

振動台加振ならびに静的載荷実験による木造軸組架構の地震時損傷評価

岩井 哲*・松森 博孝**

(平成16年9月9日受理)

Earthquake damage evaluation of wooden framed structures by shaking table and static loading tests

Satoshi IWAI and Hirotaka MATSUMORI

(Received Sep. 9, 2004)

Abstract

Shaking table test of wooden framed structure was conducted under light, moderate or heavy dead load. The dead weight to wooden frame was changed for 2.0kN/m², 4.0kN/m², or 5.9 kN/m², and the maximum acceleration level of the input earthquake excitation was increased from 200cm/s² to 2,000cm/s² gradually. Fundamental dynamic behavior of one-story, one-bay wooden frame with or without braces and/or plywood panel walls was investigated. The influence on a natural period and a response magnification of the structure is focused. Moreover, the effect due to vertical vibrations (up and down) and specifications of beam-to-column joint connectors are also considered. In conclusions, the following were clarified. Natural period of the elasticity limit, T_e , of wooden framed structure was proposed as an evaluation index of damage at the earthquake. It is defined as the structural damage in plasticity when the natural period exceeds T_e . Executing the static loading test, a natural period of the elasticity limit, T_e , was calculated using equivalent elasticity rigidity.

Key Words: wooden framed structures, shaking table test, building dead load, natural period, damage evaluation

1. 研究目的

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、阪神・淡路地域に極めて大きな被害をもたらした。木造建物は約9万棟が全壊、約10万棟が半壊するという甚大な被害が発生した。死者は関連死を含めて6,400人を超え、負傷者はおよそ37,000人にのぼった¹⁾。このうち関連死を除く約5,500人以上の死者の約9割は、木造住宅の下敷きによる圧死であったとされる²⁾。これ以後、木構造の耐震性能に関する調査・研究は盛んに行われてきた。木構造の耐震性能に関しては、主に地震被害調査、既存あるいは実大の木造住宅や耐力壁要素を用いた実験的研究、地震応答解析による地震

時挙動の把握などが重点的に行われてきた。

振動台加振実験に関して、坂本ら³⁾(1996年)は、現行耐震基準の所要壁量を満たし、かつ住宅金融公庫の仕様書に例示されているような接合金物を使った実大建物試験体について実施し、地震時挙動、損傷状況、振動特性、各部材の応力測定を行っている。平野ら⁴⁾(2000年)は、多数の木造免震住宅の振動実験を行い、応答変位・層せん断力係数の最大値、2方向加振の影響、振れ応答量、上下動の影響の評価を行っている。既存の木造住宅は平面計画上、偏心を生じる建物が多いため、偏心構造物では水平荷重時に建物がねじれ、弱剛性構面に応力が集中する。この場合、建物には予想外の大変形が生じ、過大な損傷や倒壊につな

* 広島工業大学工学部建設工学科

** 広島工業大学大学院工学研究科土木工学専攻 元大学院生修士(工学)(現在、前田建設工業株式会社)

がる可能性がある。阿川ら⁵⁾ (2002年)は、偏心を有する木質面材耐力壁構造の一層試験体を用いた振動実験を行い、偏心が建物の動的挙動及び各構面の応力分布に及ぼす影響について調査している。

しかしながら振動台加振実験に関する研究数は多いとは言えず、十分に耐震性能に関するデータが蓄積されているとはいえない。木構造は構法が多種多様であり、材料特性のばらつき、非構造部材の存在による影響、偏心の影響、耐震性能評価法の確立など未解決部分が数多く存在する。

静的載荷実験では、鈴木、中治、岩井、北原⁶⁾ (1997年)は、京都市・西宮市の既存建物を用いて静的水平力載荷実験を行い、既存木造住宅の復元力特性の把握、従来の壁率に基づく壁の強度・剛性の評価法の比較を行っている。後藤、鈴木、浦⁷⁾ (1998年)は、石川県金沢市に存在する既存建物を用いた静的載荷実験を行い、復元力特性の把握、面材壁の耐力への影響、建物の倒壊に至る過程と破壊時の性状の3点を調べている。腰原、阿川、大橋、宮澤、坂本⁸⁾ (2002年)は、偏心を有する木質面材耐力壁構造の一層試験体を用いた静的載荷実験を行い、偏心による建物の各構面への応力分布、特に塑性域における影響を考察している。井上、後藤⁹⁾ (1999年)は、筋かいの端部接合方法の違いが、破壊性状、筋かいに作用する引張力、耐力壁としてのエネルギー吸収能力および壁倍率に及ぼす影響について、実験を基に調査している。

木質構造の地震応答解析として、山田¹⁰⁾ (2000年)は、2つ割筋かい耐力壁に石膏ボードの間仕切壁(雑壁)が付加した場合の雑壁量と固有周期、地震時最大層間変位を比較検討し、建物応答変位、固有周期に対する雑壁量の影響を考察している。また、床構面と加力方向の雑壁の剛性・耐力を考慮した保有水平耐力を、既存軸組木造住宅の平面図から計算し、壁量による保有水平耐力の下限の推定法を考察している。生田、川瀬、多賀¹¹⁾ (2001年)は、耐力と偏心率をパラメータとする現実的な三次元軸組構造モデルを設定し、非線形時刻歴応答解析を行うことにより、耐力要素の偏心配置が在来構法木造住宅の耐震性能に及ぼす影響を調査している。山田、鈴木、浅野¹²⁾ (2002年)は、偏心を有する平屋建住宅の地震応答解析を行い、彼らが提案する解析モデルと質点系モデルとの応答特性の比較を行い、地震被害レベルの予測を行っている。

以上に見られるように、木質構造については静的載荷実験などの静的な挙動把握は多く行われているが、振動実験などの動的な観点からの挙動に関する研究はまだ極めて少ないのが現状である。本研究は、動的ならびに静的挙動を併せて、地震による損傷を定量的に評価する指標を導くため、同一形状の単純な骨組架構からなる木造軸組試験体を用いて振動台加振実験と静的載荷実験をそれぞれ行ったも

のである。実際の建物で想定される建物重量を上載して実験を行い、地震による構造物への損傷を定量的に調べている。ここでは上載重量を軽い・中位・重い3段階に分けてそれぞれ上載し、入力地震動の最大加速度レベルを200cm/s²から2000cm/s²の範囲で加振を行った。また上下振動の有無、地震波入力の違いによって応答がどの程度変化するかを調べた。損傷を定量的に評価するために、構造物の振動特性である固有周期、応答倍率、減衰定数を計測し、それらの変化の有無や増減の程度を基に評価指標を提案した。

2. 実験方法

2.1 試験体

試験体は、図1に示すような1層1スパンの軸組架構2組を、載荷方向に並列し、直交する土台と梁でつないだ4本柱からなる立体架構である。寸法・仕様は共通である。加振方向ならびに加振直交方向の柱芯間隔を共に910mm、横架材(土台と梁)間の高さを1,820mmとする。試験体の柱、桁、梁、土台寸法は105mm×105mm、間柱は35mm×105mmである。筋かいには45mm×90mmの材を使用した。表1に試験体各部材の材種、気乾密度、実験時含水率を示す。架構に取り付く壁の仕様は、たすき掛け筋かい(壁倍率4.0)と構造用合板(壁倍率2.5)とし、壁のない純骨組も計画した。筋かい架構(BHD)は接合部に15kN用HD(ホールダウン)金物を使用した。合板壁付架構は、接合部に10kN用HD金物を使用したもの(WHD)と、長ほぞ込栓仕様のもの(WCD)の2種とした。純骨組架構は、10kN用HD金物を使用したもの(PHD)と、長ほぞ込栓仕様のもの(PCD)の2種とした。

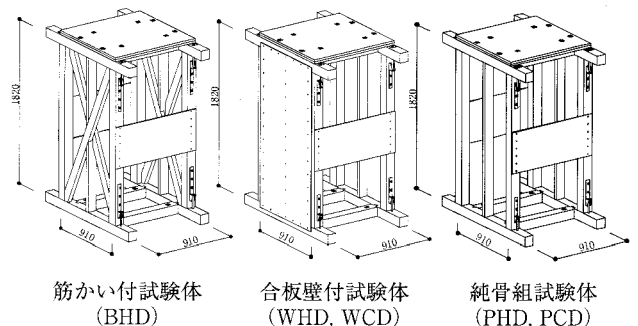


図1 試験体(動的載荷用)

表1 試験体部材の材種、気乾密度、含水率

部材名	材種	気乾密度 (g/cm ³)	含水率 (%)
柱・間柱	レッドウッド	0.60	15.0
梁・筋かい	ベイマツ	0.49	11.0
土台	ヒノキ	0.47	11.0
込栓	ケヤキ	0.54	11.0

試験体は以上の5種類について、動的ならびに静的載荷用に各1体を用意し、合計10体である。

2.2 上載する建物重量の設定

建築基準法に基づく床面積当りの木造各階の重量は、平屋建もしくは2階建の2階部分では2.0kN/m² (200kg/m²)、2階建の1階部分では重い屋根の場合4.5kN/m² (460kg/m²)、軽い屋根の場合3.5kN/m²

(360kg/m²)である。本研究では試験体の上載する重量を2.0kN/m² (200kg/m²)、4.0kN/m² (400kg/m²)、5.9kN/m² (600kg/m²)の3レベルを設定した。重錘は160kgの鋼板1~3枚を用いて調整し、試験体上部にボルトで固定した。試験体名は加振時の上載重量の違いを表現できるように表2の通りとした。

2.3 振動台加振の方法

加振実験に使用した振動台は、広島工業大学耐震防災研究棟に設置されている水平・垂直同時2軸振動試験機(島津製作所製)である(写真1)。振動台テーブル寸法は1.5m×1.5m、地盤面からの高さ約0.9mである。加振できる波形の種類は、正弦波・不規則波の2種類で、加振できる最大加速度は、積載する試験体重量が最大で約500kgであるので、水平方向2.4G、垂直方向1.8Gまでとなる。本実験での加振プログラムを図2に示す。ここでは建物上載重量を軽いものから重いものへ3段階に上げて、各段階で入力地震動の最大加速度レベルを200cm/s²から2000cm/s²の範囲で、小さいものから大きいものへと徐々に上げていく順序をとった。さらに上下振動を加え、試験体の固有周期、応答倍率、減衰定数の変化を調べた。またスイープ加振・自由振動加振を、地震波加振の前後に行い微小加速度レベルでの挙動を比較した。スイープ加振では入力加速度レベルを30~50cm/s²に設定し、振動数範囲を1~30Hzまで1Hzずつ変化させた。自由振動は、試験体頂部梁に人手でハンマーにより衝撃力を与えて生じさせ

表2 上載重量の違いによる試験体名表示

静的実験用試験体名 架構・壁体形式	動的実験用 試験体名	建物重量 (kN/m ²)
BHS 筋かい付架構	BHD-2	2.0
	BHD-4	4.0
	BHD-6	5.9
WHS HD金物接合合板壁付	WHD-2	2.0
	WHD-4	4.0
	WHD-6	5.9
WCS 込栓接合合板壁付	WCD-2	2.0
	WCD-4	4.0
	WCD-6	5.9
PHS HD金物接合純骨組	PHD-2	2.0
	PHD-4	4.0
	PHD-6	5.9
PCS 込栓接合純骨組	PCD-2	2.0
	PCD-4	4.0
	PCD-6	5.9

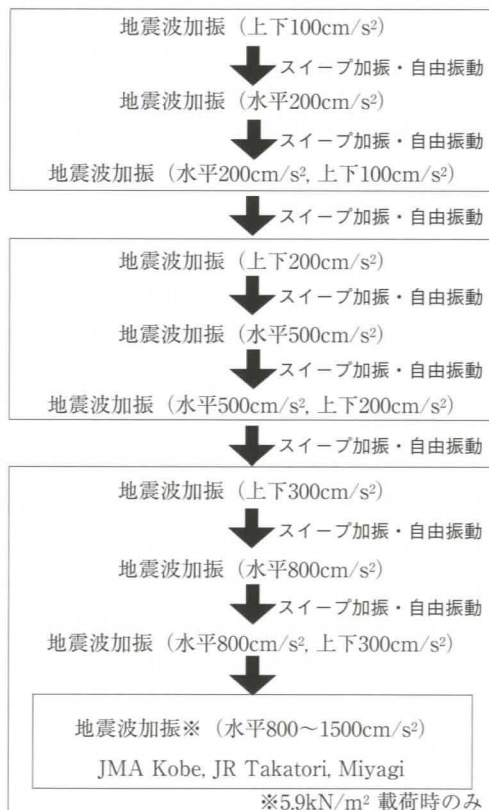


図2 加振プログラム

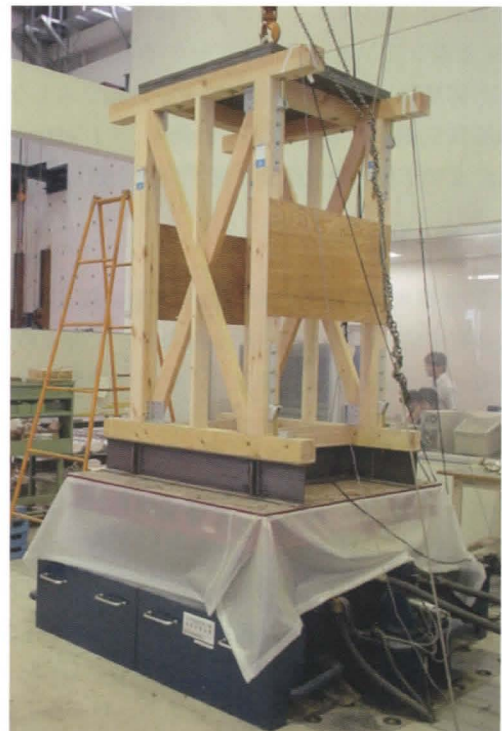


写真1 木造軸組架構の振動台加振状況

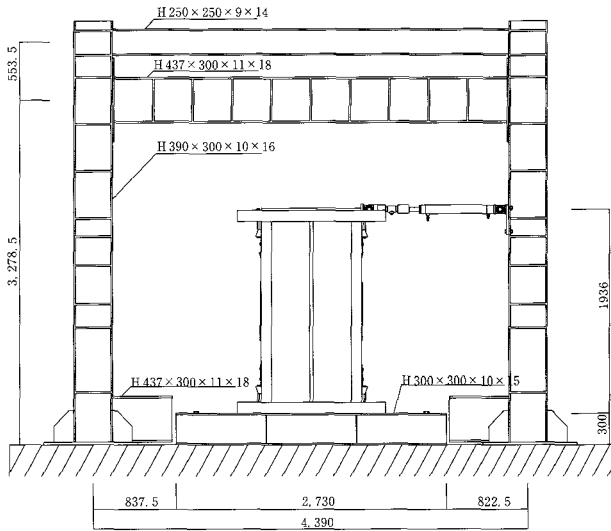


図3 試験体および荷装置

た。地震波加振で使用した地震記録は、主として1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録 (JMA Kobe) の NS 成分と UD 成分である。最大の上載重量 5.9kN/m^2 時での、最後の加振実験において、1978年宮城県沖地震記録 (開北橋, Miyagi) EW 成分, 1995年兵庫県南部地震の JR 鷹取記録 (JR Takatori) EW 成分をそれぞれ加振し、地震波の違いによる応答の違いを調査した。振動台上で得られた地震波の振動数特性としては、卓越振動数が高い方は JR 鷹取波・宮城波で約 5.0Hz , JMA 神戸波は最も低く約 3.0Hz となっている。加振実験の状況を写真1に示す。

2.4 静的荷の方法

静的荷荷用には図3に示すように手動油圧ジャッキ (200kN 複動シリンダー, ストローク 500mm) を用いて、試験体上部荷梁に水平方向変位を正負繰り返して与えた。荷荷は変位制御で、骨組層間変形角を $\pm 1/480\text{rad}$ ~ $\pm 1/10\text{rad}$ まで正負漸増変位を1回ずつ繰り返した。

3. 実験結果

3.1 静的荷荷実験による各試験体の履歴曲線と損傷状況

静的荷荷実験で得られた履歴曲線ならびに図4のトリリニア型復元力骨格曲線より算出した完全弾塑性モデル (太実線) を図5に示す。写真2に各試験体の損傷状況と対応させて示す。筋かい付試験体 (BHS) については、 $1/240\text{rad}$ (7.6mm) 付近で HD 金物の変形が生じ、 $1/60\text{rad}$ (30mm) 以降に筋かいの座屈が生じた。合板壁付試験体の場合、HD 金物接合 (WHS) では $1/120\text{rad}$ (15mm) 付近で HD 金物の変形が生じ、 $1/60\text{rad}$ 以降に合板の浮き・釘の抜けが生じた。込栓接合 (WCS) では、 $1/120\text{rad}$ 付近で合板の浮きが生じ始め、 $1/60\text{rad}$ 以降に合板の浮き・釘の抜けが顕著となった。純骨組試験体の場

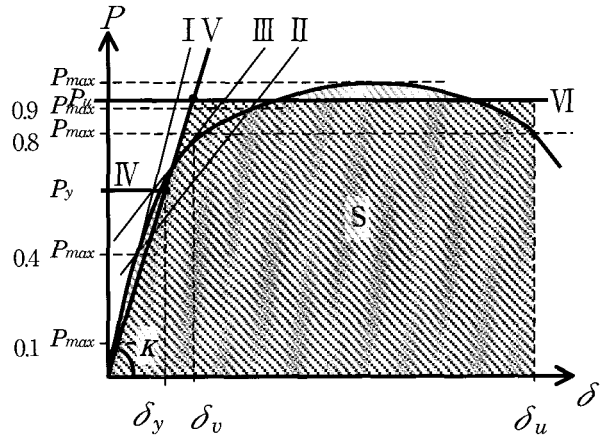


図4 履歴曲線の完全弾塑性モデル (枠組壁工法の試験法評価法で提案されている方法¹³⁾ に準ずる)

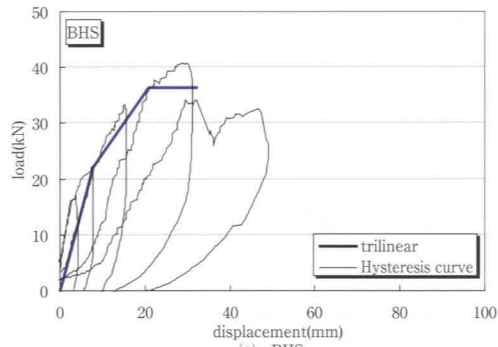
表3 静的荷荷実験で損傷が生じ始めた層間変形角

試験体	計測変形角 (rad.) と損傷状況	第1降伏点変形角 (rad.)
筋かい付 BHS	$1/240$ HD 金物変形	$1/288$
HD 金物接合合板壁付 WHS	$1/120$ HD 金物変形	$1/152$
込栓接合合板壁付 WCS	$1/120$ 合板の浮き	$1/182$
HD 金物接合純骨組 PHS	$1/60$ HD 金物変形	$1/46$
込栓接合純骨組 PCS	$1/30$ 柱の抜け	$1/28$

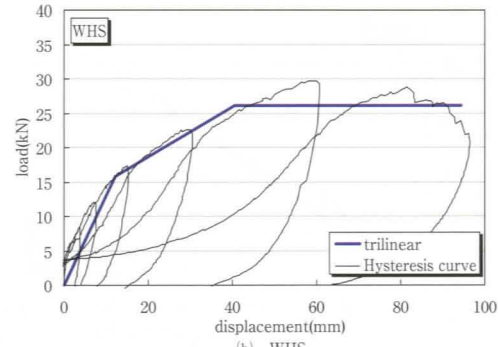
合, HD 金物接合 (PHS) では $1/60\text{rad}$ 付近で HD 金物の変形が生じた。込栓接合 (PCS) では、 $1/30\text{rad}$ (60mm) 以降に柱の抜けが顕著になった。以上により損傷が生じ始める層間変形角をまとめると表3になる。静的荷荷実験で明確な損傷が生じ始める層間変形角と完全弾塑性モデルより求めた第1降伏変形角 δ_y が概ね対応する。

3.2 入力加速度の上昇に対する応答倍率の推移

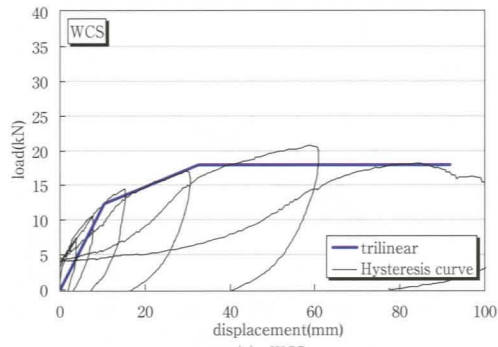
地震波加振時の土台部と頂部で計測した応答加速度は、図6の通りであった。この図中の凡例で“H+V”と記したものは、水平方向と鉛直方向の同時加振を、表記のないものは水平加振のみを表す。土台に対する頂部の応答の比率は、入力加速度の上昇と上載重量の増加によって減少する傾向が現れている。水平方向加振だけでは、筋かい付試験体 (BHD) の加速度応答倍率は $2.0 \cdot 4.0 \cdot 5.9\text{kN/m}^2$ 上載時ともに $1.7 \sim 1.9$ 倍程度と大きい。合板壁付試験体の加速度応答倍率は、HD 金物接合 (WHD) で 2.0kN/m^2 と 4.0kN/m^2 上載時で 1.5 倍程度、 5.9kN/m^2 で 2.3 倍となり、上載重量が大きくなるにつれて大きく応答することが認められた。一方、込栓接合 (WCD) では $2.0, 4.0, 5.9\text{kN/m}^2$ 上載時とも $1.0 \sim 1.5$ 倍程度応答しているが、上載



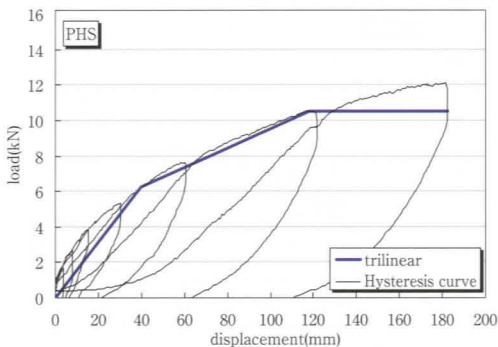
(a) BHS



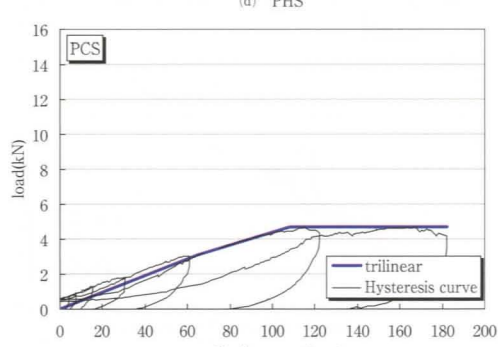
(b) WHS



(c) WCS



(d) PHS



(e) PCS

図5 静的載荷による復元力履歴曲線



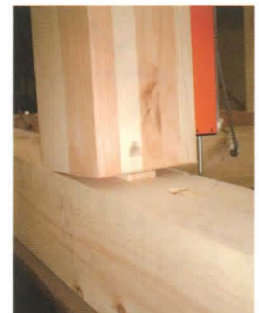
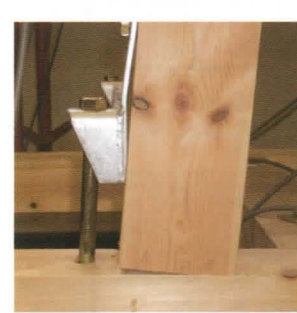
(a)筋かい付試験体 (BHS) の破壊状況 (左: 金物変形 1/240rad, 右: 筋かい座屈折損 1/60rad)



(b)HD 金物接合合板壁付試験体 (WHS) の破壊状況 (左: 金物変形 1/120rad, 右: 合板が浮き釘が抜けた 1/60rad)



(c)込栓接合合板壁付試験体 (WCS) の破壊状況 (左: 合板が浮く 1/120rad, 右: 釘が抜けた 1/60rad)



(d)HD 金物純骨組 (PHS) の金物変形状況 (1/60rad) (e)込栓接合純骨組 (PCS) の柱抜け状況 (1/30rad)

写真2 静的載荷による木造軸組架構の損傷・破壊状況

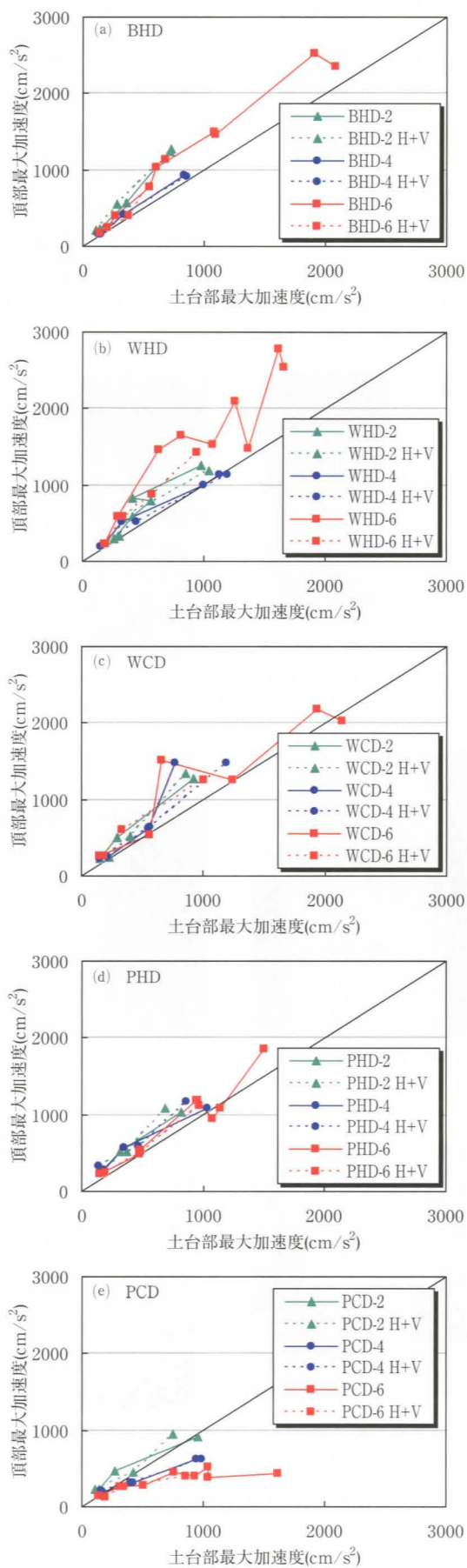


図6 水平方向のみ、あるいは水平・鉛直同時加振時の土台部と頂部の水平方向の応答加速度

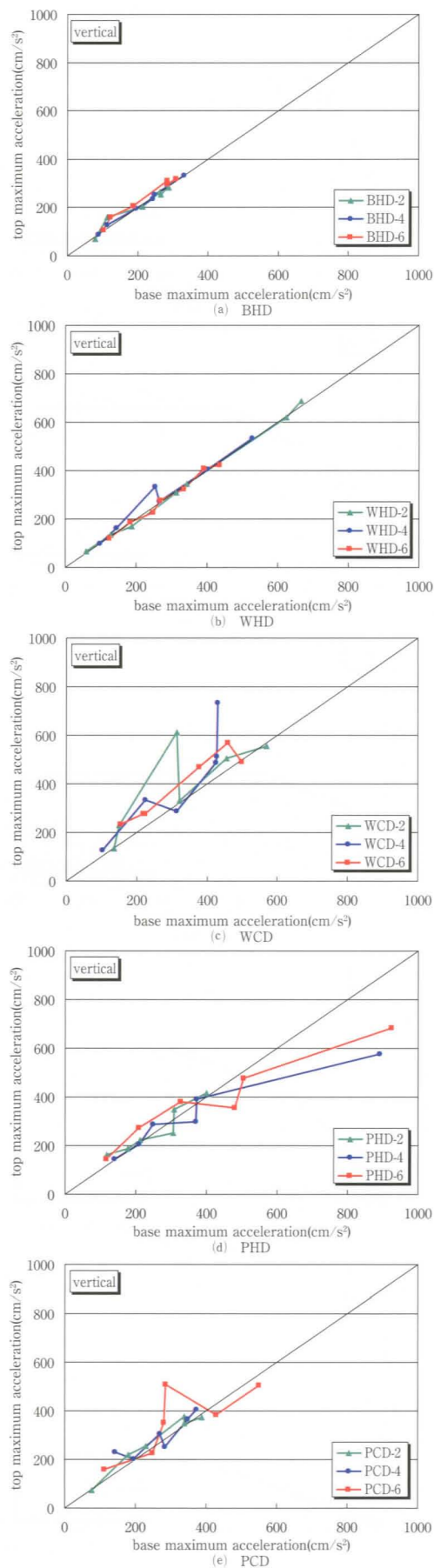


図7 鉛直方向のみ加振時の土台部と頂部の上下方向の応答加速度

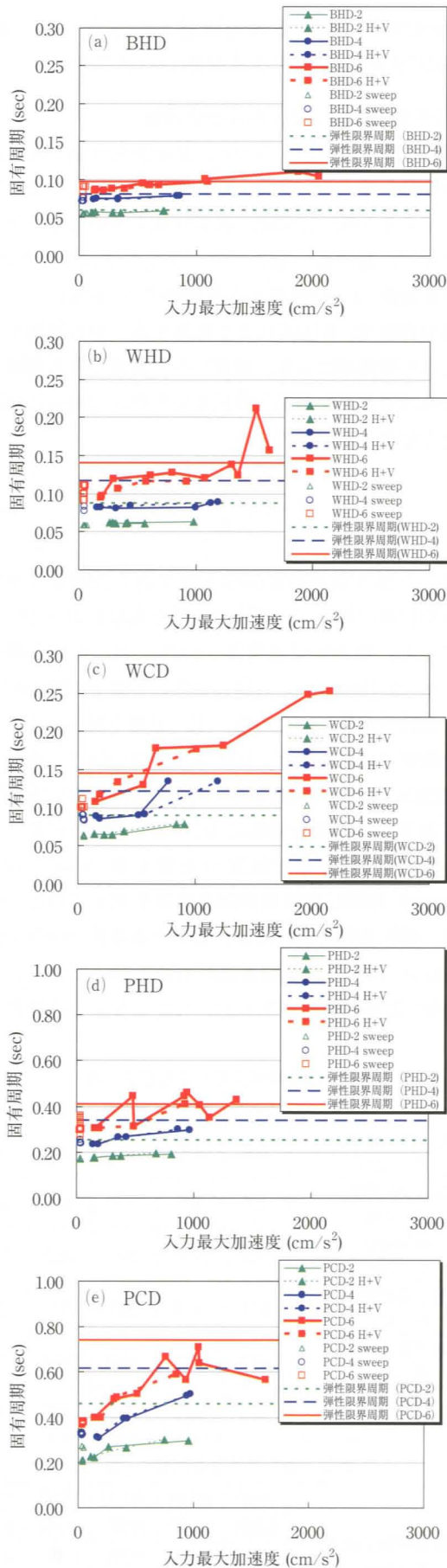


図8 入力加速度と固有周期の関係

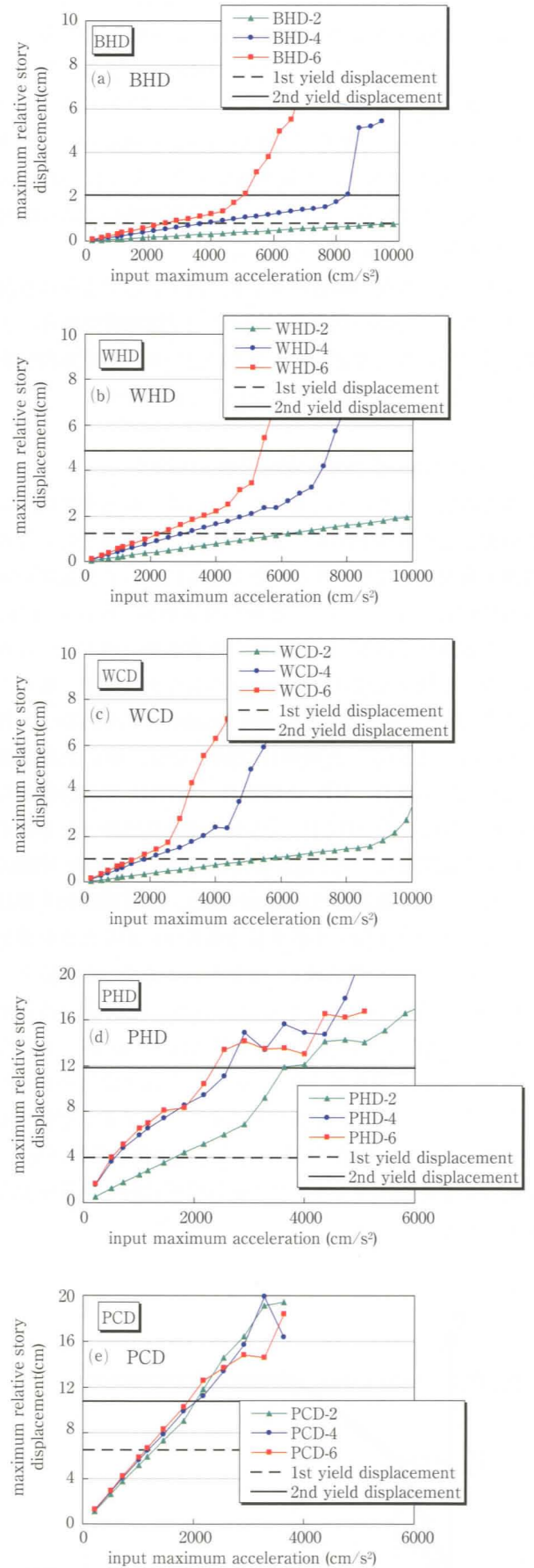


図9 最大入力加速度と最大層間変位の関係（振動台上で計測した入力波形を用いて最大加速度を変化させた解析）

重量の違いによる大きな変化は認められない。

純骨組の加速度応答倍率は、HD 金物接合 (PHD) で $2.0 \cdot 4.0 \cdot 5.9\text{kN/m}^2$ 上載時ともに1.4倍程度であった。一方、込栓接合 (PCD) では 2.0kN/m^2 上載時で1.0~1.2倍程度、 4.0kN/m^2 上載時には0.8倍程度、 5.9kN/m^2 上載時には0.5倍程度であり、上載重量が大きくなるにつれて応答加速度が低下する。これは柱の固定度が緩いために応答の伝達が鈍ったためと考えられる。

一方、上下方向の加振だけでは、図7に示すように5試験体とも上下方向の応答倍率は1.0~1.2倍程度であり、上載重量の違いも入力加速度レベルの違いも、水平方向加振時ほど大きくは応答に影響しないことがわかる。

3.3 入力最大の加速度と固有周期との関係

地震波加振による土台部での入力の最大加速度と固有周期の変化との関係を図8に示す。上載重量ならびに入力地震波の最大加速度レベルが大きくなるにつれて構造物の固有周期が長くなっている。筋かい付試験体 (BHD) では、軽い上載重量 2.0kN/m^2 や中位の上載重量 4.0kN/m^2 の場合、固有周期の変化はほとんど見られなかったが、重い上載重量 5.9kN/m^2 では固有周期が0.09秒から0.11秒へと若干長くなっている。合板壁付試験体では、重い上載重量 5.9kN/m^2 の場合、HD 金物接合 (WHD) で0.10秒から0.15秒、込栓接合 (WCD) で0.10秒から0.25秒へと上昇する傾向が顕著となった。純骨組では、HD 金物接合 (PHD) の場合、軽い上載重量 2.0kN/m^2 時は、固有周期の上昇はやや緩やかで、中位の上載重量 4.0kN/m^2 から大きな変化が生じ始め、重い上載重量 5.9kN/m^2 時では0.30秒から0.46秒へと変化が顕著となった。一方、込栓接合純骨組 (PCD) の場合では、軽い上載重量 2.0kN/m^2 時でも変化が生じ、重い上載重量 5.9kN/m^2 時では0.40秒から0.70秒へと上昇の度合いが最も急激であった。上載重量が増加するにつれて、入力加速度が大きくなると構造物が長周期化し、土台に対する頂部の水平方向の応答倍率は減少する傾向が認められる。

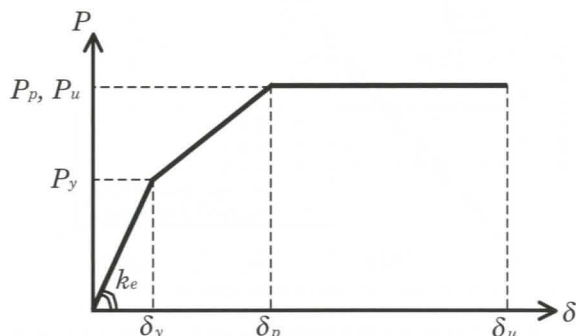


図10 履歴曲線における特性値の定義

4. 弾性限界に対する固有周期の提案ならびに塑性域応答変形に達する地震動レベルの検討

4.1 弾性限界に対する固有周期の提案

地震応答解析に利用するため、静的載荷実験で得られた復元力履歴曲線より、耐力・剛性を文献(13)に準ずる完全弾塑性モデルを用いて図10の各特性値を評価した。表4に弾塑性モデル特性値一覧を示す。損傷を評価するために、第1降伏変位 δ_y に対応する等価剛性 k_e を用いて、弾性限界固有周期 T_e を(1)式により算出する。固有周期がこれを超えると塑性域に入り、損傷したと評価できる指標とする。これは層間変位が第1降伏変位を超えた場合に損傷を生じたと定義するものである。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_e}} \quad \dots\dots(1)$$

算出した弾性限界固有周期を表5および図8の中に示す。損傷程度に対応する弾性限界固有周期を用いて図8で評価すると、筋かい付試験体 (BHD) は、重い上載重量 5.9kN/m^2 の $1,000\text{cm/s}^2$ 以降に弾性限界固有周期を超えている。振動台実験ではこの後、HD 金物の緩みが生じていた。合板壁付試験体では、HD 金物接合の場合、重い上載重量 5.9kN/m^2 の $1,500\text{cm/s}^2$ 以降に弾性限界固有周期を超えており、この時も同様に HD 金物の緩みが生じていた。一方、込栓接合では重い上載重量 5.9kN/m^2 の $1,000\text{cm/s}^2$ 以降に弾性限界固有周期を超えている。純骨組では、HD 金物接合の場合、重い上載重量 5.9kN/m^2 の $1,000\text{cm/s}^2$ 以降に弾性限界固有周期を超えており、この時も HD 金物の緩みが生じた。しかしながら込栓接合の

表4 完全弾塑性モデル特性値一覧

	BHD	WHD	WCD	PHD	PCD
第1降伏変位 δ_y (cm)	0.8	1.2	1.0	4.0	6.5
第2降伏変位 δ_p (cm)	2.1	4.9	3.7	11.8	10.8
終局変位 δ_u (cm)	3.2	9.4	9.2	18.2	18.2
第1降伏耐力 P_y (kN)	22.1	15.8	12.3	6.2	3.1
第2降伏耐力 P_p (kN)	36.3	26.2	18.0	10.5	4.7
終局耐力 P_u (kN)	36.3	26.2	18.0	10.5	4.7

表5 弾性限界固有周期*一覧

	BHD	WHD	WCD	PHD	PCD
弾性限界固有周期 T_e (sec)	0.060	0.087	0.090	0.254	0.461
	0.081	0.117	0.121	0.341	0.619
	0.097	0.141	0.146	0.410	0.744

(*上から上載重量別試験体名の-2, -4, -6に対応する)

純骨組の場合では、各々の上載重量段階でいずれも弾性限界固有周期を超えておらず、部材の損傷も特に見られない。これは第1降伏点までの1次剛性と第2降伏点までの2次剛性の差がないことと、込栓接合部が緩く免震効果的に作用して、架構の水平剛性が低くなったためと考えられる。

4.2 塑性域応答変形に達する地震動レベルの検討

振動台加振実験を行った試験体がどの程度の最大加速度の地震入力で塑性域に達したのかを推定するため、静的載荷実験の剛性と耐力を用いた1質点系モデルによる弾塑性地震応答解析を行った。滑り性状を持つ木造軸組架構の復元力特性を表すため、北原¹⁴⁾の手法によるトリリニア型復元力モデルにスリップ型復元力モデルを併せて用いた。復元力特性に占めるトリリニア型の比率は、静的載荷実験の結果を参照して、最も近似している0.2の値をすべて採用した。また復元力モデルに使用する降伏耐力、降伏変位、終局耐力、終局変位は静的載荷実験より算出した(表4参照)。減衰定数は自由振動実験より得られた各試験体のそれぞれの結果を用いた(0.02~0.12の範囲である)。

解析で用いた入力地震波は、神戸海洋気象台記録(JMA Kobe) NS成分、1978年宮城県沖地震記録(Miyagi) EW成分、1995年兵庫県南部地震のJR鷹取記録(JR Takatori) EW成分に相当する3波で、振動台上で計測した波形を入力に用いて最大加速度を連続的に変化させた。

図9に地震応答解析による最大入力加速度と最大層間変位の関係を示す。図中の破線で示した第1降伏変位、もしくは実線で示した第2降伏変位を超えると、入力加速度の上昇に伴って層間変位が急激に大きくなることが確認できる。筋かい付架構(BHD)では、重量 2.0kN/m^2 上載時に $10,000\text{cm/s}^2$ 以上、 4.0kN/m^2 上載時では $4,000\text{cm/s}^2$ 以上、 5.9kN/m^2 上載時では $2,500\text{cm/s}^2$ 以上という相当に大きな入力加速度でないと第1降伏変位に達しないことが推測された。合板壁付試験体の場合は、重量が軽い 2.0kN/m^2 上載時ではHD金物接合(WHD)で $6,000\text{cm/s}^2$ 、込栓接合(WCD)で $5,500\text{cm/s}^2$ 以上でないと第1降伏変位に達しない。上載重量が大きいと 4.0kN/m^2 上載時ではHD金物で $3,000\text{cm/s}^2$ 、込栓接合で $2,000\text{cm/s}^2$ 、 5.9kN/m^2 上載時では両接合とも $1,500\text{cm/s}^2$ 程度で第1降伏変位を超えることになる。純骨組では、HD金物接合(PHD)の場合は、 2.0kN/m^2 上載時に $2,000\text{cm/s}^2$ 以上、 4.0kN/m^2 上載時で 500cm/s^2 以上、 5.9kN/m^2 上載時で 400cm/s^2 以上で降伏変位に達している。純骨組込栓接合(PCD)の場合は、 2.0kN/m^2 ~ 5.9kN/m^2 上載時でいずれも $1,200\text{cm/s}^2$ 以上で第1降伏変位に達する状況になっている。以上のように振動台加振実

験で構造物の固有周期が急激に上昇した最大加速度レベルと、構造物が塑性域に達する時の最大加速度レベルが、5試験体とも概ね一致することが確認できた。

なお、地震波の違いによる影響について解析で検討した結果は、筋かい付試験体、合板壁付試験体では高振動数成分が卓越する宮城県沖地震入力が、低い最大入力加速度で塑性域に達しやすいこと、純骨組試験体では、HD金物接合・込栓接合ともに、低振動数成分が卓越するJR鷹取記録や、JMA神戸記録が、低い最大入力加速度で塑性域に到達しやすいことがわかった。

5. 結 論

木造在来軸組構造の単純な骨組架構からなる試験体を用いて、振動台加振実験ならびに静的載荷実験を行い、両者を併せて地震による損傷を評価する方法を調べた。上載重量が軽い場合から重い場合まで 2.0 、 4.0 、 5.9kN/m^2 の3種類を設定し、入力地震動の最大加速度レベルを 200cm/s^2 から 2000cm/s^2 まで段階的に変化させて、上下振動の有無、入力地震波の違いと併せ、構造物の固有周期、加速度応答倍率、減衰定数にどの程度の影響が現れるかを、実験と解析により明らかにした。得られた結果は以下の通りである。

- 1) 固有周期に対する建物上載重量の影響：上載重量ならびに、入力地震波の最大加速度レベルが大きくなるにつれて構造物の固有周期が長くなる。合板壁付試験体では重い重量 5.9kN/m^2 上載時で、純骨組では中位の重量 4.0kN/m^2 上載時から長周期化が顕著となる。しかし、筋かい付試験体では、固有周期は重い重量 5.9kN/m^2 上載時に若干変化が見られる程度であった。
- 2) 加振方向の応答倍率に対する建物上載重量の影響：水平方向加振時に、土台に対する頂部の応答倍率は、1.5倍から2.3倍程度まで現れるが、入力加速度の上昇と上載重量の増加による構造物の長周期化に伴って応答倍率は減少する傾向が現れる。一方、上下方向の加振だけでは、どの試験体とも上下方向の応答倍率は1.0~1.2倍程度であり、上載重量の違いも入力加速度レベルの違いも、水平方向加振時ほど応答に大きく影響しない
- 3) 接合部仕様の影響：HD金物接合の場合は、合板壁付試験体、純骨組をそれぞれ比較した場合、土台部に対する頂部の加速度応答は、上載重量が多くなるにつれて大きくなる傾向がある。一方、込栓接合の場合は、応答加速度の増加がないか、もしくは低減する傾向が顕著に現れる。これは柱の固定度が緩いためと考えられる。

- 4) 弾性限界固有周期 T_e の提案：地震時損傷の評価のため、静的載荷実験によって得られた架構の剛性を用い、弾性限界固有周期を算出した。固有周期がこれを超えると塑性域に入り、損傷したと定義するものである。筋かい付試験体、合板壁付 HD 金物接合、純骨組 HD 金物接合は、重い上載重量 5.9kN/m^2 時の最大入力加速度 $1,000\sim 1,500\text{cm/s}^2$ 以上で弾性限界固有周期を超えており、また HD 金物の緩みを生じる損傷がある。ここで提案した弾性限界固有周期 T_e を規準とする固有周期の変化で、構造物の損傷評価が可能である。しかし、純骨組込接合の場合だけは、架構剛性が低すぎるためこの指標だけで損傷評価に用いるのは難しい。
- 5) 応答解析との対応：架構の剛性と耐力を用いた 1 質点系モデルによる弾塑性地震応答解析を行い、振動台加振実験で構造物の固有周期が急激に上昇した最大加速度レベルと構造物が第 1 降伏変位に達する最大加速度レベルが、5 種類の試験体で概ね一致することを確認した。
- 5) 阿川将樹・腰原幹雄・佐藤孝浩・大橋好光・宮澤健二：偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No. 558, pp. 157~164 (2002)。
- 6) 鈴木祥之・中治弘行・岩井哲・北原昭男：在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験，日本建築学会構造系論文集，No. 499, pp. 69~76 (1997)。
- 7) 後藤正美・鈴木有・浦憲親：一方向水平加力実験による実大木造建物の耐震性能の検討，日本建築学会構造系論文集，No. 506, pp. 147~154 (1998)。
- 8) 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)。
- 9) 井上正文・後藤靖：筋違端部接合方法が片筋違入り木造骨組の構造特性に与える影響について，日本建築学会構造系論文集，No. 521, pp. 89~94 (1999)。
- 10) 山田耕司：軸組木造住宅の雑壁量と固有周期・最大地震応答変位の関係，日本建築学会構造系論文集，No. 536, pp. 109~114 (2000)。

文 献

- 1) 防災白書 平成15年版，総理府編 (2003)。
- 2) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編 4 木造建築物 建築基礎構造 (1998)。
- 3) 坂本功，宮澤健二，大橋好光，牧勉，林晃正，難波蓮太郎：木造住宅実大振動実験中間報告書，日本住宅・木材技術センター (1996)。
- 4) 平野茂・三宅辰哉・深堀美英・花井勉・坂本功：実大振動実験に基づく木造免震住宅の地震応答評価手法に関する研究—その 1 実験結果ならびに 1 質点振動モデルを用いた解析的考察—，日本建築学会構造系論文集，No. 529, pp. 65~72 (2000)。
- 11) 生田寛・川瀬博・多賀直恒：偏心を有する在来構法木造住宅の耐震性能に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，No. 540, pp. 33~40 (2001)。
- 12) 山田明・鈴木三四郎・浅野幸一郎：偏心軸組木造平屋住宅モデルの地震応答特性に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，No. 562, pp. 75~82 (2002)。
- 13) 国土交通省住宅局建築指導課監修：木造軸組構法住宅の許容応力度設計，日本住宅・木材技術センター，p. 152 (2002)。
- 14) 北原昭男：都市域における建築構造物郡の地震被害想定に関する研究，京都大学博士学位論文，pp. 79~99 (1996)。