Fig. 3 Application method of horizontal force (Frame 3).

Fig. 4 Cross-section of longitudinal direction (Frame C).

Fig. 5 Columns #10 (left) and #11 (right) in Frame 3.

りと呼ぶべきもので地上からの高さ約 4.5 m) の 2 点 (#7 柱, #11 柱からいずれも ④列側へ数十 cm の所— Fig. 1 と 4 参照) に, Fig. 3 に見るようにワイヤーを掛け, それを H 形鋼を介してワイヤー 1 本とし, チルホールを用いてはり間方向に水平に引張った。なお反力要素としては地上にすえた万能掘削機 (通称ユンボ) を用いた (Fig. 2 参照)。チルホールを用い引張ったワイヤーの方向, すなわち水平力の合力の作用線は, Fig. 1 に見るように建物のはり間方向の中心軸とほぼ一致した (厳

Table 1 Cross sectional area and species of columns.

Frame	Col. No.	Cross sectional area		Species
		Lateral	Longitudinal	
1	1	137mm	135mm	Cryptmeria
	2	135	135	
	3	130	130	
	4	120	117	
2	5	140	135	Cryptmeria
	6	160	160	
	7	160	163	
	8	123	124	
3	9	140	138	Zolkova
	10	210	222	
	11	309	307	
	12	148	147	
4	13	128	132	Cryptmeria
	14	177	173	
	15	233	240	
	16	130	132	

Fig. 6 Mud wall in Frame 4.

密に言うと, 合力の作用線は中心軸よりも 24 cm ①列側寄り)。

水平力の加え方は片振れ繰り返しで最大 7.1 tonf に達した所で加力を終了したが, 水平力, 加除の経過の詳細は Fig. 7 に示すとおりである。

柱の各位置, 各方向の変位は変位変換器 (1/100 mm 精度) 74 個を用いて測定した。

3.2 固有周期の測定

微小振幅が対象であるが, この建物の固有周期を片振れ水平加力試験の直前直後に調べた。Fig. 15 に見るように大黒柱の柱頭 (高さ約 4.5 m) に取りつくはりの大黒柱近くの 2 点に電磁式振動加振器 (サンエス社製 APS-113) をすえ, それぞれ X 方向, Y 方向に起振を行い, 6 本の柱の 8 か所の位置 (Fig. 15 で番号が附してある) で加速度をサーボ型加速度計 (明石製作所製 V-401 R) で記録した。そして加速度から変位を推算し

た。

4. 試験結果と考察

4.1 柱の傾斜角

建物全体に加わった水平力と各列の柱のはり間方向傾斜角（差鴨居下端と、大黒柱直下の玉石上端から上へ22 cmの位置のはり間方向水平変位の差を、上記2位置の鉛直距離で割ったもの）の関係を示すと Fig. 7 のとおりである。同一の列においては4つの柱の間にはり間方向傾斜角の差は認められてなかった。また上記の水平力と柱傾斜角の関係が、①列と②列でほとんど一致（①列の柱傾斜角の方が②列よりやや小さいが）したので前者は Fig. 7 に掲げなかった。Fig. 7 を眺めると次のことが看取される。

① 加力時は②列の柱傾斜角の方が③列より大きい。完全除荷時の残留柱傾斜角は両者の間に差がない。このことはどの加力段階についても言える。

② 加力時の柱傾斜角は、土壁のある④列が最小であ

Fig. 7 Total load versus slope of columns (slope of Frame 1 is not drawn in this figure, as that is a little smaller than slope of Frame 2, but almost similar to the latter).

るが、完全除荷時の残留柱傾斜角も最小である。このことはどの加力段階についても言える。

③ 残留柱傾斜角比（ある上限荷重を加えた時の最大柱傾斜角に対する残留柱傾斜角の比）は、各列とも繰り返し加力による上限荷重の上昇につれ漸増したが、これを仔細に調べると Table 2 のとおりで、残留柱傾斜角比は、終始土壁のある④列が最小、大黒柱など太い柱のある③列が最大であった。ただし最大、最小と言っても、それ程の大差がある訳ではない。

④ 上述のように残留柱傾斜角比は、軸組列と上限荷重により変化するが、大雑把に建物全体として見れば、低荷重域では約 0.25，高荷重域では 0.3～0.35 であった。

⑤ 最大荷重時の柱傾斜角については後述。

4.2 柱の各部の水平変位

Fig. 8 には荷重と柱各部の水平変位の関係が、#6, #7, #10, #11 の各柱について示してある。この図を眺めると、同じ軸組列の2つの柱が、柱脚から上屋ばり下端までの全長にわたり完全に同変形を示しているのが分る。また柱断面が大きい #10, #11 両柱は全長にわたりほぼ一直線をなしている（差鴨居位置でごくわずかに折れてはいるが）、断面の小さい（約 16 cm 角。小さいと言ってもこの家で5番目、6番目に太い）#6, #7 両柱は差鴨居位置で大きく折れ、これを境に2本の折線状を呈している。

各柱の脚元の水平変位は、柱の2点（差鴨居下端と大黒柱礎石の上端から上へ22 cmの位置）の水平変位から外挿して求め、Table 3 に示した。同表を眺めると次のことが看取される。

① Fig. 1 において建物の左下隅と右上隅を結ぶ斜めの線を境に、線上および右下側にある柱の脚元は下側（南側）に動き、左上側にある柱の脚元は上側（北側）に動いている。建物が後述のように反時計周りに回転（平面的に）したために、上記の斜め線を境に柱の脚元が開い

Table 2 Residual slope of column versus load.

Frame	Max. Load at each loading cycle		
	3 tonf	5 tonf	7.1 tonf
2	0.23	0.27	0.32
3	0.31	0.30	0.33
4	0.25	0.26	0.29

Fig. 8 Load versus horizontal displacement at various points of column for Columns #6, #7, #10, and #11.

Table 3 Horizontal displacement of the bottom of columns in lateral direction.

Frame,	Col. No.	Load (tonf)							
		1	2	3	4	5	6	6.9	7.1
1	1	0.09	0.23	0.66	1.23	1.79	2.63	3.28	3.33
	2	-0.26	-0.66	-1.55	-1.68	-2.18	-2.85	-3.32	-3.37
	3	-0.26	-0.59	-0.99	-1.41	-1.80	-2.33	-2.65	-2.69
	4	-0.26	-0.73	-1.25	-1.76	-2.23	-2.52	-2.78	-2.72
2	5	0.12	0.42	0.90	1.50	2.16	3.00	3.58	3.65
	6	-0.11	-0.11	-0.07	-0.03	0.02	0.14	0.17	0.17
	7	-0.36	-0.34	-0.47	-0.72	-0.80	-0.96	-1.06	-1.06
	8	-0.12	-0.23	-0.39	-0.57	-0.51	-0.34	-0.41	-0.41
3	9	0.14	0.45	0.86	1.40	2.09	3.08	3.81	3.88
	10	-0.20	0.19	0.47	0.80	1.17	1.73	1.96	1.98
	11	0.30	0.14	0.26	0.42	0.59	0.85	1.46	0.97
	12	-0.02	-0.14	-0.35	-0.64	-0.95	-1.31	-1.49	-1.43
4	13	-0.01	0.05	0.14	0.23	0.32	0.46	0.34	0.54
	14	0.01	0.07	0.19	0.28	0.42	0.57	0.67	0.69
	15	0.02	0.09	0.20	0.29	0.40	0.56	0.64	0.66
	16	-0.04	-0.09	0.03	0.05	0.10	0.22	0.26	0.26

たと考えられる。

② 最大荷重 (7.1 tonf) 時に、④列の柱の脚元は 0.5~0.7 mm (#16 柱を除く) 南へ動いている。大黒柱 (#11 柱) は約 1 mm である。ほとんど不動と見てよい。

③ 柱脚元の動きの最大は居室部④通りであるが、最大荷重時に約 3.5 mm と小さい。

4.3 柱の鉛直変位

Fig. 9 に各柱の鉛直変位と荷重の関係を示す。これを眺めると、沈みを示したのは #7, #13 の両柱だけで、しかもその量は小さい。ほかの柱は浮き上がりを示し、特にその量が大きかったのは①, ②, ④列の①通り柱で、その浮き上がり量は互いにほぼ等しかった。しかし大きいと言っても水平加力 7.1 tonf に対し 4~5 mm で、建物寸法と比較しきわめて小さい。ほかの柱の浮き上がり量は 7.1 tonf に対し、大きいものでも 2 mm を越すものはない。以上の所見を総合すると、水平力を受けたとき建物全体にほとんど浮沈が生じないと言って大過なからう。これは建物自重が大きいため水平力による柱の浮き上がりを抑止するものと考えられる。

4.4 建物のねじれ

差鴨居下端位置における柱の水平変位に注目し、建物の平面的ねじれを調べてみよう。はり間方向の水平変位はすべての柱について、桁行方向のそれは四隅の柱と大

$\bar{\theta}_1, \bar{\theta}_4$: Rotation Angle of End Frame
 $\theta_2, \theta_3, \theta_4$: Local Rotation Angle of Front Frame
 Shear Strain for Three Bays
 $\gamma_{12} = (\bar{\theta}_1 + \bar{\theta}_4) / 2 + \theta_2$
 $\gamma_{23} = (\bar{\theta}_1 + \bar{\theta}_4) / 2 + \theta_3$
 $\gamma_{34} = (\bar{\theta}_1 + \bar{\theta}_4) / 2 + \theta_4$

Fig. 10 Definition of various kinds of rotation angle and shear strain for three bays.

黒柱 (#11) について測定したので、これを基に話を進める。まづ妻面列①, ④の回転角 ($\bar{\theta}_1$ と $\bar{\theta}_4$)、建物前面通り④の局部回転角 ($\theta_2, \theta_3, \theta_4$)、3つの水平構面部 (ベ

Fig. 9 Load versus vertical displacement of columns (Columns #7 and #13 indicate down, while others up.).

イ) のせん断変形角 ($\gamma_{12}, \gamma_{23}, \gamma_{34}$) を Fig. 10 に示すように定義する。

Fig. 11 には妻面列の回転角と荷重の関係が示してあるが、これを眺めると①、④列の回転角がほとんど完全に一致しているのが看取される。Fig. 12 はA通りの局部回転角と荷重の関係を示しているが、これから θ_{23} と θ_{34} が完全に近く一致し、桁行方向A~④各通りの②~④間の柱が、いずれも一直線上にのり動く (例えばA通りの#5, #9, #13 各柱が終始一直線上にある) ことが分る。

上記のことから②~③間のベイと③~④間のベイのせん断変形角が完全に近く一致することが予想されるが、Fig. 13 を眺めるとそのことがよく分る。

なおA通りの①~②間局部回転角 θ_{12} は非常に小さく (特に水平力 5 tonf まで) 無視できる程度なので、①、②両列の柱ははり間方向に等しい動きを示すと見て大過なからう。これは大黒柱の頭頂を通るC通りの桁が①、②列間の中央で継がれていることと大きく関係している。一方、上述の $\theta_{23} = \theta_{34}$ という現象は、上記のC通り

桁が②~④列間を一本で通っている (継手がない) ことに起因するもので、この桁が水平構面の固めに大きく寄与しているのが分る。昔から大黒柱、小黒柱をつなぐ桁行方向の材 (中引ばりなど) を入れると家が固まると言われてきたが、上述の指摘は昔からの伝承説の正しさを立証するものと言えよう。

Fig. 11 Load versus rotation angle of side frames.

Fig. 12 Load versus local rotation angle of front frame A.

Fig. 13 Load versus shear strain for three bays.

次に水平構面の変形を visibly にとらえるため模式図を画いてみると Fig. 14 のとおりで、この図から次の事柄が明瞭に看取される。

① 妻面列①、④の回転角は、桁行方向の通りの回転角とくらべ著しく小さい。

② 建物全体の水平構面が②列を境に2分される(その理由は前述した)。

③ 建物が水平力の大小にかかわらず、終始0点を中心に反時計回りに回転する。このことは、土間部分(③～④列間)に存在する剛心の加力方向並進量と、剛心を中心にした建物の回転角が終始一定の比例関係を保っていたことを指唆するもので、Fig. 7の柱傾斜角と荷重の関係が著しい塑性発生を示していない事実と併わせ考えると、この建物が本実験の加力条件下で著しい危険状態に達しなかったことを示すものと言えよう。

4.5 建物の強さと破壊予測

本実験で加えられた水平力を地震力計算用のせん断力係数と対比させるために、建物の重量(地震力計算用で、地盤面上1.1 mから上の部分の重量)を計算してみると次のとおりである。

屋根 茅 ぶ き	61.5 kgf/m ² (屋根面当り)*	} 16.5 tonf
竹・縄	15 kgf/m ² (屋根面当り)	
屋根面積	215 m ²	

Fig. 14 Schematic indication of deformation of horizontal structural plane at tie beam level.

注* 真木建設に依頼した茅自重の抽出測定結果によれば 112 kgf/m²であった。

小屋組部材	8 tonf
柱、差鴨居その他	8.5 tonf
合 計	33.0 tonf

上述の建物重量に基づくと、本実験で加えられた最大水平力 7.1 tonf は、せん断力係数 0.215 に対応することになる。現行設計法では、地盤が著しく軟弱でない敷地に立つ木造平屋建に対しては、せん断力係数 0.2 をとるのが一般であるから、本実験の最大水平力はほぼこの条件と一致する(わずかに安全側)ことになる。このときの各列の柱傾斜角は

④列 $0.015 \text{ rad} \doteq 1/65 \text{ rad}$

③列 $0.024 \text{ rad} \doteq 1/40 \text{ rad}$

②列 $0.031 \text{ rad} \doteq 1/30 \text{ rad}$

であった。

上記の値は木質構造の耐力壁の許容せん断耐力評価の際、従来、基準にとってきた見掛けのせん断変形角 $1/60 \text{ rad}$ (1980 年以前)、 $1/120 \text{ rad}$ (1980 年以降) より大きい、この状態で柱はりの仕口と土壁に致命的損傷は発見されなかった (Fig. 7 を見ても各列軸組に大きな塑性発生の兆候が認められない)。したがってせん断力係数 0.2 (昔流に言えば震度 0.2) 程度まで「強さ」の面から見れば問題ないと言えよう。このことと、約 16 cm 角の柱 2 つを含む軸組が $1/30 \text{ rad}$ に達しても危険な兆候を示さなかったという事実は注目される。

残念なことに 7.1 tonf 以上の荷重を加力装置の都合で加えることができなかったので、「強さ」と「粘り」につきこれ以上論及することはできない。この建物が壊れるとすれば、②列のいずれかの柱の差鴨居位置における曲げ折損が発端となると考えられるが、残念ながらどの柱が発端になるかも追及できなかった。側柱 (#5, #8 両柱) のいずれかが最初に折れ、それが内柱 (#6, #7 両柱) の折損を誘起するとも考えられるが、1930 年の北伊豆地震時の菅哲夫の農家震害調査³⁾によれば、内柱が先に折損するケースが多いと指摘されているので、内柱の折損先行も考えられる。Fig. 8 が示すように #6, #7 両柱が差鴨居位置でかなり折れ曲っている(横架材が四方差しされ柱断面の欠損が大きい)のがその可能性を指唆するようにも見える。

4.6 固有周期

加振器の振動数と柱各点の変位の関係を図示 (Fig. 15 に大黒柱の柱頭 11' と差鴨居位置 11 のはり間方向振動の場合を例示) し、これから Half-power (Bandwidth) Method を用い固有振動数と減衰定数を求めた (Table 4 参照)。

Table 4 を眺めると、この建物がはり間、桁行両方向に対しそれぞれ 1 次固有振動数約 2 Hz、約 1.7 Hz をもつこと、換言すれば両方向ともほぼ 1 次固有周期約 0.5 秒であることが分る。またはり間方向の減衰定数は 6～

Fig. 15 The relation between frequency of reciprocating mass and displacement of column #11 at the top of column (II') and at tie beam level (II).....from the forced vibration in lateral direction.

15 % で桁行方向の 4 ~ 6 % より大きい傾向が看取される。これははり間方向④列に土壁が沢山あるためと解される。

なお固有周期 0.5 秒時のはり間方向加振（1 次固有振動）において、測定した柱はすべて同位相で振動しているが、そのときの各列柱の差鴨居位置での変位とその比は、およそ

②列 0.28 mm (比 1.56)

③列 0.18 mm (比 1.00)

④列 0.12 mm (比 0.67)

である。また桁行方向も固有周期 0.49 秒時の加振（1 次固有振動）において、各柱は同位相で振動し、差鴨居位置での変位とその比はおよそ次のとおりである。

⑤列 0.24 mm (比 1.41)

◎列 0.17 mm (比 1.00)

なお片振れ水平加力試験が終了した直後、#10、#11 両柱の差鴨居位置で測定した結果によれば、はり間方向の固有振動数は 1.7 Hz に減少し、加力経歴のため固有周期（1 次）が 2 割弱大きくなった。

5. 結 論

4. の考察内容を要約すれば次のとおりである。

(1) セン断力係数 0.2 強相当の水平力を加えた所、土壁列で 1/65 rad、無壁列で 1/30 rad の柱傾斜角を生じたが、土壁、柱はり仕口に損傷も顕著な塑性発生の兆候も認められなかった。(2) 柱の残留傾斜角は当然水平力の増大とともに増加するが、全軸組列を平均すれば、低荷重域では生じた傾斜角の約 25 %、高荷重域では約 35 % であった。(3) 柱脚の水平変位と鉛直変位は、すべての柱で無視できる程小さかった。(4) 剛性の高い土壁のある列の偏在により建物は水平力を受けねじれたが、その際建物（差鴨居を含む水平構面）は終始、建物外の一定点を中心として回転した。(5) 差鴨居を含む水平構面の挙動から、中引ばり（大黒柱の柱頭を通る◎通りのはり）が古い農家の水平構面の固めに大きな役割を果たすことが明らかになった。(6) 建物の固有周期（1 次）は水平加力試験前ははり間、桁行両方向とも約 0.5 秒であったが、試験後、加力を受けたはり間方向の固有周期は 2 割弱大きくなった。

謝 辞

実験の企画に当っては住宅・都市整備公団の鎌田一夫氏の御助力を、実験の準備万般と実施については眞木建設の田中文男社長、吉田 晃氏、大野 富氏の御援助を、実験遂行に関しては西森 進氏（東京職訓短大）を始めとし、著者等の各研究室の学生、研究生諸氏の御協力を得た。また振動解析については東京大学の坂本 功助教授の御助言を得た。ここに記して関係各位に謝意を表する。

Table 4 Natural frequency and damping constant of the tested house before and after lateral loading.

<Correction> at the column of "Measured position No." → 6, 7, 10, 10', 11, 11', 14, 15

Measured position No. *	Lateral direction						Longitudinal direction		
	Before lateral loading			After lateral loading			(Before lateral loading)		
	f(Hz)**	h(%)***	d(mm)†	f(Hz)	h(%)	d(mm)††	f(Hz)	h(%)	d(mm)†††
6	2.0	7.5	0.27	1.7	5.9	0.39	2.2	5.7	0.24
7	2.0	10	0.28	1.7	5.9	0.39	2.2	5.7	0.17
10	2.0	12	0.17	1.7	—	0.22	2.2	4.2	0.24
10'	1.8	14	0.22	—	—	—	2.1	5.7	0.37
11	2.0	14	0.18	1.7	—	0.22	2.2	6.4	0.16
11'	1.8	14	0.22	1.7	—	0.31	2.1	4.3	0.34
14	2.6	—	0.13	—	—	—	2.2	3.9	0.25
15	2.6	6.7	0.10	—	—	—	2.2	5.7	0.17

* See Fig. 15

** f: Frequency in reciprocating mass

*** h: Damping constant calculated by Half-Power method.

† d: Displacement at measured position at f=2Hz

†† d: Displacement at measured position at f=1.7Hz

††† d: Displacement at measured position at f=2.2Hz

引用文献

- 1) 日本建築学会・民家保存小委員会：筑波研究学園都市における伝統的民家の保存活用に関する調査，1984年7月
- 2) Y. Osawa and others : Study on the Earthquake Resistivity of Wooden Houses, Part 1 (On the Aseismic Experiment of a Wooden House in Wakaho Town in

Connection with the Damage due to Matsushiro Earthquake, Bulletin of the Earthquake Research Institute of The University of Tokyo. Vol. 45, 1967.

- 3) 菅 哲夫：伊豆農家耐震性の統計的研究，建築雑誌，47輯 566号，1933年1月

SYNOPSIS

UDC : 624.011.1 : 72.03 : 728.6

LATERAL LOAD TEST ON A OLD FARMER'S HOUSE BUILT IN THE LATE EIGHTEENTH CENTURY

by Dr. **HIDEO SUGIYAMA**, Professor, Faculty of Agriculture, The University of Tokyo. Dr. **HIROYUKI NOGUCHI**, Full-time lecturer, Faculty of Engineering, Meiji University. **SHUHZOH SUZUKI**, Full-time lecturer, The Institute of Vocational Training. **NAOTO ANDO**, Assistant Professor, Faculty of Agriculture, The University of Tokyo. Members of A. I. J.

Since little field test on the full-scale farmer's house, constructed with old conventional wood-frame contruction, has been carried out, authors made the full-scale tests on the house built in the late eighteenth century to find out the stiffness of a whole house in the lateral direction under lateral loading and to measure the natural frequency of vibration by dynamic response to horizontal reciprocating motion of the small mass.

In lateral direction, frame 4 is the only frame in which shear walls (mud wall backed by bamboo-lath) were arranged. The lateral load was horizontally applied by pulling two points on a beam in frame C through wires as shown in Figs. 3 and 4.

The following can be concluded from the test results.

(1) Lateral load was increased up to 7.1 tonf, corresponding 21.5 % of the weight of the tested house to be used for calculation of design load for earthquake, after repetitive loading as shown in Fig. 7. The slope of columns at 7.1 tonf were much larger than 1/120 rad, which is regarded as the basic deformation in the evaluation of the allowable racking strength of shear walls being used in the present houses, but all the joints did not reach the dangerous stage.

(2) Horizontal plane at tie beam level rotated apparently about point 0 as seen in Fig. 14. This phenomenon indicates that the displacement parallel to loading direction is linearly proportional to the rotation angle with respect to the center of rigidity.

(3) The natural frequency was about 2.0 Hz for both lateral and longitudinal directions, but was a little bit decreased after repetitive loading.