

木質パネル構造に関する研究 (第2報)  
間伐材利用実大建物の加力試験

平 嶋 義 彦<sup>(1)</sup>・神 谷 文 夫<sup>(2)</sup>  
畑 山 蟻 男<sup>(3)</sup>・金 谷 紀 行<sup>(4)</sup>

Yoshihiko HIRASHIMA, Fumio KAMIYA, Yoshio HATAYAMA and  
Noriyuki KANAYA : Studies on Wood-Panel Construction (II)  
Loading test of full-scale house

**要 旨** : 建物に加わる地震, 風などの水平力が, 建物の各部をどのように流れて基礎に達するかを想定することは, 構造設計における基本的な事項であるが, 実際の建物についてそれを実験的に検討した資料は極めて少ない。

本報告では, 第1報と同様に, スギ間伐小径材 (7×7 cm, 7×3.5 cm) を用いた枠組に構造用合板を釘打ちした壁パネルでモデル建物を構成し, 静的加力試験および起振器による強制振動試験を行い, すでに前報で報告した建物の構成要素である各壁列単体のラッキング試験の結果と, 実大建物の加力試験の結果を対照検討した。

その結果, 帯金物が建物の剛性に与える影響は高々10%程度であること, 建物の耐力上昇のためには屋根と壁との接合を強固にする必要があること, 加力方向と直交している直交壁は建物の剛性には影響を与えないが, 耐力には効果を及ぼしていること, 屋根ダイアフラムがその下にある耐力壁に加わる力を与える影響は, その水平剛性に左右され, ダイアフラムの剛性が2 kg/mm<sup>2</sup>以下では大きいことがわかった。

また, 壁単体のラッキング試験の結果から, 建物の水平剛性や振れを正確に推定することができた。振動試験の結果から, この建物の固有周期および減衰定数が得られ, かなり高い剛性を有することがわかった。

目 次

はじめに	40
1. 試験体	41
2. 試験方法	43
2.1 実大建物静加力試験	43
2.2 壁単体の自由振動試験	46
2.3 実大建物の振動試験	46
3. 試験結果とその検討	46
3.1 実大建物の静加力試験	46
3.1.1 帯金物の効果	46
3.1.2 最大耐力	48
3.1.3 剛性係数	48
3.1.4 実大効果	48
3.1.5 建物の振れ	53
3.1.6 壁の荷重分担率とダイアフラム剛性	55
3.1.7 脚部の浮上がりと変形	58

3.2 壁単体の自由振動試験 .....	59
3.3 実大建物の振動試験 .....	59
結 び .....	62
文 献 .....	62
Summary .....	63
Plate .....	1~7

## はじめに

わが国では木造住宅の生産が活発で、それに占める在来工法の比率は高いが、このほかにも工業化住宅や枠組壁工法などの新工法も登場してきた。これら新工法は、伝統的な在来工法とは構造体系を異にし、地震、風などの水平力を軸組に張った合板、石膏ボード、サイディングボードなどの面材で抵抗させる方式のものが多い。

従って、これら新工法の導入を契機として、木構造分野の研究気運が高まり、各種の壁体や部材の試験<sup>1)~10)</sup>などをはじめ、実大構造物試験<sup>11)~15)</sup>や振動試験<sup>16)~18)</sup>が行われるようになってきた。

これまで行われてきた試験方法を通観してみると、試験体としては実大あるいはそれに近い規模のものをを用いており、それをもって全体的な傾向をつかもうとする方法が多い。これは、木構造はほとんどすべて部材相互の接合部において決定されてしまうという特性に由来していると思われる。木構造の接合部は、材料、施工性、施工技術など計算にのり難い因子によって大きく影響を受けるため、どうしてもこのような研究方法を採用せざるを得なかったといえよう。

このようにして得られた結果は、全体的なおおざっぱな傾向の把握に役立つとしても、それは試験を実施した建物の平面・構造計画に類似したものに限定されてしまい、平面・構造計画の異なる他の建物に一般的に適用できるという保証はなかなか得難い。

加力方法についてみてみると、建物の実大構造試験の場合、2階床面および軒桁面に、相当する層剪断力を直接加力方向の壁に加力するという方法が多く採られている。また力も各壁列の剛性に比例して加わるようにして、建物の振れを防ぐ方策が採られている。この方法は、床面あるいは屋根面の水平構面の剛柔により生ずる建物の振れや力の集中を防いで、現象を単純化し、壁列そのものの挙動を知る上に有効な方法ではあるが、残念なことに実際条件との対応については、検討が不足している。

また、壁列そのものの挙動と実大建物との対応がなされていないため、1P（壁長 910 mm）または 2P 単位の壁と実大との対比から、垂壁、腰壁、根太、梁の影響、直交壁結果、さらには内外装材などの非耐力部材の影響などをすべてひっくるめて定量化している。従って、建物の種類が変わるとこの量も変わってしまい一般的な法則とはなり難いきらいがあった。

本報では、前報に引き続き、間伐木を枠組材として利用した合板パネルでモデル的な建物を構成し、その加力試験を行った。本試験では、構造物をできるだけ単純化し、また建物を構成する要素（壁列）の特性をあらかじめ捕えておいて、構造物に組立てられた後と前との差を知ろうとした。

すなわち、壁要素の剛性および耐力が建物のそれとどのような関係をもっているか、また建物の振れや屋根ダイアフラムの効果について検討を加えた。

本試験の立案にあたり、種々のご教示をいただいた山井良三郎木材利用部長に感謝の意を表します。

なお本研究は特別研究「間伐材の利用技術に関する研究」の一部として行われたものである。

### 1. 試 験 体

本試験で採りあげた構法は、いわゆる7×7工法と呼ばれる工法<sup>19)</sup>にほぼ準拠したもので、枠組材は断面7cm×7cmおよび3.5cm×7cmの2種類である。

この枠組材を製材した原木は末口径9~10cmのスギ間伐木である。

パネルは断面7cm×7cmの製材を45.5cm間隔に配して縦枠とし、上下端には断面3.5cm×7cmの半割材を用いている。

パネルの面材は3尺×9尺(910mm×2,730mm)の7.5mm厚構造用合板(1級, ラワン)を使用し、面材の接合はCN 50を用い、合板の外周で100mm, 中通りで200mmピッチとした。

パネルの両側の脚部と土台を帯金物(30mm×300mm×1.6mm)を用いて12本のZN 65で接合した。

また下枠と土台をCN 90(ピッチ455mm)で

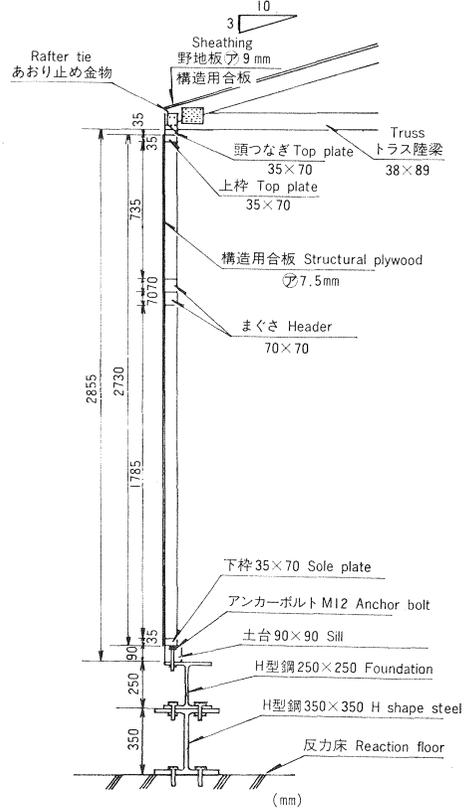


Fig. 1 断面詳細図  
Cross section of test house.

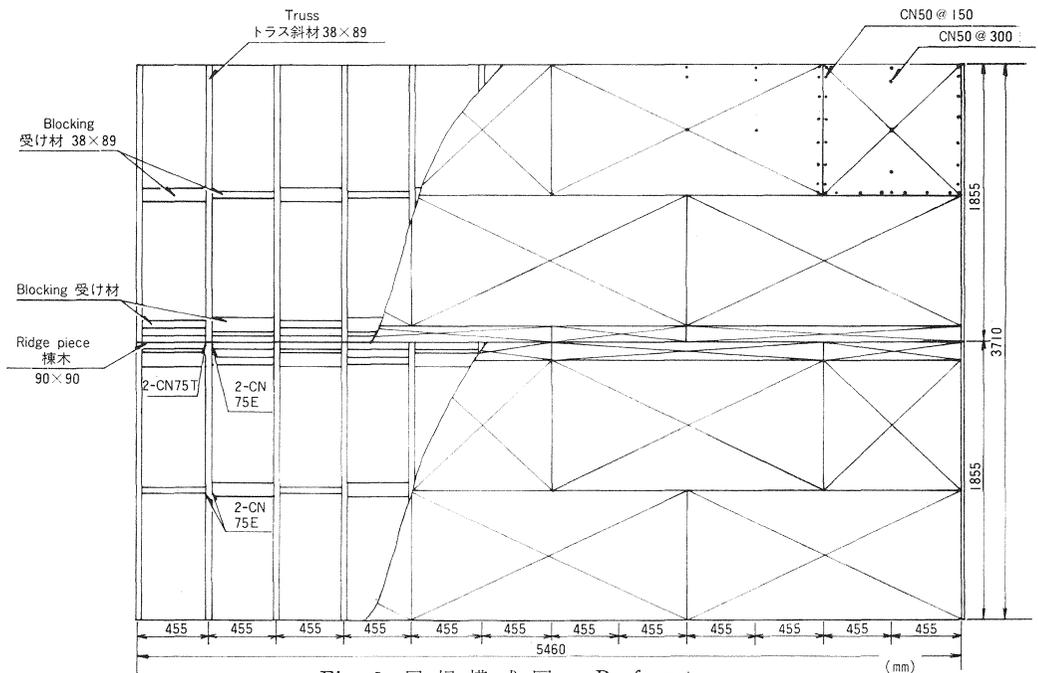


Fig. 2 屋根構成図  
Roof system.

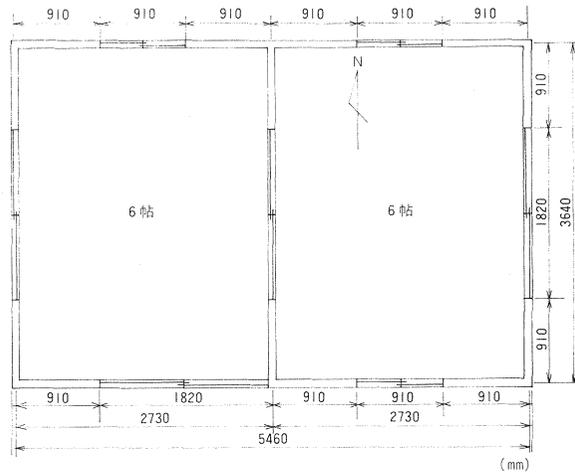


Fig. 3 建物平面図  
Plan of test house.

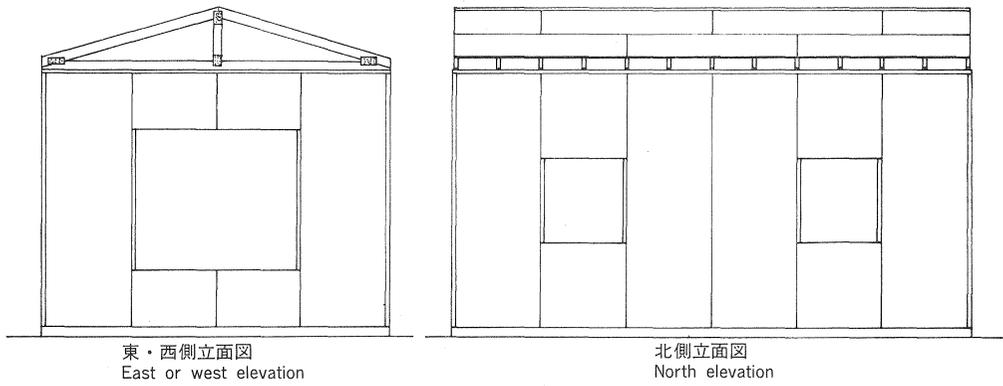


Fig. 4 立面図  
Elevation of test house.

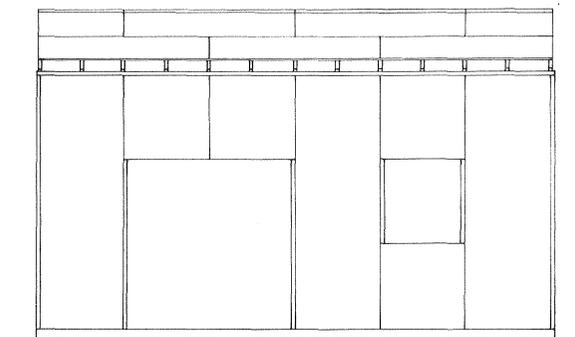


Fig. 5 南側立面図  
South elevation.

釘打した。土台には404材を使用し、基礎にM12ボルトでアンカーした（Photo. 1）。建物の断面をFig. 1に示す。

屋根は市販のトラスで、枠組壁工法構造用製材（寸法形式204, Hem-Fir）をメタルプレートコネクタで接合したものである。このトラスをあまり止め金物を用いて頭つなぎおよび上枠に取りつけた（8-ZN40, Photo. 4）。

トラスの間隔は455mmとし、野地板の受け材には204材、棟木には404材を用いた。

野地板には厚さ9mmの構造用合板を使用し、CN50を外周で150mm、中通りで300mmピッチでトラスの斜材および合板受け材に打ちつけた（Fig. 2, Photo. 2）。

内外装材、造作材、建具および床、天井の類は一切施工していない。

建物の規模は、平家で桁行3間（5,460mm）、張間2間（3,640mm）とし、壁の配置は剛性の点からみると張間方向では対称、桁行方向では非対称構造となっている（Fig. 3~5）。

## 2. 試験方法

試験は建物を構成する壁列単体のラッキング試験とその自由振動試験および実大建物の静加力試験と起振器による強制振動試験の4種類を行った。

壁単体のラッキング試験については、前報に詳述したので、ここでは省略するが、以後の論議では、載荷式試験方法により得られた結果を使用している。

### 2.1 実大建物の静加力試験

試験建物は、枠材が生材状態の時に、構造実験室内に設置した加力フレームの上に建てあげ（Photo. 3, 5）、そのまま7か月間放置して、乾燥に伴うパネルの狂いを測定した後、構造試験に供した。

この試験建物は、実験室内という屋外に比べれば温かな環境に置かれていたこともあって、実用上支障を来すようなパネルの狂いや柱の干割れなどは発生しなかった。

桁行方向加力の場合は、H型鋼で組まれた加力フレーム内で反力をとり、張間方向加力の場合は、実験室内に設置してある反力壁および反力床で反力をとった。

桁行方向加力は、両妻壁の外に取り付けたH型鋼をロッドで締め、このH型鋼を介して南、北両壁に荷重が直接加わるようになっている（Fig. 6, 8）。

張間方向加力の場合は、この方向の壁および屋根に荷重を直接加えず、直交する南および北壁の一部分に力が加わるようなトーナメント式とした（Fig. 7, 8）。トーナメント部にはすべてピンを挿入している。

荷重は、押引両用ジャッキ（容量20ton、ストローク $\pm 200$ mm）を用いて正負交番荷重を加えた。ジャッキの先端には押し引き両方向で作用するローラが取り付けられている。

変位測定のため、建物の周りにI型鋼で不動点フレームを組み上げ、これに変位計を取り付けた。

試験は、脚部に取り付けた帯金物の効果をみるため、Fig. 9に示したように8段階に分けて行った。試験No. 1からNo. 5までは、 $\pm 1/600$ radまで変形させている。No. 6では $\pm 1/300$ radまで、No. 7ではトラスと壁の接合部がズレを生ずるまで加力し（壁の変形量 $1/76$ rad）、No. 8では建物が破損するまで加力した。

壁単体試験では、下枠と土台および基礎をボルトでアンカーしたが、構造体試験では下枠のアンカーは

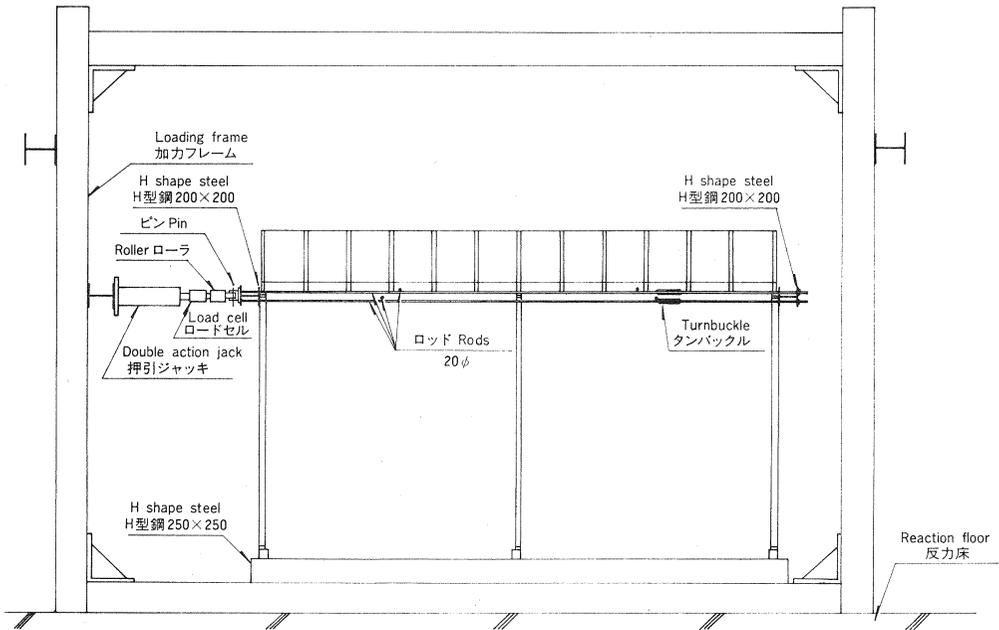


Fig. 6 加力装置 (桁行方向加力)  
Test apparatus of loading (Ridge direction).

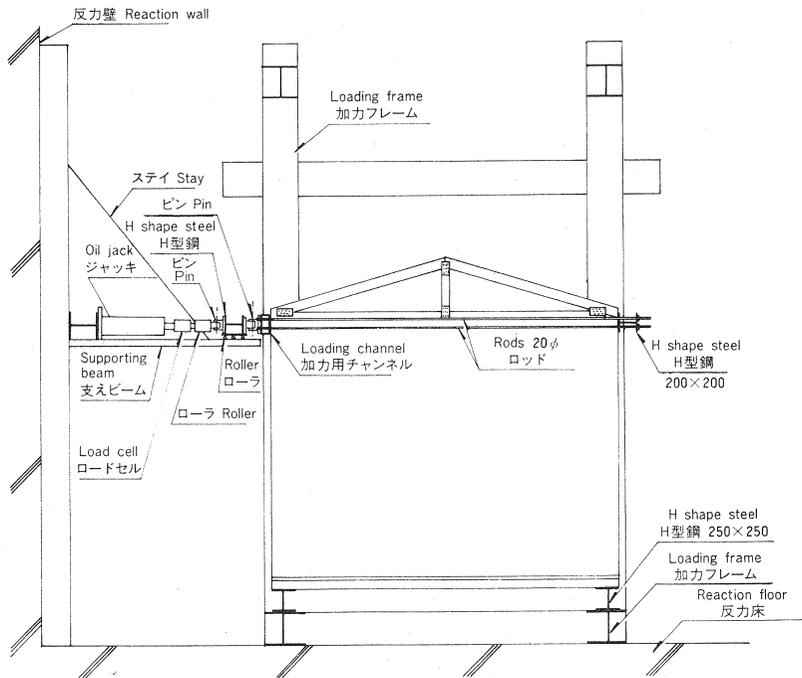


Fig. 7 加力装置 (張間方向加力)  
Test apparatus of loading (Span direction).

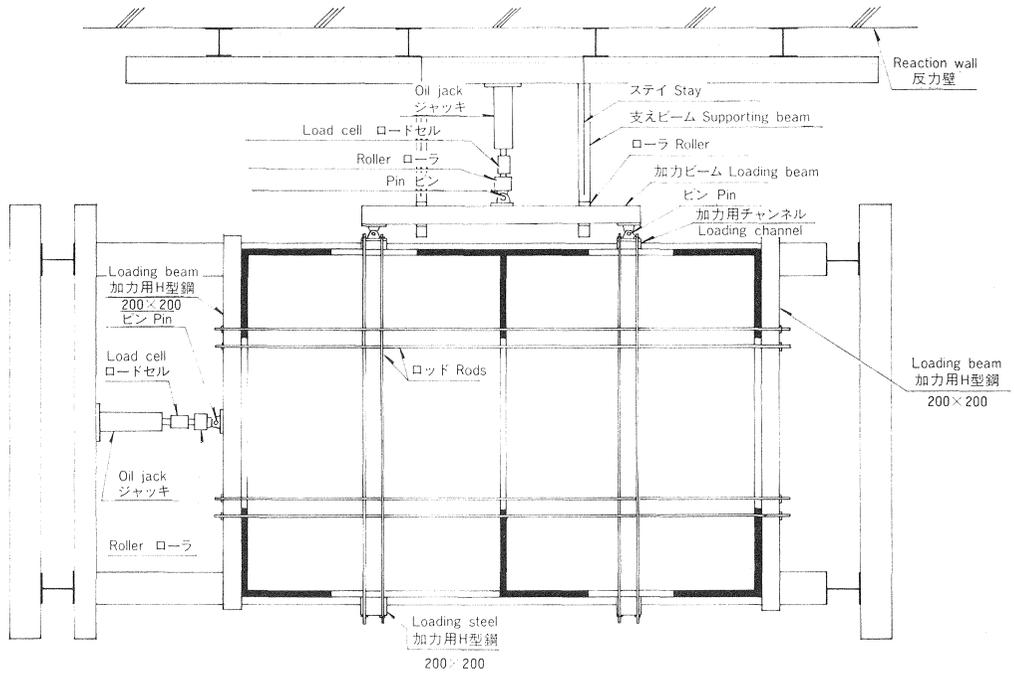


Fig. 8 加力装置平面図  
Test apparatus of loading (Plan).

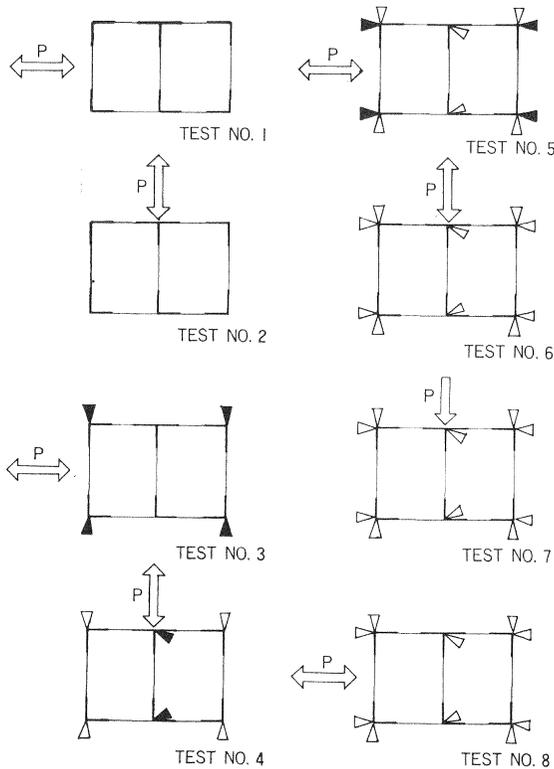


Fig. 9 帯金物使用箇所 (▽印, ▼印は新規追加) と試験順序  
Location of hurricane strap and test procedure (▽: Hurricane strap, ▼: New one).

行っていない。

屋根上面両側に、建物の建上げ時点で、屋根葺材（石綿スレート）の固定荷重相当分として 455 mm 間隔で 20 kg の死荷重を載せた。南および北壁には加力装置も含めて、共に 83 kg/m、妻壁には 66 kg/m の鉛直力が加わっているが、間仕切壁には鉛直力は加わっていない。

試験装置の詳細は Photo. 6~13 に示す。

## 2.2 壁単体の自由振動試験

壁単体のラッキング試験での各繰返し荷重段階で、その時の変位およびその 1/2 の変位に相当する変位を、壁に取り付けた針金を介して壁に与え、針金を切断して自由振動させた。

そして、この時の壁頂部の変位および加速度を記録した。変位はインダクティブ型変位計（ストローク ± 50 mm）を用い、ペンレコーダに記録し、加速度は歪みゲージ式変換器（容量 1G、出力 900 μ ストレイン/FS）を使用していったんデータレコーダで磁気テープに記録し、その後デジタル式トランジェントメモリーで再生した。

自由振動試験の際は、鉛直荷重は除いている。

## 2.3 実大建物の振動試験

実大建物の静加力試験は、桁行方向加力で脚部が浮き上がった状態で終了したが、これをジャッキで引き戻して修復した後、起振器による強制振動試験を行った。

起振器は、屋根の上にボルトで棟木およびトラスを抱え込んで固定した。

試験は桁行および張間方向にそれぞれ振動させ、起振モーメントは 1 kg·cm と 4 kg·cm の 2 種類とした。

起振器の振動数は 2 Hz から順次 0.5 Hz 間隔で 20 Hz まで上昇させ、サーボ型加速度計（容量 1G）を 3 軸方向にセットしたテーブルを窓に載せて加速度を測定し、これをペンレコーダで記録した。

起振器の主要仕様は次のとおりである。

加 振 波 形：正 弦 波

加 振 周 波 数：2~25 Hz 連続可変

加振モーメント：1, 2, 3, 4 kgf·cm

重 量：40 kg

なおこの試験は建築研究所 岡田 恒研究員のご指導とご協力により遂行できたことを記して感謝の意を表するものである。

# 3. 試験結果とその検討

## 3.1 実大建物の静加力試験

### 3.1.1 帯金物の効果

Table 1 に帯金物を逐次追加していった時の建物の剛性変化を示した。以下の論議で壁の変形表示として第 1 報と同じく 2 種類のものを用いるので、その説明をしておく。すなわち、壁の水平方向の変位を壁の高さで除した値を  $\gamma_1$  で表示して「見かけの剪断変形」と称し、壁両側脚部の浮き上がりと沈下量との和を壁の長さで除した値を  $\gamma_2$  で表示し、 $\gamma_1 - \gamma_2$  を「補正した剪断変形」と称し、 $\gamma_3$  で表示する。

Table 1 で  $\gamma_1$ 、 $\gamma_3$  をベースとした荷重の値をそれぞれ見比べてみると、 $\gamma_1$  に僅かにその補強効果が表

Table 1. 1/600 rad 変形時の荷重  
Load when 1/600 rad deformed

(kg)

加力方向 Loading direction	壁 Wall	試験 No. Test No.	見かけの剪断変形 ( $\gamma_1$ ) Apparent shear deformation				補正した剪断変形 ( $\gamma_2$ ) Compensating shear deformation			
			正 Plus	負 Minus	平均 Mean	比 Ratio	正 Plus	負 Minus	平均 Mean	比 Ratio
桁行 Ridge	北 North	1	1,885	-1,867	1,876	1	2,016	-1,995	2,005	1
		3	1,841	-1,973	1,907	1.02	1,907	-2,093	2,000	1.00
		5	1,962	-1,929	1,946	1.04	2,060	-1,966	2,013	1.00
		8	1,889	-2,206	2,048	1.09	2,164	-2,202	2,183	1.09
	南 South	1	1,509	-1,614	1,562	1	1,570	-1,748	1,659	1
		3	1,519	-1,665	1,592	1.02	1,568	-1,784	1,676	1.01
		5	1,608	-1,559	1,584	1.01	1,651	-1,626	1,639	0.99
		8	1,462	-1,730	1,561	1.02	1,513	-1,750	1,632	0.98
張間 Span	東 East	2	1,097	-1,012	1,055	1	1,233	-1,133	1,183	1
		4	1,043	-1,056	1,050	1.00	1,152	-1,149	1,151	0.97
		6	1,097	-1,103	1,100	1.04	1,194	-1,201	1,198	1.01
		7	955	—	955	1.01*	1,063	—	1,063	0.99*
	西 West	2	1,147	-1,212	1,180	1	1,305	-1,342	1,324	1
		4	1,177	-1,275	1,226	1.04	1,275	-1,383	1,329	1.00
		6	1,242	-1,333	1,288	1.09	1,321	-1,422	1,372	1.04
		7	1,203	—	1,203	1.04*	1,295	—	1,295	0.99*
	間仕切 Parti- tion	2	1,030	-974	1,002	1	1,115	-1,042	1,078	1
		4	930	-1,020	975	0.97	988	-1,066	1,027	0.95
		6	984	-1,013	999	1.00	1,044	-1,069	1,057	0.98
		7	746	—	746	0.89*	800	—	800	0.87*

\* 1/300 rad 変形時で No. 6 と比較し、No. 2 との比に換算

われていることがうかがえる。なお、張間方向の場合、試験 No. 6 では、壁列の平均で  $\pm 1/300$  rad まで変形させているので、試験 No. 7 の比の値は、1/300 rad 変形時の荷重を試験 No. 6 と比較し、それを試験 No. 2 との比に換算した。

試験 No. 6 では東壁は  $\pm 1/317$  rad、西壁は  $\pm 1/391$  rad、間仕切壁は  $\pm 1/262$  rad 変形している。このことを考慮して Table 1 をみると ( $\gamma_1$  をベースにして)、1/300 rad 程度の変形になると、いったん除荷した後の次の繰返し負荷によって、再び同一の変形を与えた時の荷重は、前回よりも低下しているということがわかる。間仕切壁においては、帯金物の効果がほとんど現われなかったのはこの理由によるものと考えられる。

$\gamma_2$  をベースにした場合、その比がかえって減少しているものもあるが、これは前段階までの繰返し加力による損傷の影響と思われる。

壁単体のラッキング試験および構造体試験における荷重-変形曲線は、1/600 rad 程度の変形では直線に近い。このことから、この変形段階では、面材と枠材とのすべり（すなわち釘の変形）は接触面の摩擦等の影響で、まだ大きくなく、壁の変位は面材自体の剪断変形に支配されていると推定される。従って、この段階では、浮き上がりの影響を除いた  $\gamma_2$  で比較すると、その差があまり出ないものと考えられ

る。

帯金物の効果は、浮き上がりを防ぐことにより、この変形段階以後では $\gamma_1$ にその影響が大きく出てくるものと思われるが、同時に $\gamma_3$ においても力の集中を防ぎ、釘の変形を均等化する効果が期待される。

### 3.1.2 最大耐力

張間方向の最終加力試験 (Test No. 7) で、荷重が 3 ton の時、トラスと壁を接合しているあおり止め金物の釘がひき抜けて、妻トラスは約 3 cm ほど外にせり出した (Photo. 14, 15)。そこでジャッキで建物を引き戻して修復し、今度は桁行方向に加力した。5.8 ton の時点で南壁の掃き出し開口上部の合板が外にはらみ出して、約 6 ton でこの部分が破れ出した (Photo. 16)。

以後、荷重の上昇と共にこの破れが進行し、また窓開口上部においても合板が座屈し (Photo. 17, 18) 7,586 kg で突然帯金物の釘がひき抜けて、建物の加力側が約 2 cm 浮き上がり、荷重も低下した (Photo. 19, 20)。

建物の最大耐力をさらに上昇させるためには、開口上端隅角部付近の合板の補強と、浮き上がり止め金物を追加する必要がある。

最大荷重時の南壁の変形を、壁単体試験と構造体試験で比べてみると、両者とも 1/35 rad となっており、最大耐力時の変形は両者とも同じ程度であった。

桁行方向加力の最大荷重 7,586 kg は、北、南壁それぞれがその 1/2 (3,793 kg) ずつ負担していると考えられる。この値は、南壁単体試験の最大荷重 3,521 kg を超えている。壁単体試験では、下枠は土台と基礎にボルトでアンカーされているが、構造体試験ではこのアンカーボルトは使用していない。この下枠の接合方法の違いにもかかわらず、構造体試験での南壁は、単体試験と同程度の最終的な変形をし、かつ、最大荷重が単体以上となったということは、南壁に直交する壁 (この場合主として西壁) がアンカーボルトと同等以上の効果を発揮したものと考えてよいであろう。

### 3.1.3 剛性係数

ここで、構造体と壁構成要素における変形状の関連を検討するため、剛性係数を次のとおり定義する。すなわち、壁の荷重-変形の関係において、荷重を壁の 1 m 長さ当りの大きさにとり、この荷重をその時の変形量で除した値とする。

従ってこれは荷重-変形曲線において、ある点と原点を結んだ直線の正接である。

構造体試験でのこの値は、加力方向の各壁の変形を平均化したものと、壁長としてそれぞれの壁の盲張部分の長さの総和とを用いた。

壁単体試験および構造体試験におけるこの値を Fig. 10, 11 に示した。

これを見ると、変形の初期には剛性係数は非常に高い値を示すが、変形の増加に伴い、急激に減少してゆくことがわかる。

また、図において、各壁の線は 2P 盲壁より上にあるが、これは小壁の影響を受けて剛性が上昇しているものと考えてよいであろう。

### 3.1.4 実大効果

現行の木構造の設計概念では、建物内の各方向の盲壁を耐力壁とみなしてこれらが建物耐力の 8 割を保有し、残りの 2 割は小壁などが保有するとしている。ここではこの 2 割の中に含まれる直交壁の効果を検討した。

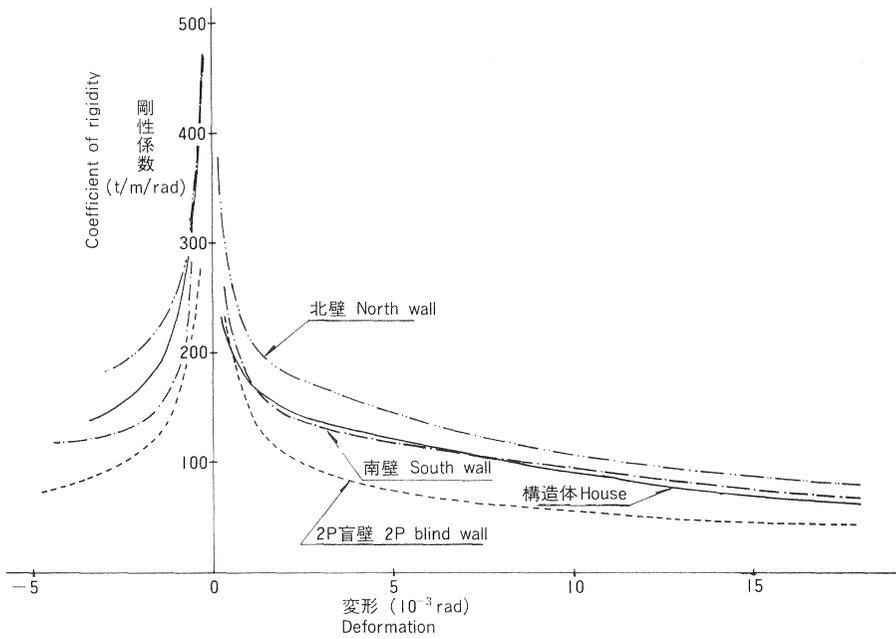


Fig. 10 変形と剛性係数の関係 (桁行)  
Relation between deformation and coefficient of rigidity (Ridge direction).

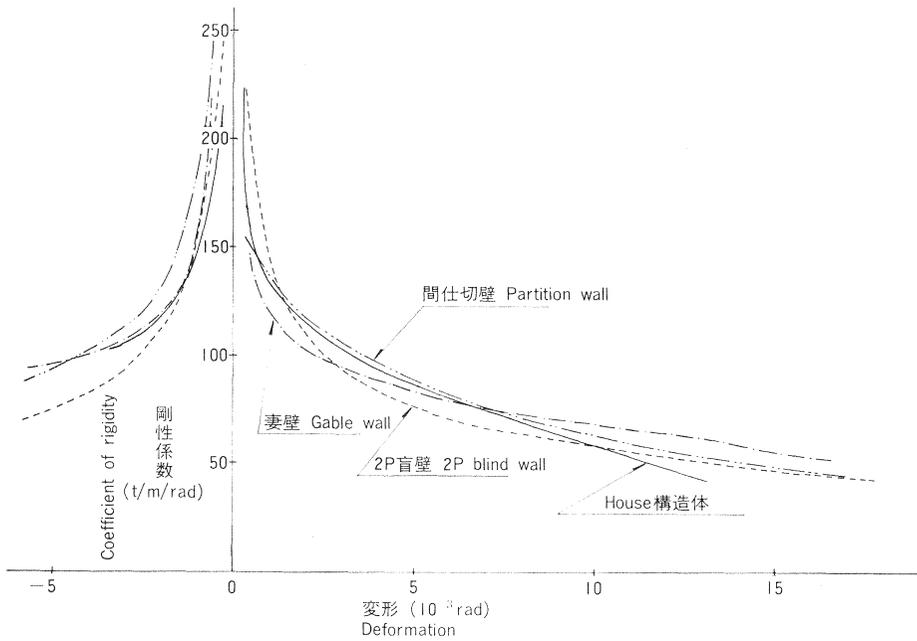


Fig. 11 変形と剛性係数の関係 (張間)  
Relation between deformation and coefficient of rigidity (Span direction).

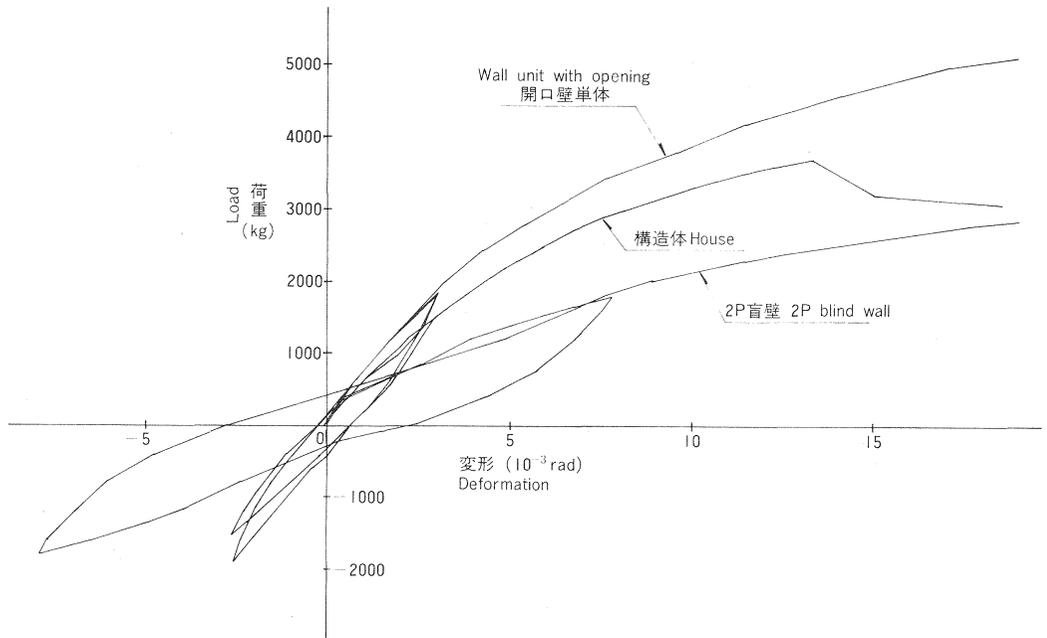


Fig. 12 荷重-変形曲線 (北壁)  
Load-deformation curve (North wall).

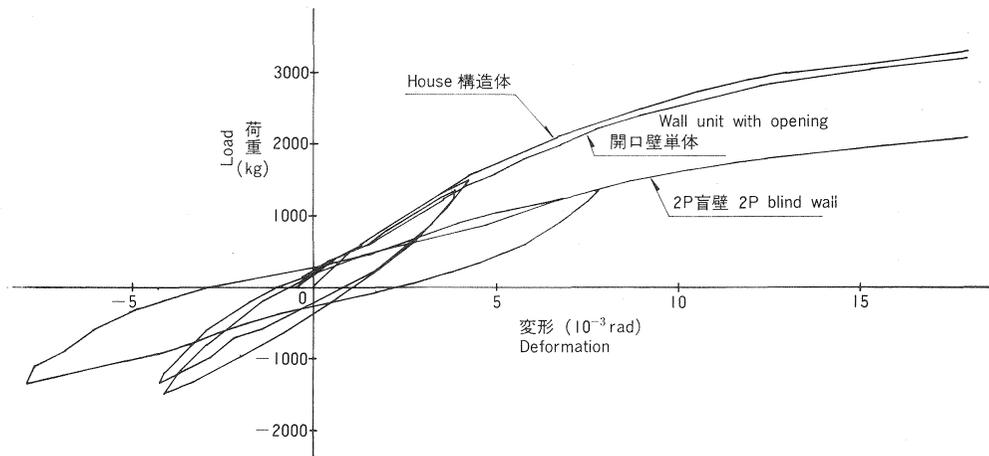


Fig. 13 荷重-変形線曲 (南壁)  
Load-deformation curve (South wall).

Fig. 12, 13 は、桁行加力の時、荷重は 1/2 ずつ南北の壁に加わるとした建物の変形曲線および 6P 開口壁単体試験の変形曲線を描いたものである。またこれらには 2P 盲壁の変形曲線も描かれているが、これは、北壁の場合には盲張部分が 4P、南壁のそれは 3P であるので、それぞれの盲張部分の長さに換算してある。

この図で、2P 盲壁と開口壁単体との差は小壁の影響、開口壁単体と構造体との差は実大建物になったための実大効果と考えられる。

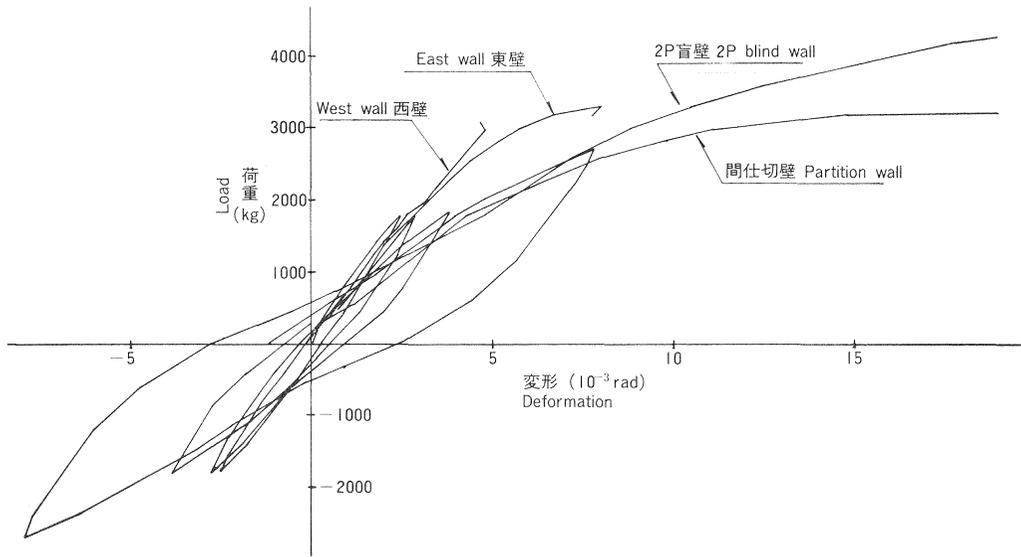


Fig. 14 荷重-変形曲線 (張間方向)  
Load-deformation curve (Span direction).

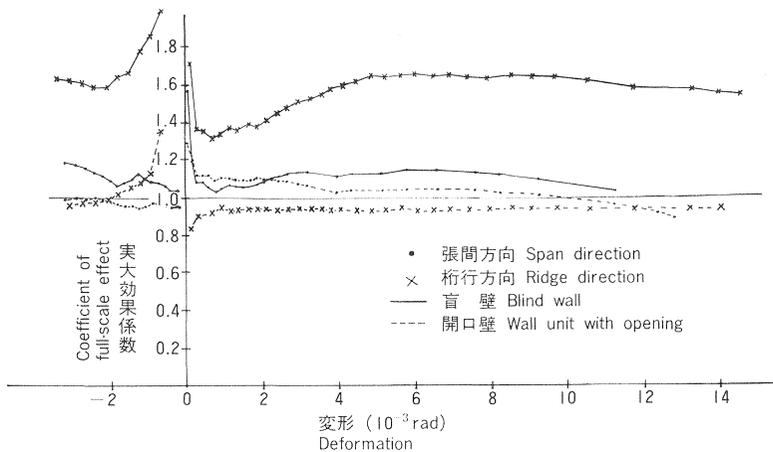


Fig. 15 実大効果係数  
Coefficient of full-scale effect.

これらの図からは、この効果が出ているものといえないものがあり、全体的な傾向は捕え難い。

Fig. 14 は、張間方向加力における変形曲線に、2P 盲壁の変形曲線をこの方向の壁長の総和 6P に換算したものを示したものである。

この図は、東西両妻壁は 2P 盲壁より上に位置していて、小壁の影響により剛性が上昇していることを示しているが、間仕切壁は 2P 盲壁より下にあり、構造体試験では、この間仕切壁に力が集中していることを示唆している。これについては後述するが、間仕切壁は荷重全体の 40% を負担し、妻壁は 30% ずつ負担している。

ここで、建物の各方向ごとに実大効果を整理するために、実大効果係数  $F$  を次のように定義する。

Table 2. 実大効果係数の平均値  
Mean values of coefficient of full-scale effect

( ) 内は標準偏差 ( ) Standard deviation

壁 Wall	桁 行* Ridge direction	張 間* Span direction	桁 行** Ridge direction	張 間** Span direction
2P 盲 壁 2P blind wall	1.57 (0.14)	1.10 (0.08)	1.14 (0.19)	0.83 (0.10)
開 口 壁 Wall unit with opening	0.96 (0.12)	1.03 (0.08)	—	—

\*:  $\gamma_1$  をベース Values based on  $\gamma_1$ .

\*\* : 2P盲壁は  $\gamma_3$ , 構造体は  $\gamma_1$  をベース Values based on  $\gamma_3$  of 2P blind wall and  $\gamma_1$  of house.

$$F = P_F / \Sigma P_u$$

ここに  $P_F$  は実大建物のある特定の变形時 (仮に  $d$  とする) の荷重であり,  $P_u$  は建物を構成する壁要素の同一变形時 ( $d$ ) の荷重で,  $\Sigma P_u$  は, 各壁要素の総和を意味する。

Fig. 15 にこれを示す。ここでは, 壁要素として 2P 盲壁および開口壁を用いている。

Table 2 にこれらの値の平均値を示した。

開口壁に対するこの係数の値は, 構造体に組立てられたことによって生ずる効果, すなわち本試験の場合には, 加力方向に平行な壁に接して存在する直交方向の壁の効果 (直交壁効果) と考えられる。

桁行方向の場合には, この値は 1 より小さくなっている。この原因は, 前述した上載荷重の違い, 脚部アンカーボルトの有無といった試験条件の相違の他に, 偏心により生ずる振れの影響も受けていると考えられる。総じていえば, 本試験では直交壁効果は現われなかったといえよう。

2P 盲壁に対する 実大効果係数は, 小壁および直交壁の効果を含んだ値である。張間方向のこの値は 1.10 となっており, 非耐力部材の効果をも勘案した値 1.20 を満たしていない。しかし, 非耐力部材の保有耐力 2 割という値は, 実際の建物の構造耐力試験より得られた値と考えられるので, この中には, 内外装材や, 造作材などの効果も含まれているといえよう。従って, 本試験で得られた値 1.10 の多寡を論ずるには今後の研究に待たねばならない。

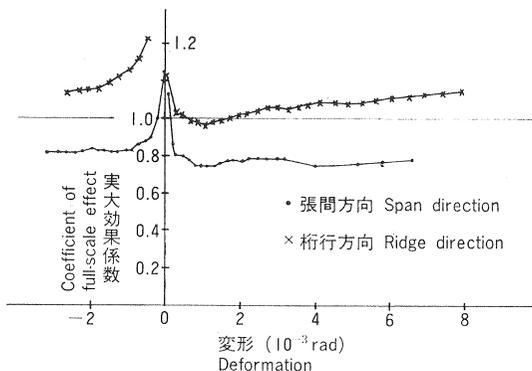


Fig. 16 実大効果係数 (盲壁は  $\gamma_3$ )  
Coefficient of full-scale effect (Blind wall value based on  $\gamma_3$ ).

一方, 桁行方向については, この値は 1.57 とかなり大きな値を示している。これは 2P 盲壁の剛性評価を低く見積り過ぎていることに原因しており, 過剰設計となっている。材料の有効利用の上から, より精度の高い設計をするために, 小壁の影響を加味した開口壁の剛性・耐力についてのより深い研究が望まれるところである。

次に 2P 盲壁から構造物の挙動を推定する方法について検討してみよう。

Fig. 16 は, 2P 盲壁の变形は, 載荷式試験法の  $\gamma_3$ , 構造体の变形は  $\gamma_1$  を用いて計算

した実大効果係数である。またこの値の平均値を Table 2 に示した。

この値は、双方とも  $\gamma_1$  を用いて求めた値 (Fig. 15) と比べてみるとかなり低くなっている。この値が 1.0 より低いということは、2P 盲壁の剛性を高く評価し過ぎていることを意味している。Fig. 16 から、変形の増大に伴い、この値が漸増傾向にあることがよみとれる。Table 2 からは、 $\gamma_1$  をベースにした値の方が、 $\gamma_3$  をベースにした値よりバラツキが小さいことがうかがえる。以上のことより、木試験のように鉛直荷重を加えたラッキング試験での 2P 盲壁の耐力評価には、小壁の影響がつかまびらかでない現時点では、安全側の値を与える  $\gamma_1$  をベースにした値を探る方が妥当であると考えられる。

### 3.1.5 建物の捩れ

Fig. 17 のように、建物の幾何学的中心  $M$  から剛心  $R$  が  $e$  だけ偏っている建物に、外力  $P/2$  が 2 か所に加わると、建物には捩れが生ずる。

いま外力  $P$  が、剛心  $R$  に作用する時の釣合条件から次式が得られる。

$$P_1 = k_1 d \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$P_2 = k_2 d \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$P_m = k_m d \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$P_1 + P_2 + P_m = P \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$P_2(l+e) + P_m e = P_1(l-e) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 $d$  は建物の変位、 $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_m$  はそれぞれ西、東、間仕切壁の復元力、 $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_m$  はそれに対応する壁のバネ定数である。これから偏心距離  $e$  が次のように求まる。

$$e = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2 + k_m} l \quad \dots\dots\dots (6)$$

さて、Fig. 17 のように外力が作用し、剛心  $R$  にその反力  $P$  が作用すると、建物には捩れだけが生じ、これによる各壁の変位は Fig. 17 のように書き表わされる。この捩れに伴う変位により引き起こされる各壁の復元力の剛心  $R$  に関するモーメントは、外力の偏心モーメントにつりあう。これから

$$P \cdot e = k_1(l-e)^2\theta + k_2(l+e)^2\theta + k_m e^2\theta + k_n w^2\theta + k_s w^2\theta \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 $k_n$ 、 $k_s$  は北または南壁のバネ定数。

従って

$$\theta = \frac{e}{k(l-e)^2 + k_2(l+e)^2 + k_m e^2 + k_n w^2 + k_s w^2} P \quad \dots\dots\dots (8)$$

桁行方向加力の場合には、 $k_m = 0$  として、Fig. 17 を  $90^\circ$  変換して考えればよいから、 $k_1 \rightarrow k_n$ 、 $k_2 \rightarrow k_s$ 、 $w \rightarrow l$ 、 $l \rightarrow w$ 、 $k_s \rightarrow k_2$ 、 $k_n \rightarrow k_1$  などとすればよい。従って、桁行方向加力の場合には

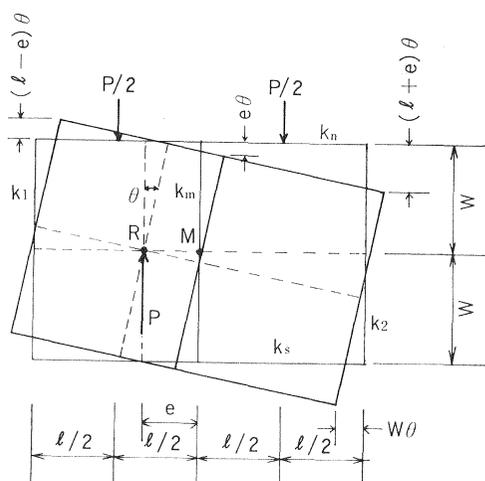


Fig. 17 建物の捩れ  
Torsion of house.

$$e' = \frac{k_n - k_s}{k_n + k_s} w \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$\theta' = \frac{e'}{k_n(w - e')^2 + k_s(w + e')^2 + k_2 l^2 + k_1 l^2} P \quad \dots\dots\dots(10)$$

本試験では  $k_1 = k_2$  であるから、この場合は、式 (10) は整理して次のようになる。

$$\theta' = \frac{(k_n - k_s)w}{4 k_n k_s w^2 + 2 k_1 (k_n + k_s) l^2} P \quad \dots\dots\dots(10')$$

開口壁単体試験結果から、桁行方向加力の場合の偏心距離  $e$  を求めてみると、変形  $1/300$  rad あたりで、 $k_1 = 60$  kg/mm,  $k_n = 214$  kg/mm,  $k_s = 117$  kg/mm が得られるので、これらを式 (9) に代入して、偏心距離は

$$e = 533 \text{ mm}$$

偏心率  $r$  は、

$$r = e/2w$$

$$= 0.15$$

となった。

また、各壁のバネ定数の値を (10') 式に代入して計算した値と、実測値とを Fig. 18 に示した。実測値で一部不連続のところがあるが、これは張間方向加力で破損が生じた後に行った試験のためである。

実測値はほぼ直線であり、計算値は比較的良好にその傾向を表わしているといえよう。

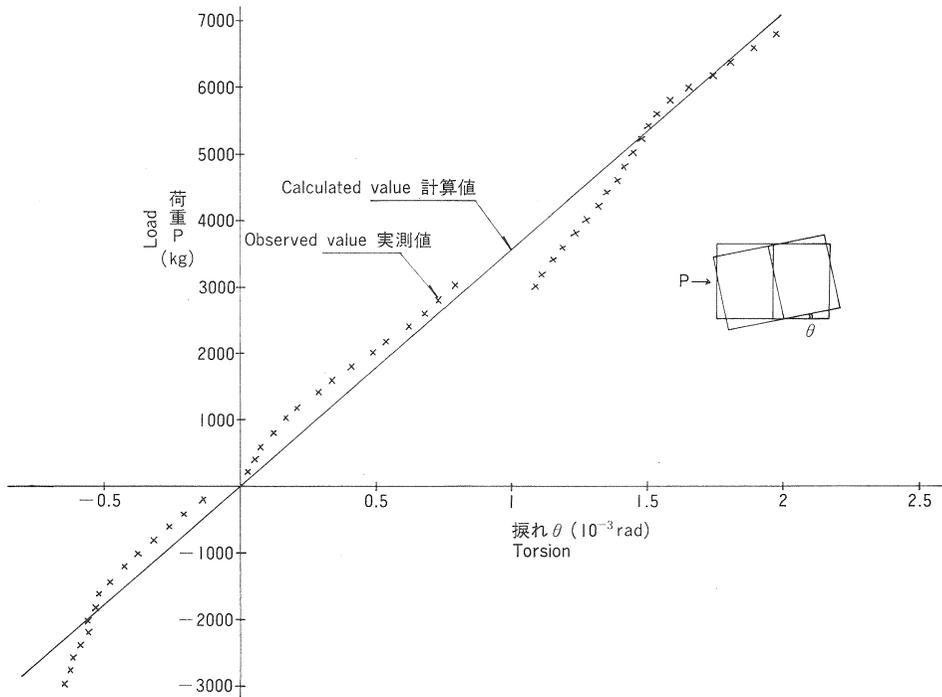


Fig. 18 荷重と建物の捩れ  
Torsion of house.

3.1.6 壁の荷重分担率とダイアフラム剛性

いま、間仕切壁部における屋根ダイアフラムのたわみを  $\delta_m$  とする。この  $\delta_m$  は、Fig. 19 のように間仕切壁のない建物のたわみと、間仕切壁の反力  $P_m$  によるたわみを重ね合わせて求められるものとする。実際には、屋根ダイアフラムと壁との接合部 (本試験の場合にはあおり止め金物を用いたトラスと壁の接合部) においてズレが生じていると考えられるが、このズレは微少で無視できるものと仮定する。これについては後で検討する。

Fig. 19 (a) において、 $P$  が剛心  $R$  に作用する場合の壁の変位  $f$  は次式で表わされる。

$$f = \frac{P}{k_1 + k_2} \dots\dots\dots(11)$$

外力の合力が剛心に作用しない時には、建物は振れるので、各壁の変位は次のように書き表わされる。

$$\delta_1 = f - (l - e)\theta \dots\dots\dots(12)$$

$$\delta_2 = f + (l + e)\theta \dots\dots\dots(13)$$

また、剪断応力はダイアフラムの幅 ( $2w$ ) 方向で一定とすると、ダイアフラム固有のたわみ  $\delta_3$  は、ダイアフラムの断面積を  $A$  (この場合は合板厚さ  $\times 2w$ )、剪断力を  $Q$ 、ダイアフラムの剪断剛性係数を  $G$  とすると、次のように求まる。

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \int_0^l \frac{Q}{AG} dx \\ &= \frac{Pl}{4AG} \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

一方、間仕切壁に加わる力を  $P_m$  とし、 $P_m$  により生ずる各部のたわみを Fig. 19 (b) のように表わすと、それらは次のように書ける。

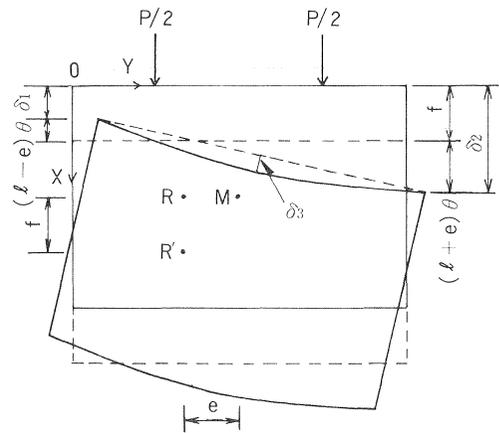
$$\delta_4 = -g + (l - e)\theta' \dots\dots\dots(15)$$

$$\delta_5 = -g - (l + e)\theta' \dots\dots\dots(16)$$

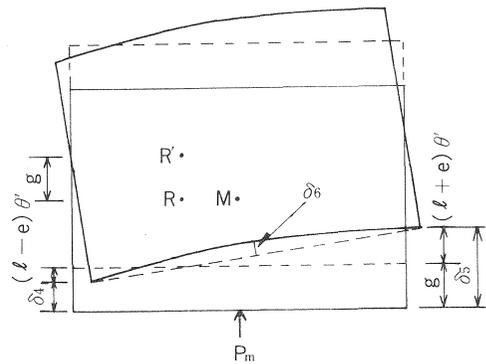
$$\delta_6 = -\frac{P_m l}{2AG} \dots\dots\dots(17)$$

ここで、偏心距離  $e$ 、振れ  $\theta$ 、 $\theta'$  は式 (6) および式 (8) から次のようになる。

$$e = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} l$$



(a) P によるたわみ  
Deflection caused by P



(b)  $P_m$  によるたわみ  
Deflection caused by  $P_m$

Fig. 19 屋根ダイアフラムのたわみ  
Deflection of roof diaphragm.

$$\theta = \frac{e}{k_1(l-e)^2 + k_2(l+e)^2 + k_n w^2 + k_s w^2} P$$

$$= KP$$

$$\theta' = KP_m$$

従って間仕切壁部分のダイアフラムのたわみ  $\delta_m$  は、次のようになる。

$$\delta_m = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} + \delta_3 + \frac{\delta_4 + \delta_5}{2} + \delta_6 \quad \dots\dots\dots(18)$$

また  $P_m = k_m \delta_m$  の関係があるから、以上を整理して書くと、

$$\frac{P_m}{P} = \frac{\frac{1}{k_1 + k_2} + eK + \frac{l}{4AG}}{\frac{1}{k_m} + \frac{1}{k_1 + k_2} + eK + \frac{l}{2AG}} \quad \dots\dots\dots(19)$$

式 (19) は  $k_1 = k_2$  の場合には

$$\frac{P_m}{P} = \frac{k_m(k_1 l + 2AG)}{2(2k_1 AG + k_m AG + k_1 k_m l)} \quad \dots\dots\dots(19')$$

となる。

開口壁単体試験より、1/300 rad あたりまでの変形を直線とみて、各壁のバネ定数を次のとおり得た。

$$k_1 = 60 \text{ kg/mm}$$

$$k_m = 70 \text{ kg/mm}$$

また本試験の屋根とほぼ同一の構造形態の屋根ダイアフラムの構造耐力試験<sup>20)</sup>より得られた屋根ダイアフラムの剛性  $G$  を  $6.4 \text{ kg/mm}^2$  として、これらの値を式 (19') に代入すると、

$$P_m/P = 0.40$$

という値が得られた。

間仕切壁単体試験のデータをもとにして、構造体試験における間仕切壁の変形量から、この値  $P_m/P$  を求めたものを Fig. 20 に示す。

式 (19') から得た計算値は、大略実測値と合っているといえよう。

Fig. 20 は、変形の増大に伴い、間仕切壁に力が集中していく模様を示している。

次にトラスと壁の接合部のズレについて検討してみる。

間仕切壁部分のズレを起こす剪断力  $Q_j$  は、

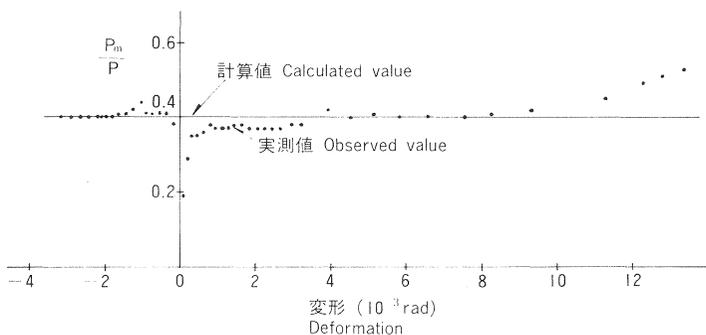


Fig. 20 間仕切壁に加わる力の割合  
Ratio of load  $P_m$  carried by partition wall to total load  $P$ .

$$Q_j = \frac{P}{2} - \frac{P_m}{2} - P_m$$

$$= \frac{P}{2} - \frac{3}{2}P_m$$

である。あおり止め金物の接合耐力試験の結果を用いて接合部のズレを計算し、ダイアフラム全体のたわみに占める割合を求めてみると、間仕切壁が 1/300 rad 変形した時点では 4% であった。この程度の数値は無視しても不都合はないであろう。

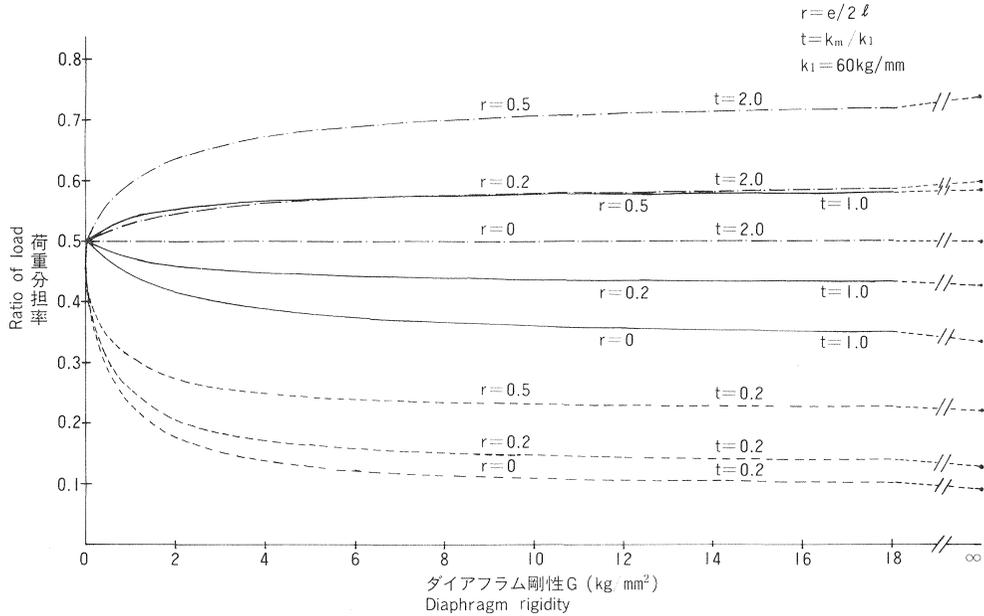


Fig. 21 ダイアフラム剛性と荷重分担率の関係 (間仕切壁)  
 Relation between diaphragm rigidity and ratio of load carried by each wall to overall load (Partition wall).

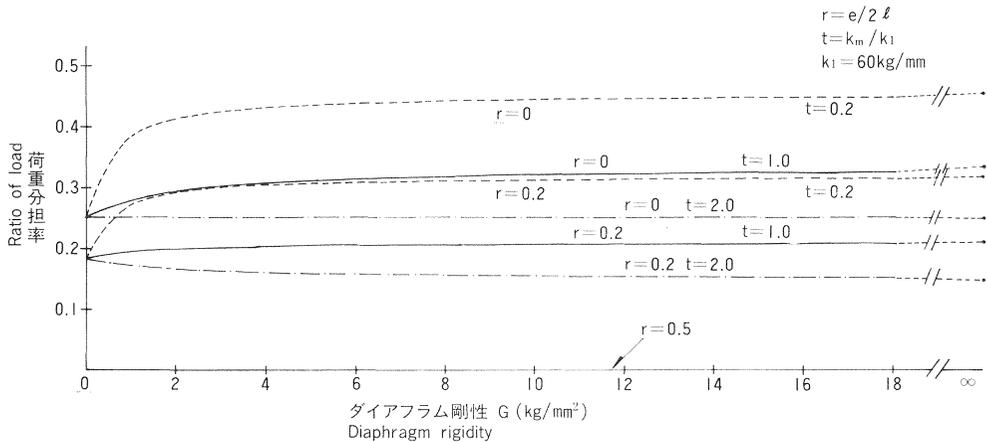


Fig. 22 ダイアフラム剛性と荷重分担率の関係 (妻壁)  
 Relation between diaphragm rigidity and ratio of load carried by each wall to overall load (Gable wall).

ダイアフラムの水平剛性と、その下に位置する壁が負担する荷重との関係を、Fig. 17 のような加力形式の場合について検討を加えた。

Fig. 21 および Fig. 22 は、偏心率  $r=e/2l$ 、壁の剛性比  $t=k_m/k_1$  および  $G$  がそれぞれ変化した時、間仕切壁または妻壁が全体の荷重の何割を分担するかという荷重分担率がどのように変わるかを示したものである。

双方の壁とも、 $G=2\text{kg/mm}^2$  以下では、この荷重分担率の変化率は大きい、 $2\text{kg/mm}^2$  を超えると、その値が無限大になっても、分担率の変動は少ない。偏心率  $r$  および剛性比  $t$  によって荷重分担率はかなり大きく変化することがよみとれる。

以上のことから、実際の建物においては、ダイアフラムの剛性がある程度 ( $2\text{kg/mm}^2$ ) 以上であれば、壁に入る力はそれ程大きな変わりはなくなり、”壁をつりあいよく配置”して偏心をなくすことが、力の

集中を防ぐ上から極めて重要な事柄であることがわかる。

### 3.1.7 脚部の浮上がりと変形

脚部の浮き上がりが壁の長さ方向でどのように変化していくかを調べた (Fig. 23)。

加力点に最も近い点の浮き上がりはかなり大き

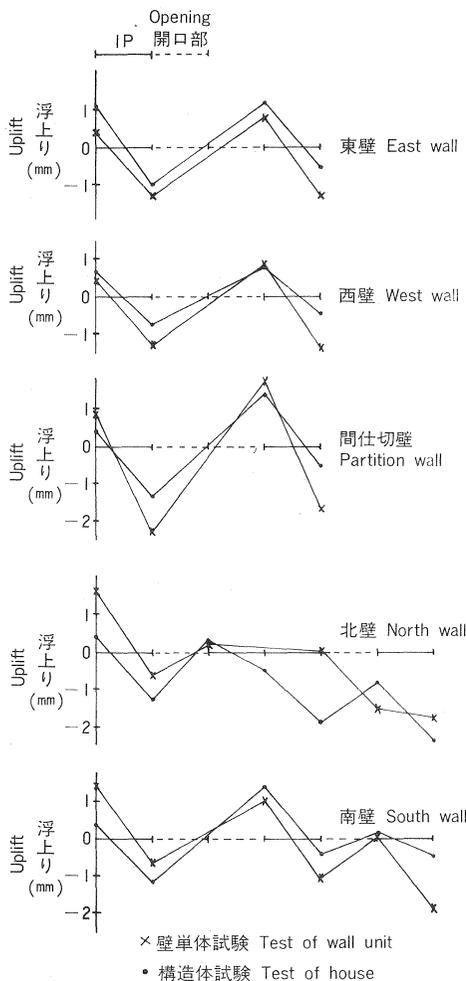


Fig. 23 壁脚部の浮上がり (1/300 rad 変形時)

Uplift of bottom of wall (When 1/300 rad deformed).

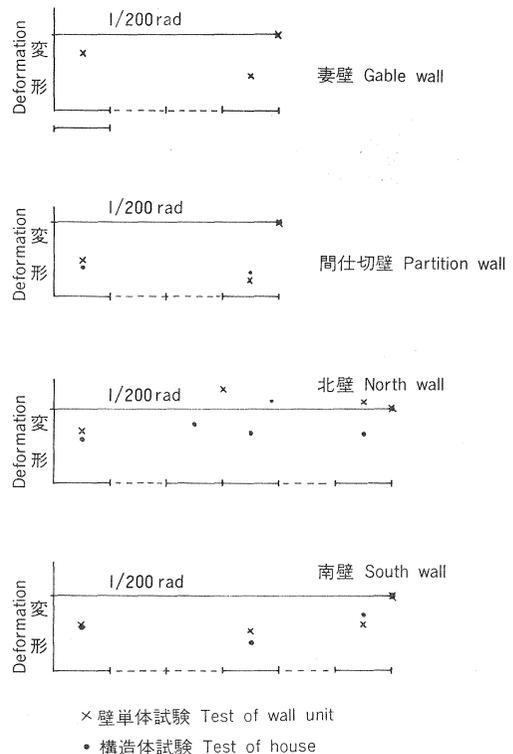


Fig. 24 盲張部の変形  
Deformation of blind part along each wall.

く、ここから遠ざかるにつれて減少していくが、掃き出し開口のところでは最も大きな浮き上がりを生じている (Photo. 21)。6P の場合、4P を超えるあたりからは浮き上がりはなく、沈下だけになっていくようである。

Fig. 24 は壁の盲張部分の補正した変形をプロットしたものである。右端の点は壁全体の変形 ( $\gamma_3$ ) が  $1/200 \text{ rad}$  であることを示したものである。壁頂部変位は壁の長さ方向ではあまり変化はないので、この盲張部の変形は脚部の浮き上がり量に大きく依存している。

Fig. 23 において、浮き上がりの左端と右端の点を結んだ線の傾きより急な傾きを持つ盲張部分の変形は壁全体のそれより小となる。

Fig. 24 で北壁の一部で壁全体の変形を超えているものがあるが、これはいま述べた Fig. 23 の浮き上がりの傾向と一致している。

Fig. 24 で明らかなように、壁全体の変形と個々の盲張部の変形は大きく違っているところがあるので、補正した変形としてこのような壁全体の変形を用いるのはその趣旨にふさわしくない。

補正した変形  $\gamma_3$  が真の変形すなわち釘および面材の変形に応じたものを表すためには、その壁の各盲張部分での変形を平均化する等の方策が必要であろう。

Table 3 は、このように平均化した変形  $\gamma_a$  と  $\gamma_1$ ,  $\gamma_3$  とを比較したものである。

2P 盲壁を1とした時の各壁の比を見ると、 $\gamma_3$  では開口壁の方が減少している場合もあるが、 $\gamma_a$  ではこの値はすべて増加している。すなわち実際の壁の変形量 (釘および面材の変形) を表すには  $\gamma_a$  が適当と思われる。

### 3.2 壁単体の自由振動試験

結果を Table 4 に示す。固有振動数は壁が長いこと、および上載荷重がなく、質量としては自身の質量のみであることもあって極めて高い値を示している。

表中の減衰定数 ( $h$ ) は次式から求めた。

$$h = \frac{1}{\pi} \log_e \left( \frac{x_i}{x_{i+1}} \right) \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここで  $x_i$  は  $i$  番目の振幅を表す。この値もまた極めて高い値を示していることが注目される。

Fig. 25 に波形の一例を示した。針金切断時に幾分時間がかかり針金が伸びて変位が減少していることがうかがえる。壁の自由振動は、減衰が大きく2回位の振動で消滅している。

Table 4 の変位は針金による壁の引き上げ量を示し、荷重はその時の壁の復元力を表す。

振幅の増大に伴い、固有振動数、減衰定数とも減少してゆく傾向がよみとれる。

### 3.3 実大建物の振動試験

共振曲線を Fig. 26, 27 に示す。図中の応答変位は、加速度  $\alpha$ 、振動数  $f$  として次式から計算したものである。

$$x = |\alpha| / (2\pi f)^2 \quad \dots\dots\dots (21)$$

減衰定数が大きいため、壁が横方向のたわみ振動を起こしやすいためなどからピークがあまり明確に出現していないが、桁行方向で 7.7 Hz、張間方向で 5.0 Hz を1次のピークと見なせよう。またこの時の減衰定数を  $1/\sqrt{2}$  法で求めてみると、桁行方向で  $h=0.069$ 、張間方向で  $h=0.057$  という値を得た。これらの値を壁単体の自由振動試験結果と比べてみると、実大建物の値がかなり低くなっている。これは上載荷重や屋根の固定荷重の有無による差異と考えられる。

Table 3. 1/200 rad 変形時の荷重の比\*\*  
Ratio of load when 1/200 rad deformed

壁 Wall	壁 単 体 Wall unit			構 造 体 House		
	$\gamma_1$	$\gamma_3$	$\gamma_a^*$	$\gamma_1$	$\gamma_3$	$\gamma_a^*$
2 P 盲 2 P blind	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
東 East	1.13	0.82	1.20	3.64	2.63	—***
西 West	1.13	0.82	1.20	—	—	—
間 仕 切 Partition	1.22	0.89	1.36	2.83	1.94	3.00
北 North	2.06	1.47	1.51	3.23	2.31	2.92
南 South	1.60	1.19	1.67	3.34	2.24	3.21

\*  $\gamma_a$  : 各盲張部分の変形の平均値 Average deformation of each blind part in wall.

\*\* : 各パネルとも 2P に換算 Conversion value to 2P.

\*\*\* : 変形が 1/200 rad に達しなかった。 Deformation did not reach at 1/200 rad.

Table 4. 壁の自由振動試験結果  
Results of free vibration test of wall unit

壁 Wall	変 位 Displacement (mm)	荷 重 Load (kg)	固有振動数 Natural frequency (Hz)	減衰定数 Damping factor
北 North	4.2	600	34.8	0.50
	3.5	584	27.0	0.23
	10.3	1,800	25.6	0.16
南 South	1.1	271	18.5	0.30
	11.1	1,350	13.9	0.24
妻 Gable	3.8	356	14.4	0.30
	7.9	600	12.7	0.14
	6.7	535	11.4	0.17
	11.7	832	11.3	0.17
	13.4	900	12.1	0.14
間 仕 切 Partition	1.5	200	18.3	0.52
	2.9	300	15.1	0.45
	3.8	388	18.3	0.36
	7.7	600	14.3	0.16
	7.3	581	13.2	0.16
	14.5	900	11.4	0.10

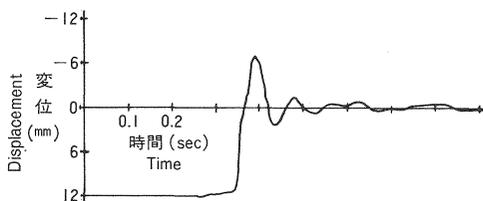


Fig. 25 壁の自由振動 (妻壁)  
Free vibration of wall unit  
(Gable wall).

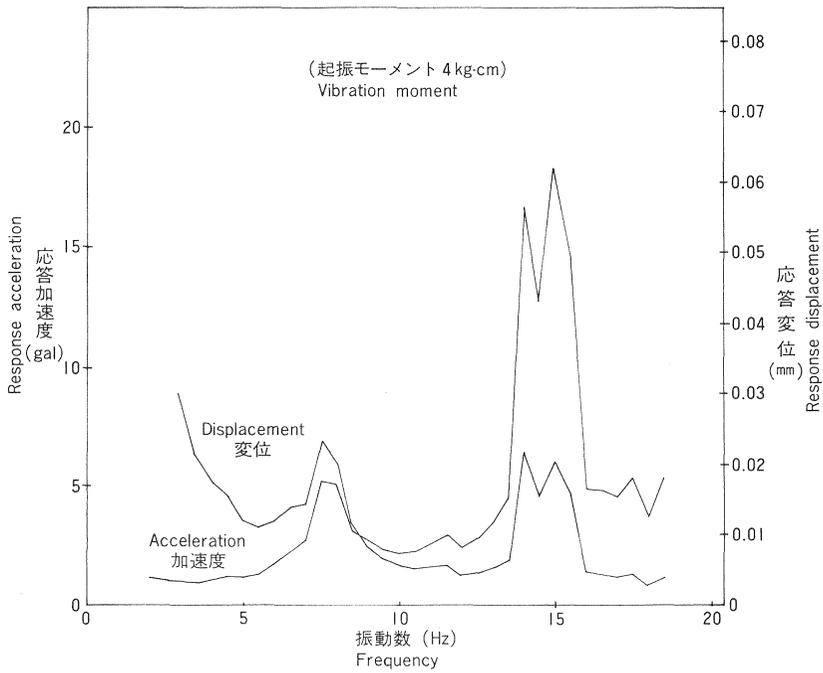


Fig. 26 実大建物共振曲線 (桁行方向)  
Resonance curve of full-scale house (Ridge direction).

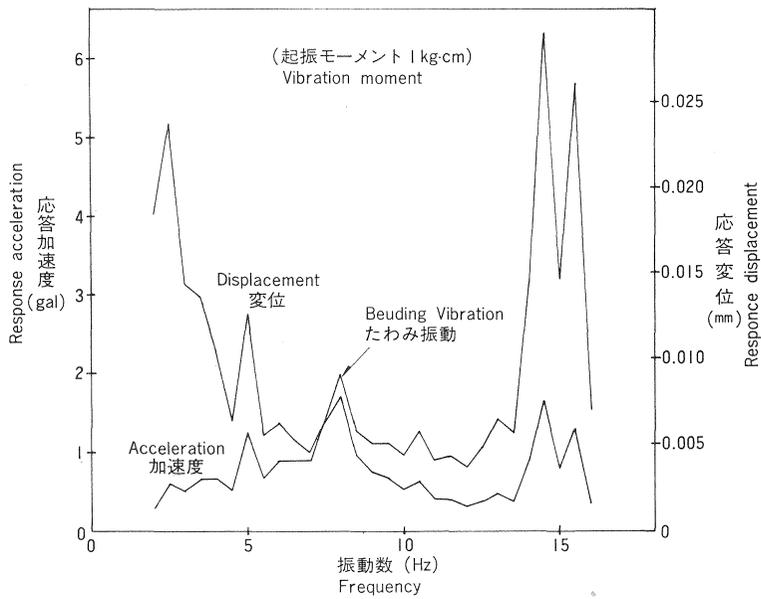


Fig. 27 実大建物共振曲線 (張間方向)  
Resonance curve of full-scale house (Span direction).

## 結 び

本試験で得られた結果をまとめると次のようになる。

- (1) 実大建物において、脚部に帯金物を取り付けることによる剛性の増加は、 $1/600$  rad 程度の変形段階では僅かで、10% 以内であった。
- (2) 建物の耐力上昇のためには、屋根構面と壁とを十分強固に緊結する必要がある。
- (3) 本試験では、剛性に関する直交壁効果は現われなかった。
- (4) 間仕切壁に加わる力の割合をダイアフラムの剪断剛性ととの間連で導いた計算式は、実験値とよく一致した。
- (5) 実大建物試験における水平剛性、振り剛性は、建物を構成する各開口壁単体の試験結果から計算した値とよく一致した。
- (6) 実大建物の固有振動数および減衰定数は、桁行方向で  $7.7$  Hz,  $h=0.069$ , 張間方向で  $5.0$  Hz,  $h=0.057$  であった。

## 文 献

- 1) 渡部 丹・川島謙一：木造軸組壁のせん断耐力に関する研究，建築研究報告 No. 59, (1971)
- 2) 杉山英男・竹村喜次：国内産小径木を利用して構成した耐力壁が，直交する壁に接続するときの面内せん断耐力について—第 1 報—，日本建築学会学術講演梗概集, (1974)
- 3) 有馬孝禮：木質系壁パネルの鉛直加力下の水平交番加力に対する面内せん断性能の実験的研究 (第 1 報)，昭和 51 年度日本建築学会関東支部研究報告集, (1976)
- 4) 杉山英男：木質構造における耐力壁の許容耐力の決定法と開口をもつパネル状木質壁体のせん断耐力の推定法とに関する提案，日本建築学会論文報告集, 第 186 号, (1971)
- 5) 林 勝朗：木質系開口パネルのせん断耐力に関する研究，日本建築学会論文報告集, 第 233 号, (1975)
- 6) 杉山英男・鈴木秀三：枠組壁工法を用いた耐力壁のせん断性状に及ぼす試験方法・シーシング材・釘打ちの影響に関する実験的研究 (第 1 報)，日本建築学会論文報告集 第 232 号, (1975)
- 7) 山井良三郎：木質壁パネルの強度性能，材料 第 20 巻, 第 218 号, (1971)
- 8) 久田俊彦：木造壁体の耐力に間する研究，日本建築学会論文集 第 42 号, (1951)
- 9) 平嶋義彦・金谷紀行・畑山蟻男・神谷文夫：既存木造住宅の耐震補強に関する研究 (第 2 報)，日本建築学会大会学術講演梗概集, (1979)
- 10) L. O. ANDERSON, J. A. LISKA : Wood Structure Performance in an Earthquake, U. S. F. P. L. Report No. 16, (1964)
- 11) 澤田 稔・山井良三郎・高見 勇・近藤孝一・杉山英男：木造組立家屋に関する研究 第 2 報，林業試験場研究報告 第 152 号, (1963)
- 12) 杉山英男・菊池重昭・野口弘行：実大建物加力試験を通して見た枠組壁工法による合板張り耐力壁のせん断耐力，日本建築学会論文報告集 第 247 号, (1976)
- 13) 野口弘行・杉山英男：枠組壁工法建物内における層せん断力の流れについて (第 1 報)，日本建築学会論文報告集 第 248 号, (1976)
- 14) 鈴木秀三・杉山英男・竹村喜次：枠組壁工法実大建物における耐力壁の挙動分析 (第 1 報)，日本建築学会論文報告集 第 269 号, (1978)
- 15) 東京都防災会議：木造建物の耐震性能実態調査, (1970)

- 16) 久田俊彦・中川恭次・佐藤輝夫：木造住宅の壁体量と振動性，日本建築学会論文報告集 54号，(1956)
- 17) K. TAKEYAMA, T. HISADA, Y. OHSAKI : Behavior and Design of Wooden Buildings Subjected to Earthquake, II WCEE, (1960)
- 18) 建設省建築研究所：小規模住宅の新施工法の開発，(1976)
- 19) 日本木質構造材料協会：間伐材等小径材利用住宅工法に関する調査研究報告書，(1977)
- 20) 平嶋義彦他：屋根ダイアフラムの構造耐力試験，未発表

---

## Studies on Wood-Panel Construction (II)

### Loading test of full-scale house

Yoshihiko HIRASHIMA<sup>(1)</sup>, Fumio KAMIYA<sup>(2)</sup>, Yoshio HATAYAMA<sup>(3)</sup>  
and Noriyuki KANAYA<sup>(4)</sup>

#### Summary

This report presents the results of tests conducted to investigate the relations between performance of wall elements and the overall performance of a test house under lateral loads.

The wall elements were framed using 7 by 7 cm studs spaced at 45.5 cm oc, 7 by 3.5 cm top and sole plates and 7.5 mm lauan structural plywood in a size of 91 by 273 cm as described in Part 1 of this study.

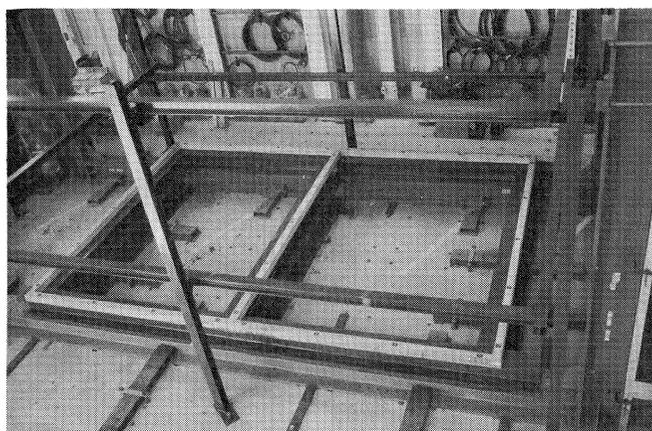
The test house was constructed with the wall elements and the roof system, and its sectional details, plan, elevations and the locations of openings of each wall element were shown in Figs. 1, 3, 4 and 5. The floor board, ceiling boards, cladding and interior coverings were not used in this house due to the examination of the performance of wall elements affected by the roof diaphragm. The roof system was formed by thirteen king-post trusses spaced at 45.5 cm oc and 9 mm lauan structural plywoods fastened to trusses and blockings as shown in Fig. 2. The sill plates of 9×9 cm cross section were anchored to the steel foundation frame with M 12 bolts spaced at 90 cm oc. The sole plates of the wall elements were fastened to the sill plates with CN 90 spaced at 45.5 cm oc. Both sides of each wall element were connected to sill plates with hurricane straps. The general construction details and nail schedules were almost in accordance with the manual of wood frame house construction published by the Japan Residential Mortgage Association. The racking tests of the wall elements (gable walls, partition wall, north wall, south wall) were conducted under vertical loads of 200 kg/m on top of the wall and the relations of load-defomation were described in Part 1 of this study.

The lateral loading tests of the full scale house were conducted by application of loads by means of double hydraulic jack actuators. In the case of loading in the direction of the

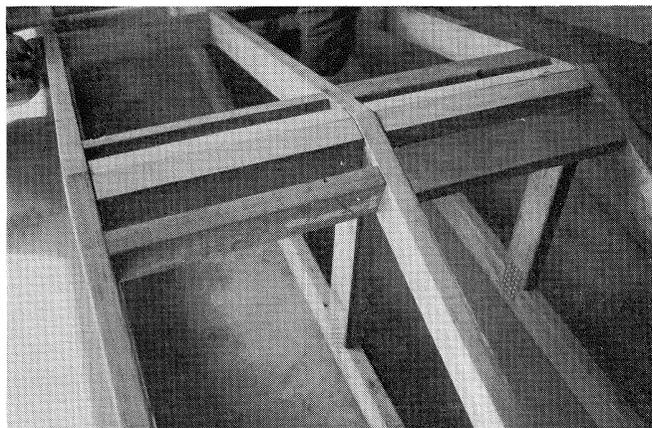
---

Received October 17, 1980

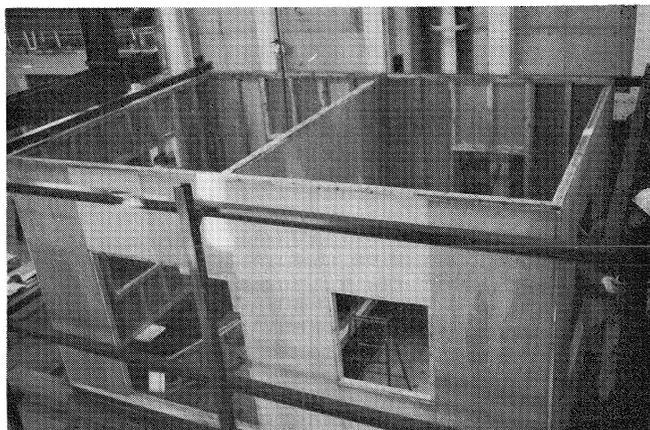
(1)~(4) Wood Utilization Division



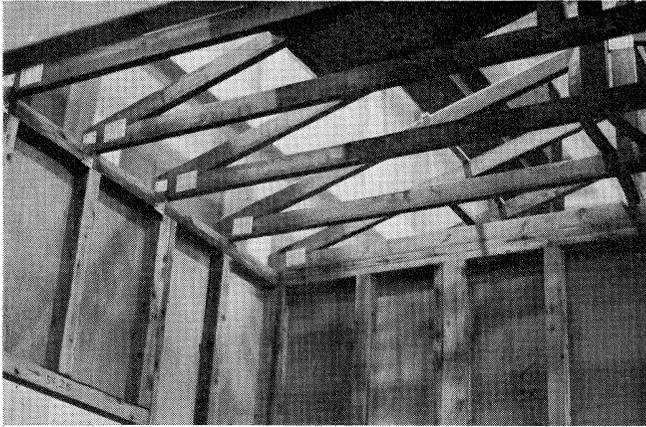
**Photo. 1** 基礎, 土台および変位測定用不動点フレーム  
Foundation, sill and frame for measuring  
displacement of house.



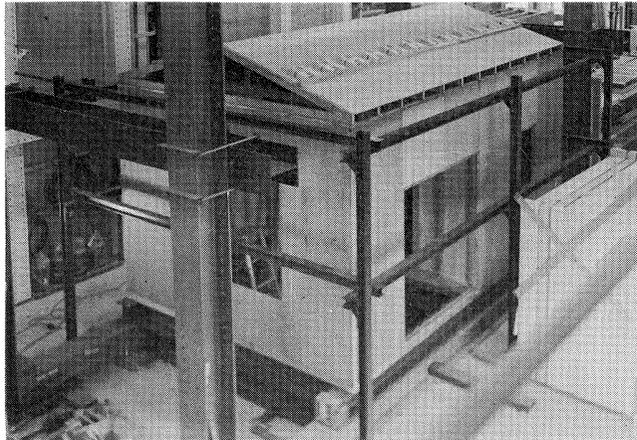
**Photo. 2** 野地板受け材および棟木  
Blocking and ridge piece.



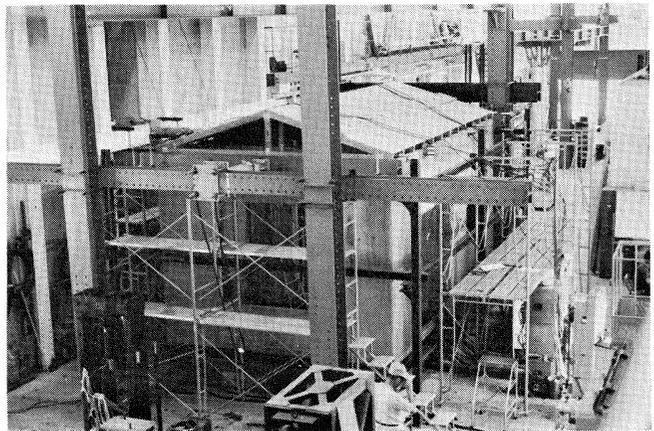
**Photo. 3** 構造躯体の組立て  
Construction of test house.



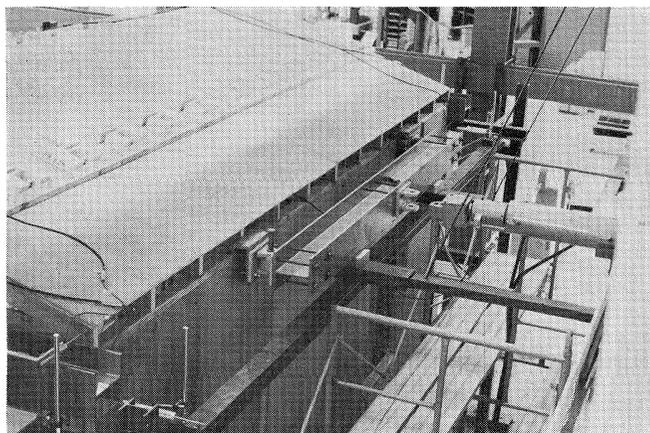
**Photo. 4** あおり止め金物を用いたトラスの接合  
Connection of truss using rafter tie.



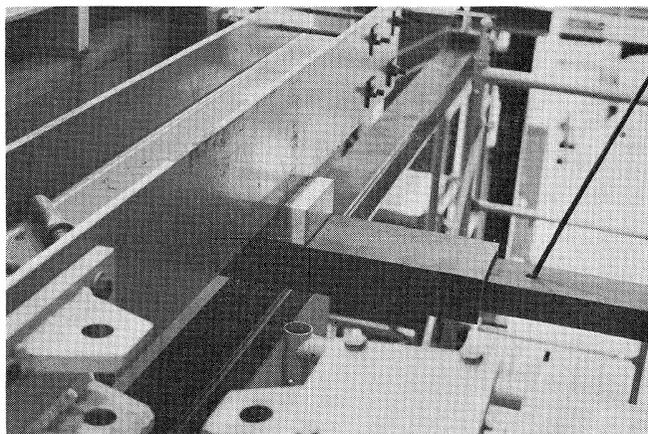
**Photo. 5** 完成試験体  
Test house.



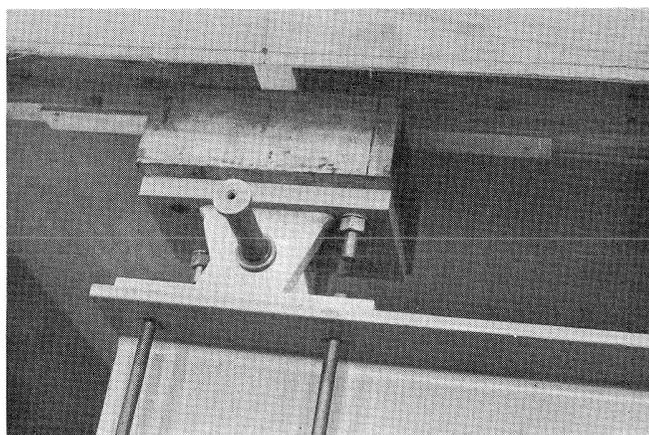
**Photo. 6** 加力試験全景  
Set-up of loading test of full-scale house.



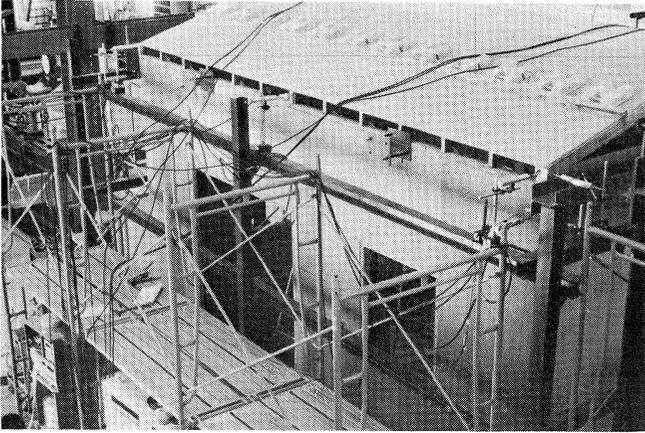
**Photo. 7** 張間方向加力（北壁）  
Loading apparatus parallel to span direction  
(North wall).



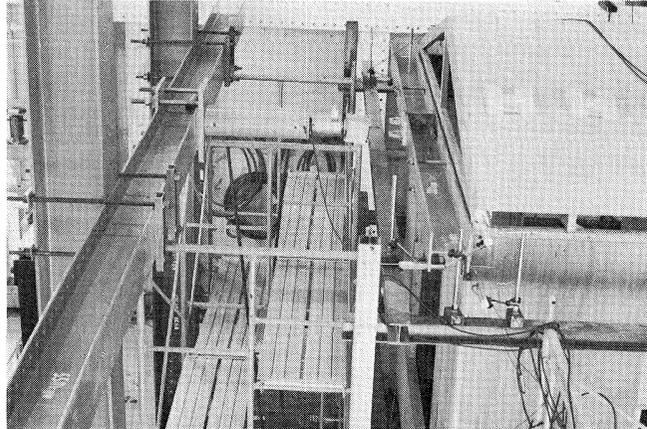
**Photo. 8** 加力ビームとその支え（張間方向加力）  
Loading beam and its supporting beam  
(Loading parallel to span direction).



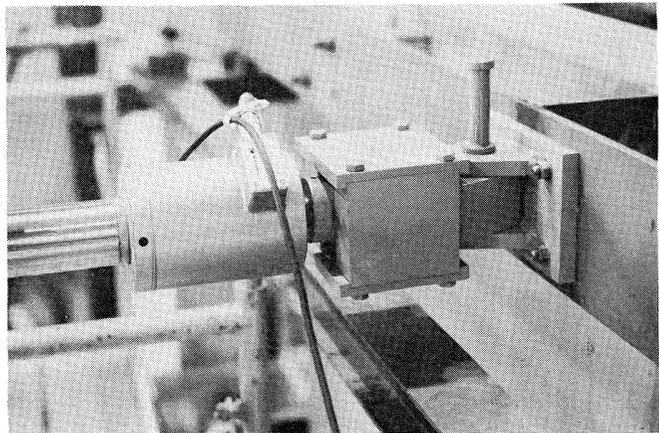
**Photo. 9** 張間方向加力の加力点（北壁）  
Loading head (Parallel to span direction,  
north wall).



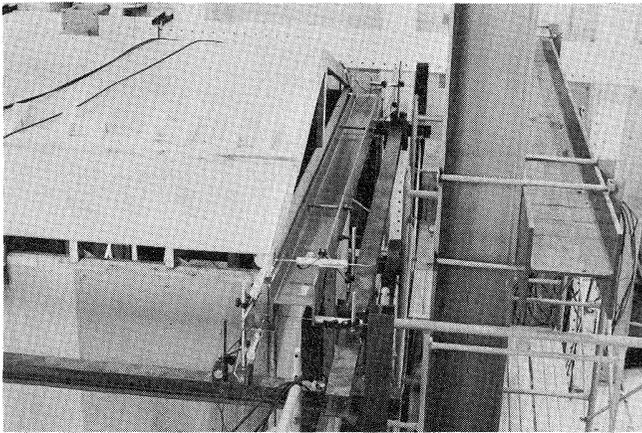
**Photo. 10** 張間方向加力の加力点（南壁）  
Loading head (Parallel to span direction,  
south wall).



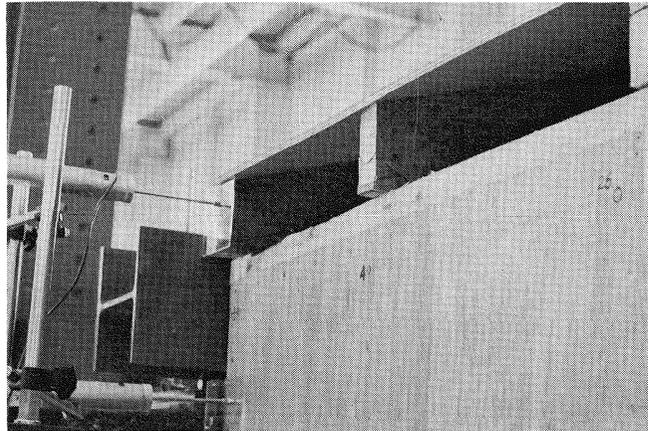
**Photo. 11** 桁行方向加力（西壁）  
Loading apparatus parallel to ridge direction  
(West wall).



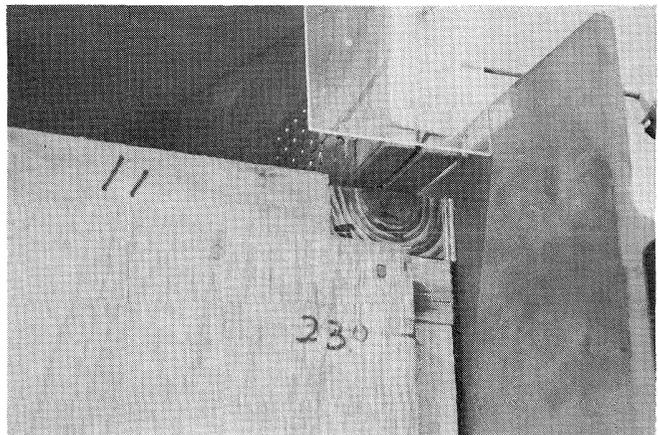
**Photo. 12** 加力装置（ロードセル，ローラ，ピン）  
Loading apparatus (Load cell, roller and pin).



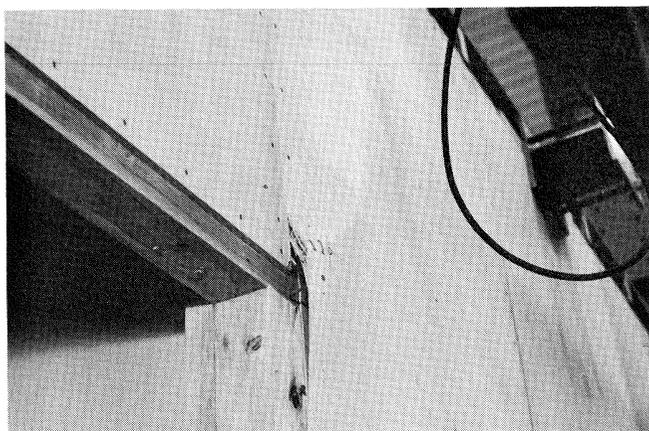
**Photo. 13** 桁行方向加力(東壁)  
Loading apparatus parallel to ridge direction  
(East wall).



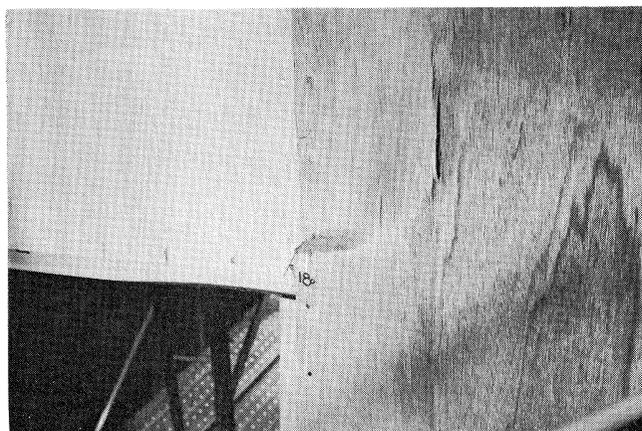
**Photo. 14** 張間方向加力によるトラスのズレ(西)  
Slide of truss connection (West end).



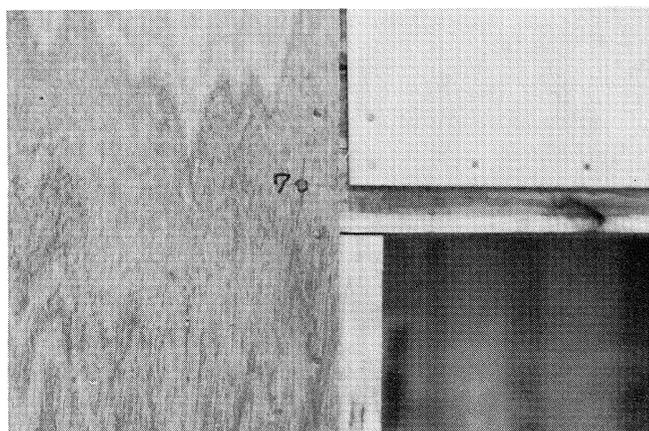
**Photo. 15** トラスのズレ(東)  
Slide of truss connection (East end).



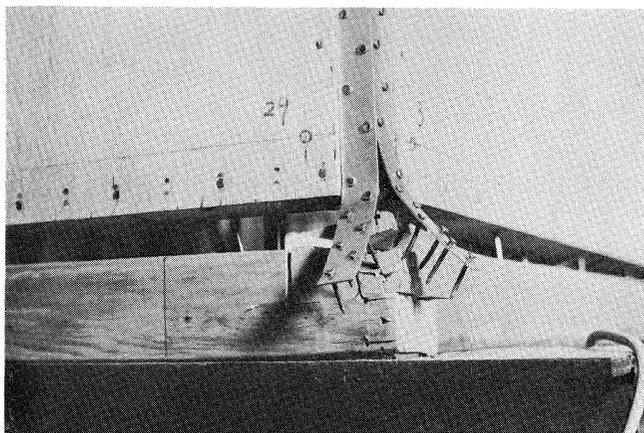
**Photo. 16** 桁行方向加力による南壁掃出し開口上部  
の合板の座屈  
Plywood buckling at top corner of door opening  
(South wall).



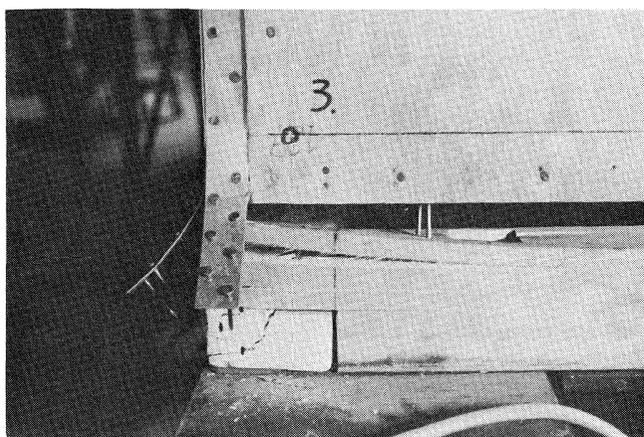
**Photo. 17** 南壁窓開口上部の合板の座屈  
Plywood buckling at top corner of window  
opening (South wall).



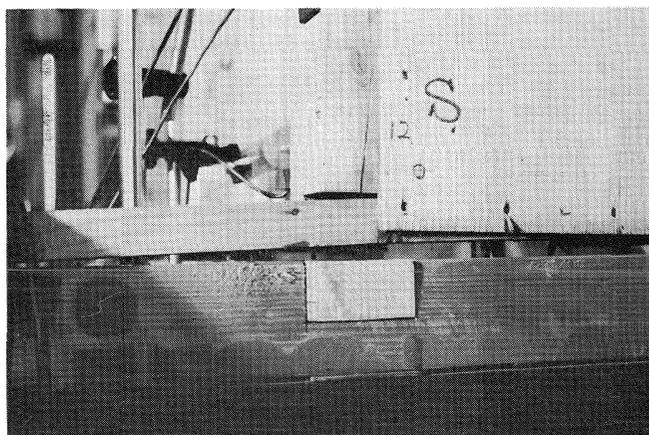
**Photo. 18** 南壁窓開口上部の合板のズレ  
Slide of plywood at top corner of window opening.



**Photo. 19** 西南隅角部の破損  
Failure at south-west corner.



**Photo. 20** 南壁土台の割れ  
Failure of sill under south wall.



**Photo. 21** 南壁掃出開口下部の浮上り  
Uplift of soil plate at bottom corner of door  
opening (South wall).