

## 在来構法既存木造住宅の静的水平力載荷実験による耐震性能評価

岩井 哲・中治 弘行・鈴木 祥之・北原 昭男

### EARTHQUAKE-RESISTING CAPACITY EVALUATION OF EXISTING CONVENTIONAL WOOD HOUSES BASED ON STATIC HORIZONTAL LOADING TESTS

By Satoshi IWAI, Hiroyuki NAKAJI, Yoshiyuki SUZUKI and Akio KITAHARA

#### Synopsis

This paper presents earthquake-resisting capacity and failure process of existing conventional wood houses, based on the static horizontal loading tests. Four two-story houses and one wood framework were tested. When the house was loaded in the longitudinal direction, the maximum base shear against its own weight is between 0.43 and 0.54, which is larger than one needed from the regulated wall area index. From the test results, the houses keep their load-bearing capacities while their story deformation angle is between 1/60 rad and 1/20 rad (on the average about 1/30 rad). Natural frequency of the houses is ranged 3.0-4.7 Hz in longitudinal direction and 2.4-4.0 Hz in span direction. It is suggested that, in order to estimate the exact load-carrying capacities, the consideration should be required on the contribution of non-structural elements to the wall area index.

#### 1. 研究の目的, その背景と意義

1995年1月の兵庫県南部地震では、木造家屋が10万棟以上全壊するという甚大な被害を生じた。この震災による6,300名を越える死者の約9割が家屋倒壊などによる圧死であったとされている。今回の地震による建物被害は強い振動によるものが主であり、近年の地震に見られた軟弱地盤の液状化や宅地造成地などの地盤変状に伴う被害とは様相を異にする。また特に、在来構法の木造住宅において大破・倒壊に至ったものが多い<sup>1)-11)</sup>。在来構法の木造住宅の耐震性能は、建設工務店の大工や職人の個々の技量に依存するため、ばらつきも大きいと推測される。一方、ツー・バイ・フォー構法(2"×4"; 枠組み壁構法)やプレファブ構法といった比較的新しい木造住宅構法では、構造が設計要項などで厳しく縛られていること、製造メーカーによる品質管理が行き届いていること、屋根重量が軽いこと、建設後の経年が短い材料の不朽・蟻害による劣化が少ないことなどの理由によって、被害は少なかったと考えられる<sup>1)-4)</sup>。従って、木造住宅の耐震性能照査については、在来構法について問題点を絞ることが可能である。

近代都市建築物の高層化・拡大化を促進してきた鉄筋コンクリート造や鉄骨造などの非木造に比べ、住宅を主とする従来からの木造に関しては、大学や研究機関では取り組んでいる研究者も研究課題も数が少なく限られていた。また木材の材料強度試験や、壁を含む木構造部材ならびに接合部など個々の要素の耐震実験は行われても、建物全体の系統的な耐震実験資料は意外と少ない。木造家屋の地震時挙動を解明し、被害原因を究明するためには、構造体としての基礎実験資料を蓄積し、充実させることがまず必要と考える。そのためには、家屋自体の静的載荷実験を実施して、破壊に至るまでの耐力と変形の関係といった復元力特性な

どの構造特性を定量的に把握していくことが急務である。また振動特性の計測などを行うことによって、木造家屋についても非破壊検査による耐震性能の推定に結びつける努力も必要であろう。既存木造建物の水平力載荷実験は既に例もある<sup>12)-15)</sup>が、在来構法の木造建物の場合、建設年代や地域特有の構法の違いなどによって建物の復元力特性は大きく異なる可能性があるため、構法別・年代別に耐震性能の詳査を行っていくことが、木造家屋の耐震対策をより強固に進めるために重要である。

このような視点に立って、本研究では、地震被害のあった西宮市や古い木造家屋の存在する京都市を対象にして在来構法の木造住宅の静的水平力載荷実験を実施し、建物が破壊に至るまでの耐力と変形性能を定量的に把握すること、ならびに剛性・耐力などの木造建物の耐震性能を評価することを意図した。また載荷実験の前後において常時微動ならびに自由振動の計測を行って、振動性状と損傷との対応も調べることにした。これらの実験結果を通じて、木造建物の動力学特性および耐力と変形の静力学的性能を定量的に明らかにし、木造建物の耐震性能の評価手法を確立すること、さらに今後、構造解析と対照して新しく建設される木造建物に対する合理的な耐震構造設計法や、既存の木造建物の耐震補強法を策定することを目標としている。

研究の当初は地震被災地における取り壊し建物を対象に実大載荷実験の実施を計画した。しかし、実験のためには、対象建物の周囲に載荷や計測の場所を必要とする。現実には、被災以来数ヶ月にわたって、周囲の道路・埋設物や建物などの修理・解体・撤去作業が継続中であり、実験のための空間を確保することは難しく、その実施は困難であった。このような事情により、被災地で載荷実験や自由振動実験を行うことができたのは、1995年12月に入ってからで、周囲の状況が整ってきた西宮市における1棟のみとなった。この建物の実験のように被災した建物がどの程度の耐力と変形性能を有しているかを調べることは意義深い。従って、実験前において建物の個々の損傷状況をまず観察記録し、載荷実験による建物の被災箇所の状況変化に注目するとともに、建物撤去後においても基礎・地盤の被害も含めて詳細な調査を行っている。

一方、京都市は木造建物が多く、特に建設年代の古い建物が多い。また、京都市を含む地域においても近い将来、大きな被害を引き起こす地震の発生する可能性はかなり高い。今回の兵庫県南部地震の被害を契機に、家屋の耐震研究・調査に対するより多くの理解を得て、京都市内の工務店・大工・設計者など多くの協力の下に、建て替えのため解体を予定していた建物数棟を対象にして、常時微動計測、自由振動実験ならびに載荷実験を行う機会を得た。

Table 1 Summary of tested structures

Name of house	SI	TU	TA	SU	H
Tested date	Jun. 20, 1995	Jun. 21, 1995	Oct. 2 & 13, 1995	Dec. 6 & 7, 1995	Oct. 6, 1995
Place	Sakyo-ku, Kyoto	Sakyo-ku, Kyoto	Yamashina-ku, Kyoto	Rokken-cho, Nishinomiya	Minami-ku, Kyoto
Construction year	1930's	1930's	1960's	1965	1995
Roofing	Tile	Tile	Tile	Tile	Board
Main frame	Conventional 2 story without braces	Conventional 2 story without braces	Conventional 2 story with braces	Conventional 2 story with braces	Conventional 2 story with and without braces
Floor area (m <sup>2</sup> )					
1st Fl.	70.28	94.57	148.77	96.96	12.96
2nd Fl.	40.61	52.86	43.51	32.83	12.96
Total	110.89	147.43	192.28	129.79	25.92
Story height* (m)					
$h_1$	2.75	2.65	2.90	3.66	2.55
$h_2$	2.25	2.30	1.35	2.24	2.43
Span*s (m)	4.75	5.84	10.64	5.83	3.60
Loading	One way loading, Longitudinal direction	One way loading, Longitudinal direction	One way loading, Span direction	One way loading, Longitudinal direction	Reversed loading

\*  $h$  and  $s$  indicate distance for measurement instruments (displacement-meters).

本報告では、木造建物の復元力特性および変形レベルによる振動特性のちがいを定量的に把握するために既存木造建物4棟と軸組架構1棟について行った(1)水平力載荷実験、(2)常時微動測定、(3)自由振動実験の3種の実測結果について述べる。まず対象建物の概要と実験・計測方法を説明し、実験結果を述べた。次い

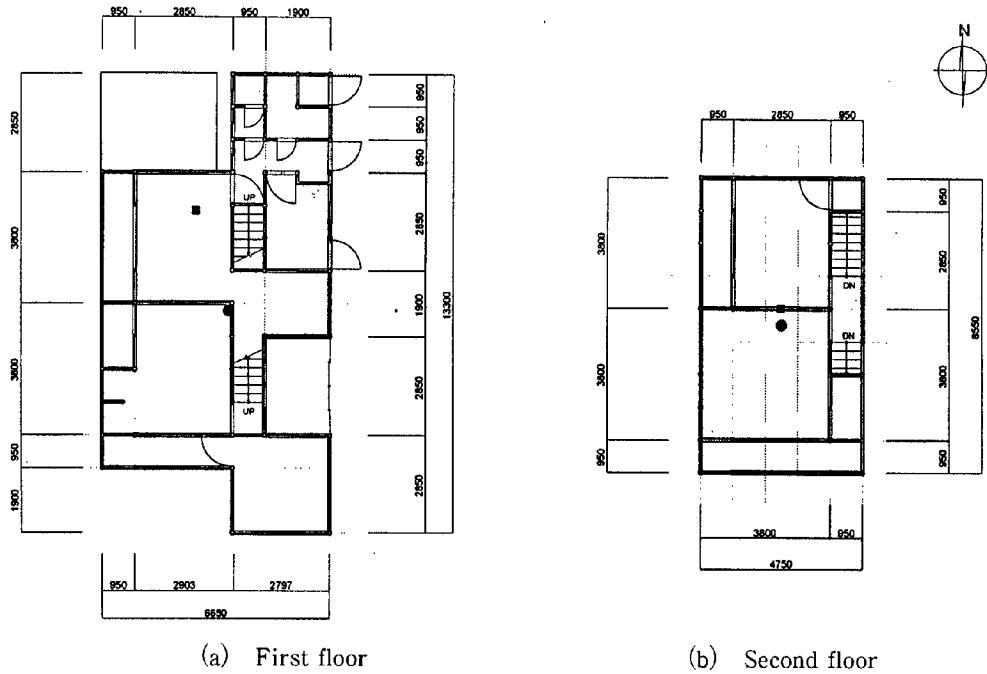


Fig. 1 Floor plans of House SI  
(A circle mark indicates gravity center, and a square mark indicates rigidity center.)

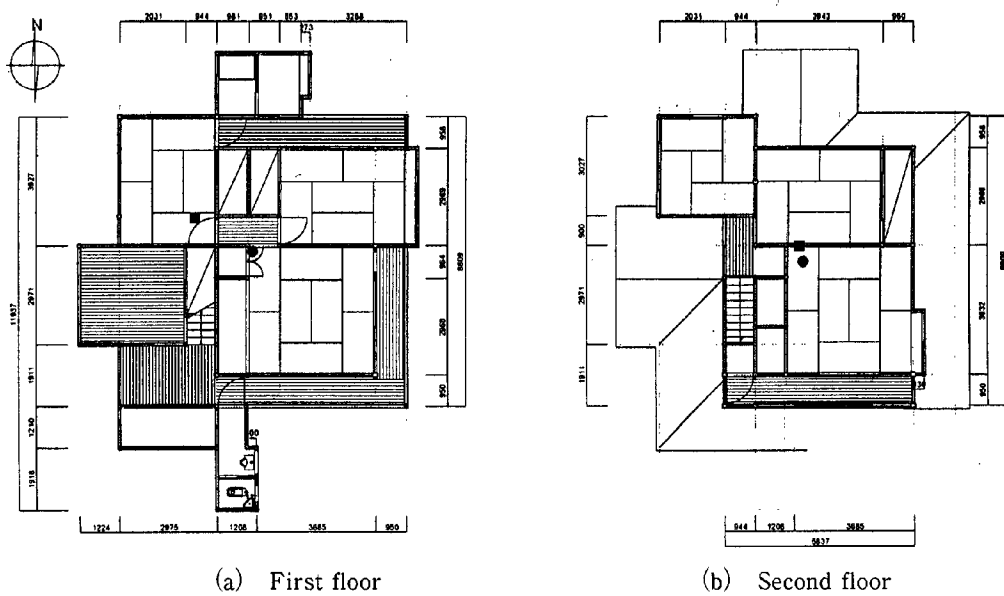


Fig. 2 Floor plans of House TU.

で、従来の壁率に基づく木造建物の耐力と水平力載荷実験で得られた結果とを比較し、壁の剛性、強度の評価法について考察した。

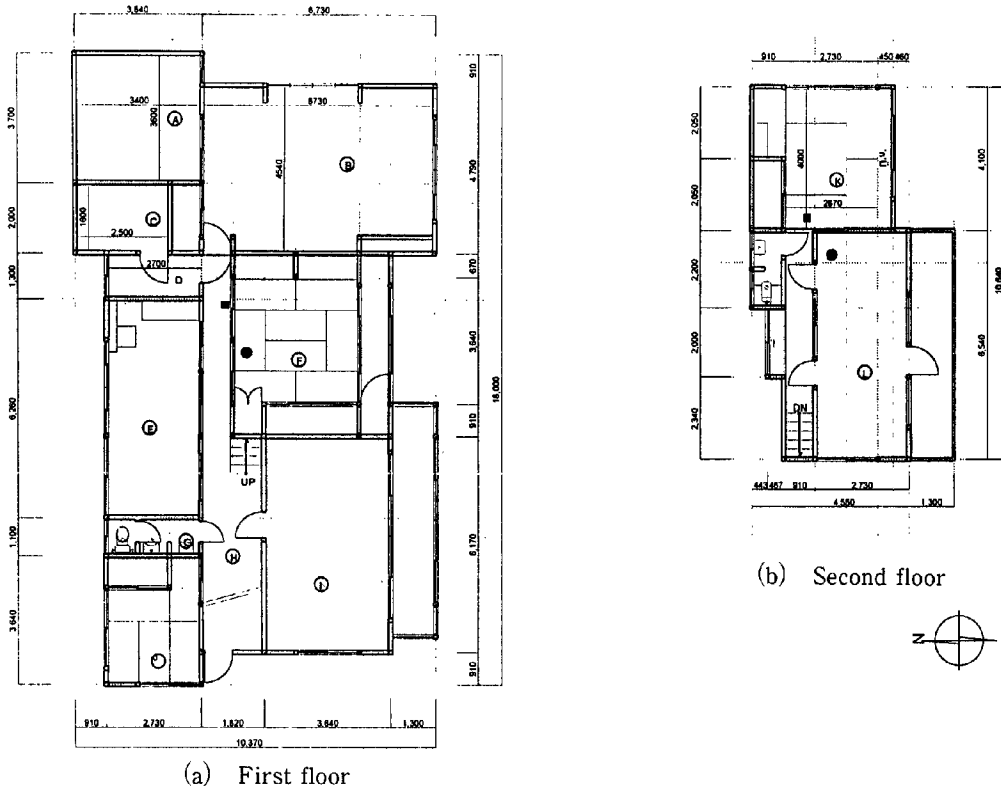


Fig. 3 Floor plans of House TA.

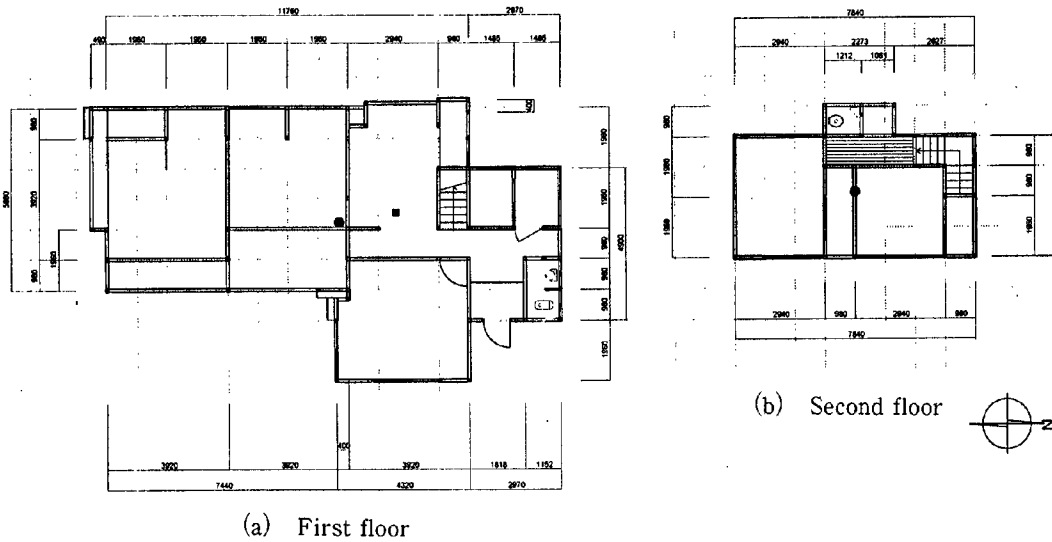


Fig. 4 Floor plans of House SU.

## 2. 実験方法

### 2.1 実験対象建物の概要

解体予定の既存の木造建物4棟および実験用木造軸組1棟について実験を行った。**Table 1**に各建物の構造詳細を示す。SI邸・TU邸・TA邸は京都市内の、SU邸は西宮市内の建物である。4建物の各階平面図を**Figs. 1-4**に示す。図中、●は重心、■は剛心を表す。SI邸、TU邸の2棟は昭和初期に建てられたもので、耐力壁に筋かいが入っていない。昭和30年代後半に建てられたTA邸と昭和40年に建てられたSU邸は、外壁がラスモルタルで、筋かいが入っている。しかし建築基準法施行令第46条による1階壁率は、 $8 \sim 25 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ の範囲にあり、いずれも現在の所要壁率 $33 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ を満たしていない。実験を行った4棟のうち3棟は壁量が多い桁行方向の載荷で、残りTA邸のみが張間方向の載荷である。

西宮市六軒町のSU邸は1995年兵庫県南部地震で「大破」の被害認定を受けた建物である(**Photo 1**)。特に、敷地を斜めに横切って地盤に亀裂が走っており、土台が基礎から横ずれして(**Photo 2**)、一部陥没するなどの地盤変状により、基礎深さが1.5 mでフーチング幅40 cmを有する鉄筋コンクリート布基礎も貫通するようなひび割れが生じた。建物は不同沈下して、1階壁にも被害が出ていた(**Photo 3**)。また柱が一部で土台から外れていたが、被害調査時の被害レベル区分に従えば、建物の上部構造自体の被害は、辛うじて修復も可能な中破レベルと見なされる。



Photo 1 Earthquake damaged House SU (Nishinomiya).

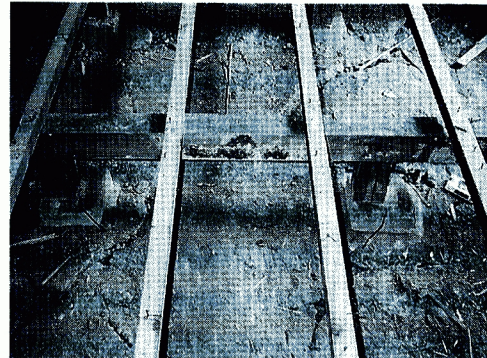


Photo 2 Deep cracks (more than 70cm in depth) through ground under House SU.

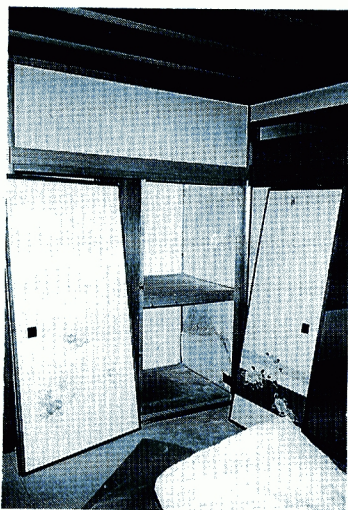


Photo 3 Earthquake damage to the inner wall of House SU.



Photo 4 Loading test view using truck crane (House TU).

H棟は、最新の木造在来構法の骨組モデルの1ヶ月間の展示ならびに今回の実験のために新規に建設されたもので、実寸の材料を用いた軸組のみの2間×2間の2階建て架構で、壁は取り付けられていない。

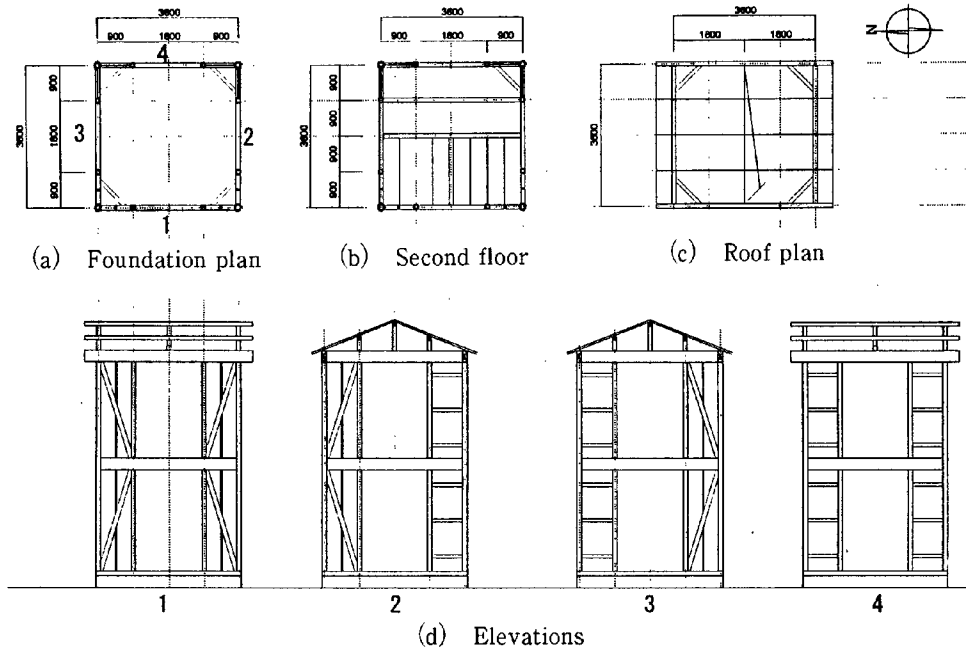


Fig. 5 Floor plans and elevations of Frame TU.

Fig. 5 に軸組構造図を示す。構面1が2つ割筋かい、構面4が水平3段貫の入った軸組となっているため、両構面の水平剛性が大きく異なり、筋かい構法と貫構法との変形性能の差異を調べることができる。土台は、実験場となったアスファルト駐車場に埋め込まれたアンカーボルトで固定した。平面的には屋根と2階床に板材が張られ固められている。また骨組の部材接合部にはホルダウン(引き寄せ)金物・筋かいプレート等を用いて補剛・補強を行っており、地震時の繰返し载荷中における復元力履歴挙動への補剛金物の効果を調べることができる。

## 2.2 実験方法

### (1) 実験計画

実験・計測は以下の手順に従って遂行した。

(a) 実験前に建物の常時微動の計測を行った。微小変形域での建物の固有振動数を調べた。

(b) 次に実験前に、自由振動性状の計測を行った。小屋ばり位置にかけたワイヤーを斜め下方に引張り、初期変位を与えた後、瞬時に力を解放することによって建物を自由振動させて、比較的大きな弾性変形域での建物の固有振動数ならびに減衰定数を調べた。

(c) 2階屋根の小屋ばり位置で隅柱2本をワイヤーで引張って静的な水平力の载荷を行い、最大耐力を越えて破壊に至るまでの荷重と変形の挙動を逐次調べた。

(d) 実験終了後の建物の常時微動の計測を行った。実験の前と後での建物の固有振動数の変化を調べた。

### (2) 载荷方法

载荷には、Photo 4 に示すような容量25tfのラフター型トラッククレーンを用いて、ワイヤーで2階天井部の柱はり接合部分を引張った。建物の最大耐力を越える層間変形角 $1/30 \sim 1/10$  rad程度まで、1方向の载荷・除荷の繰返し加力を行った。但し、建物の倒壊や、電線・電話線の切断など、近隣への安全に対

する配慮から、載荷続行が危険と判断した場合には、最大耐力に至る前においても載荷を停止している。また小屋ばり位置に載荷を行うため応力的には1, 2階の各層にかかる水平せん断力が一定になるが、1階に比べて2階は床面積も壁量も少ないのでほとんどの場合2階部分が早く破壊することになる。

2階建て骨組架構のH棟の実験 (Fig. 6) では、Photo 5 に示すように容量7tfのトラッククレーンを2台用いて交互に引張ることによって、交番繰り返し載荷を行った後、荷重計および変位計をすべて取り外して、倒壊するまで載荷した。

(3) 計測方法

2階の小屋ばりに作用させた水平引張力は、容量20tf (感度  $100 \times 10^{-6}/\text{tf}$ ) の荷重計を用いて計測した。基礎・1層・2層の各水平変位とねじれ量は、巻き尺状に計測用ワイヤを巻き込む形式の容量2500mmの変位計 (感度  $2.0 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ; (株)東京測器研究所製) を6台用いて計測した。変位計は、対象建物の近傍に立ち上げた仮設用足場を不動基点として取り付けた。また変位の実験時モニター用に、測定範囲200~1300mmの超音波式変位センサー (表示分解能1mm, 表示精度  $\pm 1\% \text{ F.S.}$ ; (株)キーエンス製) を2台、2階床ばりと小屋ばり位置に設置して用いた。

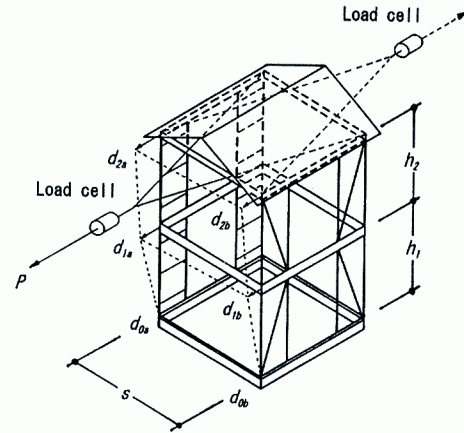


Fig. 6 Loading and measuring system of Frame H.

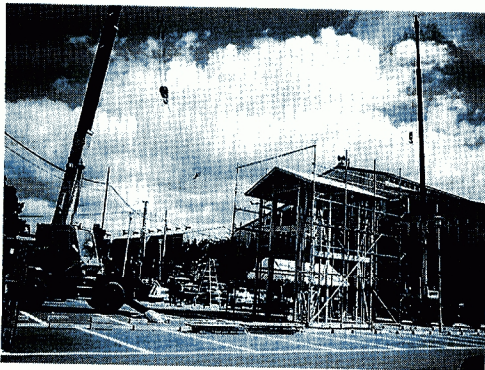


Photo 5 Reversed loading test using two cranes (Frame H).



Photo 6 Free vibration test (Frame H).

2.3 常時微動計測

在来構法木造建物の基本的な動振動特性と建物が損傷を受けることにより生じる動特性の推移を明らかにするため、建物の常時微動測定を行った。振動の測定には、サーボ型速度計のピックアップ4台と、携帯用振動計 (東京測振株SPC-35F) を使用した。振動計はアンプ・A/D変換器・ノートパソコンをトランク1台の中に組み込んだポータブルタイプの本体で構成され、他の機器を介することなしに計測結果をリアルタイムでコンピュータ内蔵のハードディスクに格納することのできる簡便な計測システムである。総合特性としては、速度について1Hz~20Hzの間でフラットな特性を持っていることを確認した。TU邸以外については載荷実験の前と終了後に常時微動測定を行った。計測は、地表面、建物の1階、2階の床面および小

屋ばりの4点, もしくは1階床面を除いた地表面と, 建物の2階床面および小屋ばりの3点の同時計測とし, 桁方向および張間方向のそれぞれについて3~10分間計測した。H棟では, ねじれが大きく出ることとを考慮に入れて2階床の両端に振動計を2つ設置した。

## 2.4 自由振動実験

ワイヤーおよび針金を1本に繋いだ形で小屋ばり部分を引張り, 数mmほどの水平変形を与えた後, 針金を切断することによって自由振動させ (Photo 6), 弾性域での比較的大きな変形時の振動性状の測定を行った。計測には, 常時微動測定と同じ装置を用い, 同様に建物内部の4点で測定した。

## 3. 実験結果と考察

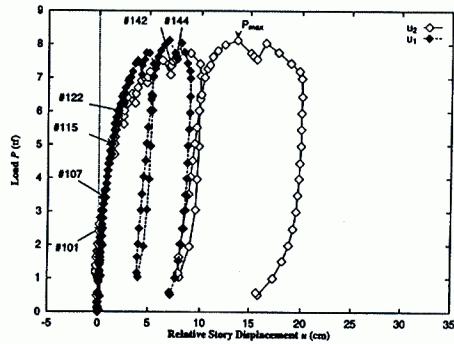
### 3.1 荷重-変位関係と破壊までの経過

実験結果の一覧を Table 2 に示す。水平力載荷実験により得られた建物の6点の水平変位から, 各層の層間変位  $u$  およびねじれ変形角  $\theta$  を求めた。荷重  $P$ -層間変位  $u_1, u_2$  関係および荷重  $P$ -ねじれ変形角  $\theta_1, \theta_2$  関係を Figs. 7-11 に示す。ねじれ変形角は, 平面的に見て, 半時計回りに回転する向きを正としている。基礎部の変位  $d_{0a}, d_{0b}$  は, 最大荷重時で3~4mm程度, 基礎が少し浮きかけて損傷を生じた場合で13mm

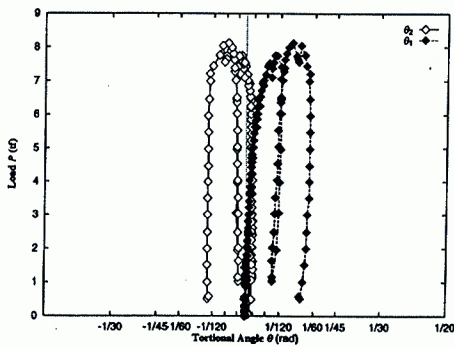
Table 2 Summary of test results

Name of house	SI	TU	TA	SU	H
Natural frequency (Hz)					
Long. direction					
before test	3.9	3.0	4.7	3.5	2.6
after test	3.1	—	5.2	3.3	2.2
Span direction					
before test	2.4	2.4	4.0	2.8	2.8
after test	2.1	—	3.3	2.8	2.7
Natural freq. by free vibration (Hz) in loading direction	3.9	2.2	3.7	3.1	2.1
Predominant freq. of surface soil (Hz)	11-12	11-12	2.5-3.0	5.5-6.0	10-15
Damping ratio (%)	5.4-6.0	5.9-8.5	4.6-6.2	7.5-8.0	3.0-6.5
Load at 1/120 rad story deform. angle (tf)	5.6(2nd Fl.)	4.9(1st Fl.)	4.8(2nd Fl.)	6.5(2nd Fl.)	
Maximum load $P_{max}$ (tf)	8.12	10.72	10.58	14.18	1.73
Story deform. angle at $P_{max}$ (rad)					
1st Fl.	0.025	0.046	0.016	0.019	0.089
2nd Fl.	0.061	0.034	0.050	0.032	0.074
Torsional deform. angle at $P_{max}$ (rad)					
1st Fl.	0.0112	-0.0327	-0.0002	0.0099	0.0301
2nd Fl.	-0.0046	-0.0015	-0.0004	0.0012	0.0351
Typical failure	Wall failure on 2nd Floor	Wall failure on 2nd Floor	Column failure on 2nd Floor	Severely damaged during Hyogoken-nanbu earthquake	Brace failure on both 1st and 2nd floors



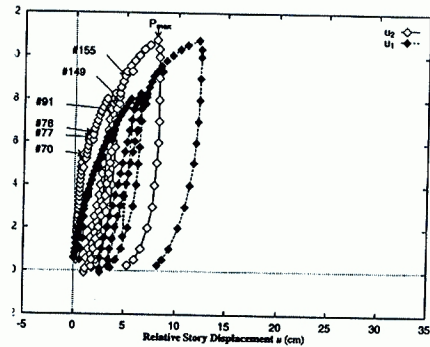


(a) Load-story displacement curve

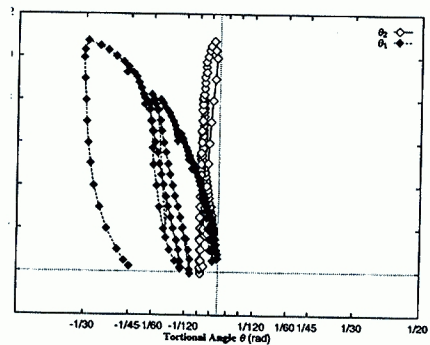


(b) Load-torsional angle

Fig. 7 Load-deformation curves of House SI.



(a) Load-story displacement curve



(b) Load-torsional angle

Fig. 8 Load-deformation curves of House TU.



Photo 7 Tested House SI.

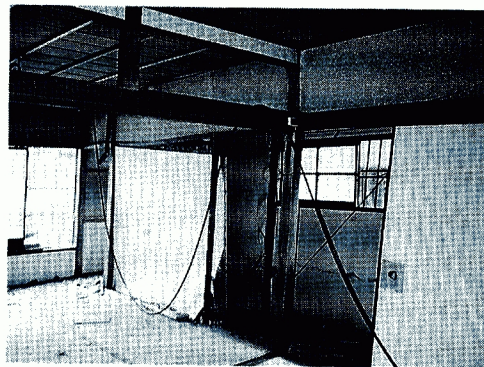
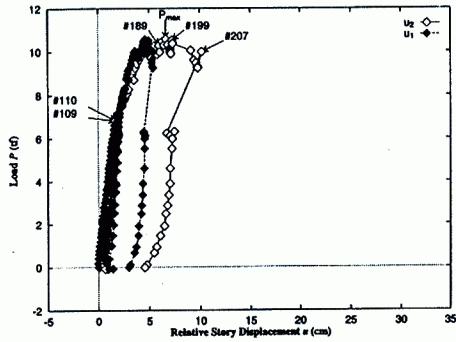


Photo 8 Wall breakage (second floor in the House SI).

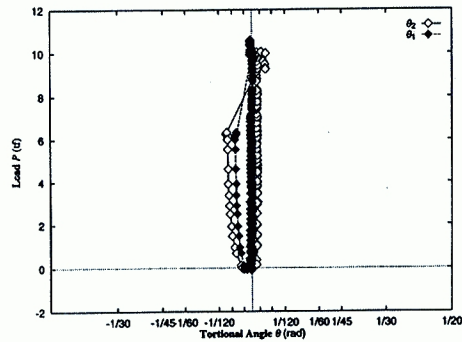
であり、建物全体の10～20 cmといった変形量に比べると剛体移動はほぼ無視できる。水平力載荷実験を行った5つの建物の崩壊までの過程を以下に述べる。

(1) SI邸

SI邸 (Photo 7) の荷重-変位関係を Fig. 7 に示す。載荷実験途中の顕著な破壊状況を、荷重-変位関係の図中に矢印で示した。Fig. 7 (a) の  $u_1$ ,  $u_2$  は、それぞれ1層および2層で変位を計測した2構面の層間変位の平均値で、これはほぼ建物重心の層間変位に相当する。Fig. 7 (b) は荷重と1, 2層のねじれ変形角  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  との関係を示している。載荷方向における重心と剛心のずれは小さく、従ってねじれ変形も比較的小さいが、1階と2階で逆方向に回転した。荷重1.6 tf (載荷ステップ #79) の段階から基礎部の木材接合部と思われる数ヶ所できしみ音が発生し、荷重2.5 tf (#101) の段階で2階の外壁が面外に膨らみだし

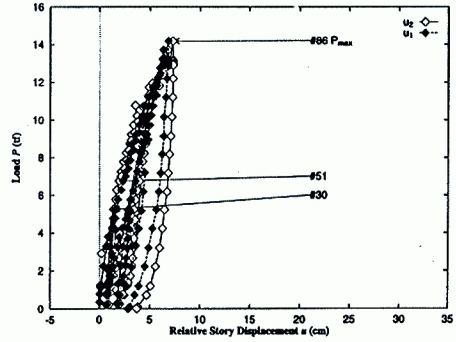


(a) Load-story displacement curve

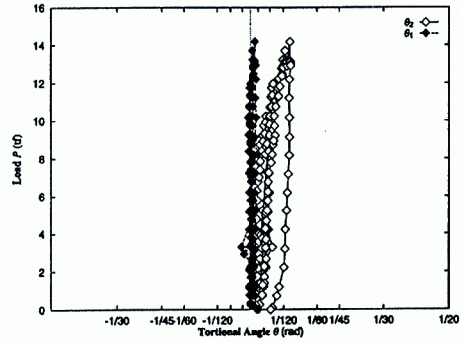


(b) Load-torsional angle

Fig. 9 Load-deformation curves of House TA.



(a) Load-story displacement curve



(b) Load-torsional angle

Fig. 10 Load-deformation curves of House SU.

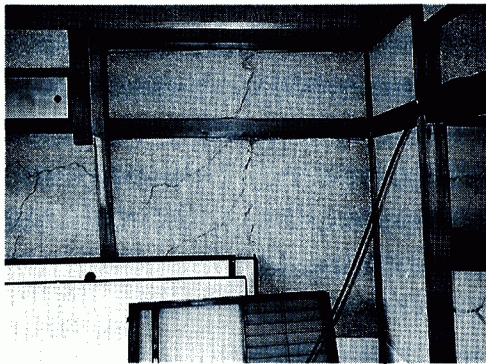


Photo 9 Wall deformation and crack (second floor in the House SI).

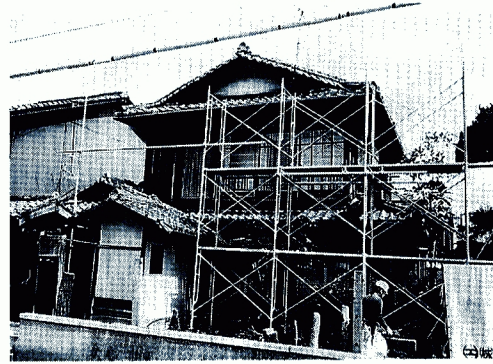


Photo 10 Tested House TU.

た。これは壁の内部にある材の面外変形によるものと考えられる。さらに荷重を 3tf まで増加させると、1 階の外壁に取り付けられている比較的薄い板厚の (構造的には筋かいとは見なせない程度の) 斜材が捩屈して面外変形が生じ、架構の剛性が低下し始めた。6 tf 荷重 (#122) 時には土壁の亀裂が顕著になり、2 階の階段室と和室との境界の土壁が脱落し、7.5 tf 荷重 (#143) 時にはこの壁が軸組から完全に外れ、破壊した (Photo 8)。その時点で、剛性は初期剛性の 1/4 程度に低下していた。最大荷重 8.12 tf (#175) に達した時、層間変形は 1 階が 6.9 cm、2 階が 13.7 cm で、層間変形角は 1 階で  $0.025 = 1/40$  rad、2 階で  $0.061 = 1/16$  rad であった。この建物では階段が荷重方向に 2ヶ所設けてあり、1 階で階段の桁と側壁が載

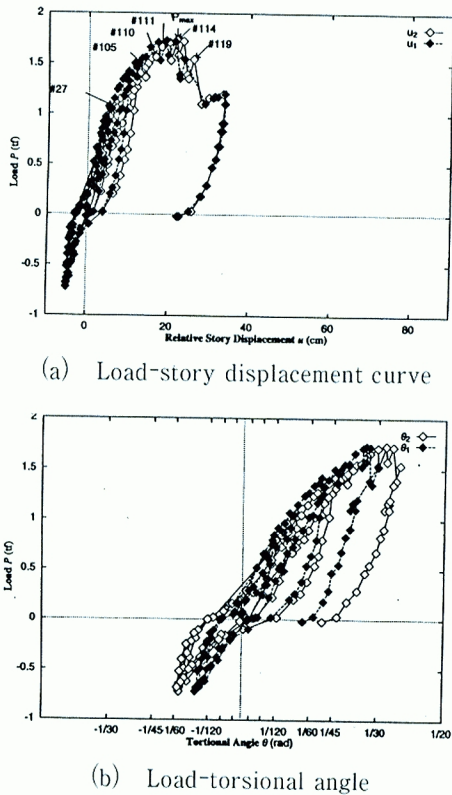


Fig. 11 Load-deformation curves of Frame H.

荷方向に対して筋かいの作用をして剛性を高くしていたものと考えられる。最終載荷は2階で変形が20.0 cm (層間変形角 1/10 rad) に達するまで行った (Photo 9)。残留変形は2階で15.7 cm (層間変形角 7/100 rad) であった。静的載荷下では、基礎部の引き抜けや部材接合部の抜け・折損などがなければ、このように変形角が1/10 rad になっても倒壊はしていない。

(2) TU 邸

TU 邸 (Photo 10) では、層間変形角、ねじれ変形角とも1階の方が大きくなった。これは1階の東側構面の縁側にあるガラス戸で耐力壁が少なく、偏心が大きくなり、大きなねじれ変形を生じたことによる。それに対して2階は偏心が小さく、ねじれ変形をほとんど生じていなかった。荷重2.0 tf (#36) の段階から木材接合部のきしみ音や土壁のちり部分でのわずかな崩れが顕著であった。5.4 tf (#70) の段階では土壁の亀裂や崩れが目立つようになり、剛性の低下が認められた。6.2 tf (#77) の段階になると、一部で壁土が大きく崩れ落ち、壁と軸組の間の隙間が目に見えて大きくなってきた。その時の層間変形角は1階で1/80 rad, 2階で1/150 rad であった。一旦除荷し、再載荷した後、8.0 tf (#149) で障子紙の破れ (Photo 11) が観察されるようになり、続いて荷重を増加させると1階東側の縁側にあるガラス戸のガラスが割れ始めた (Photo 12)。これは軸組の変形にともない、軸組と建具の間の隙間がなくなり、建具に直接力

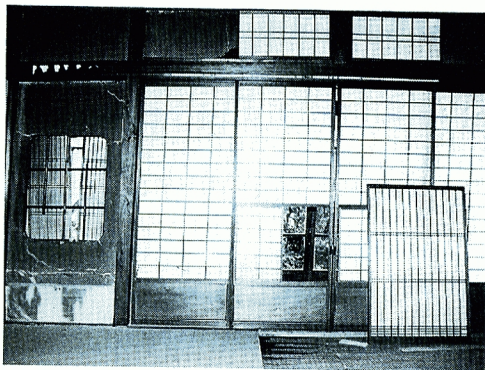


Photo 11 Deformed paper screen (first floor in the House TU).

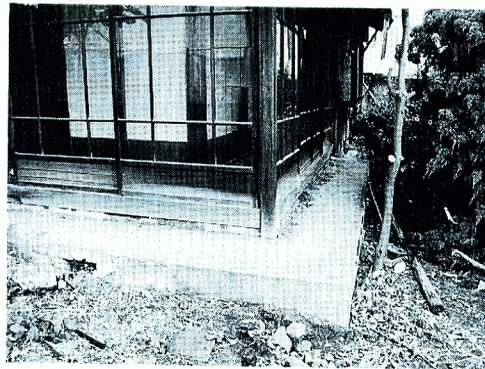


Photo 12 Veranda glass breakage (first floor in the House TU).

が加わるようになったためであると考えられる。外壁に取り付いている比較的薄い板厚の斜材が、それまでに既に座屈して面外に変形していたが、荷重9.0 tf (#155) で外れ落ちて、さらに剛性の低下が認められた。この時点での剛性は初期剛性の約1/4 になっている。最大荷重10.7 tf (#163) に達した時の、層間変形は1階で12.2 cm, 2階で7.9 cm (層間変形角は1階が0.046 ≒ 1/20 rad, 2階が0.034 ≒ 1/30 rad) であった。荷重はまだ上昇する傾向を示していたが、特に1階のねじれ変形が大きく、耐力限界よりも変形限界に近づいていたと思われるため、その後除荷を行った。残留変形は1階で8.2 cm (層間変形角 1/30 rad) であった。



Photo 13 Tested House TA.



Photo 14 Pulling-out of column (second floor in the House TA).

## (3) TA 邸

TA 邸 (Photo 13) は、もともと内外壁ともに土壁であったが、増改築時に1階部分は洋風に改造され、各部屋がしっかりした耐力壁で仕切られて、張間方向(載荷方向)の壁量は比較的多い。また床面積は2階が1階の約1/3となっており、2階部分の水平耐力は1階部分よりも相当小さいことが窺われた。そのため載荷途中の顕著な破壊は2階部分に集中していた。3.0 tf (#42) 付近で室内の作りつけの棚が落ち、6.8 tf (#109) で屋根の歪みが認められた。また、同時点から外壁のモルタルのひび割れが目立ちはじめ、10.3 tf (#189) で外壁の一部で剝離が生じた。最大荷重は10.58 tf (#193)、その時の変形は1階で4.6 cm、2階で6.7 cm (層間変形角は1階で $0.016 \div 1/60 \text{ rad}$ 、2階で $0.050 = 1/20 \text{ rad}$ ) であった。最大荷重に達して間もなく2階南東隅の柱が折れた。さらに載荷を継続させたところ、10.5 tf (#199) でその柱が外れた (Photo 14)。それまではほとんどねじれ変形を生じていなかったが、この柱1本が外れた直後、 $1/120 \text{ rad}$  程度のねじれ変形を生じた。残留変形は1階で3.0 cm、2階で4.5 cm となった。

## (4) SU 邸

SU 邸は、初期に室内の棚が外れるといった状況が目立ったが、木材のきしむ音や地震によって生じた外壁の亀裂幅の増大が顕著であった。最大荷重は14.18 tf (#86)、その時の変形は1階で6.8 cm、2階で7.3 cm (層間変形角は1階で $0.019 \div 1/50 \text{ rad}$ 、2階で $0.033 \div 1/30 \text{ rad}$ ) であった。実験前に既に地震による損傷を受けていたため、初期剛性は損なわれていると考えられるが、最大荷重に達しても剛性の大きな低下は見られなかった。この時点では、建物にまだ余力が残っていると考えられたが、加力を停止しても外壁の亀裂の進行が著しかったので、倒壊に対する安全のため載荷を終了した。実験終了時の残留変形は1階で2.8 cm、2階で3.7 cm であった。

## (5) H 棟

H 棟については、2台のクレーンを用いて正負繰返し載荷による復元力特性を調べることができた。1層と2層が同じ軸組構成の総2階建てであるので、1層と2層の層間変位に大きな差はない。柱はほとんど曲げ変形をせず、構面全体がせん断変形を生じている。両構面の各層間変位は大きく異なり、Fig. 11 (b) に示されるように大きなねじれ変形を生じて、柱と胴差しとの接合部が緩み、徐々に隙間が開いていくという現象が見られた。筋かいのない3段貫の構面は大きく変形することができ、抵抗力が小さいため、却って大きな損傷はない。筋かいのある構面は剛性が高いため大きな水平力が加わり、まず圧縮筋かい、次いで引張り筋かいが損傷した。1.5 tf (#105) で1階の圧縮筋かいが座屈により面外に大きく変形し、筋かいを止めていた間柱が縦割れを生じて折れた (Photo 15)。次いで1.7 tf (#111) では2階の圧縮筋かいが折損した。この圧縮筋かいの折損直後に強度は約0.15 tf 低下した。その後、最大耐力1.73 tf (#114) に到達した。その時の層間変形角は1層で $0.089 \div 1/11 \text{ rad}$ 、2層で $0.074 \div 1/14 \text{ rad}$  であった。1階の柱と土台の接合部において引張り筋かいの下端部を金具で止めていた釘が抜け出して筋かいが外れ (Photo 16)、この

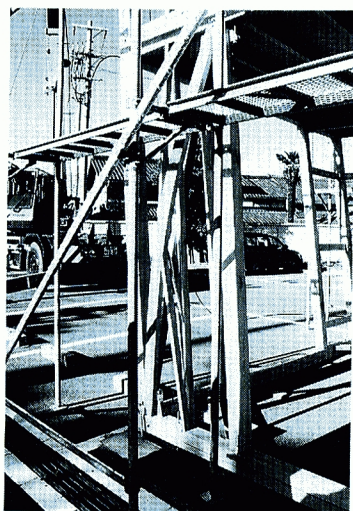


Photo 15 Buckling of brace and breakage of stud in compression (Frame H).

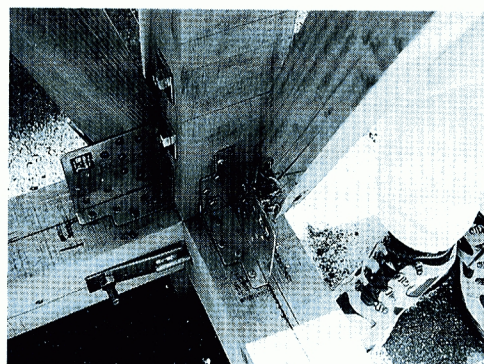
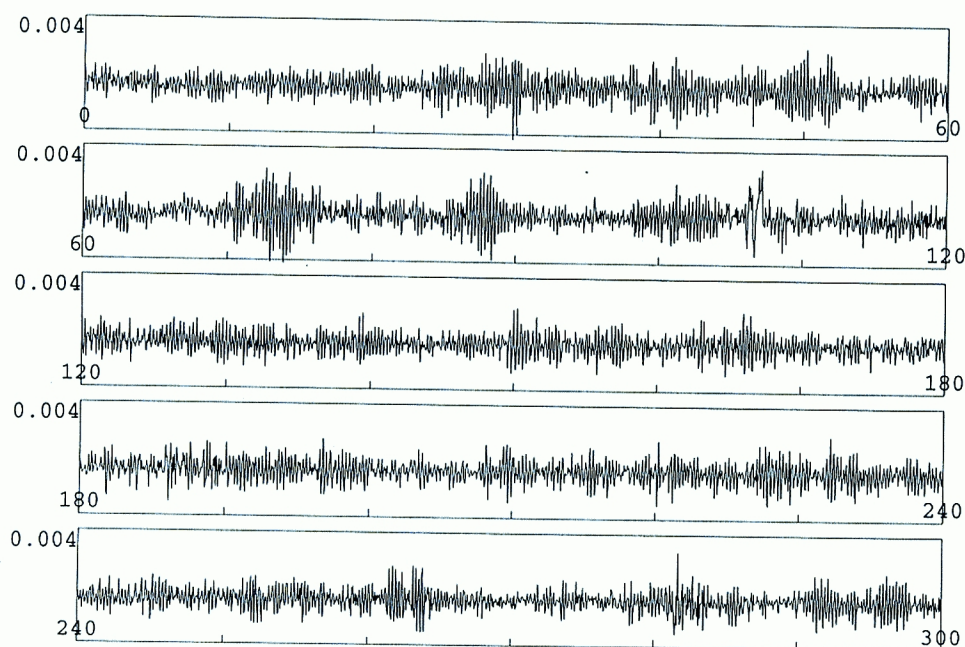


Photo 16 Brace joint failed in tension (Frame H).

直後に抵抗力は急激に低下し、変形も大きく増加した。さらに載荷を続け、荷重 1.5 tf (#119) では1階の圧縮筋かいが破断した。

### 3.2 常時微動測定

5棟の建物について載荷実験前後の常時微動の振幅をフーリエスペクトルのピーク値で比較した。スペクトルは、(1)観測波形の全体のうち比較的波形の安定した1024点の区間を数ヶ所(10-20ヶ所)選び、(2)その各々でスペクトル解析を行い、(3)平均をとった後、(4)Parzenのスペクトルウィンドウを用いて平滑化して求めた。別に自由振動実験を行ったので、常時微動から減衰を求めることはしなかった。TU邸については載荷実験後の常時微動測定を行っていない。



sh615ns.dbl 6/15, 1995 14:46:17 3ch MAX= 0.0038kine

Fig. 12 Observed velocity from microtremor at House SI.

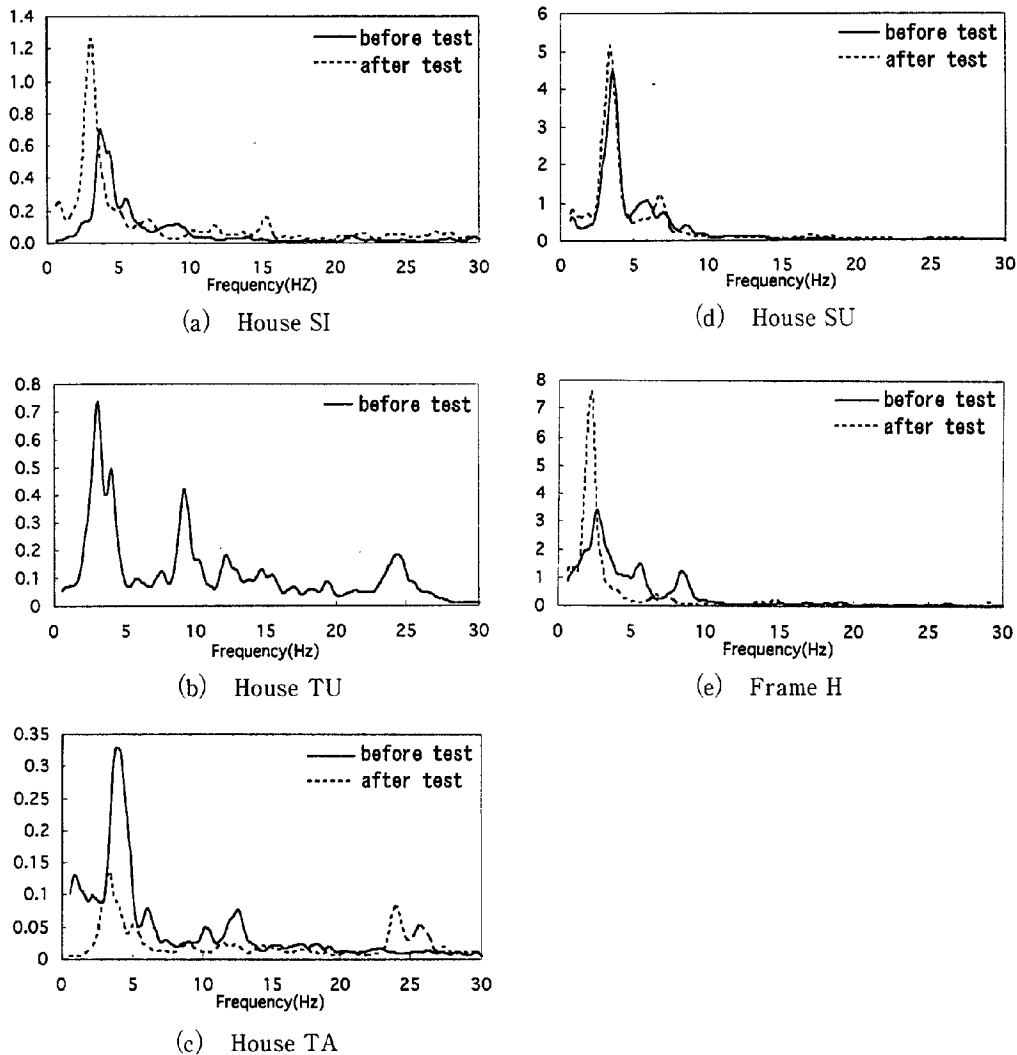


Fig. 13 Fourier spectrum from microtremor observation.

立地条件による常時微動の振幅レベルの違いが見られる。SI 邸、TU 邸は隣接しているためほぼ等しい地盤条件であり、また、建築時期も昭和初めで同じであるため 0.7-0.8  $\text{mkine}\cdot\text{sec}$  程度で、両者は似ている。TA 邸は 0.3-0.35  $\text{mkine}\cdot\text{sec}$ 、SU 邸は 4.5  $\text{mkine}\cdot\text{sec}$ 、H 棟は 3.5  $\text{mkine}\cdot\text{sec}$  の振幅レベルであった。

SI 邸の観測波形の例を Fig. 12 に、各建物の載荷実験前後 (TU 邸は載荷実験前のみ) の小屋ばり位置のフーリエスペクトルを Figs. 13 (a)~(e) に示す。H 棟は載荷 2 構面で構法が 2 つ割筋かいと 3 段貫で異なる。TU 邸や H 棟では、ねじれ振動によるものと思われるピークが明確に現われている。載荷実験の前と後の 1 次固有振動数を Table 2 に示す。常時微動計測により得られた木造家屋の実験前の 1 次固有振動数は、桁行方向が 3.0 Hz ~ 4.7 Hz、張間方向が 2.4 Hz ~ 4.0 Hz であった。桁行方向が張間方向よりも壁量が多く、1 次固有振動数にも影響していることが認められる。

TU 邸以外の 4 棟について載荷実験前後の載荷方向の 1 次固有振動数の推移を見ると、載荷実験前の 1 次固有振動数に対して SI 邸では 18 %、TA 邸では 17 %、SU 邸では 6 %、H 棟では 15 % の振動数の低下が見られる。芦屋市内や神戸市内などで倒壊を免れた木造住宅を対象に常時微動測定を行った結果<sup>9), 11)</sup>では、桁行方向の 1 次固有振動数は 5.9 Hz から 11.0 Hz と高い固有振動数を有している。これらの建物の被災前

の振動特性は不明であるが、今回実験を行った建物、特に京都市内の建物の桁行方向の1次固有振動数は3.0 Hz から4.7 Hz であり、被災した建物より低い固有振動数となっている。

### 3.3 自由振動実験

自由振動の計測より得られた固有振動数ならびに減衰定数を **Table 2** に示す。常時微動よりも振幅の大きい自由振動実験による1次固有振動数は、桁行方向載荷の場合が2.2 Hz ~ 3.9 Hz, 張間方向載荷の場合が3.7 Hz で、いずれも常時微動計測によるものと比べて値がやや低下しており、妥当な結果が得られている。**Fig. 14** に示すような波形から対数減衰率を用いて各建物の減衰定数を求めると、SI 邸が5.4 ~ 6.0 %, TU 邸が5.9 ~ 8.5 %, TA 邸が4.6 ~ 6.2 %, SU 邸が7.5 ~ 8.0 %, H 棟が3.0 ~ 6.5 % であった。芦屋市内や神戸市内などで倒壊を免れた木造住宅を対象に行った常時微動測定からハーフパワー法により得られた建物の減衰定数は3.9 % から5.8 % であった<sup>11)</sup>。本実験の対象建物の減衰は、それらに比べるとやや大きい。

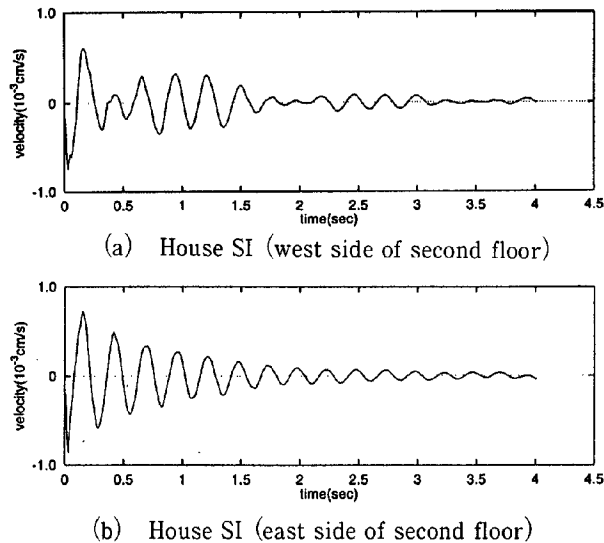


Fig. 14 Observed velocity from free vibration test (House H).

### 3.4 初期剛性の評価

SI 邸とSU 邸について、建物の平面図から各層の重量を算定し、それに基づいて2自由度系の固有値解析を行い、常時微動測定や自由振動実験で得られた建物の1次および2次の固有振動数に近くなるように各層の載荷方向の剛性  $k_1, k_2$  を定めた。水平力載荷実験の結果から得られた初期剛性と合わせて **Table 3** に示す。載荷実験による初期剛性は、層間変位が1 cm 以下の範囲で荷重-変形曲線の割線係数として求めた。算定された両者の初期剛性は近い値が得られており、建物の初期剛性は常時微動計測によって評価できると考えられる。

Table 3 Comparison on initial stiffness

Name of house	Eigenvalue analysis		Loading test results	
	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$
SI	9.5	6.1	9.9	7.9
SU	14.2	4.1	11.1	4.4

(unit: tf/cm)

常時微動と自由振動の相関性を定量的に把握し、微小振幅レベルから崩壊レベルまでの動特性の推移を明らかにするには、実験・計測を実建物について行うとともに、静的載荷実験、実大あるいは縮小模型による振動台実験などを通じて、データの蓄積をはかる必要がある。また、実験・計測から得られる動特性と設計図書から算定される動特性との相関などを明らかにし、これらを推定し得る解析手法を開発することも重要である。

### 3.5 建物重量の算定とベースシアの評価

建物1階の重量  $w_1$ 、2階の重量  $w_2$  の算定は日本建築学会の「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」<sup>15)</sup>に基づいて次のように行った。2階の重量  $w_2$  は、屋根重量、小屋組、2階天井部分および2階の壁の上半分の重量を加えたものとし、1階の重量  $w_1$  は、2階の壁の下半分と、2階床、下屋および1階の壁の上半分の重量を加えたものとした。仕上げ材の状況に応じて推定した各部の単位重量に基づいて得られた建物重量を **Table 4** に示した。これらから、載荷実験の最大荷重  $P_{max}$  を建物重量  $W$

$$W = w_1 + w_2 \dots\dots\dots (1)$$

で除したベースシア係数は **Table 4** のようになった。また、各実験の荷重-変形関係を共通の座標の下で比較できるようにするために、荷重を建物重量で徐して、変形を層間変形角で表現したものが **Fig. 15** である。ベースシア係数は、昭和初期に建てられたSI邸で0.43、TU邸で0.46、昭和40年に建てられたSU邸で0.54と、桁行方向に載荷したものは、いずれも比較的高い値を示している。それに比べるとTA邸は0.26と低い。これは、張間方向に載荷したという点で前3者と実験条件が異なるが、特に壁量の少なかつ

Table 4 Calculation of wall area index, base shear, and resisting load

Name of house	SI	TU	TA	SU
Effective wall length $l_e$ (m)				
Long. direction				
1st Fl.	15.68 (46.70)*	12.62 (29.59)	35.42 (59.15)	22.72 (47.46)
2nd Fl.	12.83 (43.23)	8.33 (22.98)	19.50 (35.81)	10.16 (24.00)
Span direction				
1st Fl.	11.87 (22.88)	7.22 (17.14)	37.12 (57.07)	10.71 (21.91)
2nd Fl.	5.70 (16.58)	5.21 (10.42)	5.92 (12.29)	7.77 (15.08)
Wall area index $l_e/A$ (cm/m <sup>2</sup> )				
Long. direction				
1st Fl.	22.3 (66.4)	13.4 (31.3)	23.8 (39.8)	23.4 (49.0)
2nd Fl.	31.6 (106.4)	15.8 (43.5)	44.8 (82.3)	31.0 (77.5)
Span direction				
1st Fl.	16.9 (32.6)	7.6 (18.1)	25.0 (38.4)	11.0 (22.6)
2nd Fl.	14.0 (40.8)	9.9 (19.7)	13.6 (28.3)	23.7 (45.9)
Estimated weight (tf)				
1st Fl. $w_1$	10.98	13.27	30.28	18.59
2nd Fl. $w_2$	8.10	9.96	9.98	7.57
Total $W$	19.08	23.23	40.26	26.16
Base shear coefficient $P_{max}/W$	0.43	0.46	0.26	0.54
Estimated load at 1/120 rad story deform. angle (tf)				
Long. direction				
1st Fl.	2.04 (6.07)	1.64 (3.85)	4.60 (7.69)	2.95 (6.17)
2nd Fl.	1.67 (5.62)	1.08 (2.99)	2.54 (4.65)	1.32 (3.12)
Span direction				
1st Fl.	1.54 (2.97)	0.94 (2.23)	4.82 (7.42)	1.39 (2.85)
2nd Fl.	0.74 (2.16)	0.68 (1.35)	0.77 (1.60)	1.01 (1.96)

\* The former values are based on Building Law #46, and the latter values in ( ) correspond to more realized calculation method.



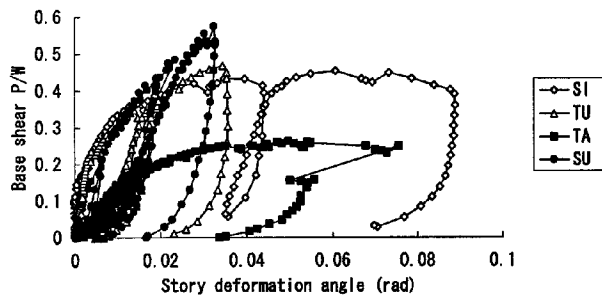


Fig. 15 Base shear coefficient vs. story deformation angle.

たことが影響していると考えられる。

### 3.6 壁率ならびに耐力の算定

現行の建築基準法に取り入れられている「壁量計算」による耐震設計方法は、次式が成り立つように耐力壁の種類と量 (= 長さ) を決めるものである。

$$\beta A = \sum \alpha l \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで  $\beta$  : 所要壁率

$A$  : 階の床面積

$\alpha$  : 耐力壁の倍率 (壁倍率)

$l$  : 耐力壁の実長

許容耐力は、層間変形角が 1/120 rad に対して決められている。壁倍率  $\alpha$  は、次の式で決定される。

$$\alpha = P_{1/120} / 130 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $P_{1/120}$  は変形角が 1/120 rad 時の抵抗力 (kgf/m) であり、130 は大貫筋かい付き壁の単位長さ当たりの壁耐力 (kgf/m) で、これを壁倍率 1 と換算したものである。さらに有効壁長さ  $l_e$  を導入し、次式で与えた。

$$l_e = \sum \alpha l \quad \dots\dots\dots (4)$$

壁率は建築基準法施行令第 46 条に従って算出し、耐力壁の種類によっては、加算則に従い壁倍率を 5 を越えない範囲で足し合わせた。壁の負担耐力の算定に当たっては次のような仮定をおいた。

- 1) 壁の長さは、壁 1 枚が半間 (90 cm) 以上あるもののみを考える。
- 2) 和室内部の壁については土壁の耐力とする。
- 3) 洋間の壁については合板の耐力とする。
- 4) 和室と洋間の間仕切りについては合板の耐力とする。
- 5) 建築年代の新しいもの (TA 邸・SU 邸) については外壁をラスモルタルとし、ラスモルタル壁はその耐力を十分発揮する。

平面図及び実測に基づき、耐力壁の種類、長さを求め、壁の種類に応じて壁倍率を以下のように定めた。但し、実際の壁は、建築基準法で壁倍率を規定している壁とは異なる場合もあるので、基準値に近い値もしくは推定強度に応じた値を仮定した。また、小壁や腰壁は本来非耐力部分であるが、「水平荷重の 1/3 を非耐力部分が負担する」という壁率算定にあたっての想定に基づき、同種の無開口壁の 1/2 の壁倍率とした。よって、算定上で、壁倍率の値は次のように与えることとした。全建物に共通に、内壁の土壁を 1.0 (施行令第 46 条では 0.5 とする)、腰壁と小壁をそれぞれ 0.5 (同じく 0) と置いた。年代の古い SI 邸と TU 邸では、外壁の土壁を壁倍率 1.0 (同じく 0.5)、薄い筋かいを 1.5 (同じく 1)、羽目板を 1.0 (同じく 0) とし、

年代の新しいTA邸とSU邸では、筋かいを含む外壁を2.0(同じく1.5)とした。このようにして得られた有効壁長さ(cm)を床面積(m<sup>2</sup>)で除して壁率(cm/m<sup>2</sup>)を算定した。各住宅の桁行方向および張間方向の壁率を各層についてTable 4に示した。住宅4棟の壁有効長さ $l_e$ (m)に130kgf/mを掛けて算定した層間変形角1/120 rad時の各層の耐力も同表に示した。ここで各値の前者は建築基準法施行令第46条に従って算出したもの、後者の( )内は上記の修正した壁倍率を用いて得られた値である。

各実験の荷重-変形関係において、荷重 $P$ を2階の有効壁長さ $l_e$ で除して、変形を2階の層間変形角 $\gamma_2$ との関係で表現すると、Fig. 16のようになる。耐力壁の負担すべき地震力は設計地震力の2/3としてお

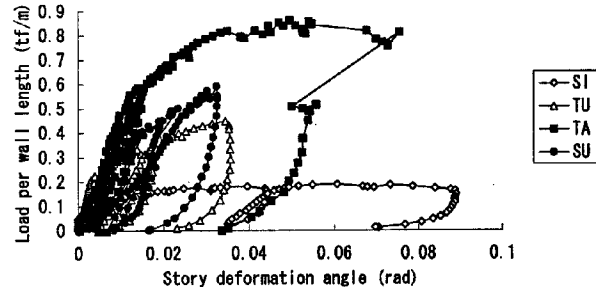


Fig. 16 Load-deformation angle curves.

り、耐力壁以外の抵抗力も含まれるとされていることから、実験対象建物の壁体に対して壁倍率が正しく評価されていれば、この図で、変形角が $1/120 = 0.0083$  radの時の耐力は $130\text{kgf/m} \times 1.5 = 195\text{kgf/m}$ に対応する。本実験結果では、SI邸が $130\text{kgf/m}$ 、TU邸が $262\text{kgf/m}$ 、TA邸が $295\text{kgf/m}$ 、SU邸が $282\text{kgf/m}$ となった。概ね0.67倍から1.51倍の範囲に入っている。このばらつきは、逆に言えば、本研究における有効壁長さの評価方法の問題と解釈することもできる。またこれまでの実験の成果からは、木造の耐力壁は、最大耐力に至るまでに1.5倍以上の抵抗力の上昇があること見込まれるということになっている。しかし本実験結果では、最大耐力のレベルはさらに高い。各種の壁に対する復元力特性が不明であることや壁率算定に取り入れられない非耐力壁や非構造要素の寄与が不明であるため、建物の耐力を有効壁長さや壁倍率といった値から算定するには、まだ評価法が定まらず、結果的にばらつきが多いと言える。

耐力の評価だけでなく、変形性能も含んだ復元力特性の全体形状については、壁単体の荷重-変形関係に関する実験データ<sup>14), 15)</sup>(Fig. 17)に基づいて、載荷実験を行った住宅の水平耐力を算定することは可能であると考えられる。今後、最大耐力ならびにその変形能力も併せて、どの程度まで評価できるかを検討したい。

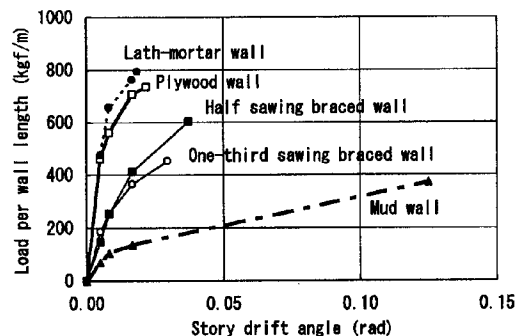


Fig. 17 Load-deformation relationships from monolithic wall tests.<sup>14), 15)</sup>

#### 4. 結 論

解体予定の在来構法の既存木造住宅4棟ならびに軸組架構1棟を用いて常時微動計測、自由振動実験、ならびに水平力載荷実験を行い、木造建物の固有振動数、減衰定数、復元力特性を調べると共に、建物の剛性ならびに耐力を評価する算定法について考察した。本研究で得られた成果をまとめると以下ようになる。

- 1) 常時微動計測により得られた木造家屋の実験前の1次固有振動数は、桁行方向が3.0 Hz～4.7 Hz、張間方向が2.4 Hz～4.0 Hzであった。桁行方向が張間方向よりも壁量が多く、1次固有振動数にも影響していることが認められる。載荷実験後、加力方向の1次固有振動数は、載荷実験前の振動数に対して6%から18%の低下が見られた。
- 2) 常時微動よりも振幅の大きい自由振動実験による1次固有振動数は、桁行方向載荷の場合が2.2 Hz～3.9 Hz、張間方向載荷の場合が3.7 Hzで、いずれも常時微動計測によるものと比べて値がやや低下しており、妥当な結果と考えられる。木造家屋の減衰定数は4.6～8.5%の範囲であった。
- 3) 最大耐力時の層間変形角は1/60 rad～1/20 radの範囲にあり、平均1/30 radであった。壁構造の種類によって大きな差がある。
- 4) ベースシア係数は、昭和初期に建てられた2家屋で0.43～0.46、昭和40年に建てられた家屋で0.54と、桁行方向に載荷したものは、いずれも比較的高い値を示している。それに比べると張間方向に載荷した家屋は0.26と低く、壁量の少ないことが影響していると考えられる。
- 5) 耐力壁の壁倍率に実長を掛けた有効壁長さ $l_e$ の概念を導入し、実験による耐力を $l_e$ で除して、層間変形角が1/120 radに対して決められている大貫筋かい付き壁の単位長さ当たりの許容壁耐力130 kgf/m (の1.5倍)と比較した。その比は、概ね0.67倍から1.51倍の範囲に入っている。このばらつきは有効壁長さの評価方法による。木造の耐力壁の最大耐力は、層間変形角が1/120 radに対して決められている許容耐力の1.5倍以上の抵抗力の上昇があることが見込まれているが、本実験結果では、最大耐力のレベルはさらに高い。
- 6) 各種の壁に対する復元力特性が不明であることや壁率算定に取り入れられない非耐力壁や非構造要素の寄与が不明であるため、建物の耐力を有効壁長さや壁倍率といった値から算定するには、まだ評価法が定まらず、結果にばらつきが多い。

#### 謝 辞

本研究の計画・実施には京都大学工学部建築学科東樋口護助教授、同学科橋本清勇助手、京都大学防災研究所市川信夫技官、一級建築士事務所木四郎建築設計室の奥田辰雄氏、ならびに京都大学工学部建築学科の学生諸君の強力なご支援を頂きました。実験に際しては、全京都建設共同組合、(株)アラキ工務店、(株)矢納組、(有)野村重機、旭建設(株)、ハウ・メッセ京都、山田工務店の方々に大変お世話になりました。また実験対象用に建物を提供して頂いた西宮市の杉浦健弘氏ほかの方々、現場周辺の住民、実験時には、その他多くの方々のご協力を賜りました。本紙上を借りまして厚く御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部：1995年兵庫県南部地震—木造建物の被害—、1995年9月。
- 2) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報、1995年3月。
- 3) 平成6年度文部省科学研究費（総合研究A）研究成果報告書（研究代表者藤原悌三）：平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する研究、1995年3月。
- 4) 坂本功：阪神・淡路大震災/地震と被害の概要、木材工業、Vol.50, No.11, 1995年, pp.495-500。

- 5) 橋本清勇, 中治弘行, 東樋口護, 鈴木祥之: 兵庫県南部地震による木造建物の被害 その1 調査地域と被害状況, 日本建築学会近畿支部研究報告, 第35号・構造系, 1995年6月, pp.225-228.
- 6) 中治弘行, 橋本清勇, 東樋口護, 鈴木祥之: 兵庫県南部地震による木造建物の被害 その2 建物概要と被害状況, 日本建築学会近畿支部研究報告, 第35号・構造系, 1995年6月, pp.229-232.
- 7) 鈴木祥之, 東樋口護, 橋本清勇, 北山宏貴, 標智仁, 中治弘行: 1995年兵庫県南部地震による木造建物の被害 その1 建物外観調査とアンケート調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, 1995年8月, pp.5-6.
- 8) 鈴木祥之, 東樋口護, 橋本清勇, 標智仁, 中治弘行, 北山宏貴: 1995年兵庫県南部地震による木造建物の被害 その2 被害分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, 1995年8月, pp.7-8.
- 9) 鈴木祥之, 東樋口護, 中治弘行, 標智仁, 北山宏貴: 芦屋市における木造建物の微動計測による振動特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, 1995年8月, pp.9-10.
- 10) 鈴木祥之, 標智仁, 中治弘行, 北山宏貴, 東樋口護, 橋本清勇: 芦屋市・西宮市における木造建物の被害, 1995年兵庫県南部地震—木造建物の被害—, 1995年9月, pp.73-84.
- 11) 鈴木祥之, 中治弘行: 微動計測による木造建物の振動特性, 1995年兵庫県南部地震—木造建物の被害—, 1995年9月, pp.169-174.
- 12) 後藤正美, 鈴木有, 浦憲親: 在来構法実在木造住宅の耐震性能に関する実験的検討—(その1) 実験の概要と静的載荷実験の結果—, 金沢工業大学研究紀要, No.31, 1991年, pp.139-156.
- 13) 杉山英男, 安藤直人, 内迫貴幸, 平野茂, 中村昇, 坂本功, 有馬孝礼, 野口弘行: 在来木造の実大水平力加力実験(その1) —単独壁線加力の結果の総合考察—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 1988年10月, pp.1335-1336.
- 14) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1981年, pp.46-56.
- 15) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 1990年, p.231.