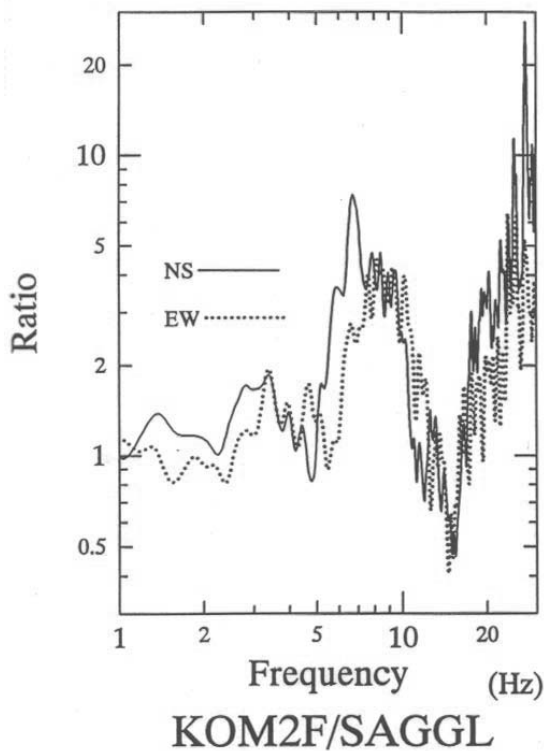
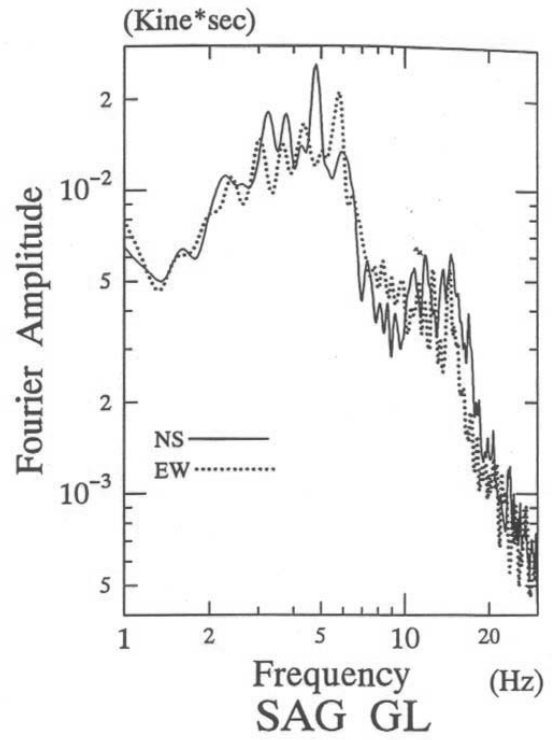
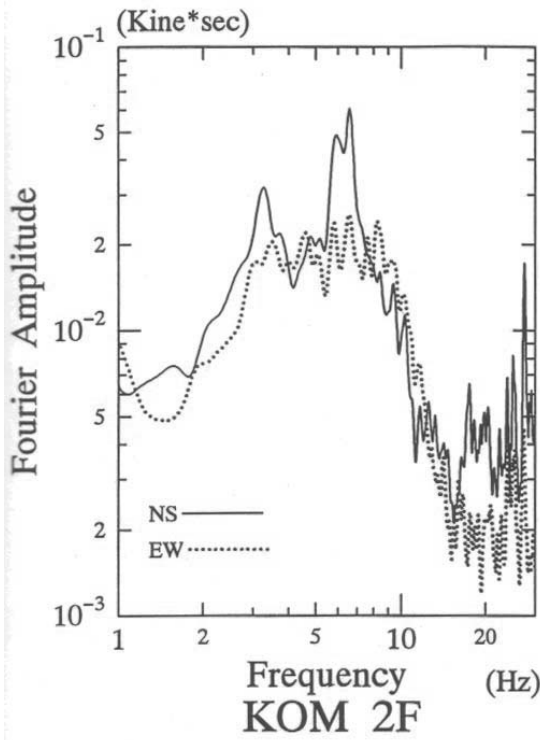
所在地：神戸市東灘区本山中町

建物構造：枠組壁工法

建物階数：2階

	NS	EW
固有振動数	9.2	8.2
減衰定数	0.094	0.091

図 6.9 SAG の 2 階床と近傍地盤のフーリエスペクトル (上)
2 階床/近傍地盤のスペクトル比 (下)



建物概要

建物略称：KOM

所在地：神戸市東灘区本山中町

建物構造：枠組壁工法

建物階数：2階

	NS	EW
固有振動数	6.7	8.1
減衰定数	0.072	0.147

図 6.10 KOM の 2 階床と近傍地盤のフーリエスペクトル (上)
2 階床/近傍地盤のスペクトル比 (下)

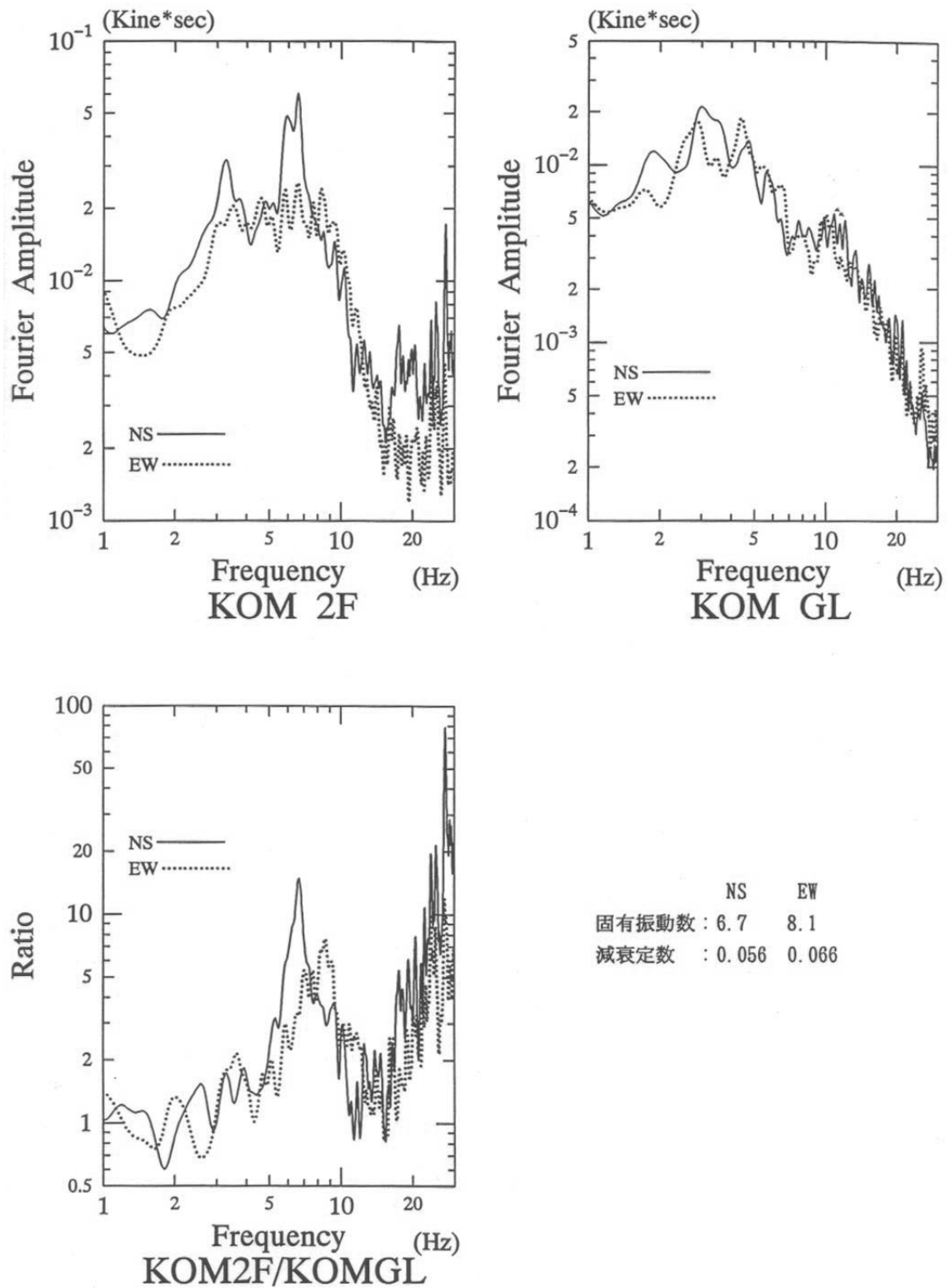
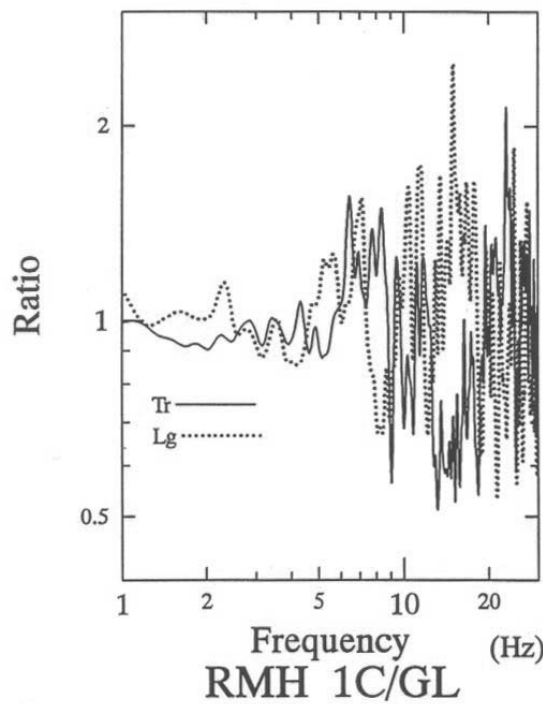
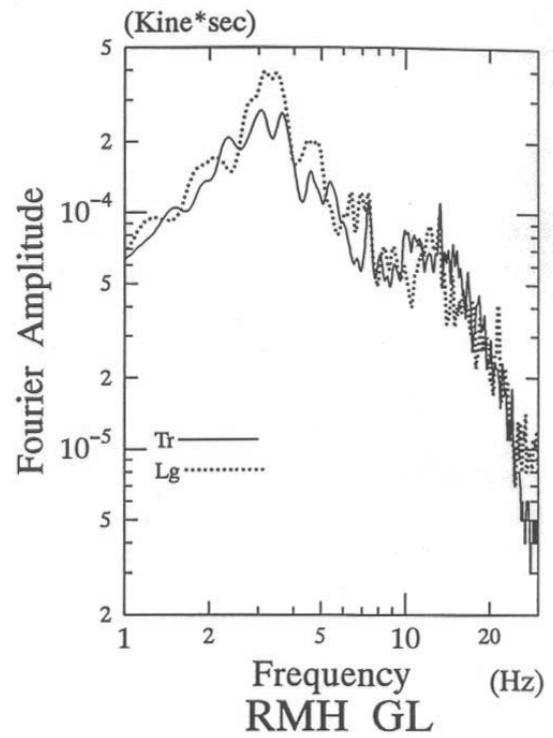
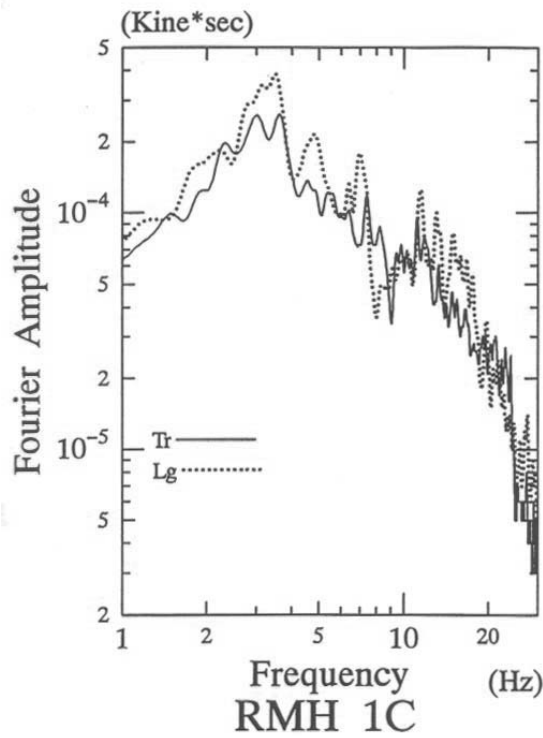


図 6.11 KOM の 2 階床と近傍地盤のフーリエスペクトル (上)
2 階床/近傍地盤のスペクトル比 (下)



建物概要

建物略称：RMH

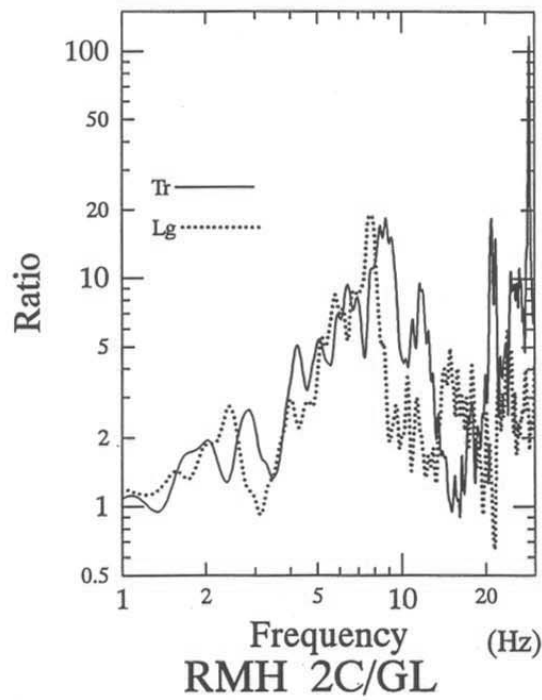
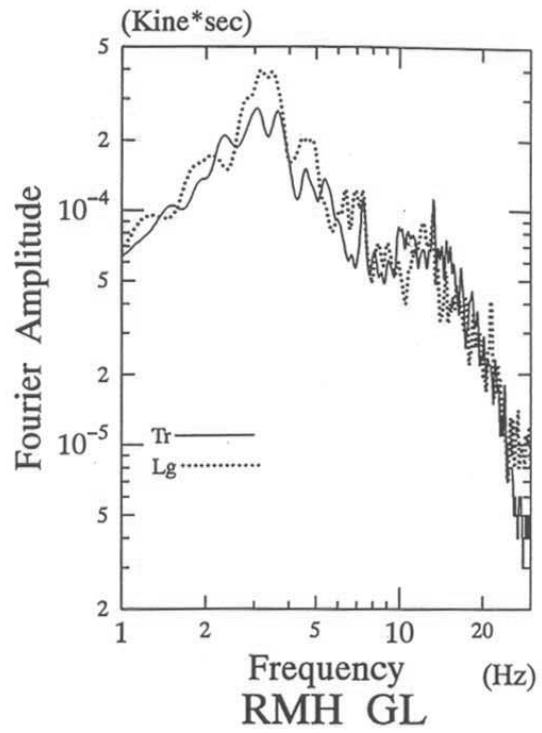
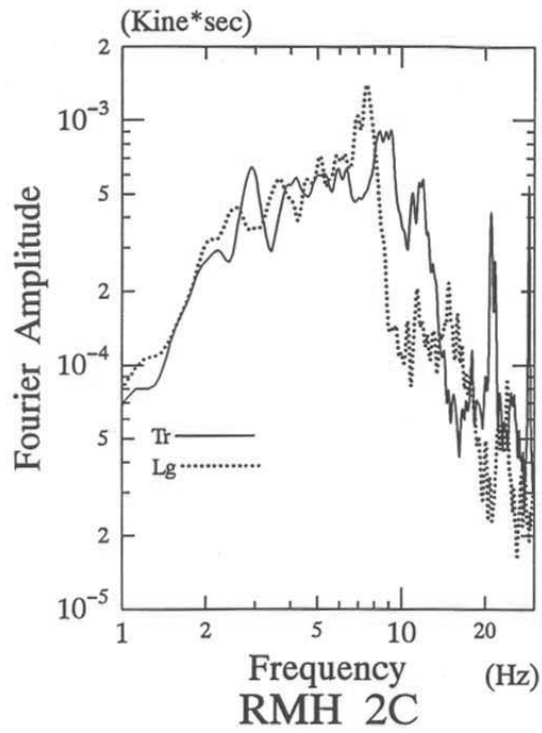
所在地：神戸市灘区新在家南町1-2
「六甲総合住宅公園」内

建物構造：枠組壁工法

建物階数：2階

	Tr	Lg
固有振動数：	8.1	7.0
減衰定数：	0.180	0.183

図 6.12 RMH の 1 階床と近傍地盤のフーリエスペクトル (上)
1 階床/近傍地盤のスペクトル比 (下)



	Tr	Lg
固有振動数	8.5	7.7
減衰定数	0.055	0.049

図 6.13 RMH の 2 階床と近傍地盤のフーリエスペクトル (上)
2 階床/近傍地盤のスペクトル比 (下)

6.3.3 ディグレーディング・トリリニアモデルを活用した構造解析モデル

被災した枠組壁工法住宅の地震時挙動を再現する目的で、耐力壁の剛性低下を再現できるディグレーディング・トリリニアモデルを活用した質点系による動的解析を行う。ディグレーディング・トリリニアモデルを活用した質点系モデルの作成においては、まず既往の壁材の静加力実験の結果と被災した個々の枠組壁工法住宅の常時微動測定結果を基に個々の壁材の剛性などをモデル化する。

次に、個々の壁材モデルを、対象とする枠組壁工法住宅を構成する壁量に応じて拡張し、住宅全体の剛性、減衰を定め、ディグレーディング・トリリニアによる質点系モデルを作成する。壁材モデル作成における壁材の静加力実験による荷重—せん断変形角曲線を図 6.14 に、静加力実験による釘のスリップ実験結果を図 6.15 に示す。

O 氏邸 (SAG・KOM) については、SAG、KOM をそれぞれ 2 層 4 質点にモデル化し、野地板部分による連結を再現するために、2 層部分に連結のための剛性要素を挿入している。O 氏邸の動的解析用の質点モデルを立面図と重ねて、図 6.16～6.18 に示す。

西宮モデルハウス(RMH)については、2 層 9 質点系にモデル化する。西宮モデルハウスの動的解析用の質点モデルを立面図と重ねて、図 6.19 に示す。

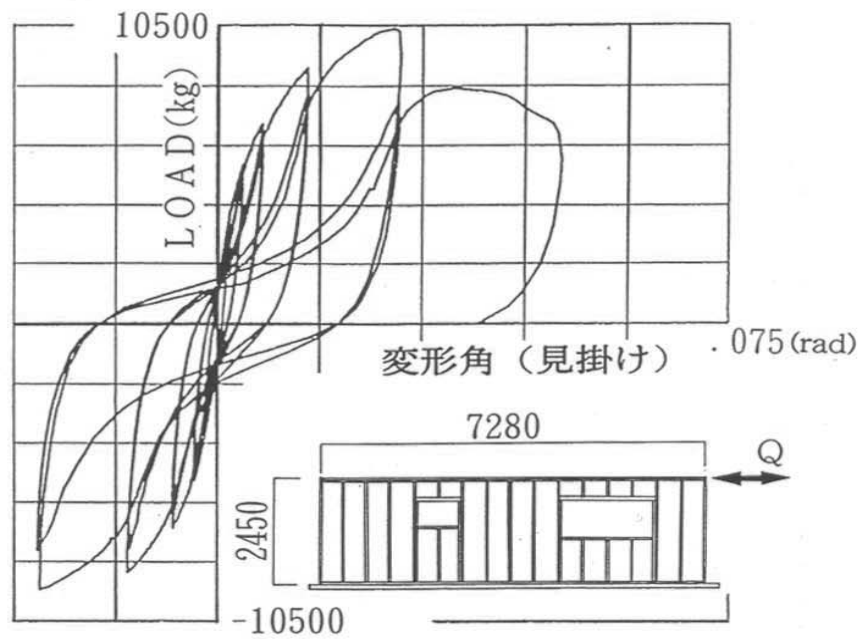


図 6.14 荷重—せん断変形角曲線

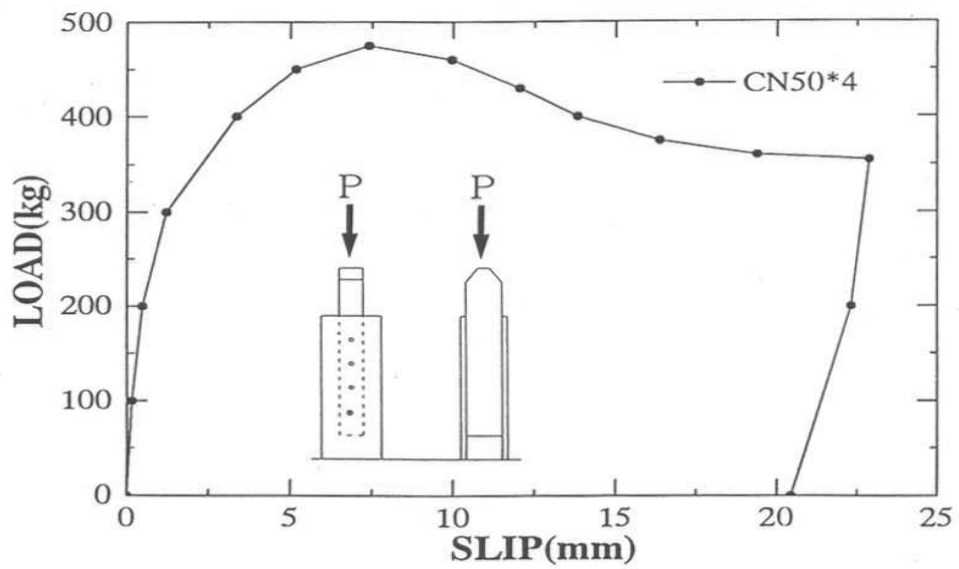
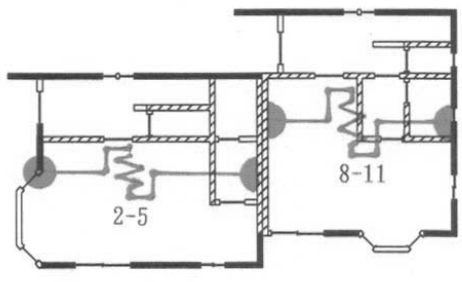
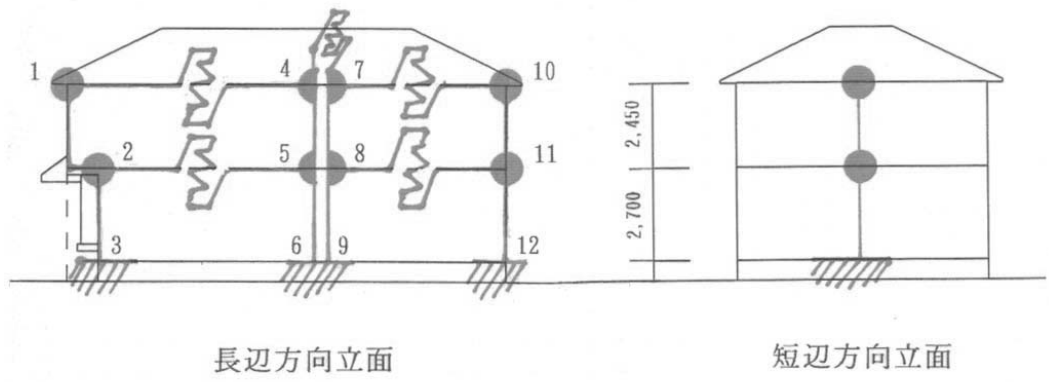
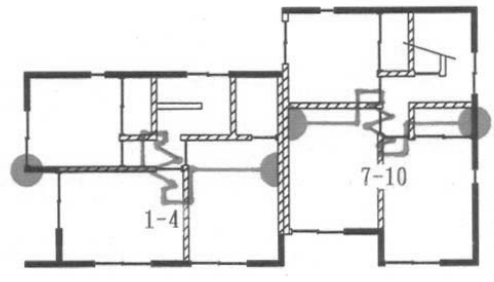


図 6.15 釘のスリップ実験結果



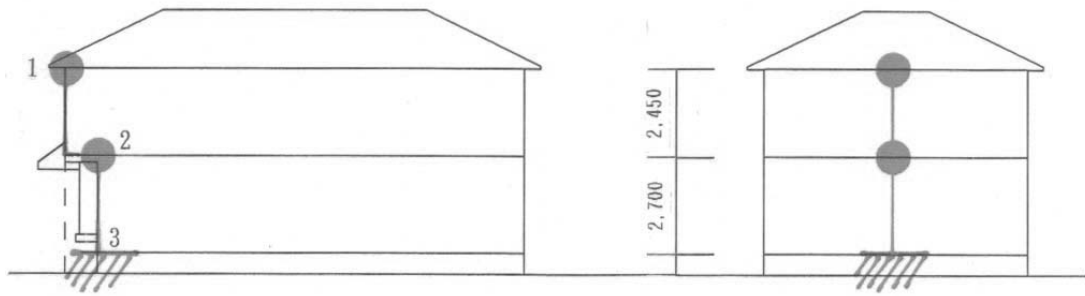
1 階平面図



2 階平面図

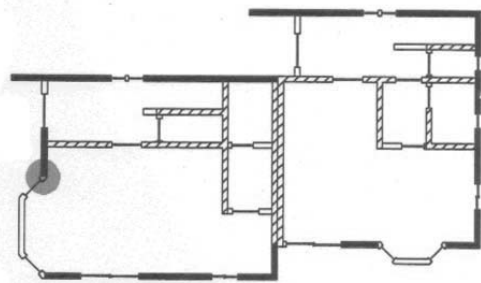
外壁4.5
 内壁3.0

図 6.16 O 氏邸の短辺 (NS) 方向の振動モデル (モデル 1)

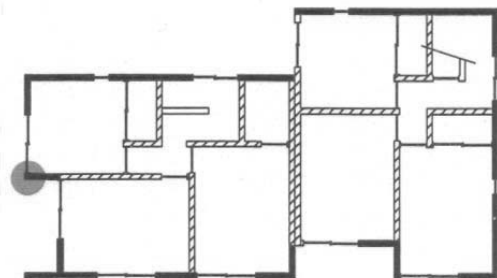


長辺方向立面

短辺方向立面



1階平面図



2階平面図

図 6.17 O 氏邸の短辺 (NS) 方向の振動モデル (モデル 2)

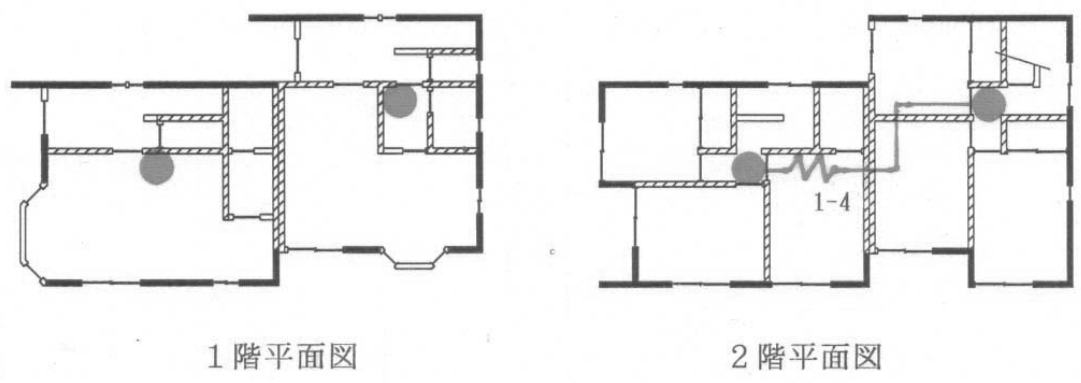
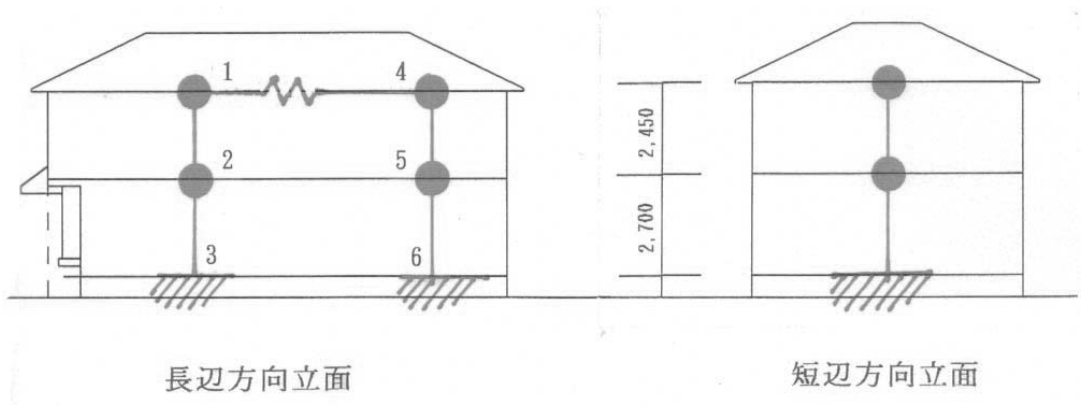


図 6.18 O 氏邸の長辺 (EW) 方向の振動モデル

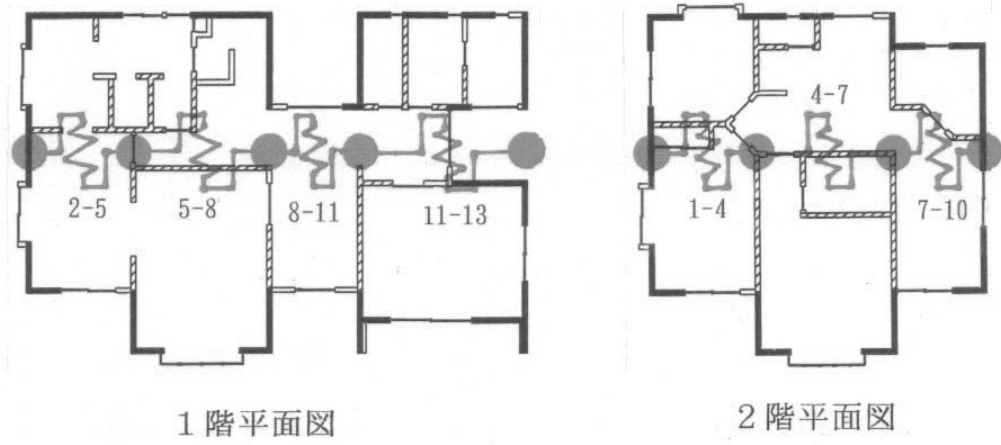
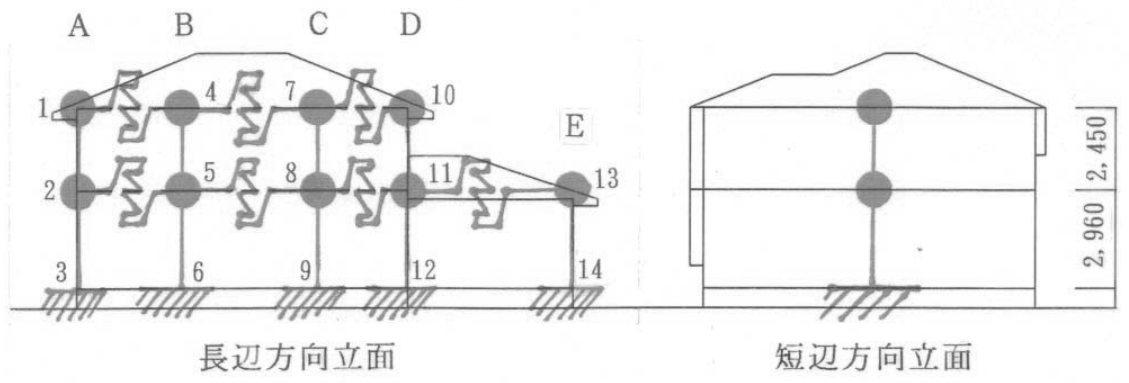


図 6.19 西宮モデルハウスの短辺方向の振動モデル

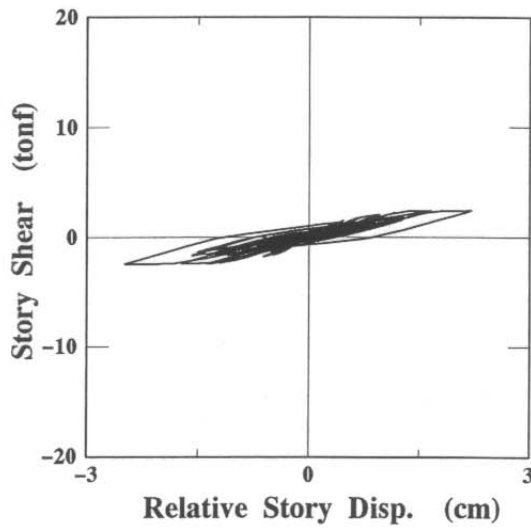
6.3.4 ディグレーディング・トリリニアモデルによる応答解析結果

動的解析に用いる地震動として、兵庫県南部地震（1995）における神戸海洋気象台で観測された NS 波を用いることとする。O 氏邸の層せん断力と層せん断変形角の解析による履歴を図 6.20～6.22 に、西宮モデルハウスの解析による履歴を図 6.23 に示す。

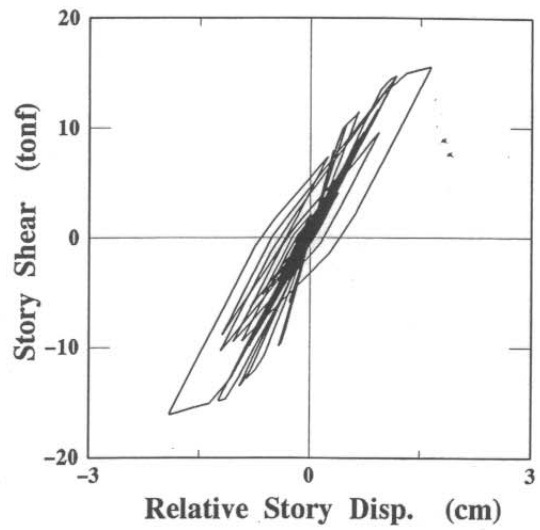
まず、O 氏邸について検討を行う。O 氏邸は、被災後の被災状況調査から、地震により、西側構面が損傷を受けていることが確認されている。損傷状況は、i) 西南部の隅柱とそれに直交する 0.5 間の南側の壁の損傷、ii) 玄関扉の脱却、iii) 玄関左上天袋の扉と天井の衝突であり、これらの損傷状況から、最大層間変形角が約 $1/30$ rad と推測される。解析結果の西側 1 階の層せん断力と層せん断変形角による履歴は、約 $1/50$ rad～ $1/30$ rad の層間変形角を示すとともに大きな履歴ループを示しており、被災状況と良く一致する結果を表している。従って、解析結果は被災状況調査結果と良い整合性が見られ、妥当な解析結果が得られていると考えられる。

次に西宮モデルハウスについて検討する。西宮モデルハウスは、被災後の被災状況調査において数か所の壁紙がはがれた程度の被害しかなく、残留変形による建具の不具合などは生じていないことが確認されている。解析結果の層せん断力と層せん断変形角による履歴がほぼ弾性の性状を示していることと、被災状況調査結果が良い整合性が見られることから、妥当な解析結果が得られていると考えられる。

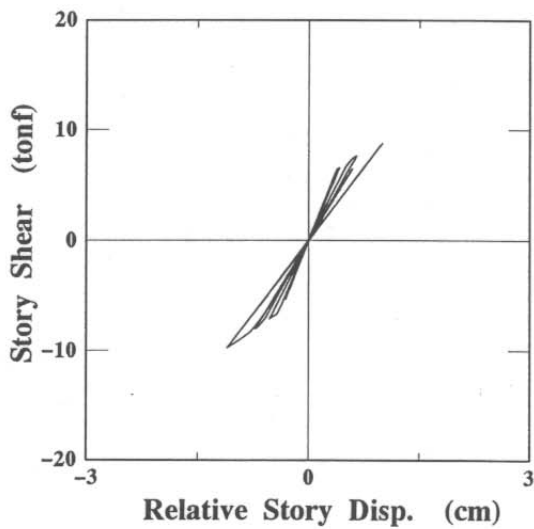
これら 2 棟のディグレーディング・トリリニアモデルを活用した応答解析結果と被災状況調査結果の比較から、ディグレーディング・トリリニアモデルを用いた解析は、枠組壁工法住宅の動的応答解析に適用可能であると考えられる。



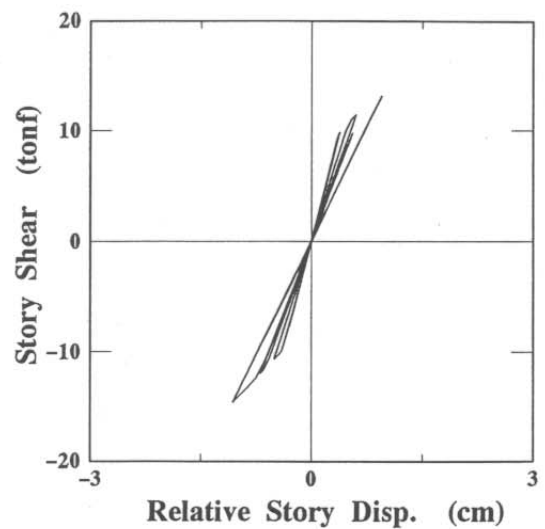
(a) KOMの西壁(KOM W 1F)



(b) KOMの東壁(KOM E 1F)



(c) SAGの西壁(SAG W 1F)



(d) SAGの東壁(SAG E 1F)

図 6.20 NS 方向 (モデル 1) の 1 階各壁の履歴曲線 (O 氏邸)

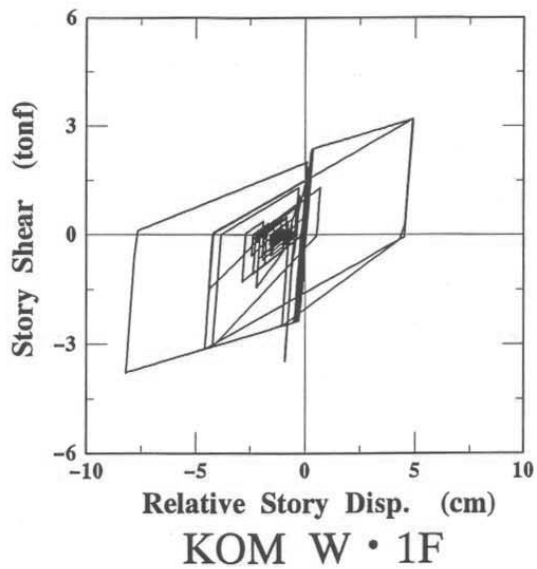


図 6.21 NS 方向 (モデル 2) の西側 1 階の履歴曲線 (O 氏邸)

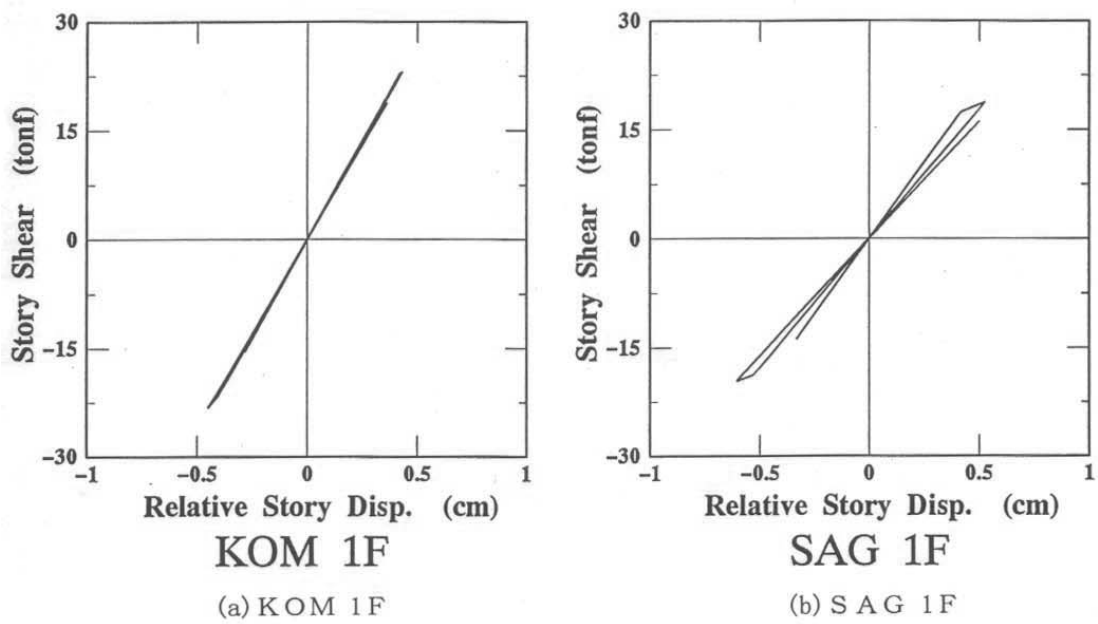
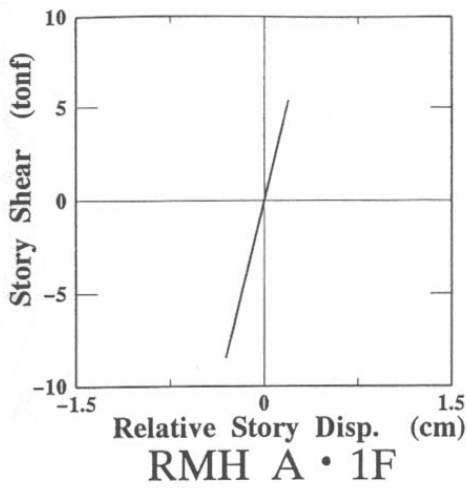
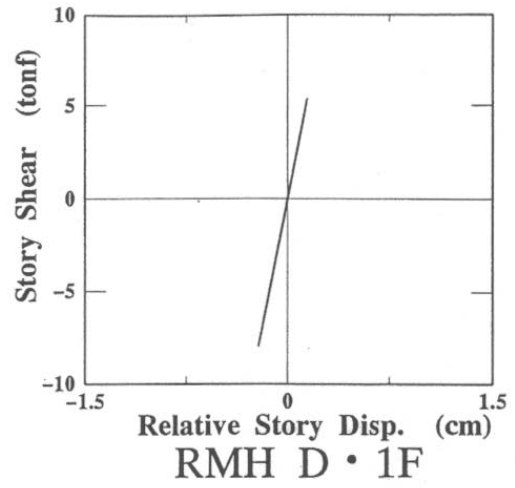


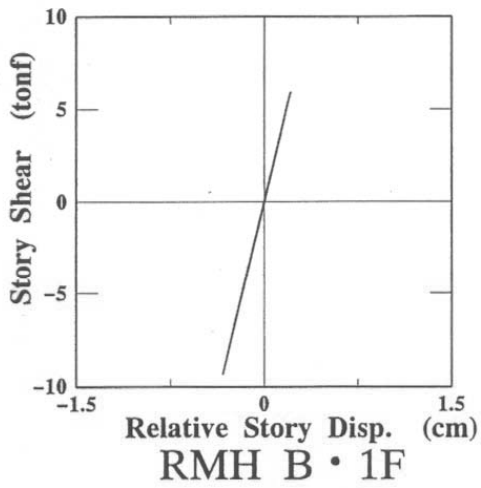
図 6.22 EW 方向の 1 階各壁の履歴曲線 (O 氏邸)



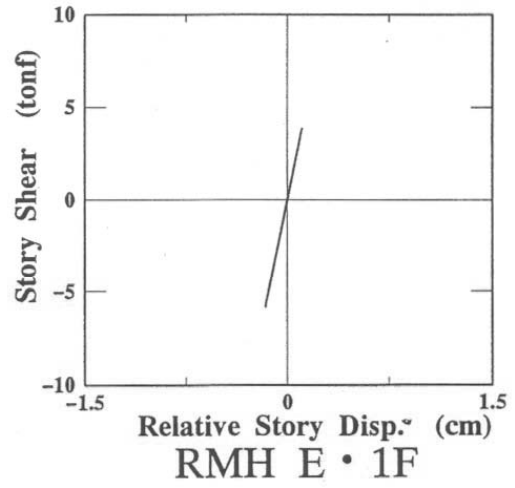
(a) RMH A · 1F



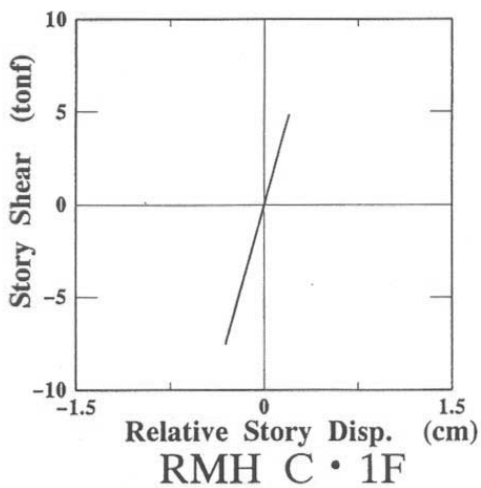
(d) RMH D · 1F



(b) RMH B · 1F



(e) RMH E · 1F



(c) RMH C · 1F

図 6.23 1 階各壁の履歴曲線 (西宮モデルハウス)

6.4 まとめ

本章では、まず効率よく動的解析を行うことを目的として、前章までの結果を活かした釘接合部をモデル化したトリリニア・スリップ型履歴モデルを活用した動的解析手法を提案した。5章の水平静加力実験を行った実大住宅モデルに釘接合部を考慮したトリリニア・スリップ型履歴モデルによる動的解析を適用した結果、木質構造の履歴特性である典型的な逆S字型履歴ループと特異点を良く再現できることを確認している。この結果より、釘せん断接合部を考慮した履歴モデルを拡張した動的応答解析手法を枠組壁工法住宅の地震時応答解析へ適用可能であると考えられる。

次に、構造耐力の剛性低下を再現した質点系モデルによる解析手法についても検討することを目的として、ディグレーディング・トリリニアモデル (D-Tri model) を活用した解析手法を提案した。1995年に発生した兵庫県南部地震で被災した2棟の枠組壁工法住宅を対象とする動的解析を行い、この2つの住宅の被災状況と比較した結果、解析による応答結果と被災状況調査の結果に良い整合性が見られている。よって、ディグレーディング・トリリニアモデルを活用した解析手法は、枠組壁工法住宅の地震時応答解析へ適用可能であると考えられる。

第7章 結論

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、30万棟余りの建物が全半壊した。発生から1ヶ月後の時点における犠牲者5400余人のうち約90%の4800余人は、木造住宅の倒壊による圧死であった。最終的には死者は6434名となりその80%が建物倒壊や家具転倒に伴う被害とされている。死者は比較的高齢者が多く、移動の煩わしさから1階部分を日常生活空間とする人が多かったことも被害を大きなものとしているといえる。

この地震の各種被害調査によると損傷の原因は、耐力壁の配置が不適切であること、壁量が少ないこと、1階のガレージや店舗の広い売り場の確保などで耐力壁が不足していることや、耐力壁が偏在して配置されたために建物にねじれが生じたことなどである。2階部分は比較的健全な状態で形状を維持しているが、その1階部分は捩れを伴って倒壊に至っていることがあげられる。

加えて、被害の原因として接合部の剛性や耐力不足が指摘されている。接合部の被害として、極めて多数の例をあげることができる。この接合部の問題は、多くの部材を集積して建てられる木造建物の力学的な基本であるため、その重要性は極めて大きい。換言すれば、木造建築とりわけ木造住宅の変形性能や耐力はそれらに用いられる接合部の剛性・耐力に大きく依存しているといえる。

枠組壁工法住宅は1974年建設省告示によりわが国に導入されたもので、この工法を用いた住宅は前述の兵庫県南部地震の際に、損傷を受けたものがあるが、倒壊に至った住宅は無く、高い耐震性能が証明されている。この工法は言うまでもなく、主要構造部の壁や床、屋根に面材を多数の釘を用いて枠材に打ち付け、パネル化した部位を用い建物全体を構成し、高い剛性・耐力を有している。

本研究は、枠組壁工法住宅の更なる耐震性の確保を目的に、枠組壁工法住宅の釘接合部の剛性および耐力の影響が住宅全体に与える影響が大きいことを考慮して、釘接合部の剛性評価とモデル化を基にした構造部位および建物全体の評価と履歴解析手法の提案を行った。

まず、釘せん断接合部の静加力実験を行い、釘せん断接合部の特性を明らかにするとともに、トリリニア・スリップ型履歴モデルによるモデル化手法を提案している。次に、提案した釘せん断接合部モデルを構造部位となる耐力壁と水平構面に適用し、本研究で提案するモデルの有用性を確認している。さらに、提案したモデルを構造全体に適用し、実大住宅の静加力実験結果との比較検討を通して有用性を示すとともに、動的解析にも適用できるように拡張し、提案手法の動的解析への適用の可能性を示した。

これまで述べてきた第一章から第六章は以下のようにまとめることができる。

第一章では、まず本研究の背景なる枠組壁工法住宅に関する解析の現状を述べた。次に、枠組壁工法住宅の主要な構造部位の多用される釘接合部に着目し、構造モデルを用いて履歴解析を行い実験値との比較検討により解析手法を探ることや、同様な手法による建物全体の履歴解析の精度を分析評価することの有用性について述べた。また、既往研究と本研究の相違点についても述べた。

第二章では、本研究に用いる釘せん断接合部実験の結果と実験結果を基にした釘せん断接合部を表すトリリニア・スリップ型履歴モデルによるモデル化手法と履歴解析手法を示した。まず、釘せん断接合部の実験結果を用いて、釘せん断接合部の履歴の特徴からスリップ特性を持つトリリニア型履歴モデルを適用することで、履歴解析で用いる釘せん断接合部履歴のモデル化を行えることを示した。次にいくつかの異なる面材を取り上げ、それらの釘せん断接合部の実験からそれぞれの履歴特性を取り入れたモデルを作成した。

第三章では、実大住宅で使用されている耐力壁の面内せん断実験を行い、第二章で示した釘せん断接合部履歴モデルを適用した耐力壁構造モデルを作成し解析を行った履歴曲線と実験履歴を比較検討した。まず、耐力壁の面内せん断実験では、I型単体耐力壁とL型耐力壁の2種類について行い、L型耐力壁も単体耐力壁として表せることを確認した。次に、単体耐力壁の静加力実験の履歴と釘せん断接合部の提案モデルを用いた解析による履歴を比較し、より簡便にFEM解析同程度の精度を実現できることを示し、有用性を確認した。

第四章では、実大住宅で使用されている水平構面の純せん断実験を行い、第三章と同様に第二章で示した釘せん断接合部履歴モデルを適用した水平構面構造モデルを作成し、解析を行った履歴曲線と実験履歴を比較検討した。まず、面内純せん断を受ける釘打ち面材張水平構面について静加力実験を行い、水平構面の特性について検討を行った。次に検討結果を基に、水平構面を釘せん断接合部の提案モデルを用いてモデル化し解析を行い、解析履歴と実験履歴を比較し、有用性を確認している。

第五章では、実大住宅の水平加力実験を行い、第三章、第四章と同様に第二章で示した釘せん断接合部履歴モデルを適用した住宅全体構造モデルを作成し、解析を行った履歴曲線と実験履歴を比較検討した。まず、枠組壁工法実大住宅について静加力実験を行い、住宅の剛性、耐力をはじめ履歴性状について評価を行った。次に、第三章で示した釘せん断接合部履歴モデルを基にする構面構造モデルを用いて解析を行い、実験履歴と解析履歴を

比較し有用性を確認した。また、第三章で示した構面構造モデルを用いた住宅の構造モデルを作成し解析を行い、構面構造モデルと同様に実験履歴と解析履歴を比較し、構面構造モデルよりも高精度で実験履歴を再現できることを確認した。

第六章では、前章までの成果を動的解析に試みた。まず前章において静加力実験を行った実大住宅について、前章までの成果である釘接合部履歴を構面に適用し、動的応答解析を試み、動的解析に適用可能であることを示した。さらに、地震被害の異なる住宅2棟について、既存の復元力モデルを用い質点系モデルによる応答解析を行い、被害程度と応答履歴の比較検討を行い、応答履歴と被害程度が高い整合性を示すことを確認した。

以上、本研究においては、まず釘せん断接合部の履歴モデルを提案し、次に提案した釘せん断接合部の履歴モデルに基づく構造部位と建物全体を表すモデル化手法および解析手法を提案した。提案した手法を静加力実験により結果と比較し、精度よく実験結果を再現できることを示し、提案手法の有用性を確認した。また、提案手法を動的応答解析にも適用し、動的応答解析へ適用できることも確認した。

参考文献

- 1) 野口弘行：有限要素法による木質パネルのせん断性状(弾・塑性)の解析、日本建築学会学術講演梗概集、pp1979-1980、1978.8
- 2) 野口弘行：有限要素法による木質パネルのせん断性状(弾・塑性)の解析-その 2：枠組壁工法による実大耐力壁の場合について：構造系、日本建築学会学術講演梗概集、pp1793-1794、1979.9
- 3) 野口弘行：有限要素法による合板釘打ち合成ばりの解析：面材を直交異方性として扱った場合：構造系、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1987-1988、1980.8
- 4) 野口弘行：有限要素法による枠組壁工法床組の水平力に対する挙動：弾・塑性の解析：合板配置の差異が水平剛性に与える影響について、日本建築学会学術講演梗概集、pp.2259-2260、1981.9
- 5) 野村周平、野口弘行、梶川久光、富居勝宏、西澤哲郎：木質パネル構法による立体建物の静的水平挙動に関する実験的研究（その 3）：有限要素法を用いた立体解析による検証、日本建築学会学術講演梗概集 C-1、No.22057、pp.113-114、1999.7
- 6) 野口弘行：構面の考え方、水平構面の実験、建築技術 1997.10 月号、pp.140-147、株式会社建築技術、1997.9
- 7) 那須秀行、野口弘行：木質ダイヤフラムの水平力に対する挙動の弾塑性的解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22041、pp.43-44、1989.9
- 8) 西森進、黒正清治：有限要素法による木造耐力壁の枠材と面材の相対送り、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.2776、pp.47-48、1989.9
- 9) 宮澤健二：枠組壁構造の構造特性に関する研究：その 4 履歴・振動特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.2927、pp.189-190、1990.9
- 10) 富田裕之、宮澤健二：枠組壁構造の構造特性に関する研究：その 6 履歴特性について、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.2976、pp.125-126、1992.8
- 11) 高橋芳毅、宮澤健二：枠組壁構造の構造特性に関する研究：その 9 釘間隔と枠断面積の影響とブレース置換応力解析法の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.21071、pp.75-76、1994.7
- 12) 富田裕之、宮澤健二：枠組壁構造の構造特性に関する研究：その 10 履歴特性と仮動的応答実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.21072、pp.77-78、1994.7

- 13) 宮澤健二：枠組壁構造の構造特性に関する研究：その 11 略解析法について、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22024、pp.47-48、1995.7
- 14) 宮澤健二：せん断パネル理論による木質面材釘打ち有開口壁の略応力解析法、日本建築学会構造系論文集、No.487、pp.123-124、1996.9
- 15) 角谷智代、宮沢健二、：軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)：その 4：静加力と固有周期、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22068、pp.135-136、1996.7
- 16) 北野志乃、宮沢健二、大橋好光、坂本功：軸組構法住宅の実大振動実験(B棟)：その 1. 応答概要と破壊状況、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22069、pp.137-138、1996.7
- 17) 宮沢健二、大橋好光、坂本功：軸組構法住宅の実大振動実験(B棟)：その 2. 各部の応答挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22070、pp.139-140、1996.7
- 18) 難波蓮太郎、坂本功、宮沢健二、池本孝、田辺英男、上田善規、飯鉢整、栗山留美子：軸組構法住宅の実大振動実験(B棟)：その 3 ラスモルタル外壁仕上げの耐震性付与、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22071、pp.141-142、1996.7
- 19) 大橋好光：非耐力部分を考慮した在来木造住宅の耐震性に関する研究、東京大学学位論文、1979.12
- 20) 腰原幹雄、阿川将樹、大橋好光、宮澤健二、坂本功：偏心を有する木質面材耐力壁構造の静的挙動に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、No.558、pp.165-171、2002.
- 21) 荒木康弘、腰原幹雄、大橋好光、宮澤健二、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、No.579、pp.79-85、2004.5
- 22) 坂本功、大橋好光、田中裕樹、宮沢健二：軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)：その 1：試験体、計測計画、実験スケジュール、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22065、pp.129-130、1996.7
- 23) 田中裕樹、坂本功、大橋好光、宮沢健二：軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)：その 2：損傷状況、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22066、pp.131-132、1996.7
- 24) 大橋好光、坂本功、田中裕樹、宮沢健二：軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)：その 3：実験結果の解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22067、pp.133-134、1996.7
- 25) 大橋好光：多度津振動台における軸組み工法木造住宅の実験、建築技術 2006 年 4 月号、pp.116-119、株式会社建築技術、2006.3

- 26) 神谷文夫：合板釘打ち耐力壁の仮動的応答実験とその履歴モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.27-28、1988.9
- 27) 神谷文夫：木質構造の履歴特性を解析的に求める一つの方法、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.49-50、1989.9
- 28) アハメッド M.タラビア、神谷文夫:釘接合部にヒステレシスモデルを用いた面材張り耐力壁の地震応答解析、木材学会誌、Vol.42、No.11、pp.1064-1071、1996.11
- 29) 五十田博、大橋好光、稲山正弘：木質ラーメン構造を前提としてモーメント抵抗接合部の剛性と変形挙動、構造工学論文集、Vol.41B、pp.637-646、1995.4
- 30) 塩野入克征、笹川明、五十田博、白須万寛：筋かい壁の履歴特性把握のための静的繰り返し実験：その 1 筋かい壁の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.22041、pp.81-82、1997.9
- 31) 白須万寛、笹川明、五十田博、塩野入克征：筋かい壁の履歴特性把握のための静的繰り返し実験：その 2 接合部の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.22041、pp.81-82、1997.9
- 32) 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 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、No.506、pp.75-82、1998.4
- 33) 桑原慎治、笹川明、五十田博、森拓郎、落岩広一、神戸渡：筋かい壁の履歴特性把握のための静的繰り返し実験：その 3 両筋かい壁の実験とその接合部部分実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22093、pp.185-186、2002.8
- 34) 神戸渡、笹川明、五十田博、田守伸一郎、森拓郎、落岩広一、桑原慎治：部材、接合部を最小単位とする筋かい耐力壁の弾塑性応答解析モデル：その 6 両筋かいモデルによる静的解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22094、pp.187-188、2002.8
- 35) 落岩広一、笹川明、五十田博、田守伸一郎、森拓郎、神戸渡：部材、接合部を最小単位とする筋かい耐力壁の弾塑性応答解析モデル:その 7 鉛直構面モデルの静的解析と立体モデルの地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22094、pp.189-190、2002.8
- 36) 五十田博、フィリアトロ アンドレ、フォルツ ブライアン：カリフォルニア地域の建物を対象とした木造住宅の振動解析モデルの一事例：木造建築物の地震時挙動に対する解析的研究、日本建築学会構造系論文集、No.563、pp.115-121、2003.1
- 37) 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、No.616、pp.157-163、2007.6
- 38) 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振動台実験：その3 拡張個別要素法による解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22021、pp.41-42、2008.7
 - 39) 岡崎友也、河合直人、五十田博、村上知徳：3階建て枠組壁工法住宅の地震時応答の追跡、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22054、pp.107-108、2008.7
 - 40) 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 -木造建物の地震時挙動に関する研究 その3-、日本建築学会構造系論文集、No.659、pp.113-120、2011.1
 - 41) Stewart, W.G. : The Seismic Design of Plywood Sheathed Walls, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1987
 - 42) Folz, B. and Filiatrault, A.A. : A Cyclic Analysis of Wood Shear Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.127, No.4, pp.433-441, 2001.4
 - 43) 中島史郎、有馬孝礼：木造建物の振動機構（第1報）軸組工法による壁体の振動性状およびその解析、木材学会誌 Vol.37、No.12、pp.1144-1149、1991.12
 - 44) 小松幸平：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第1報）解析法の誘導、木材学会誌、Vol.34、No.7、pp.581-589、1988.7
 - 45) 小松幸平、前田典昭、堀江和美：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第2報）実験による検証、木材学会誌、Vol.35、No.3、pp.201-211、1989.3
 - 46) 若島嘉朗、平井卓郎：繰り返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性（第1報）静的正負繰り返し負荷試験、木材学会誌、Vol.39、No.11、pp.1259-1266、1993.11
 - 47) 若島嘉朗、平井卓郎：繰り返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性（第2報）弾性床上の梁理論による数値解析、木材学会誌、Vol.39、No.12、pp.1377-1385、1993.12
 - 48) 若島嘉朗、平井卓郎：繰り返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性（第3報）基礎材料性能の再検討、木材学会誌、Vol.43、No.5、pp.417-426、1997.5
 - 49) 平井卓郎：木質構造の研究課題、木材学会誌、Vol.53、No.3、pp.117-126、2007.3
 - 50) 室田達郎、安村基、坂井英明、阿部市郎：総3階建て枠組壁工法住宅の実大構造実験：その1 3階建て建物の構造特性概要、日本建築学会大会学術

講演梗概集、No.2724、pp.7-8、1988.10

- 51) 安村基、室田達郎、阿部市郎：総3階建て枠組壁工法住宅の実大構造実験：その2 直交壁を有さない建物の水平耐力の解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.2725、pp.9-10、1988.10
- 52) 山口修由、西山功、安村基、室田達郎、坂井英明、阿部市郎：総3階建て枠組壁工法住宅の実大構造実験：その3 構造体と竣工建物の振動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.2726、pp.11-12、1988.10
- 53) 鈴木祥之、中治弘行、岩井哲、北原昭男：在来構法住宅の実大水平載荷実験、日本建築学会構造系論文集、No.499、pp.69-76、1997.9
- 54) 小原勝彦、宮本俊輔、西村彰敏：枠組工法実大振動実験に関する研究、構造工学学論文集、Vol47B、pp.333-340、2001.3
- 55) 菊地修一、新海直利：釘せん断接合部の実験的研究 - 側板が合板および鉄板の場合の剛性耐力、足利工業大学平成7年度卒業研究
- 56) 青柳渉、鈴木信一：繰り返し加力を受ける釘接合部の履歴特性、足利工業大学平成10年度卒業研究
- 57) 石毛雅也、田代弾、渡辺稔：面内せん断を受ける面材張り耐力壁の力学特性、足利工業大学平成10年度卒業研究
- 58) 鬼沢典子、塩谷晶弘、布施弘道：枠組壁工法実大住宅の静加力実験による耐震性評価、足利工業大学平成10年度卒業研究
- 59) 大川和巳：釘せん断接合部の履歴特性、足利工業大学平成11年度卒業研究
- 60) 尾内俊夫：栃木県主催 木造住宅に関する地震対策セミナー—阪神大震災木造住宅の被害と教訓—、平成7年
- 61) 尾内俊夫：釘せん断接合部履歴モデルによる面材張り耐力壁の増分解析、日本建築学会学術講演梗概集、No.22063、pp.123-124、1998.7
- 62) 尾内俊夫：釘せん断接合部履歴モデルと面材剛性フレーム置換による耐力壁の解析、日本建築学会学術講演梗概集、No.22053、pp.105-106、1999.7
- 63) 尾内俊夫、石田正美、仁田佳宏：面内純せん断を受ける木質パネルの履歴解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22166、pp.331-332、2007.7
- 64) 尾内俊夫、石田正美、仁田佳宏：釘接合部に着目した面内純せん断を受ける木質パネルの履歴解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22021、pp.41-42、2009.7
- 65) 太田外気晴、尾内俊夫、諸星史雄、原康之：兵庫県南部地震における住宅の耐震性評価：その1 住宅の振動測定と地震動の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、No.22085、pp.169-170、1997.7
- 66) 太田外気晴、尾内俊夫、諸星史雄、原康之：兵庫県南部地震における住宅の耐震性評価：その2 多質点系振動モデルの応答解析、日本建築学会大会

学術講演梗概集 C-1、No.22086、pp.171-172、1997.7

- 67) 尾内俊夫、太田外氣晴、諸星史雄、原康之：兵庫県南部地震で被害を受けた枠組壁工法住宅の耐震性評価、日本建築学会構造系論文集、No.510、pp.131-138、1998.8
- 68) 尾内俊夫、太田外氣晴、諸星史雄：兵庫県南部地震の強震動による枠組壁工法住宅の振動特性と耐震性の評価、日本建築学会構造系論文集、No.517、pp.107-114、1999.3
- 69) (財)日本住宅木材技術センター：木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書、pp.303-321、1994
- 70) 日本ツーバイフォー建築協会：枠組壁工法建築物構造設計指針、pp.141-146、1992.11
- 71) 財団法人住宅金融普及協会：枠組壁工法住宅工事共通仕様書（解説付）平成12年度第2版（全国版）、p 73

本論文に関連する発表論文

学・協会誌等論文

1. (兵庫県南部地震の強震動による枠組壁工法住宅の振動特性と耐震性の評価)
(尾内俊夫、太田外氣晴、諸星史雄)
日本建築学会構造系論文集 第76巻, 第517号, 107頁～114頁
1999年3月に掲載
2. (兵庫県南部地震で被害を受けた枠組壁工法住宅の耐震性評価)
(尾内俊夫、太田外氣晴、諸星史雄、原康之)
日本建築学会構造系論文集 第51巻, 第510号, 131頁～138頁
1998年8月に掲載
3. (釘せん断接合部に着目した面内純せん断を受ける水平構面の履歴解析)
(尾内俊夫、入江康隆)
日本建築学会技術報告集に掲載決定

口頭発表論文

1. (釘接合部に着目した面内純せん断を受ける木質パネルの履歴)
(尾内俊夫、石田正美、仁田佳宏)
日本建築学会学術講演会, 東北大会, 2009年9月
2. (面内純せん断を受ける木質パネルの履歴解析)
(尾内俊夫、石田正美、仁田佳宏)
日本建築学会学術講演会, 九州大会, 2007年7月
3. (釘せん断接合部履歴モデルと面材剛性フレーム置換による耐力壁の解析)
(尾内俊夫)
日本建築学会学術講演会, 中国大会, 1999年9月
4. (試作木質住宅の振動特性と耐震性評価: その1 各種条件による振動特性の変化)
(太田外氣晴、尾内俊夫)
日本建築学会学術講演会, 中国大会, 1999年9月
5. (釘せん断接合部履歴モデルによる面材張り耐力壁の増分解析)
(尾内俊夫)
日本建築学会学術講演会, 九州大会, 1998年8月
6. (すじかい耐力壁の合板補強による挙動と耐力)

(尾内俊夫)

日本建築学会学術講演会，関東大会，1997年8月

7. (兵庫県南部地震における住宅の耐震性評価：その1 住宅の振動測定と地震動の推定)

(太田外氣晴、尾内俊夫、諸星史雄、原康之)

日本建築学会学術講演会，関東大会，1997年8月

8. (兵庫県南部地震における住宅の耐震性評価：その2 多質点系振動モデルの応答解析)

(太田外氣晴、尾内俊夫、諸星史雄、原康之)

日本建築学会学術講演会，関東大会，1997年8月

9. (フォームコアパネルの曲げ性能に関する研究)

(尾内俊夫、北村隆)

日本建築学会学術講演会，近畿大会，1996年9月

10. (兵庫県南部地震による住宅被害と壁配置および常時微動特性)

(尾内俊夫、太田外氣晴、竹原崇夫)

日本建築学会学術講演会，北海道大会，1995年8月

11. (ネイルプレートの耐力に関する実験的研究：その2 使用木材の圧縮強度とせん断力)

(尾内俊夫)

日本建築学会学術講演会，中部大会，1994年9月

12. (ネイルプレートの耐力に関する実験的研究：引張力に対する使用木材の圧縮強度との関係について)

(尾内俊夫)

日本建築学会学術講演会，関東大会，1993年9月

13. (木造トラスの接合部に関する実験的研究：ネイルプレートと合板ガセット釘の比較実験)

(尾内俊夫)

日本建築学会学術講演会，中国大会，1990年8月

その他発表論文

1. (2×4住宅の耐震性に関する研究) (報告書)

(太田外氣晴、尾内俊夫)

三井ホーム株式会社技術開発研究所，1997年7月

その他参考となる発表論文

学・協会誌等論文

1. (Deformation Monitoring of Wood Structures Utilizing Reflective Photosensor)
(Y.Nitta, T.Onai and A.Nishitani)
Materials Forum, Vol.33, pp.178-186, 2009年1月
2. (北海道南西沖地震における奥尻島の地震動強さ)
(太田外氣晴、尾内俊夫、堀越清視)
第9回日本地震工学シンポジウム論文集、Vol.9,
pp.397-402、1994年12月
3. (Simulation of luminous environment in interior with windows by personal computer)
(M.Oki and T.Onai)
Computer & Industrial Eng., Vol.27, No.1-4, pp.301-304,
1994年12月

国際会議発表論文

1. (Automatic Control of Sunshade Ring by Personal Computer)
(T.Onai and M.Oki)
1st International Conference on Engr. Design and Automation,
ブラジル、1997年3月
2. (Simulation of Daylight Factor Distribution with Windows by Personal Computer)
(M.Oki and T.Onai)
Proc. of 16th International Conference on C. & I.E.,
Vol.16, pp.455-458, 栃木、1994年3月

口頭発表論文

1. (群馬県内の地震被害を受けた歴史的建築物の常時微動測定 その1 地震前後の固有振動数の変化)
(尾内俊夫、仁田佳宏、石田正美、岩崎充実)
日本建築学会学術講演会、中部大会、2012年9月
2. (群馬県内の地震被害を受けた歴史的建築物の常時微動測定 その2 旧上毛モスリン事務所の測定結果)

- (仁田佳宏、尾内俊夫、石田正美、岩崎充実)
日本建築学会学術講演会，中部大会，2012年9月
3. (ロボットの援用によるモニタリングシステム)
(仁田佳宏、岩崎充実、石田正美、尾内俊夫、西谷章、渡壁守正、稲井慎介)
日本建築学会学術講演会，関東大会，2011年8月
4. (マイコンセンサー端末とワイヤレスカメラ搭載ロボットによるモニタリングシステムの開発)
(Tsai Yichneg、仁田佳宏、石田正美、尾内俊夫、西谷章)
日本建築学会学術講演会，北陸大会，2010年9月
5. (dsPICによる構造物の応急損傷発生検知システムの開発 その1 dsPICによるモニタリングシステムの開発)
(Tsai Yichneg、仁田佳宏、石田正美、尾内俊夫、星野祐美、西谷章)
日本建築学会学術講演会，東北大会，2009年9月
6. (dsPICによる構造物の応急損傷発生検知システムの開発 その2 応急損傷発生検知手法の提案)
(仁田佳宏、石田正美、Tsai Yichneg、尾内俊夫、西谷章、星野祐美)
日本建築学会学術講演会，東北大会，2009年9月
7. (同期非同期による群馬県館林市の歴史的木造建造物の常時微動測定)
(石田早耶香、仁田佳宏、尾内俊夫、宮澤健二)
日本建築学会学術講演会，東北大会，2009年9月
8. (光センサと可動ワイヤブレースによる木造住宅の耐震補強システム)
(仁田佳宏、西谷章、尾内俊夫)
日本建築学会学術講演会，中国大会，2008年8月
9. (圧電素子センサによる木質梁の損傷検知)
(石田早耶香、仁田佳宏、尾内俊夫、宮澤健二)
日本建築学会学術講演会，中国大会，2008年8月
10. (圧電素子ケーブルを用いたスマート構造の開発)
(仁田佳宏、尾内俊夫、今本啓一、石田正美、西谷章)
日本建築学会学術講演会，九州大会，2007年8月
11. (圧電素子センサによる木質材料の構造ヘルスマニタリング)
(石田早耶香、仁田佳宏、尾内俊夫、石田正美)
第78回研究報告 I 集材料・施工・構造・防火・環境工学
(日本建築学会関東支部)，2007年3月
12. (寺院建築の耐震性向上に関する研究：その1 実在寺院の振動特性)
(太田外氣晴、尾内俊夫、小川浩)

日本建築学会学術講演会，北海道大会，2004年8月

13. (寺院建築の耐震性向上に関する研究：その2 ダンパ補強の静加力実験)
(太田外氣晴、尾内俊夫、田中剛)

日本建築学会学術講演会，北海道大会，2004年8月

14. (老朽木質住宅の耐震補強に関する研究：その3 引張り型剛性ダンパーによる補強
実験とその効果)
(太田外氣晴、田中剛、濱野登、尾内俊夫、黒岩和彦)

日本建築学会学術講演会，北陸大会，2002年8月

15. (老朽木質住宅の減衰装置による耐震補強に関する研究：その2 剛性つきダンパー
による補強効果)
(濱野登、太田外氣晴、尾内俊夫、田中剛)

日本建築学会学術講演会，関東大会，2001年9月

その他発表論文

1. (Mathematicaによる数値計算) (訳書)
(玄光男、辻陽一、尾内俊夫 訳)

共立出版，1995年4月

謝 辞

本論文は、足利工業大学建築学科において行った木質構造に関する実験を中心に、関連した解析を付加し、多くの方々のご支援とご指導をいただきながら、取り纏めたものです。

宇都宮大学大学院入江康隆教授には、私が後期博士課程に在籍し、研鑽を積む機会を与えていただきました。私の生来の怠け癖が原因で大学院在籍期間中に学位論文を纏め上げることが出来ませんでした。それにも拘らず、時に厳しく、時に寛大に、長期に亘ってお見守りいただきました。また、本論文審査の主査をお引き受けいただくとともに、日本建築学会に投稿する粗雑な論文原稿を何度となく校正していただき、適切なお助言をいただくことができました。ここに深甚の謝意を表します。

足利工業大学教授でありました名須川良平先生には、構造全般に亘る知識と研究者、技術者としての気構えとともに人としての在り方を教えていただきました。特に、コンピュータに頼った解析の前に実験をはじめとする経験的蓄積が大切で、その経験から結果の事象について分析能力が養われることを教えていただきました。心より御礼申し上げます。

同じく、足利工業大学教授でありました太田外氣晴先生には地震振動学分野を中心に調査から分析、解析の幅広い領域でご教授いただき、さらにその過程での粘り強く研究を遂行し、決して諦めないこだわりの強さを同時に学びました。心より感謝致します。

工学院大学教授でありました宮澤健二先生には同じ木質構造を研究する立場から、様々なお助言や関連行事へのお誘いをいただきました。心より感謝申し上げます。

専門分野は異なりますが、足利工業大学教授でありました沖允人先生には何回かの国際会議への出席の機会を与えていただき、広い視野の醸成と人生の楽しみ方を教えていただきました。緊張の中にも楽しい時間を共有できましたことを感謝申し上げます。

足利工業大学講師、石田設計の石田正美先生には木質構造物のコンピュータによる解析の分野で、私の発する無理難題を解析プログラムにうまく反映させていただきました。私の面倒な要求に対し常に真摯な姿勢で応えて下さり感謝致します。

さらに、足利工業大学の同僚であります仁田佳宏准教授、刑部徹講師には本論文を作成するさまざまな過程で多くの時間と労力、そして時には的確なお助言をいただき完成させることが出来ました。怠惰な私にとって、このお二人の多大なお協力がなければ、本論文を纏め上げることは困難でありました。両先生の貴重な時間を割いてご支援いただいたことにお詫び申し上げますとともに、深い感謝の念を表します。

私の研究室で修士課程学生であった濱野登君には、学部学生とともに実験データのまとめや解析モデル作成に懸命に取り組んでいただきました。感謝を申し上げます。

冒頭にも記しましたが、宇都宮大学大学院に在籍し入江康隆教授には不要なお心配とご負担をおかけしてしまいました。お詫び申し上げますと同時に、怠惰な私をお導きいただいたことに重ねて御礼申し上げます。

2013年 9月

尾内 俊夫