



木質ラーメン構造振動台実験の応答変形の追跡と解析的検討

中川学¹⁾、五十田博²⁾ 岡野瑛貴³⁾

1)正会員 信州大学大学院社会開発工学専攻
(現 大和ハウス工業株式会社)

e-mail : n-manab@nifmail.jp

2) 正会員 信州大学工学部建築学科、准教授 博士 (工学)

e-mail : hisoda@shinshu-u.ac.jp

3)非会員 信州大学大学院社会開発工学専攻

e-mail : t08a305@shinshu-u.ac.jp

要 約

本論文では、まず、時刻歴応答解析によって木質ラーメン構造、軸組構造、そして併用構造の実大振動台実験結果の追跡を試み、解析モデルの妥当性を確認した。次いで、確認した解析モデルを用い、ラーメン構造、併用構造に対して、現状の耐震設計法や地震時挙動の課題と考えられる事項を取り上げ、それらを検討した。つまり、ラーメン構造は、接合部の履歴吸収エネルギーの大小による応答変形の増減を定量的に明らかにし、対象としたラーメン構造で軸組構造と同程度の地震時応答変位になる設計上の限界変形点を決めた。併用構造は、ラーメンによる応答変位の増加を定量的に明らかにした。

キーワード： 木質ラーメン構造、振動台実験、時刻歴応答解析

1. はじめに

ラーメン構造は空間設計の自由度が高く、開放的な空間も構成できる構造として多用されるが、木質構造では接合部を剛節点にすることが出来ず、半剛節ラーメン構造として設計される。また、木質部材が弾性から脆性的に破壊に至るため、接合部の強度とともに靱性やエネルギー吸収性能を把握・評価することが、耐震性能を論じる上で重要な課題となる。そこで筆者らは、地震時の抵抗要素を専ら柱はり接合部や柱脚接合部のモーメント抵抗性能に期待する構造(以下、ラーメン構造と呼ぶ)と、建築基準法施行令第三章第三節の仕様規定で建てられる構造(以下、軸組構造と呼ぶ)、さらに、軸組構造の中に柱はりをラーメン構造と同様の構造としたモーメント抵抗フレーム(以下、ラーメンと呼ぶ)を挿入した構造(以下、併用構造と呼ぶ)の実大1次元振動台実験を実施し、軸組構造の耐震性能を参照しつつ、ラーメン構造や併用構造の振動特性について論じてきた。¹⁾

本論文では、まず、時刻歴応答解析によって振動台実験結果の追跡を試みる。木質ラーメン構造の時刻歴応答解析については、これまで坂本ら²⁾、那須ら³⁾、さらに筆者ら⁴⁾による検討があるが、本稿では、それらとほぼ同様の手法でラーメン構造の応答変形の追跡をおこなう。つまり、ラーメンは柱・はりなどの構造部材とそれらを接合する接合部で構成されるので、それぞれを弾性はり要素と非線形バネ要素にモデル化するというものである。また、軸組構造については筆者らがこれまで用いている

擬似3次元モデル⁵⁾を用い、併用構造はラーメンと軸組構造のモデルを組み合わせたものとした。そしてモデルの精度を実大振動台実験との比較によって論じる。次に、妥当性を確認した解析モデルを用いて、木質ラーメン構造の層の許容耐力の評価や併用構造の耐震設計に関する以下の検討をおこなう。

1) 木質ラーメン構造の評価法に関する一考察 振動台実験で用いたラーメン構造は、許容応力度設計の結果、軸組構造よりも大きな層の許容耐力を有していた。それにもかかわらず、大地震時の応答変形は軸組構造の方が小さくなった。これは、軸組構造では壁の許容せん断耐力の評価時に構造特性係数 D_s を考慮している⁶⁾のに対し、ラーメン構造では層の変形角が $1/150\text{rad}$ に達した点を持って層の許容耐力を評価し保有水平耐力的な考慮がされていないことが原因と考えられる。そこで、ラーメン構造について増分解析の結果に基づいて層の荷重変形関係を求め、いくつかの限界変形に対して保有水平耐力を評価し、軸組構造と同等の応答変形となる増分解析時の限界変形点を明らかにする。

2) 接合部の復元力特性に関する検討 筆者らは既往の研究において、接合部の形式の異なるラーメン構造に対して時刻歴応答解析を実施し、接合部と応答変形の関係について報告した⁴⁾。振動台実験で対象としたラーメン構造の接合部は強度、剛性は高いが、エネルギー吸収能力が少なく脆性的な破壊を生じるものであった。そこで現状の接合部の復元力特性を、よりエネルギー吸収できるよう変更した場合に、建物の応答変形がどのように変化するかについて検討する。なお、本検討は、例えば本接合部中のラグスクリューボルトの木材への固定度をさらに高め、鋼材を降伏する接合部とした場合や、柱とはりの接合部に鋼材を介在させ、それを降伏するように設計した場合などに相当⁷⁾する。

3) 併用構造の応答変形に関する一考察 現在、ラーメンと軸組を併用する際には、水平力に対する許容耐力をそれぞれ求め、それらを足し合わせ、層の許容耐力としている。しかし、ラーメンと軸組では復元力特性が異なり、許容耐力の評価法も異なる。そこで1層の併用構造モデルに対してラーメンの水平力負担割合をパラメーターとした解析を実施し、併用構造の大地震時の応答変形について一考する。

2. 時刻歴応答解析による実験値の追跡

2.1 実大振動台実験

「1. はじめに」でも述べたように、試験体はラーメン構造、軸組構造、そしてラーメンと軸組の併用構造の3種類である。試験体の平面形状は、いずれの試験体とも $9.1\text{m} \times 7.28\text{m}$ の長方形とした。加振は1方向加振で、ラーメン構造と併用構造のラーメンは加振方向のみに配置され、加振直交方向と軸組構造法の耐震要素は、厚さ 9mm の構造用MDFを用いた面材張り耐力壁である。MDF耐力壁は、真壁仕様と大壁仕様があり、試験体によって異なっている。詳細は後述する。大壁と真壁の構造特性値を表1に示す。本実験で用いたモーメント抵抗接合部は柱勝ち仕様で、1方向のラーメンである。詳細は図1に示すように柱、はり、双方にラグスクリューボルトが埋め込まれ、両者を連結する特殊金物同士が銅製のドリフトピンによって現場で一面せん断接合されている。柱脚部もほぼ同様の接合法で軸方向にラグスクリューボルトが埋め込まれており、I型金物を介して基礎に緊結される。ラーメンの柱部材、はり部材は、構造用集成材であり、強度等級は対称異等級E120-F330である。軸組構造の仕口、継ぎ手はいわゆる金物構法を用いている。

表1 壁の構造特性値

	P_{\max}	D_u	初期剛性	P_u	D_o	μ	D_s	P_y
大壁	10.17	8.83	6.70	9.30	1.39	6.36	0.29	5.96
真壁	10.52	15.49	2.78	9.48	3.43	4.52	0.35	5.62

P_{\max} :最大耐力[kN] D_u 終局変位[cm] P_u :終局耐力[kN] μ :塑性率 D_s :構造特性係数 P_y :終局荷重[kN]

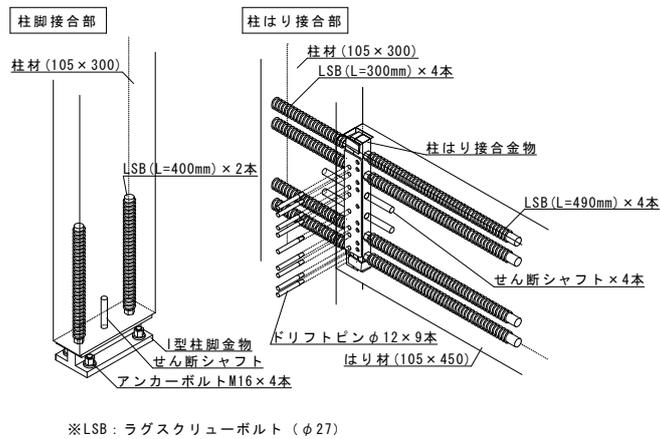


図1 接合部詳細

写真1に試験体全景、図2に各試験体のラーメン配置、壁配置を示す。ラーメン構造は2層、2スパンのラーメン3構面と1層1スパンのラーメン1構面からなる。併用構造はY0通りに2層のラーメンが1構面、Y1通りに1層のラーメンが1構面あり、ラーメン以外は軸組構造で、Y8通りを大壁仕様の耐力壁、そのほかの内壁を真壁仕様の耐力壁からなる。ラーメン構造、併用構造いずれも加振直交方向には大壁仕様の耐力壁を用い、内壁には真壁仕様の耐力壁を用いた。ラーメンの間柱は金物とドリフトピンによって留めつけた。軸組構造は内・外壁ともに真壁仕様の面材耐力壁を用いた。各構造の地震力算定用重量は、ラーメン構造の2層部分で114.97kN、1層部分で254.78kN、軸組構造の2層部分で111.27kN、1層部分で252.43kN、併用構造の2層部分で114.95kN、1層部分で250.18kNであり、ほぼ同等な値となるようにした。

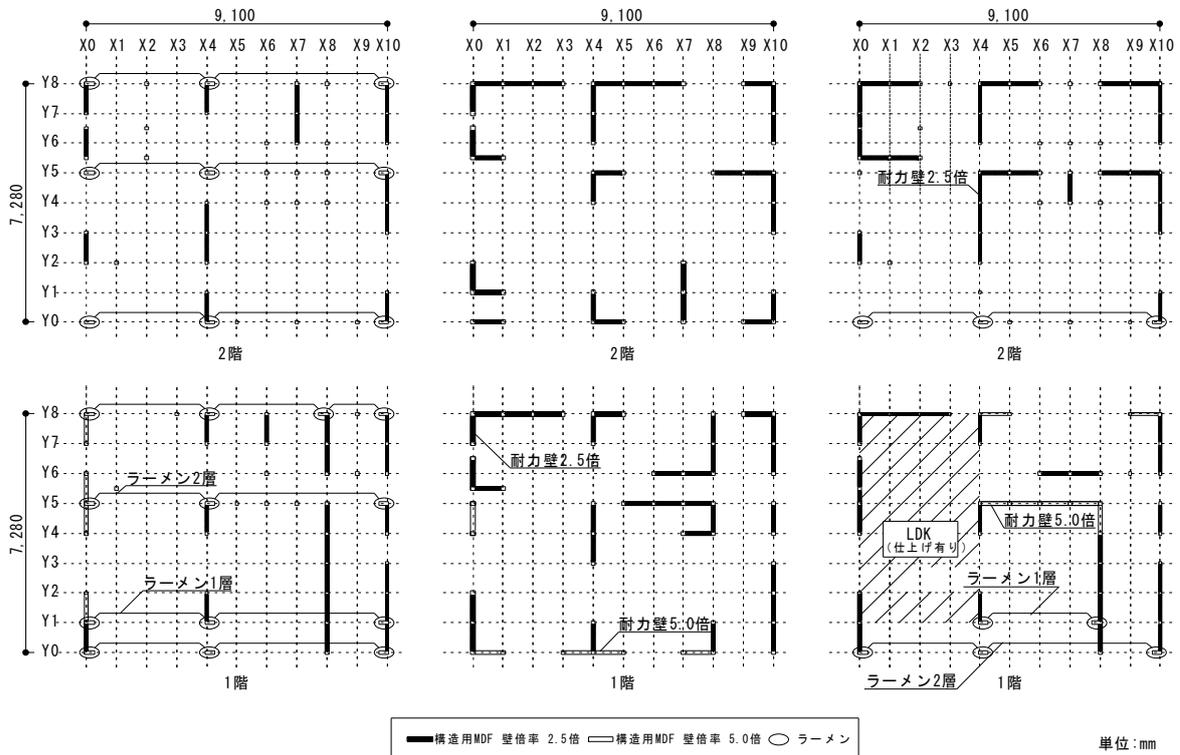


ラーメン構造

軸組構造

併用構造

写真1 試験体全景（上段：南面、下段：北面）



ラーメン構造

軸組構造

併用構造

図2 平面図 (上段: 2階、下段: 1階)

各試験体の地震動に対する層の許容耐力を求めた結果を図3に示す。許容耐力を求めるにあたっては現行の建築基準法のもとで、一般に用いられる方法を意識して計算した (No1が相当)。加えて、施工の低減係数などを乗じない、実挙動に近いと考えられる数値も算出した。なお、本計算の詳細は文献1)に詳しい。ここでは以下に概略を説明するのみにとどめ、詳細は文献を参照願いたい。

ラーメン構造は接合部に弾性の回転バネを設けた骨組モデルに対し A_i 分布で外力を与え、層間変形が $1/150\text{rad}$ に達した時点の層せん断力を許容耐力としたもの、接合部に非線形の回転バネを設け、増分解析で得た柱脚全塑性点を限界変形として許容耐力を求めたもの、さらに柱材の折損の限界点に基づき許容耐力を求めたもの、の3つの計算法を用いた。

軸組構造は、①建築基準法で評価される壁の壁倍率に 1.96kN/m を乗じてそれらをすべて加算し層の許容耐力としたもの、②開口部付きの壁の許容耐力を無開口壁との面積比によって求め①に加算したもの、③前述のそれぞれの方法に対して壁倍率の評価の際に乗じている低減係数を考慮しないで計算したもの、④ラーメン構造と直接比較できるように壁の許容耐力を $1/150\text{rad}$ 変形時の耐力としそれらを加算して層の荷重変形としたもの、さらに⑤増分解析により層の荷重変形関係を求め、壁倍率評価と同様の手法で4つの指標⁶⁾ ($P1/120$ 、 P_y 、 $0.2 \times P_u/D_s$ 、 $2/3P_{\text{max}}$) を計算し、その最小値を許容耐力としたもの、の5種類とした。なお、4つの指標の中で最小になるのは P_y であった。

併用構造はラーメン構造の計算と軸組構造のそれを組み合わせたものである。

本試験体の設計時に意図したことは、ラーメン構造を $1/150\text{rad}$ 時の耐力を許容耐力として、軸組構造を垂壁・腰壁などの雑壁を含み、低減係数を考慮しないNo.3とした場合に、両者がほぼ同じ値になる、ことである。つまり、現行の建築基準法の現行ルートの最低現の性能で設計した構造が評価上必要とされる低減などを考慮しない場合に、実性能で同じ程度になることであった。ただし、併用構造は Y_0 、 Y_1 通りにラーメン構造と同じのフレームを配置し、建築基準法上の許容耐力でねじれないように壁

を配置した結果、ラーメン構造、軸組構造よりも耐震性能が高くなった。また、ラーメンの構成上、1階の許容耐力を試験体重量で除した値（以下、Co）が、品確法の耐震等級3に相当する値0.3を大きく上回る構造となっている。

入力地震動は、建築センター波レベル1の1/3縮小波（以下、BCJ波）、1995年兵庫県南部地震の際に、神戸海洋気象台観測点で観測された波のNS成分（以下、JMA神戸波）、2004年新潟県中越地震の際に川口観測点で観測された波のEW成分（以下、JMA川口波）を共通して用いた。これらの入力に続いて、試験体別にいくつかの地震動を入力しているが、本報では共通の3波について扱う。図4に、この3波のSa - Sd曲線を示す。本報では解析的な検討を中心に論じている。実験結果の比較や詳細は参考文献1)を参照されたい。

面材耐力壁 許容耐力の決定要因		低減の有無	ラーメンの 許容耐力の決定要因	No.	許容耐力
基準法	4指標の最小値	有	1/150rad	1	
		無		2	
面積比	4指標の最小値	無		3	
	1/150rad			4	
	増分解析 ※軸組構造は4つの指標の最小値			増分解析 柱脚全塑性をDu	
備考	増分解析 柱折損をDu			6	
<small>※基準法：品確法で定める耐力壁のみ評価 品確法：基準法の評価+品確法で定める準耐力壁(0.6倍で評価) 面積比：耐力壁+準耐力壁+品確法で評価されない腰壁・垂壁(1.0倍で評価)</small>					許容耐力 / 試験体重量

図3 評価値一覧

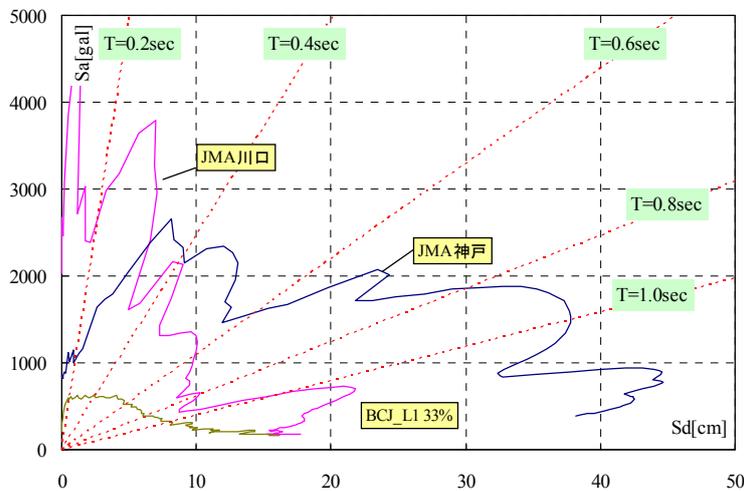


図4 Sa-Sd曲線

2.2 解析モデルの構築

解析には New Zealand Canterbury 大学で開発された非線形応答解析プログラム RUAUMOKO⁸⁾を用いた。ラーメンの解析モデルは図5に示すとおり、部材を線形はり要素として、接合部にはZ軸周りの長さゼロの弾塑性回転バネとしたものである。ラーメン構造は、ねじれがないとみなし、それぞれのラーメンをピンで接合した平面モデルとした。図6は軸組構造のモデルを示したもので、前述したように筆者らが既往の研究で用いた擬似3次元モデルである。壁要素を長さゼロの弾塑性バネに置換し、

床は構造用合板の釘間隔 150mm ピッチを仮定した。併用構造は、ラーメン構造と軸組構造を組み合わせで構成した。ラーメンの接合部、耐力壁の非線形性を表す復元力特性には、図 7 に示す木造の耐力壁の実験結果に基づいて提案された Wayne Stewart モデル⁹⁾を採用した。各要素の復元力特性のパラメーターは接合部実験や壁せん断実験から得られたモーメント回転角関係や荷重変形関係より定義した。図 8 に接合部実験から得られた解析モデルと実験値の比較、表 2 に各解析パラメーター一覧を示す。正負繰り返して若干の相違が見られるが、木造の耐力壁を対象に提案された Wayne Stewart モデルであっても、接合部に対しても精度よく当てはめができていくことがわかる。軸組構造も同様にモデル化し、精度よく当てはめができることを確認した。ここで軸組構造は、実大建物実験によって得られた荷重変形関係の包絡線と、壁実験の包絡線と同じ変位時の荷重を単純加算して求めた層の荷重変形関係を比較すると、単純加算は実大実験値の約 8~9 割であるとの複数の報告^{5),10)}などがあり、壁単体の荷重変形関係の荷重を 1.25 倍した。粘性減衰はレーリー型とし、ラーメン構造、併用構造を 1%、軸組構造を 3%とした。値を違えたのは、ラーメン構造の接合部が初期変形から線形的な挙動を示すのに対し、耐力壁では初期段階から非線形が強いことを反映させるためである。

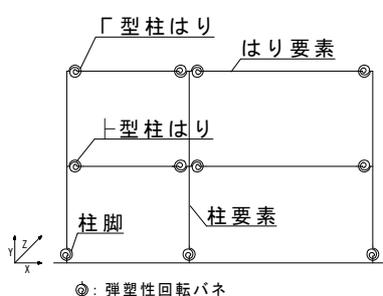


図 5 解析モデル (ラーメン)

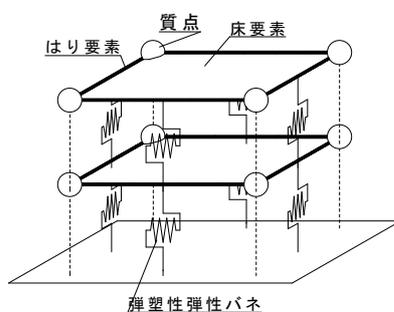


図 6 パンキーモデル

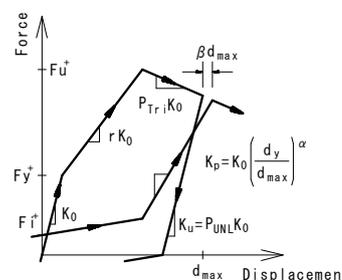
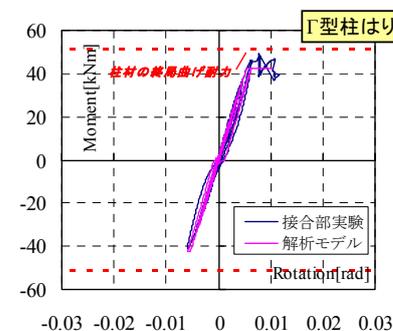
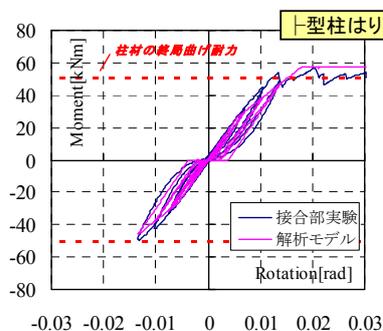
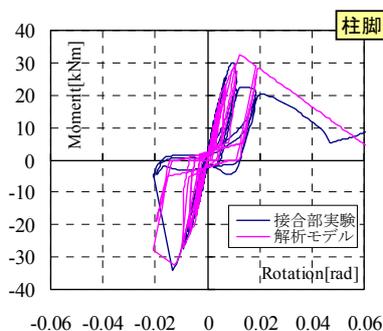


図 7 復元力特性



※ 柱はり接合部、RF: Γ型、2F: ㄱ型

図8 接合部実験結果と解析モデルの復元力特性の比較

表 2 解析パラメーター一覧

単位: kNm, kN

		K_0	F_y^+	r	F_u^+	P_{Tri}	P_{UNL}	F_i^+	α	β
柱脚		4000	20.0	0.413	32.5	-0.15	1.0	2.5	0.32	1.05
柱はり	ㄱ型	4700	26.3	0.536	57.5	0	1.5	1.2	0.01	1.01
	Γ型	8333	25.0	0.850	42.5	0	1.5	2.5	0.08	1.01
面材耐力壁	真壁	4.4	6.9	0.200	12.7	0	3.0	1.4	0.20	1.05
	大壁	10.67	7.2	0.076	10.8	0	1.5	1.0	0.20	1.05

2.3 解析モデルの妥当性の確認

1) 振動解析

地震波加振の前後に入力した最大加速度50galのランダム波で算出された固有振動数を解析モデルの初期剛性で計算された振動数と比較し、表3に示す。ラーメン構造では実験値と解析値がほぼ一致した。一方、軸組構造、併用構造では解析値が実験値を下回った。これは粘性減衰の設定の違いでも述べたようにラーメン構造が微小変形の領域から降伏点とみなせる領域まで比較的線形的な挙動を示したのに対し、耐力壁が微小変形時は極端に剛性が高いことが原因と考えられる。次項で述べる図9の荷重変形関係では、すべての構造ともあたかも初期から一致しているようにも見えるが、50galでの変形はラーメン構造で8.15mm程度、軸組構造で0.02mm、併用構造0.04mmであり、軸組構造や併用構造では極めて変形が小さく、図上での判断は難しい。

表3 固有振動数の比較

単位：Hz

	ラーメン構造	軸組構造	併用構造
実験	2.3	5.2	4.3
解析	2.2	2.9	3.4

2) 増分解析

各層に加える荷重をAi分布とし、層内では、各節点に負担面積に応じて振り分け、増分解析をおこなった。図9に増分解析の解析結果と全実験結果から描いた包絡線を比較して示す。ラーメン構造では、1/100rad程度まで精度良く追跡できているが、それ以降少しずつ解析値が過小評価となり、解析上の柱脚全塑性点での荷重は、約9割となった。また、1/40rad以降の実験値では荷重低下が生じているが、解析ではそれを再現できていない。接合部などは負勾配として解析しているが、T型柱はり接合部の柱材が曲げ破壊などを表現していないことが主たる原因と考えられる。モデル上、曲げ破壊を考慮することは容易であるが、柱材の耐力低下の表現方法には詳細な検討が必要であるため、以降の検討においても柱材は線形として扱うこととした。

軸組構造では1/150rad付近までは概ね実験値を再現できているが、それ以降は壁の解析パラメータを壁実験時の1.25倍したにもかかわらず、実験値の方が大きい値となった。併用構造では、大きな荷重の低下に至る前に実験を終了しており、現段階では精度良く追跡できた。

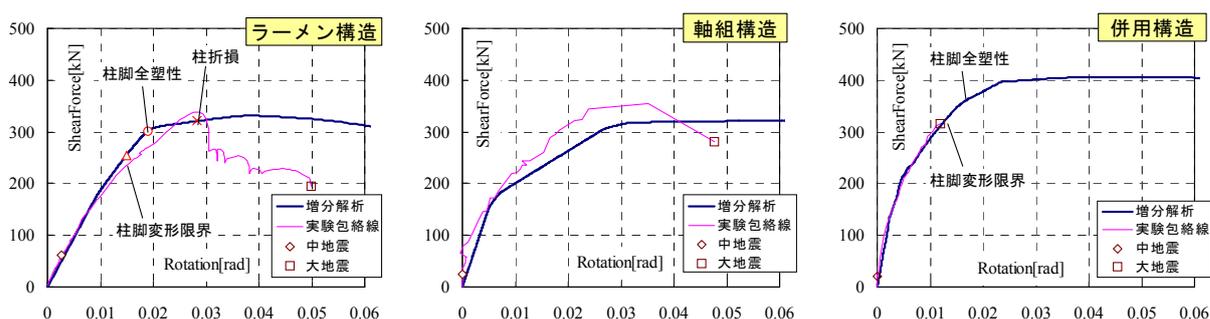


図9 解析値と実験値包絡線の比較

3) 時刻歴応答解析

まず、中地震を想定し入力したBCJ波について解析精度を確認する。ここで「2.1 解析モデルの構築」で示した解析モデルでは、前項の固有振動数の追跡で軸組構造、併用構造で解析値の剛性が実験値に比べ小さかったことから、微小変形領域に対するモデル化が必要と考え、中地震に対する応答範囲においてモデルを再度構築し直した。図10に1層中央の層間変形の時刻歴波形の比較を示す。各構造

ともに実験値の履歴形状を概ね追跡できている。しかし、最大応答変位は表3に示されるとおり、ラーメン構造では解析値は実験値に対して約1.63倍と概ね追跡できているが、軸組構造では約0.8倍、併用構造では0.57倍と差が大きかった。なお、変更した解析モデルの初期状態の固有振動数は、軸組構造で約5.2Hz、併用構造で約4.5Hzであり、実験値とはほぼ一致した。

次に大地震を想定し入力したJMA神戸波、JMA川口波の解析精度について述べる。ここでは増分解析で用いたモデルに戻して解析を実施した。図11にJMA神戸波、JMA川口波入力時の1層中央の層間変形の時刻歴波形を示す。ラーメン構造、軸組構造では、JMA神戸波に対して、解析の最大応答変形は実験のそれを概ね再現できている。しかし、JMA川口波では時刻歴波形の位相が若干ずれ、最大変形値においても解析値が8割から7割と低い値となった。一方、併用構造では、JMA神戸波、JMA川口波ともに解析値は実験値を精度良く再現できている。これは塑性化の程度の違いが原因で、最大層せん断力に至らないような応答の間では、余震に対しても精度よく追跡ができると考えられる。図12にJMA神戸波入力時の層せん断力層間変形関係を示す。増分解析で指摘したラーメン構造の荷重の低下の表現や軸組構造の解析値が実験値よりも低い値となる、などの問題点のほかに、軸組構造、併用構造では、正負で追跡精度が異なるという傾向が見られた。つまり、最大応答を示す正側では概ね追跡出来ているが、負側では応答変位及び層せん断力の値が小さく、精度良く追跡ができなかった。

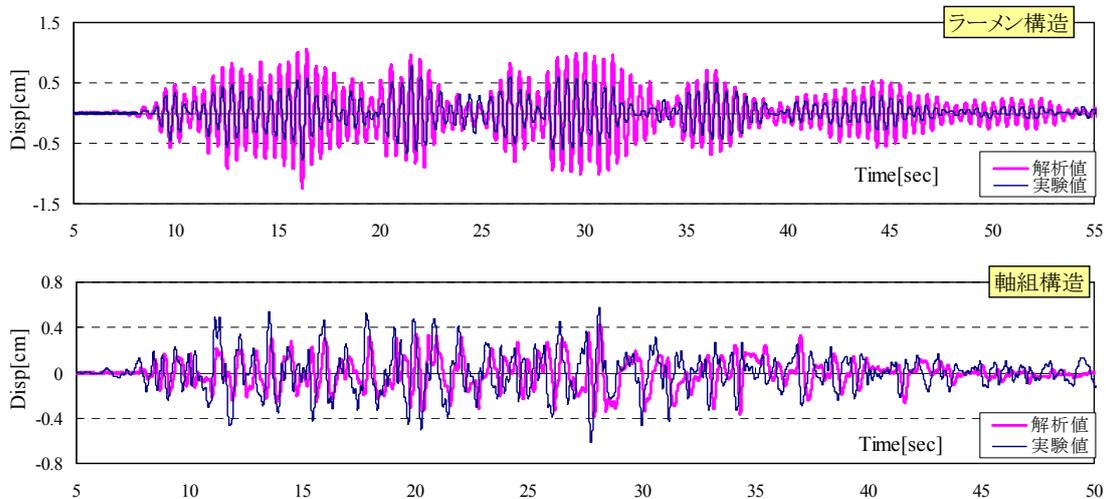
以上をまとめると、中地震と大地震の両方をWayne Stewartモデルで追跡するには無理があるが、応答変形の追跡範囲を限れば、中地震、大地震ともに本モデルで精度よく追跡ができること、ただし大地震で塑性化が進み最大層せん断力の近傍まで変形が進む場合には、その後の入力時震動に対しては精度が確保できないこと、がわかった。そこで、以降の検討は、大地震一波に対してその最大応答変形の比較によって耐震性を論じる。

表3 解析値と実験値の比較一覧

		ラーメン			軸組			併用		
		実験E	解析A	A/E	実験E	解析A	A/E	実験E	解析A	A/E
BCJ	応答変位	0.78	0.91	1.16	0.61	0.49	0.80	0.74	0.42	0.57
神戸	応答変位	15.5	16.0	1.03	7.23	7.3	1.01	3.4	3.6	1.05
	層せん断力	338.1	362.9	1.07	343.6	299.8	0.87	316.2	307.2	0.97
川口	応答変位	7.39	5.83	0.79	5.52	4.06	0.74	3.58	3.58	0.98

※₁ BCJ : BCJ波レベル1 33%、神戸 : JMA神戸波、川口 : JMA川口波

※₂ 応答変位 単位 : cm、層せん断力 単位 : kN



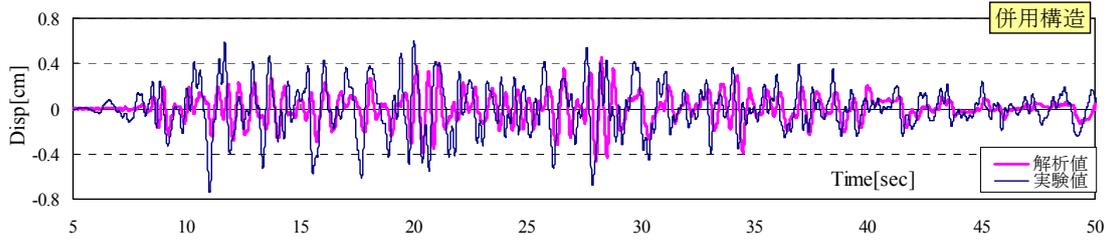


図10 応答変位時刻歴波形 (BCJ 波レベル1 33%)

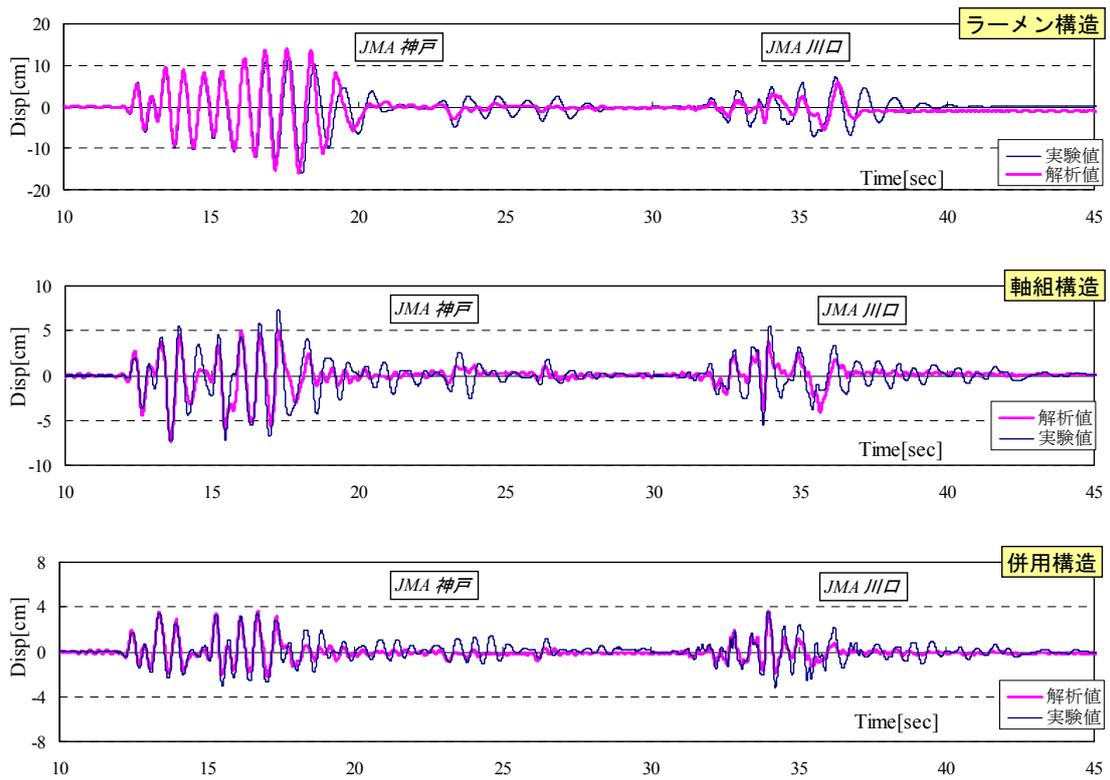


図11 応答変位時刻歴波形

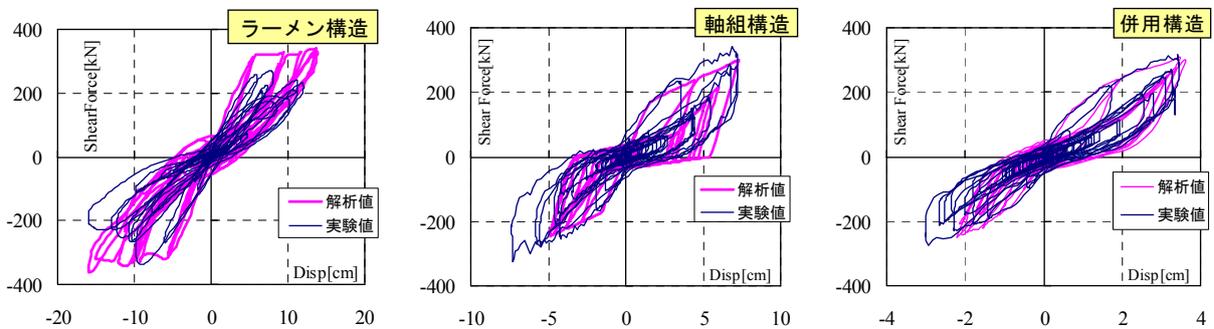


図12 層せん断力-層間変位関係 (JMA神戸波)

3. ラーメン構造の設計値の検討

3.1 本章の流れ

本章では、実験値の追跡に用いた解析モデルを用い、ラーメン構造の設計値や地震時挙動について検討する。

まず、ラーメン構造の設計値を現行の実施設計で用いられている方法や、増分解析や実験結果から得られる値など、様々に変化させ、軸組構造と最大応答変形を比較し、両者が同じ最大応答になる設計方法、限界値の定義の仕方について一考する。次いでラーメン構造の部材は線形から脆性的に破壊し、接合部は塑性化して履歴エネルギー吸収するので、現状の接合部の剛性で、スリップ的な性状を少なくし、履歴エネルギー吸収性能を向上させた場合の応答変形の変化について考察する。最後に、これまで建設実績があり、今後も利用頻度が高いと考えられる併用構造について、ラーメン構造の負担する耐力と最大応答変形の関係について一考する。

表4 入力波一覧

名称	方向	発生日時	PGA	PGV	基準化1			基準化2	基準化3
					評価1	評価2	評価3		
JMA神戸	NS	1995.1.17	820	80	0.77	0.72	0.47	0.60	0.59
JR鷹取	NS	1995.1.17	603	135	1.03	0.92	0.55	0.72	0.70
JMA小千谷	EW	2004.10.23	897	84	1.80	0.80	0.71	0.66	0.60
JMA川口(余震)	EW	2004.10.23	2036	67	0.86	1.70	1.40	1.10	1.45
K-net穴水	EW	2007.3.25	782	99	1.02	0.91	0.53	1.07	0.81
K-net柏崎	NS	2007.7.16	667	109	1.35	1.25	0.77	1.12	1.05

※₁ JMA：気象庁観測、K-net：防災科学技術研究所観測

※₂ PGA：最大加速度 単位[gal]、PGV：最大速度 単位[cm/sec]

以降の検討には、実験で用いた JMA 神戸波、JMA 川口波に加えて、これまで発生した地震の中で木造住宅の被害が発生した波を用いる。1995 年兵庫県南部地震では、甚大な被害の長田地区にほど近い JR 鷹取工場で観測された波の NS 成分（以下、JR 鷹取波）を用いる。2004 年新潟県中越地震では、小千谷観測地点で観測された波の EW 成分（以下、JMA 小千谷波）、JMA 川口波を用いる。2007 年能登半島地震では、穴水観測点の EW 成分（以下、K-net 穴水波）を用いる。2007 年新潟県中越沖地震では、柏崎観測点の NS 成分（以下、K-net 柏崎波）を用いる。図 13 に各地震波の Sa-Sd 曲線、表 4 に入力地震波一覧を示す。表 4 中の基準化 1～3 の列には各検討に用いる入力倍率である。入力波の基準化の内容は各検討の際に述べる。

3.2 評価法による違いの検討

振動台実験では図3で示した、1/150rad時の耐力で評価したラーメン構造と、面材耐力壁を実性能及び面積比で評価した軸組構造の層の許容耐力は図3のNo3のようにほぼ同じ値であった。しかし、その実験結果は、中地震、大地震ともに同等の応答変形ではなかった。そこで本項では、大地震時のラーメン構造と軸組構造の大地震時最大応答変形に着目し、応答変形がほぼ同じとなる許容耐力の評価法について一考する。

ラーメン構造の層の許容耐力の評価法は、図3中のNo.1の1/150rad変形時の耐力を許容耐力とする方法（以下、評価1）と増分解析結果の終局変形を図14に示す門形フレーム実験で得られた終局変形とする方法（以下、評価2）、及び、同じく増分解析の終局変形を柱脚全塑性点とする方法（以下、評価3）を用いる。なお、ラーメンの数は、評価2に対して品確法の耐震等級3を満足するように決定した。一方、軸組構造は、壁の荷重変形を単純に重ね合わせ求めた層の荷重変形より壁倍率を算出する際の4つ

の指標⁶⁾を算出し、その最小値を許容耐力と考え、この値がラーメン構造に一致するように調整した。解析モデルを構築する際は、実験値の追跡と同様、骨格曲線の荷重に関わるパラメーター F_0 、 F 、 F_y 、 F_i を1.25倍したものを用了。

図15に1階重心位置のラーメン構造の増分解析結果及び、軸組構造の壁の荷重変形を単純に足し合わせ求めた層の荷重変形、表5に両構造の層の許容耐力一覧を示す。各地震動は、軸組構造に対して時刻歴応答解析を実施し、そのときの最大応答変形（1層中央）が1/30radになるように基準化した。表4の基準化1の列に、解析対象地震動及び入力倍率を示す。

図16に1層中央の最大応答変形の比較を示す。ラーメン構造と評価1の軸組構造の比較では、振動台実験時の結果でもみられたようにラーメン構造の応答変形の方が大きい値を示し、特にJR鷹取波に対し、ラーメン構造の最大応答変形が約1/11radまで達した。それ以外の地震動でも、ラーメン構造の応答変形が、大きな変位を示しているが、K-net穴水波では軸組構造の応答変形のほうが大きい値となった。評価2の比較においても、K-net穴水波以外の地震動に対してラーメン構造の応答変形が大きくなった。評価3では、JMA小千谷波、JMA川口波以外の入力地震動に対して、ラーメン構造の応答変形が軸組構造の応答変形と比べ小さい値を示した。

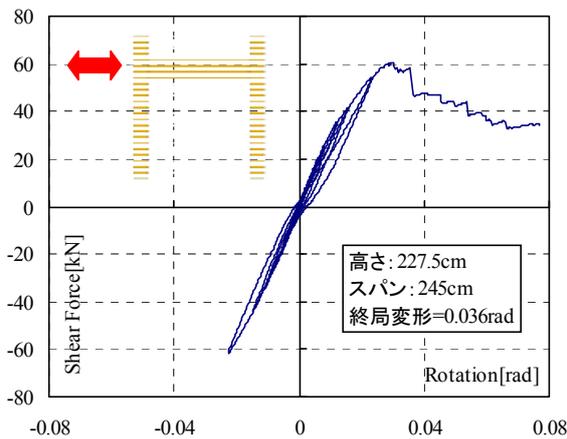


図14 門型フレーム荷重変形

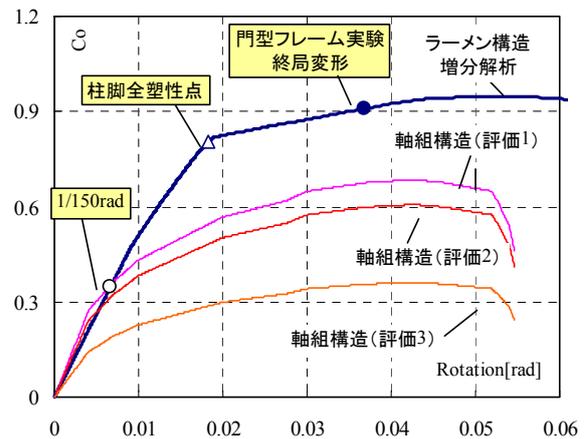


図15 層の荷重変形

表5 評価値一覧

単位：kN

	評価 1	評価 2	評価 3
限界点の定義	1/150rad	門型フレーム終局変形	柱脚全塑性
ラーメン	88.72 (0.35)	79.54 (0.31)	46.96 (0.18)
軸組	88.35 (0.35)	78.25 (0.31)	46.52 (0.18)

※ ()内の数値は層の許容耐力を試験体重量で除した値 C_0 。

※ 解析モデルの重量 (1層) ラーメン：254.78kN、軸組：252.43kN。

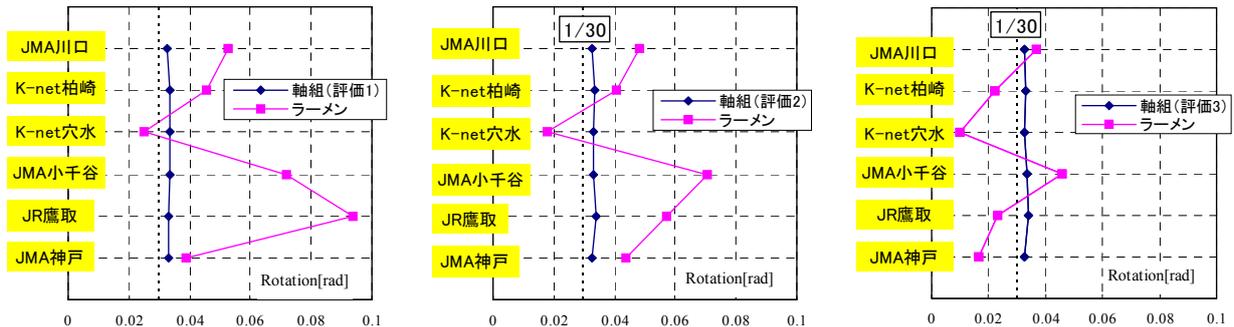


図16 最大応答の比較

K-net穴水のみ傾向が異なるのは地震波の特性と考えられるが、全体的には、評価1、評価2ではラーメン構造は軸組構造と比べて応答変形は大きく、評価3では、同等程度の応答変形かそれ以下という結果となった。つまり、現状ではラーメン構造は終局限界を柱脚接合部が全塑性とした評価3が、妥当と考えられる。

3.3 接合部の復元力の違いによる検討

今回用いた接合部は、初期剛性が比較的高いもののスリップな挙動を示し、履歴エネルギー吸収が期待できない。そこで、鋼板添え板接合のように鋼板の塑性化によってスリップを極力抑え、履歴エネルギーに富んだ接合部を持つ場合を想定し、現在の応答変形の結果と比較検討する。具体的には図5中の繰り返しによる残留耐力 F_i の値を変化させ、その値が最大応答に与える影響を検証するというものである。ここで終局耐力に対する F_i の比率を r_1 とすると、振動台実験で用いた接合部の r_1 値は、柱脚接合部で0.08、 Γ 型柱はり接合部で0.02、 Γ 型柱はり接合部で0.06である。この r_1 値を基準とし、検討に用いる r_1 を表6のように定めた。なお、すべての接合部において r_1 の比率は同じとした。解析モデルは3.1で用いたモデルである。ここでも地震動を、基準の r_1 に対して1層中央層間変形角が $1/30\text{rad}$ になるように基準化した。これは表4中の基準化2の列に示す入力倍率に相当する。

表6 各接合部の F_i 値一覧

単位: kNm, kN

r_1	Fi値							軸組壁
	基準値	0.075	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.11
柱脚	2.5	2.4	3.3	4.9	6.5	9.8	13.0	1.13
Γ 型	1.2	4.3	5.8	8.6	11.5	17.3	23.0	
Γ 型	2.5	3.2	4.3	6.4	8.5	12.8	17.0	

※ 基準値：振動台実験に用いた接合部

※ 軸組壁の値は有効壁長さ $L=0.91\text{m}$ のときの値である。

図17に各地震動に対する最大応答変位を示す。縦軸が r_1 の値で横軸は最大層間変形角である。いずれの入力地震動に対しても、 r_1 値が上がるに従って応答変形が低減されていることがわかる。例えば、基準値時と $r_1=0.2$ 時の最大応答変形を比較すると、JMA神戸波では r_1 =基準値時の応答変形の約0.61倍の $1/50\text{rad}$ 、JMA小千谷波では r_1 =基準値時の応答変形の約0.56倍の $1/53\text{rad}$ 、K-net柏崎波では r_1 =基準値時の応答変形の約0.75倍の $1/40\text{rad}$ となっている。ただし、JMA神戸波では $r_1=0.3$ 、JMA小千谷波、K-net柏崎波では $r_1=0.2$ で応答変位の低減が頭打ちとなる、K-net柏崎波では $r_1=0.2$ 以上になると応答変位が大きくなる、などの結果も見られた。平均的には、 $r_1=0.2$ から 0.3 において応答変形が低減し、それより大きな r_1 では、応答変形の低減は頭打ちとなる傾向があるといえよう。図18には層の荷重変形

に対して求めた等価粘性減衰定数^(注1) (以下、 heq) を示す。なお、図は6つの解析対象地震動入力時の正負両側の最大変形を示したループの heq をすべてプロットしたものである。図中には最小2乗法によって求めた回帰式も示す。回帰式は上から $r_1=0.3, 0.4, 0.15, 0.2, 0.1, 0.075, 0$ という順となった。 $r_1=0.3$ と 0.4 、 $r_1=0.15$ と 0.2 で順番が逆転しているものの、全体的に r_1 の値が大きくなるにつれ、 heq の値が上昇し、建物全体の減衰性能が向上していることがわかる。

次に3.2で検討した解析モデルの接合部性能を頭打ちとなる傾向を示した $r_1=0.2$ に変更した場合、軸組構造との関係はどのようになるのか比較検討する。入力地震動は、3.2で用いたもので、軸組構造の応答変形は3.2と同じである。図19に応答変形の比較を示す。評価1との比較では、ラーメン構造の応答変形の平均が約 $1/24\text{rad}$ と、 r_1 =基準値の場合の約 $1/18\text{rad}$ よりも小さくなった。評価2との比較も評価1と同様にラーメン構造の応答変形の平均が約 $1/27\text{rad}$ と、 r_1 =基準値の場合の約 $1/22\text{rad}$ よりも小さくなった。評価1、2との比較では、エネルギー吸収能力を向上させたが、地震動によってはラーメン構造の応答変形が軸組構造よりも大きくなる場合もあった。一方、評価3との比較では、JMA川口波で軸組構造とほぼ同等な応答変形を示し、その他の地震動に対しては、軸組構造よりラーメン構造の応答変形が小さくなった。応答変形の平均値をみても、約 $1/38\text{rad}$ から約 $1/47\text{rad}$ に低減している。このように接合部のエネルギー吸収能力を向上させた場合、ラーメン構造を評価1、2で評価すると接合部のエネルギー吸収能力がそのままの場合より、ラーメン構造の応答変形は低減され、軸組構造に近づいた。しかし地震動によっては、まだ軸組構造よりも大きな応答変形の値を示すこともあった。評価3で評価すると、今回解析に用いた全ての地震動に対して軸組構造の応答変形と同等もしくは小さい値を示した。本実験で用いたラーメン接合部の場合、エネルギー吸収能力を向上させたとしても軸組構造と同等の安全性を得るためには、評価3で設計する必要があることがわかった。

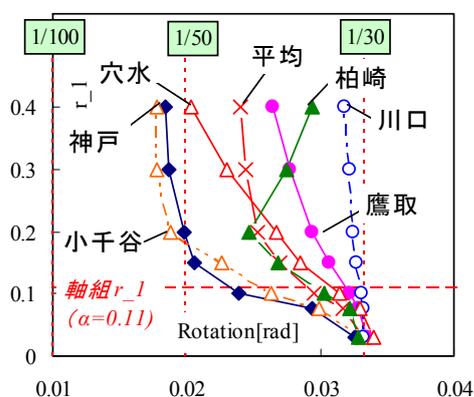


図17 最大応答変位の比較(r_1 の影響)

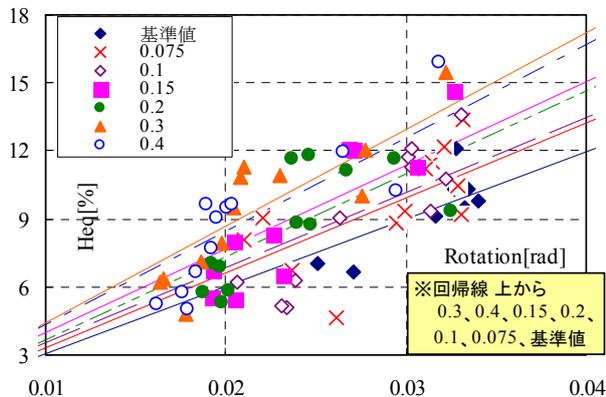


図18 等価粘性減衰定数

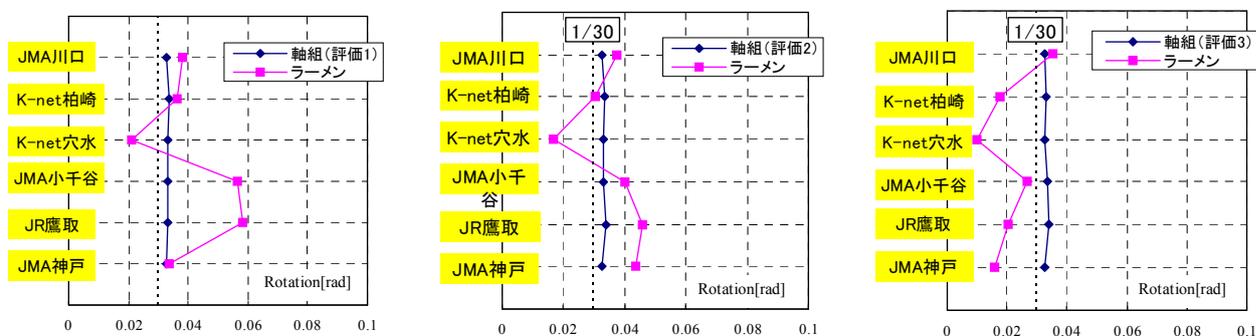


図19 最大応答の比較 ($r_1=0.2$)

3.4 併用構造に対する検討

ラーメンと耐力壁を併用する際は、それぞれの許容耐力を求め、それら許容耐力を足し合わせ、層の許容耐力とする方法が一般的と考えられる。しかし、前述したとおり、現状の設計ではラーメンは層の変形を1/150radとして許容耐力を求めるのに対し、耐力壁構造は変形制限も含む4つの指標の最小値から求まる壁倍率によって評価され、評価法が異なる。さらにラーメンと耐力壁は異なる復元力特性を持つ。

そこで本項では、足し算した層の許容耐力が同じ構造において、ラーメンが負担する耐力をパラメーターに時刻歴応答解析を実施し、その応答変位をもって、併用構造の耐震安全性について論じる。

解析に用いるモデルは図20に示すように、単純化した7.28m×7.28mの平面形状で、階高2.875mの平屋モデルとする。ラーメンは実験値の追跡で用いた接合部モデル、軸組部分は基礎と2階床はりを繋ぐ、せん断バネとした。壁要素は、振動台実験で用いたMDF耐力壁のうち、真壁仕様の解析モデルを用い、壁倍率2.5倍になるように荷重を調整した。さらに、荷重に関わるパラメーター F_0 、 F 、 F_y 、 F_i を1.25倍した。床要素は剛床を仮定した。地震動入力方向の耐力要素が全て壁要素の時を基準とし、スパン3.64mのラーメンを増やし、解析パラメーターとした。組み合わせは表6のとおり7種類である。全許容耐力に占めるラーメンの割合 r_2 は、小さいものから $r_2=0, 0.21, 0.33, 0.54, 0.67, 0.88, 1.0$ である。偏心率はラーメンと壁の許容耐力と剛性が比例すると考えた場合にゼロとなるようにした。また、表7中には、耐力壁の許容耐力を1/150radの割線剛性として求め場合の偏心率を参考として示した。この1/150radで求めた偏心率は0.15を超えないものの0.08となった。建物モデルの重量は、品確法の等級3を対象として解析を実施する目的で層の許容耐力を0.3で除した値としたが、本検討結果は許容耐力/重量=0.2であっても同様の結果を与えると考えている。

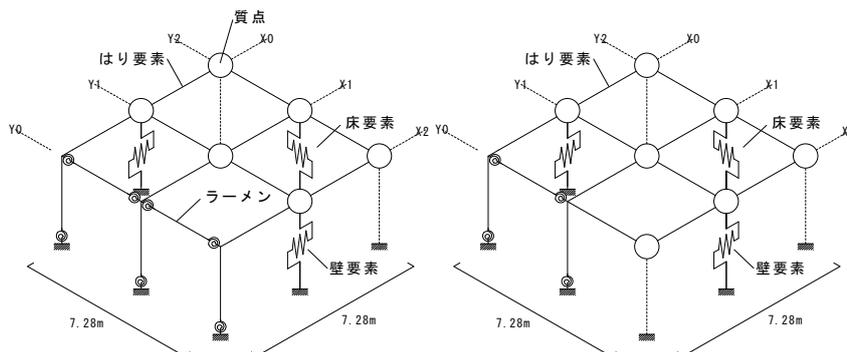


図20 併用構造解析モデル

表7 解析パターン

単位：kN

No.	ラーメンフレーム			許容耐力			r_2	偏心率
	Y0	Y1	Y2	ラーメン	軸組	合計		
1	0	0	0	0	100.8	100.8	0	0.0
2	Frame1	0	0	21	79.8		0.21	0.048
3	Frame2	0	0	33.6	67.2		0.33	0.030
4	Frame2	Frame1	0	54.6	46.2		0.54	0.083
5	Frame2	Frame2	0	67.2	33.6		0.67	0.084
6	Frame2	Frame2	Frame1	88.2	12.6		0.88	0.034
7	Frame2	Frame2	Frame2	100.8	0		1.0	0.0

※ Frame1：3.64m 1スパンのラーメン、Frame2：3.64m 2スパンのラーメン。

※ r_2 =ラーメンの許容耐力 / 建物全体の許容耐力。

図21にNo.1からNo.7までの増分解析結果を示す。増分荷重は2階床の各節点に均等にかけた。軸組要素のみのNo.1、ラーメンのみのNo.7の初期剛性を比較すると、No.1はNo.7と比べ約1.6倍高い剛性であるが、1/80rad~1/40radの範囲ではNo.7の耐力がNo.1より大きい。最大耐力はいずれの解析パラメータにおいても同程度であった。次に、この増分解析結果より層の許容耐力評価値を求める。このとき、終局変位は壁実験時の終局変位と門型フレーム実験時のそれの2つに対して求めた。増分解析結果で求めた許容耐力を地震力算定用重量で除した結果を初期の固有振動数とともに図22に示す。ラーメンの割合を増やすに従って、いずれの評価でも徐々に評価値が低くなり、同様に固有振動数もラーメンの割合を増やすに従って低くなっている。

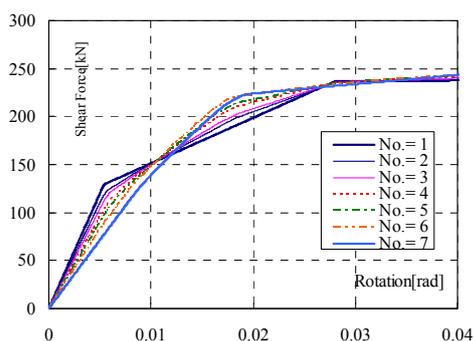


図 21 増分解析結果

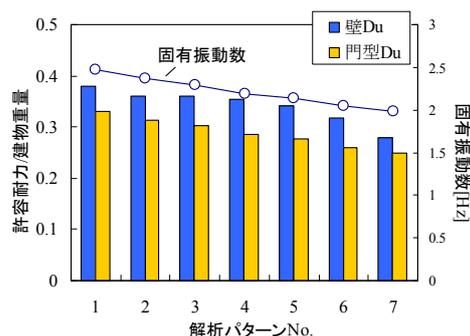


図 22 評価値及び固有振動数

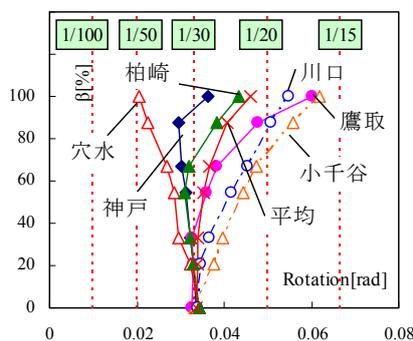


図 23 最大応答変位の比較

続いて時刻歴応答解析について述べる。解析に用いる入力地震動は、No.1の解析モデルで各地震動を入力時に中央の応答変形が1/30radになるように基準化し、表3の基準化3の列に示した。図23にNo.1からNo.7までの解析モデルの最大応答変形を示す。JMA小千谷波、JMA川口波では、 r_2 が大きくなるに従って最大応答変形は大きくなり、いずれの地震波においてもNo.7で最大応答変形1/20radを超えた。JMA神戸波、JR鷹取波、K-net柏崎波では、ラーメンが少ないときにNo.1の最大応答変形よりも変形が小さくなるが、最終的にNo.1よりも最大応答変形が大きくなった。K-net穴水波においては、ラーメンが増えるに従って最大応答変形が小さくなる傾向を示した。図24にJMA神戸波入力時の層の荷重変形関係を示す。ラーメンが増えるに従って、履歴エネルギーが低下しているのがわかる。図25にJMA神戸入力時のNo.3、4の層間変位の平面分布を示す。解析モデル構築の段階ではどちらも偏心は少ないにもかかわらず、ねじれ挙動を示した。

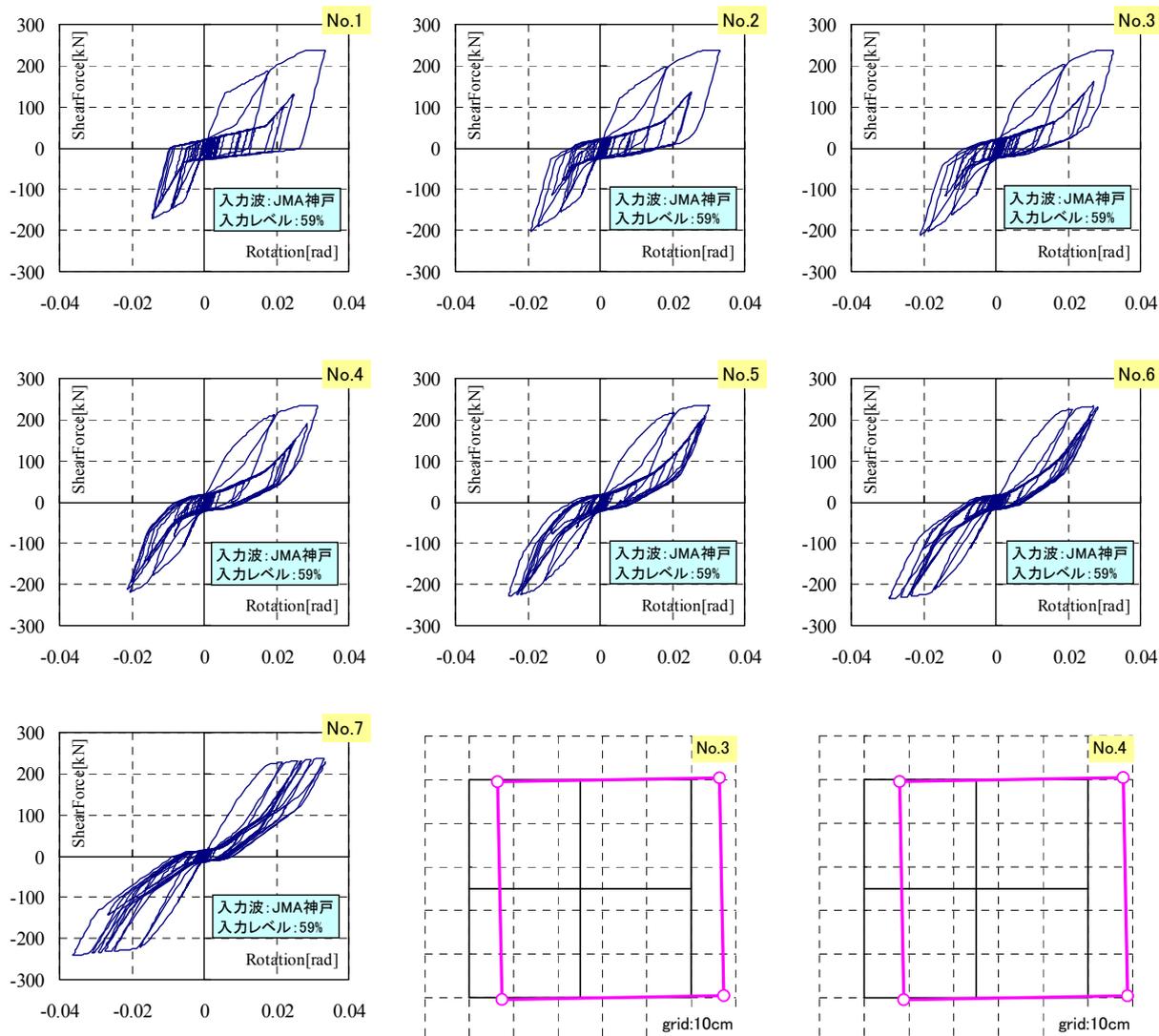


図24 荷重変形関係

図25 平面分布

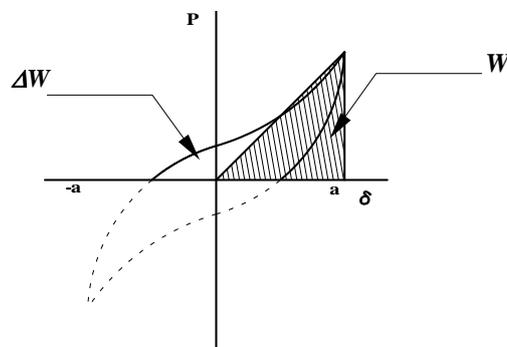
5. まとめ

以上、ラーメン構造、軸組構造、併用構造の振動台実験を時刻歴応答解析により追跡し、妥当性を確認した上でラーメン構造、および併用構造に対して解析的検討した結果について述べた。結果は以下の通りまとめられる。

- 1) ラーメン接合部、壁実験結果より解析モデルを構築し、時刻歴応答解析により実験値の追跡を試みた。中地震の追跡においては、軸組構造、併用構造では、微小変形領域において比較的非線形挙動を示すため、再モデル化した。結果は、位相などは追跡できており、絶対値の差は少ないものの、解析値と実験値の比率は依然50%を超える誤差があるというものであった。大地震の追跡では、1波に対しては精度よく実験値を追跡できたが、2波目以降については、精度よく追跡できなかった。

- 2) ラーメン構造の設計値の検討では、1/150rad時の耐力を許容耐力とする評価法、増分解析で門型フレーム実験の終局変形を限界点とする評価法において、軸組構造と比べラーメン構造の応答変形が大きくなり、両構造は同等の耐震性能とはならなかった。増分解析で柱脚全塑性点を終局変位とする評価では、軸組構造と同等の耐震性能となった。さらに接合部のエネルギー吸収能力を向上させた場合では、ラーメン構造の応答変形が小さくなったが、1/150rad時の耐力を許容耐力とする評価法、増分解析で門型フレーム実験の終局変形を限界点とする評価法では依然危険側であった。
- 3) 併用構造に対する検討では、建物全体の耐力に占めるラーメンの割合を変化させることによって、応答変形の違いを検討した。解析結果から、例えば1フレームでもラーメンを軸組構造と併用した場合には、全軸組構造と比較して応答変形が大きくなる可能性があり、ラーメンの割合が約50%を超えると応答変形は急激に大きくなった。

注1) 吸収エネルギー量、等価粘性減衰定数は以下のように算出する。



$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\Delta W}{W} \right)$$

ΔW : 履歴ループの 1/2 サイクルの面積

W : 等価ポテンシャルエネルギー

構造物の弾塑性復元力特性が、亀裂や降伏のため図のようなループ面積を囲むことによる履歴消費エネルギーは、構造物の地震時変形を減らし耐震性を増す重要な働きをする。このループ面積と等価ポテンシャルエネルギーを用いた式を等価粘性減衰定数 h_{eq} という。本論文においては、荷重が正と負の時を分けて計算するため、 ΔW には履歴ループの 1/2 サイクルの面積を代入する。

【参考文献】

- 1) 中川学、五十田博、岡野瑛貴：木質ラーメン構造、軸組構造、併用構造の耐震性能評価と実大振動台実験、日本建築学会構造系論文集、636、pp.321-330、2009.2
- 2) 坂本功、大橋好光、稲山正弘、五十田博：木質ラーメン構造の地震応答計算例、日本建築学会大会梗概集、1992.9
- 3) 那須秀行、石山央樹、山本徳人、高岡繭子、三宅辰哉、野口弘行：木質ラーメン構造による実大 3 層立体フレームの振動台実験、日本建築学会構造系論文集、617、pp.129 - 135、2007.7
- 4) 五十田博：木質ラーメン構造の地震応答計算例、日本建築学会大会梗概集、1996.9
- 5) 五十田博、平野茂、三宅辰哉、古屋治、箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験、日本建築学会構造系論文集、No.618、pp.167-173、2007.8
- 6) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組構法住宅の許容応力度設計、2001.12
- 7) 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た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、日本建築学会、Vol.44B、PP.637-646、1995.3

- 8) Athol J Car : RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1981-2001
- 9) Stewart, W.G. : The Seismic Design of Plywood Sheathed Shear Walls, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand 1987
- 10) 綿引誠、町田健一、中野一郎、大橋好光、坂本功 : 木造軸組工法住宅における水平負担力と復元力特性の加算則に関する研究、日本建築学会構造系論文集、601、pp.105□112、2006.3

(受理:2009年2月9日)

(掲載決定:2009年6月4日)

Estimation Of Shaking Table Test Of Timber Frame And Analytical Examination

Manabu NAKAGAWA¹⁾, Hiroshi ISODA²⁾, and Akitaka OKANO³⁾

1) Graduate Student, Dept.of Architecture, Shinshu University

2) Associate Professor, Shinshu University

3) Graduate Student, Dept.of Architecture, Shinshu University

ABSTRACT

This study presents comparison of the results calculated from time history analysis and shaking table test of wood houses. Wood houses consist of timber frame with moment resisting joint, post and beam construction with shear walls and their composite structure. As the result, maximum displacement by numerical model corresponds to the result of shaking table test. Based on the confirmation of the capability of numerical model, some analytical parametric study were conducted. Main result obtained from the studies is that timber frame with moment resisting joint should be evaluated and be structural designed using horizontal load-carrying capacity in addition to allowable stress design.

Keywords : Timber frame, Composite structure, Shaking table test, Time history response analysis