

木造組立家屋に関する研究 第2報

林野作業員宿舎(A型)の実大剛性試験

沢 田 稔⁽¹⁾ 山 井 良 三 郎⁽²⁾
高 見 勇⁽³⁾ 近 藤 孝 一⁽⁴⁾
杉 山 英 男⁽⁵⁾

ま え が き

この研究は横浜国立大学工学部建築学科，飯塚五郎蔵博士の設計になる林野作業員用木造組立宿舎A型（一般地向）に対し，その設計用風圧荷重による建物の剛性を実大試験により検討する目的で計画された。この種実大建物の試験には多額の経費，時間ならびに人員を必要とするほか，幾多の困難な条件をとまないがちであるが，木造建物についての試験資料はきわめてまれであり，ちかごろ木造組立住宅の生産熱もかなり高まっている事情を考え，木造建物としての構造性をよりよく認識し，技術的にも経済的にも合理性のある構造と構造部材の設計に少しでも役だつ資料を得ようと考えたので，かなりの困難はあつたが，あえて実施することにした。

いうまでもなく，この試験のみによつて直ちに木造組立住宅の合理的な設計が可能となるとは考えられないが，少なくともこれまで多くの問題が単に経験的知識から大まかに推定されてきたことを思えば，この試験によりいくつかの具体的な事実を確認しえたことや，木質材料の生産技術面からみた利用上の問題点についてもあるていど理解しえたことは，今後この方面の技術開発にあたつて，多少とも役だつものがあつたように思われる。

1. 試験の進め方について

この試験は大別して，「使用した主要部材の試験」と「構造試験」とに分けられるが，構造試験については記述の便宜上，これを「分解試験」と「総合試験」とに区別した。

なお，この試験建物の構造が，設計者の構造計画では「三鉸節集成材アーチ構造」となつていたので，その条件を確かめるために，つぎのような一連の試験をおこなうこととした。

(1) この建物に使用したおもな部材（集成材，床パネル，壁パネル，棚パネル，屋根パネル，妻パネル，棟木，肩桁および床桁）のすべてについて，断面構成，寸法および重量等をしらべたうえで，単純支持条件での曲げ剛性試験をおこない，各部材ごとにその平均曲げ剛性（EI）の値を決定した。

(1) 木材部材料科強度研究室長・林学博士

(2) 木材部材料科強度研究室員・農学博士

(3)(4) 木材部材料科強度研究室員

(5) 木材部研究顧問・明治大学工学部助教授・工学博士

(2) つぎに、この建物の集成材骨組を山形ラーメンとみて、その頂部および両脚部における接合点をピンを用いた滑節点とし、その三鉸節山形ラーメン条件で Y 一方向水平荷重（壁面荷重）による剛性試験をおこない、あらかじめこの集成材についてもとめてある部材の曲げ剛性による計算値と、この試験でえられた実測値とを比較してその適合度をたしかめた。

(3) 設計者の指示による金物を用いて頂部および両脚部をそれぞれボルト接合に改め、ふたたび、前記の水平荷重による剛性試験をおこない、えられた実測曲げ剛性がどの程度まで三鉸節条件からはずれているかを検討した。これによつて、主として、脚部のボルト接合条件による固定効果を判断しようと考えたわけである。

(4) ついでこの集成材骨組に「壁パネル」、「壁パネル+屋根パネル」および「壁パネル+屋根パネル+妻パネル」の順に逐次部材をとりつけて、建物完成にいたるまでの各過程におけるパネルの拘束効果をたしかめた。ただし、床パネルは集成材骨組を所定の金物によつてボルト接合したとき、また棚パネルは壁パネルをとりつけたときにそれぞれ装着した。

(5) なお、完成時の水平荷重は Y 一方向（壁面）集中荷重によるものと、局部的等分布荷重（パネル面にとりつけた木製井桁状荷重枠による）によるものとの両者を比較試験した。

(6) さらに、妻面に Z 一方向荷重（妻面に集中荷重を作用せしめたもの）を加えて、壁パネルおよび屋根パネルの面内せん断剛性を実測した。

(7) Y 一方向荷重のばあい、この集成材骨組を「二鉸節山形ラーメン」および「両脚固定山形ラーメン」として計算剛性をもとめ、これらと実測値との比較をおこなつた。

以上の試験のうち、(2)項以下は分解試験であるが、これに対し、完成建物に設計用風圧荷重を加えるものを総合試験とする。このばあい、設計用風圧荷重は、速度圧 $= q = 120 \text{ kg/m}^2$ とみたが、実際にはこれを若干上まわる荷重を加えている。

さて、

(8) 総合試験では、a) 風上荷重、b) 風下荷重、および c) 風上下同時荷重の 3 種類の負荷方法により、(5)項と同様の局部的等分布荷重 (1 m^2) をパネル面に加えて建物の剛性を実測した。

このばあいの荷重の組合せは、つぎのとおりである。

- i) 軒先端部集中荷重 (X 一方向)
- ii) 屋根面荷重 (X 一方向)
- iii) 壁面荷重 (Y 一方向)
- iv) 妻面荷重 (Z 一方向) ……風上面のみ
- v) 軒先+屋根面荷重 (X X 一方向)
- vi) 軒先+屋根+壁面荷重 (X X Y 一方向)
- vii) 壁+妻面荷重 (Y Z 一方向)
- viii) 屋根+軒先+妻面荷重 (X X Z 一方向)
- ix) 軒先+屋根+壁+妻面荷重 (X X Y Z 一方向)

以上の手続きにより、本試験住宅がその設計の当初において計画された構造性がどの程度まで実現されているかを明らかにする一方、使用部材の断面設計に対する材料としての力学的条件についても検討を加えることとした。

2. 部 材 試 験

前述した9種の主要部材につき、その試験方法、結果および設計荷重をうけたさいの剛性、曲げモーメント、接合部での反力および最大せん断力等についてのべる。

2.1 湾曲集成材 この部材は試験建物の骨組を形成するもので、その寸法を図-2.1-1に、剛性試験の方法を図-2.1-2にしめす。なお、これを構成している挽板はエゾマツおよびトドマツの混淆せるもので、挽板厚は約10mm、幅は90mmで湾曲部は17層、AE部分は13層、BF部分は14層で成型され、さらに、その湾曲部凸側に三角形の添材を二次接着してある。

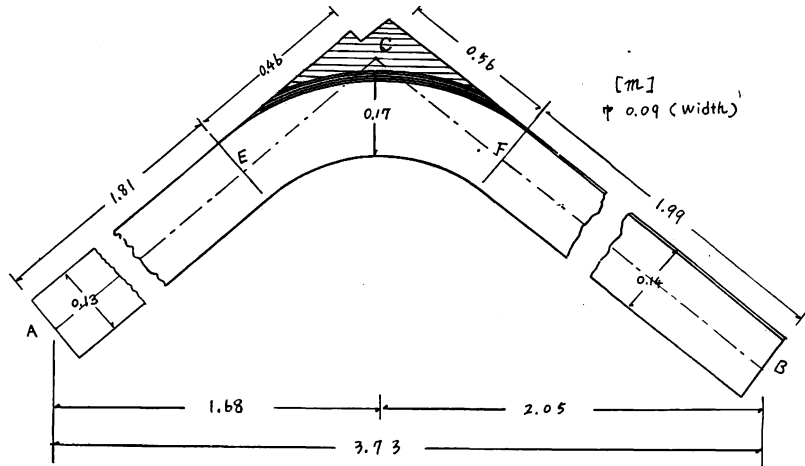


図-2.1-1 湾曲集成材の形状と断面寸法

Fig. 2.1-1 Form and dimensions of curved laminated beam.

この状況は図版 2.1-1~2.1-3 のとおりであるが、この三角形添材はきわめて不完全な接着状態であつて荷重試験中剝離したものもある。また、この挽板材料であるエゾマツおよびトドマツでは、通常その安全曲率半径 ρ は挽板厚 t の約 150 倍以上ないと挽板に損傷の生ずる危険がある ($\rho \geq 150t$)。これは曲げによる挽板の外皮歪を ε とすれば、 $\rho = t/2\varepsilon$ の関係があり、エゾマツやトドマツについてわれわれのこれまでの実験的研究では、繊維の圧潰する限度歪は約 0.35% となつていたので、圧縮損傷を起こさない安全曲率半径の最小値は、 $\rho_{min} = t/0.007$ となるからである。しかるに、この湾曲集成材の凹面最外部挽板の $\rho = 800\text{mm}$ であつて、 $t = 10\text{mm}$ に対して 80 倍にすぎず、当然かなりの圧潰が予想されたが、図版 2.1-4 にみられるごとくその材面にはかなり強い損傷がみとめられた。

さて、この試験での荷重方法は図版 2.1-5 のように材料試験機を用いて曲率を小とする方向の曲げモーメントをあたえ、その変形量の測定にはすべてダイヤルゲージ (TTDK, 10^{-2}mm , 30mm ストローク)

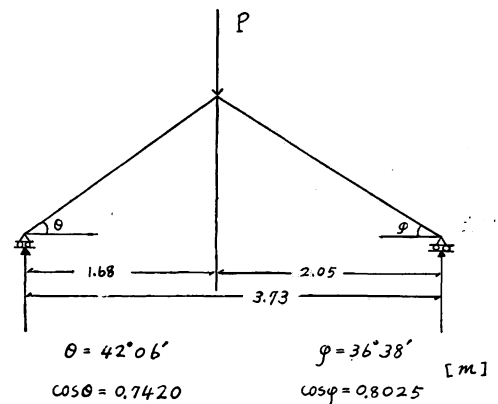


図-2.1-2 湾曲集成材の曲げ試験方法

Fig. 2.1-2 Manner of loading for curved laminated beam.

表 2.1. 集成材の曲げ剛性試験結果

Table 2.1. Results for flexural rigidity test of curved laminated beam.

試 料	垂直撓み	見掛けの曲げ剛性	曲げヤング係数	換算断面2次モーメント	換算平均材せい	自 重
Beam	$\Delta\delta_{yc}$	E I	E'	I'	h'	W
No.	$10^{-3}cm$	10^6kgcm^2	$10^3kg/cm^2$	cm^4	cm	kg
1	412	331.4	136.3	2431	14.8	28.0
2	420	325.0	133.7	2431	14.8	28.4
3	404	337.9	139.0	2431	14.8	28.0
4	415	329.0	135.3	2432	14.8	28.5
5	390	350.1	144.0	2431	14.8	28.8
6	421	324.3	133.4	2431	14.8	27.5
Mean	410	333.0	137.0	2431	14.8	28.2

$\Delta\delta_{yc}$ = 荷重点Cにおいて荷重 100kg あたりの実測垂直撓み

Observed vertical deflection per 100kg load at loading point C.

E I = Apparent flexural rigidity.

E' = Young's modulus in bending.

I' = Moment of inertia reduced by EI/E'.

h' = Reduced average depth of beam.

W = Weight of beam.

$$E' = \frac{100}{\Delta\delta_{yc}} \left[\frac{1}{I'} \int_0^{1.81} M\bar{M}ds + \frac{1}{I_2} \int_{1.81}^{2.27} M\bar{M}ds + \frac{1}{I_3} \int_0^{1.99} M\bar{M}ds + \frac{1}{I_4} \int_{1.99}^{2.55} M\bar{M}ds \right]$$

$$\text{where } I_1 = \frac{9 \times 13^3}{12} \times 10^{-8} = 16.48 \times 10^{-6} (m^4)$$

$$I_2 = I_4 = \frac{9 \times 17^3}{12} \times 10^{-8} = 36.85 \times 10^{-6} (m^4)$$

$$I_3 = \frac{9 \times 14^3}{12} \times 10^{-8} = 20.58 \times 10^{-6} (m^4)$$

を用いた。その各測点の状況は図版 2.1-6, 2.1-7, 2.1-8 にしめたとおりである。また、このばあいの曲げ剛性 EI の計算は、後にのべる構造試験での解析とあわせるために、アーチとしてではなくラーメンとして見掛けの値をもとめた。

さらに、この集成材の曲げヤング係数を近似的にもとめてみたが、このばあい、部材の断面が一様でないので、 $I_1 = \bar{A}\bar{E}$ 区間、 $I_2 = \bar{E}\bar{F}$ 区間、 $I_3 = \bar{F}\bar{B}$ 区間の断面2次モーメントとして計算した。また、EF 区間では、二次接着による三角形添材部を無視した。これらの結果は表-2.1 にしめすとおりである。これによると、その曲げヤング係数Eの値は通常のエゾマツおよびトドマツ集成材のそれとくらべてやや大きくなっているが、これはその荷重の小さい区間ではあるていど添材効果もあろうし、またかりに、ほとんどこの効果を無視しようとしても、この添材を介して荷重が伝達されるために、正しくは局所的な分布荷重の条件となり、集中荷重の条件にくらべてその撓みは当然小さくでてくることが考えられる。われわれがかつて報告¹⁾したエゾマツおよびトドマツ集成材のヤング係数では、平均 108,000kg/cm² (83,000~126,000) となつてゐるが、これと比較してみると約27%ていど大きいことになる。いずれにせよ、この集成材のもつてゐる真のヤング係数よりは若干大きい結果となつてゐることはまちがいないように思われ

る。

このような添材をもつ湾曲集成材の曲げ剛性については、その添材条件による変動も考えられるので、別途実験的検討を加える必要があるが、今回は部材剛性を見掛け上定めておけば、構造試験の解析には支障はないのでとくに問題としてとりあげないこととした。

また、強度的には、前述したようになかなか大きな曲率をあたえたことにより圧縮側外皮挽板に圧縮損傷もみられ相当な曲げ耐力の低下が予想される。しかし、この試験では破壊荷重の数分の一でその剛性のみを測定したので、はたしてどのくらいまで低下しているか、またこの集成材の最大曲げモーメントがどのくらいになっているかを確認できなかった。ただ、その低減率についてアメリカ方式⁴⁾によつて計算すれば、約30%となる(低減率 $=2000 \times \left\{ \frac{t}{p} \right\}^2$)。われわれのおこなつた実験(前出の報告)では、エゾマツおよびトドマツ集成材の曲げ破壊係数は平均 619 kg/cm^2 (508~714) で、これをこの集成材の最大曲げモーメントに換算すれば、 $M_{AE}=1569 \text{ kgm}$; $M_{EF}=2683 \text{ kgm}$; $M_{FB}=1820 \text{ kgm}$ となり、EF 区間で低減率30%を見込めば、 $M'_{EF}=1878 \text{ kgm}$ となる。したがつて、いま、かりにこの集成材の曲げ破壊係数を次式によつて推定すれば、

$$\sigma = 619 \times \frac{3}{4} = 464 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

となり、さらに最大曲げモーメントは、

$$M_{AE}=1177 \text{ kgm}$$

$$M_{EF}=1409 \text{ "}$$

$$M_{FB}=1365 \text{ "}$$

となる。降伏点をその80%の大きさととり、安全率をかりに4/3とみこめば、この集成材の短期応力に対する曲げモーメントの限界は

$$M \leq 1177 \times 0.8 \times 0.75 = 706 \text{ (kgm)}$$

となる。

なお、設計用風圧荷重条件でのこの集成材の耐力については、これが山形ラーメンとしての骨組と考えたばあい、その両脚部における接合条件や、パネル装着による拘束効果など複雑な問題が入ってくるので単一部材として論ずることはできない。後述の構造試験のところで、この点にふれることとする。

2.2 床パネル このパネルの構成および寸法は図-2.2-1 にしめすとおりであるが、框材および中棧はラワン素材、表板は三井16mm ダイヤフロア、底板は6mm I 類ラワン合板を使用している。これを同図(a)のように自由支持の条件で中央集中荷重方式により剛性試験をおこなつた。このばあい、スパンはほぼこのパネルをとりつける床梁の間かくに等しくしてあり、負荷方法は図版2.2のような木製荷重枠で死荷重によるものである。

試験結果は表2.2のとおりである。すなわち、平均曲げ剛性 $EI=74.3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ で、

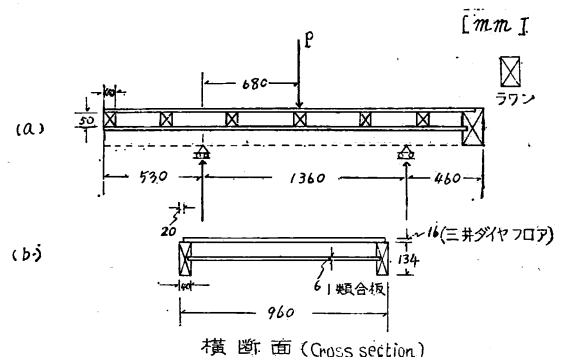


図-2.2-1 床パネルの断面構成、寸法および曲げ試験方法

Fig. 2.2-1 Section of floor panel, and manner of loading.

表 2.2. 床パネルの曲げ剛性試験

Table 2.2. Result for flexural rigidity test of floor panel.

試 料 Panel No.	中央撓み	見掛けの曲 げ剛性	断面 2 次モーメント		曲げヤング係数		自 重
	$\Delta\delta_{yc}$	E I	I _w	I	E _w	E	W
	$10^{-3}cm$	10^6kgcm^2	cm^4	cm^4	$10^3kg/cm^2$	$10^3kg/cm^2$	kg
1	75	69.9	1604	5504	43.6	12.7	54.8
2	72	72.8	"	"	45.4	13.2	54.2
3	70	74.9	"	"	46.7	13.6	56.1
4	74	70.8	"	"	44.1	12.9	56.0
5	69	75.9	"	"	47.3	12.5	55.8
6	74	70.8	"	"	44.1	12.9	53.5
7	73	71.8	"	"	44.8	13.0	55.3
8	67	78.2	"	"	48.8	12.2	54.9
9	70	74.9	"	"	46.7	13.6	55.8
10	66	79.4	"	"	49.5	12.0	54.5
11	74	70.8	"	"	44.1	12.9	54.2
12	70	74.9	"	"	46.7	13.6	56.3
13	72	72.8	"	"	45.4	13.2	54.7
14	69	75.9	"	"	47.3	12.5	52.5
15	65	80.7	"	"	50.3	14.7	54.9
16	71	73.8	"	"	46.0	13.4	53.7
Mean	71	74.3	1604	5504	46.3	13.1	54.8
C. V. (%)	4.1	(4.1)			(4.1)	(4.1)	1.6

 $\Delta\delta_{yc}$ = 荷重 100kg あたりの中央撓み

Observed deflection per 100kg load at midspan.

E I = Apparent flexural rigidity.

I_w = Moment of inertia of Lauan wood frame.

I = Apparent moment of inertia of net cross-section calculated assuming that panel members were effectively glued together.

E_w = Bending Young's modulus of Lauan frame reduced by EI/I_w

E = EI/I.

C. V. = Coefficient of variation.

W = Weight of floor panel.

寸法のわりにはかなり小さいようである。ラワン枠材のみについて断面 2 次モーメント I をもとめると、 $1604cm^4$ で、これによつて曲げヤング係数を計算すると $46300kg/cm^2$ となり、通常のラワン材のそれに比してかなり小となる。これは横棧が枠材に通つており（図版 2.2）、この枠材の上部切欠の深さが 25 mm となり、実際に有効な枠材のせいは 109mm である。したがつて、このせいで I を計算すると、 $863cm^4$ となりその換算ヤング係数は $86100kg/cm^2$ でほぼラワン材のヤング係数に等しくなる。このことからこの床パネルの曲げ剛性は全くラワン枠材のみによつて保たれていると判断してもよいようである。

つぎに、この床パネルを建物にとりつけ、その設計用積載荷重が加えられたばあいの最大曲げモーメント M_m 、反力 R、最大せん断力 S および最大撓み δ を計算してみよう。

i) 条件としては、図-2.2-2 にしめすように A 点で壁パネルと接合、B、D は床桁の位置とし、W は等

分布荷重である。

ここに、

$$P = \frac{1}{8} (46.6 \times 4 + 26.8 \times 2) \approx 30 \text{ kg}$$

壁パネルの平均重量 = 46.6 kg

棚パネルの " = 26.8 kg

$$W = \frac{54.8}{2.25} + 180 \times 0.96 = 197.2 \text{ kg/m}$$

床パネルの平均重量 = 54.8 kg

設計用積載荷重 = 180 kg/m²

$$EI = 74.3 \times 10^6 \text{ kgcm}^2 = 74.3 \times 10^2 \text{ kgm}^2$$

さらに、支持条件としてBおよびD点をピンと仮定する。

ii) 曲げモーメント 曲げモーメントは同図の(b)であらわされるからその最大曲げモーメントはB点に生じ、

$$M_B = -39.65 \text{ kgm} ; M_C = 17.2 \text{ kgm} ;$$

$$M_D = -15.8 \text{ kgm}$$

iii) 反力は図示したように、 $R_B = 244 \text{ kg}$;

$R_D = 230 \text{ kg}$ であり大きな差はない。

iv) せん断力はD点において最大で、

$$S_D = -151 \text{ kg}$$

v) 撓みについては同図より

$$EI\delta_A = 3,068 \text{ kgm}^3 ; \delta_A = 0.413 \text{ mm}$$

$$EI\delta_C = 2,214 \text{ " } ; \delta_C = 0.298 \text{ mm}$$

$$EI\delta_E = -0.099 \text{ " } ; \delta_E = -0.013 \text{ mm}$$

これらの δ とスパンとの関係を見ると、

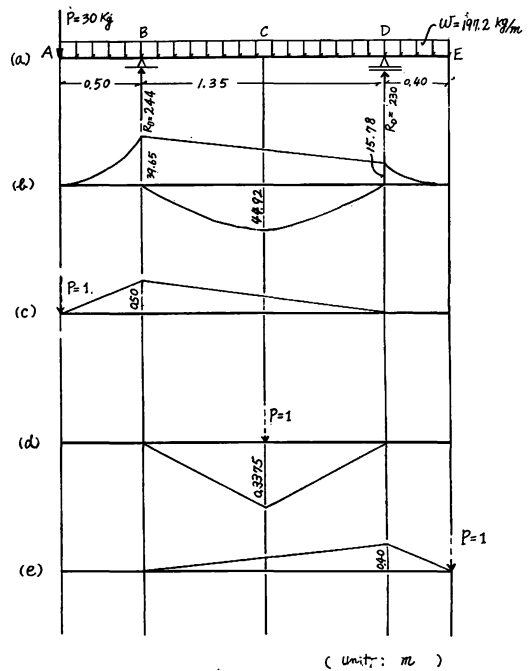
$$AB = a ; BD = l ; DE = b \text{ として、}$$

$$\delta_A = 0.413 = \frac{a}{1211} \quad \delta_C = 0.298 = \frac{l}{4530} \quad \delta_E = -0.013 = -\frac{b}{30770}$$

となつて、スパンに比して撓みが非常に小さいことがわかる。

2.3 壁パネル この部材の寸法、断面構成および荷重方法は図-2.3-1 にしめすとおりである。すなわち、框材および棧木はラワン素材、表板は 9 mm 厚、ウラ板は 4 mm 厚のラワン合板で構成され、窓枠はラワン素材である。試験は図版 2.3 のように 3 分点 2 点荷重方式により死荷重を加えておこないその中央の撓みをダイヤルゲージ (10⁻² mm, 30 mm ストローク) によつて測定した。結果は表 2.3-1 にしめした。

このばあい、断面 2 次モーメント I を合板と棧木および框材が一体となるように接着結合されたものとして計算すれば、2080 cm⁴ となるので、これから曲げヤング係数を計算すると、見かけ上平均 28100 kg/cm² となる。ところが、後述するようにラワン素材のヤング係数は棟木、肩桁および床桁などの実測



A : 壁パネルとの接合点

Joining point to wall panel.

B, D : 床桁との接合点 (ヒンジ)

Joining points to floor joist (hinged).

W : 積載荷重 + パネル自重

Live load and weight of floor panel.

図-2.2-2 床パネルの荷重条件と曲げモーメント分布
Fig.2.2-2 Loading condition and bending moment (M) diagrams of floor panel.

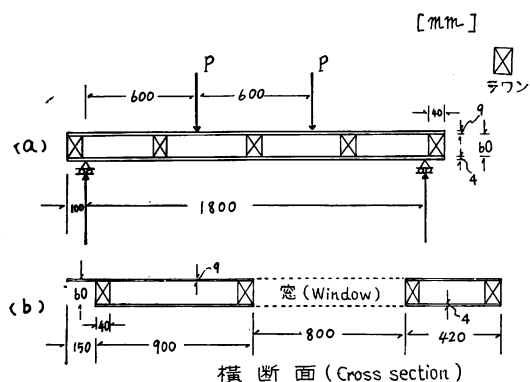


図-2.3-1 壁パネルの断面構成、寸法および曲げ試験方法

Fig.2.3-1 Section of wall panel and manner of loading.

値の平均で 96400 kg/cm^2 であり、ラワン合板もこの値に近似しているので、パネルの結合効果はほぼ30%でいとみられる。したがって、このパネルも若干加工上の損失が大きいためである。つぎに、このパネルに設計用風圧荷重の加わるばあいについて検討してみる。

i) 荷重条件と支点条件

設計用風圧荷重 W ;

$$W = q \times C \times 2 \text{ kg/m}$$

q = 速度圧 $= 60 \sqrt{H}$ H = 地盤よりの高さ

C = 風力係数

パネル幅 $= 2 \text{ m}$

ただし、ここにいる速度圧 q および風力係数 C については、この試験建物の主要寸法から図-3.12に示すとおり、地盤よりの高さ H が 4 m のばあいで、 $q = 120 \text{ kg/m}^2$; また、 $H = 9 \text{ m}$ とみたばあいには $q = 180 \text{ kg/m}^2$ となる。これはこの建物がそのような立地条件をあたえられたと想定されるとき値で、実際に試験をおこなった条件とは異なるものである。

表 2.3-1. 壁パネルの曲げ剛性試験結果

Table 2.3-1. Result for flexural rigidity test of wall panel.

試料 Panel No.	垂直撓み	見掛けの曲げ剛性	曲げヤング係数	自重
	$\Delta \delta_y$	$E I$	E	W
	10^{-3} cm	10^6 kgcm^2	10^3 kg/cm^2	kg
1	171	60.7	29.2	45.8
2	184	56.3	27.1	48.8
3	188	55.0	26.4	47.0
4	175	59.0	28.4	46.2
5	176	58.8	28.3	47.0
6	192	53.9	25.9	43.4
7	173	59.7	28.7	47.6
8	163	63.4	30.5	46.6
Mean	178	58.4	28.1	46.6

$\Delta \delta_y$ = 荷重 100 kg あたりの撓み。

Observed deflection per 100 kg load.

$E I$ = Apparent flexural rigidity.

I = Moment of inertia, assuming that panel members were effectively glued together $= 2080 \text{ cm}^4$.

E = $E I / I$

W = Weight of wall panel.

Cについては、この建物の屋根勾配から、
全く開口部のないばあいには、建築学便覧によ
れば

風上側軒先 : $C = 1.3 - 1.3 \sin \theta \approx 1.05$

風下側軒先 : $C = 0.50$

風上側屋根面 : $C = 1.3 \sin \theta - 0.5 \approx -0.25$

風下側屋根面 : $C = 0.50$

風上側壁面 : $C = 0.8$

風下側壁面 : $C = 0.4$

風上側妻面 : $C = 0.9$

風下側妻面 : $C = 0.3$

となり、とくに風上側の壁面が開放されてい
る状態では、風下側屋根面 : $C = 1.3$

風下側壁面 : $C = 1.2$

となつている。

したがって、以後各種部材に加わると予想
される風圧荷重についてはこれらの値を用い
とくに苛酷な条件としては壁面では $q = 180$
 kg/cm^2 ; $C = 1.2$ を、また屋根面では、 $q =$
 $180 kg/m^2$; $C = 1.3$ をあてはめて検討する
こととする(表-3.8参照)。

A = 床パネルとの接合点(滑節点)

D = 棚パネルとの接合点(")

ii) 曲げ剛性 = EI 。

このパネルのABおよびCE区間は前述の

実験値と同様の曲げ剛性を有し、窓枠部BC区間はラワン素材の曲げ剛性であるから、

$$E_1 I_1 \text{ (AB および CE 区間)} = 28.1 \times 10^3 \times 2.984 \times 10^8 = 83.85 \times 10^6 \text{ (kgcm}^2\text{)}$$

$$E_2 I_2 \text{ (BC区間)} = 96.4 \times 0.492 \times 10^6 = 47.43 \times 10^6 \text{ (kgcm}^2\text{)}$$

となる。

iii) 曲げモーメント

図-2.3-2 にしめすように

$$M_B = 0.421 w kgm ; M_D = -0.042 w kgm$$

したがって、 $q = 120 kg/m^2$ のばあいには

$$C = 1.2 \cdots \cdots M_B = 121 kgm \quad C = 0.8 \cdots \cdots M_B = 81 kgm$$

また、 $q = 180 kg/m^2$ では

$$C = 1.2 \cdots \cdots M_B = 182 kgm$$

となる。しかるにラワン材の普通構造材で短期応力に対する許容応力度は $s_{fb} = 180 kg/cm^2$ であり、この

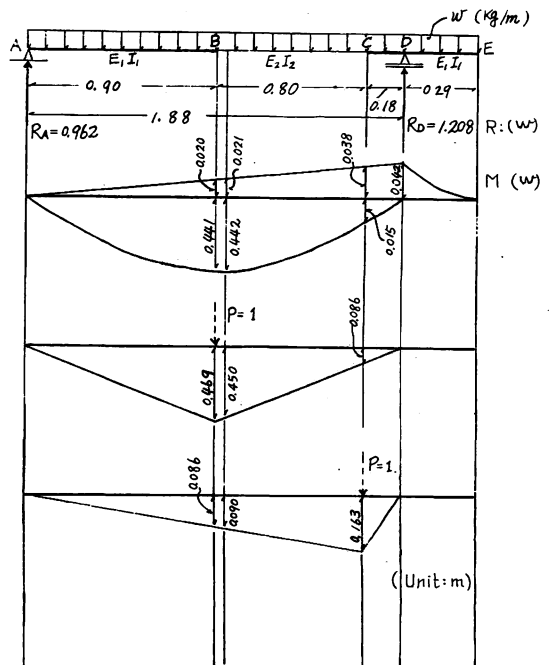


図-2.3-2 壁パネルの荷重条件と曲げモーメント分布

Fig. 2.3-2 Loading condition and bending moment (M) diagrams of wall panel.

A : 床パネルとの接合点(ヒンジ)

Joining point to floor panel (hinged).

B, C : 窓枠, Window frame.

D : 棚パネルとの接合点(ヒンジ)

Joining point to shelf panel (hinged).

W : 風圧荷重, Wind load.

窓枠部の断面係数 $Z=131\text{cm}^3$ となるから、曲げモーメント $M=180 \times 131=23580\text{kgcm}=235.8\text{kgm}$ となる。 M_B はこの値より小であつてその意味では安全といえる。

iv) 反力：図-2.3-2 にしめすごとく、

$$R_A=0.962w ; R_D=1.208w \text{ (kg)}.$$

で、うける荷重の負担率でみると、 $R_A : R_D=0.443 : 0.557$ となつてゐる。

v) せん断力： 曲げモーメントの図から $S_A=0.962w ; S_B=0.062w ; S_C=-0.738w ; S_D=-0.918w$ で、最大せん断力はA点に生じ、 $q=180\text{kg/m}^2$ で $C=1.2$ のばあい、 $S_A=0.962 \times 180 \times 1.2 \times 2=416\text{kg}$ となる。

vi) 撓み： 曲げモーメント図から計算すると、

$$\delta_B=\left\{\frac{0.0444}{E_1I_1}+\frac{0.1088}{E_2I_2}\right\}w \times 10^3 \text{ (mm)}$$

$$\delta_C=\left\{\frac{0.0133}{E_1I_1}+\frac{0.0317}{E_2I_2}\right\}w \times 10^3 \text{ (mm)}$$

$$q=120\text{kg/m}^2 :$$

$$q=180\text{kg/m}^2 ;$$

$$C=0.4 : \quad \delta_B=2.71 \quad \delta_C=0.79 \text{ (mm)}$$

$$C=0.4 : \quad 4.07 \quad 1.19 \text{ (mm)}$$

$$C=0.8 : \quad 5.42 \quad 1.59$$

$$C=0.8 : \quad 8.13 \quad 2.38$$

$$C=1.2 : \quad 8.13 \quad 2.38$$

$$C=1.2 : \quad 12.20 \quad 3.57$$

表 2.3-2. 壁パネルの設計用風圧荷重による垂直撓みの計算値

Table 2.3-2. Calculated deflection of wall panel due to design wind load.

計算 撓み	q C w	180 kg/m ²			120 kg/m ²		
		1.2	0.8	0.4	1.2	0.8	0.4
		432	288	144	288	192	96
δ_{yC}		3.57	2.38	1.19	2.38	1.59	0.79
δ_{yB}		12.20	8.13	4.07	8.13	5.42	2.71

δ_{yC}, δ_{yB} =Calculated deflection at point C or B (mm).

q =速度圧=Velocity pressure.

C =風力係数=Wind pressure coefficient.

w =単位荷重= $q \times C \times 2$ (kg/m)

これで見ると、B点すなわち窓枠下端での撓みは、 $q=120\text{kg/m}^2$ で $C=0.4$ のばあいのみ剛性的にみて十分のようであるが、その他のばあいはやや剛性不足の感がある。もつとも、スパンの $1/300$ を限度撓みとみれば約 6mm となるので、このときは $q=120\text{kg/cm}^2$ で開口部のない状態では十分とみられよう。なお、実際には床および棚パネルとそれぞれ細いボルトで接合されているので若干の拘束は見こまれるが、その程度については明らかではない。したがつて、もし拘束効果があるとすれば、それは安全側になるものと思われる。

2.4 屋根パネル このパネルの寸法、断面構成ならびに試験方法は図-2.4-1 にしめすとおりである。なお、荷重方法は2点荷重方式を用い、使用した荷重枠は図版 2.4のような木製のもので荷重はすべて死荷重である。

試験の結果は表 2.4-1 のとおりで、換算曲げヤング係数 $E=68500\text{kg/cm}^2$ 、これを棟木や肩桁などに用いたラワン素材のそれと比較すると約71%で、このばあいにはパネル構成時の結合効果はかなり高いとみてよい。もつとも、この断面2次モーメントの計算には横椽の拘束効果をすべて無視しているの、そのための推定上の誤差もあると思われるが、少なくともこれまでのべてきた床パネルや壁パネルに比してかなり高い曲げ剛性になっているのは注目してよい。なお、このパネルの平均曲げ剛性 $EI=166\times 10^8\text{kgm}^2$ である。

つぎに、このパネルが設計用風圧荷重または積雪荷重に対して剛性上どの程度の耐力を有しているかを検討してみよう。

i) 荷重条件と支持条件：荷重および支持条件は 図-2.4-2 にしめすとおりで、A点は棟木を介して風上側と風下側の屋根パネルを接合した位置、B点では肩桁と、C点では壁パネルとそれぞれ接合されている。このばあい、A点をふくめてすべて支持点をピンとみなしたものであり、図-2.4-2の(1)は風上側で風圧のみをうけているばあい、同図の(2)は風下側の風圧または積雪荷重をうけたばあいとする。

図中、 w は設計用風圧荷重または積雪荷重をあらわしており、単位は kg/m で、図上計算では $w=1$ としている。

$$\text{風圧荷重} : w=q\times C\times 0.666 \text{ (kg/m)}$$

$$\text{ただし、パネル幅}=0.666\text{m}$$

$$\text{積雪荷重} : w'=h\times 0.3\times 0.666\times 10^3 \text{ (kg/m)}$$

$$0.3\text{は比重} ; h=\text{積雪の深さ} ;$$

$$\text{パネル自重}=w_0=15\text{kg/m} \text{ で計算のさいには } w=w'+w_0 \text{ による。}$$

ii) 曲げモーメント ;

$$\text{風上側} : M_B=-0.600w \text{ (kgm)} \quad M_C=-1.029w \text{ (kgm)}$$

$$\text{風下側} : M_B=-0.664w \text{ (kgm)} \quad M_C=-0.245w \text{ (kgm)}$$

となり、風上側の M_C および 風下側の M_B はそれぞれ 最大曲げモーメントの位置と大きさをしめしている。

いま、風上側において

$$q=120\text{kg/m}^2 : C=1.3\sin\theta-0.5\frac{1}{2}-0.25 : M_C\frac{1}{2}=-20\text{kgm}$$

$$q=180\text{kg/m}^2 : C=0.25 : M_C\frac{1}{2}=-30\text{kgm}$$

風下側の風圧、開口部(壁面)のあるばあいの風上および風下側の風圧、および積雪荷重をうけたばあい、

$$q=120\text{kg/m}^2 : C=0.5 : M_B=-27\text{kgm}$$

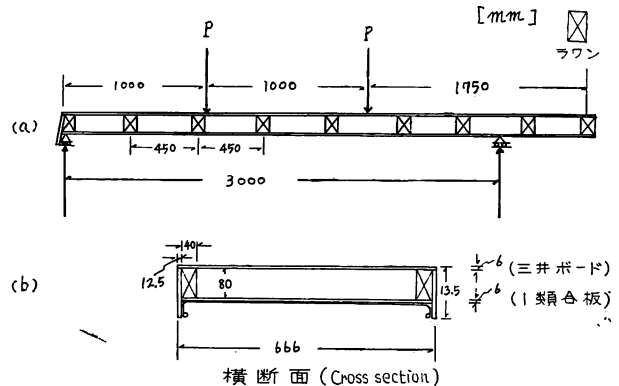


図-2.4-1 屋根パネルの断面構成、寸法および曲げ試験方法

Fig. 2.4-1 Section of roof panel and manner of loading.

表 2.4-1 屋根パネルの曲げ剛性試験結果

Table 2.4-1. Result for flexural rigidity test of roof panel.

試料	撓み	見掛けの曲げ剛性	同曲げヤング係数	自重
Panel No.	$\Delta\delta_y$	E I	E	W
	$10^{-3}cm$	10^6kgcm^2	$10^8kg/cm^2$	kg
1	235	204	84.9	55.0
2	330	145	60.3	53.0
3	289	166	69.0	52.5
4	333	144	59.9	51.5
5	265	181	75.3	55.0
6	326	147	61.1	57.0
7	285	168	69.8	55.5
8	277	173	71.9	54.5
9	325	147	61.1	53.5
10	330	145	60.3	56.0
11	265	181	75.3	56.5
12	326	147	61.1	55.0
13	288	166	69.0	57.5
14	285	168	69.8	53.0
15	292	164	68.2	56.0
16	296	162	67.4	55.5
17	282	170	70.7	55.0
18	296	162	67.4	54.0
19	310	155	64.5	57.0
20	225	213	88.5	54.0
21	301	159	66.1	53.0
22	320	150	62.4	54.0
23	302	159	66.1	53.5
24	334	144	59.9	58.0
25	290	165	68.6	53.6
26	297	161	66.9	53.0
27	243	197	81.9	53.0
28	279	172	71.5	52.5
Mean	294	166	68.5	54.6
C. V.(%)	9.8	(9.8)	(9.8)	3.0

$\Delta\delta_y$ = 荷重 100kg あたりの撓み

Observed deflection per 100kg load.

E I = Apparent flexural rigidity.

I = Moment of inertia, assuming that panel members were effectively glued together = $2404cm^4$.

E = EI/I W = Weight of roof panel.

$q=180kg/m^2$: C=0.5 : $M_B=-41kgm$

C=1.05 : $M_B=-84kgm$ C=1.3 : $M_B=-104kgm$.

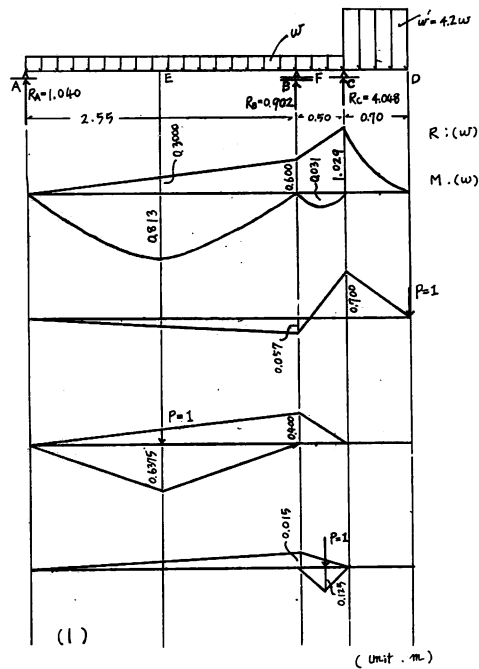
積雪荷重に対しては

$w(kg/m)$ (h) $M_B(kgm)$ $w(kgm)$ (h) $M_B(kgm)$.

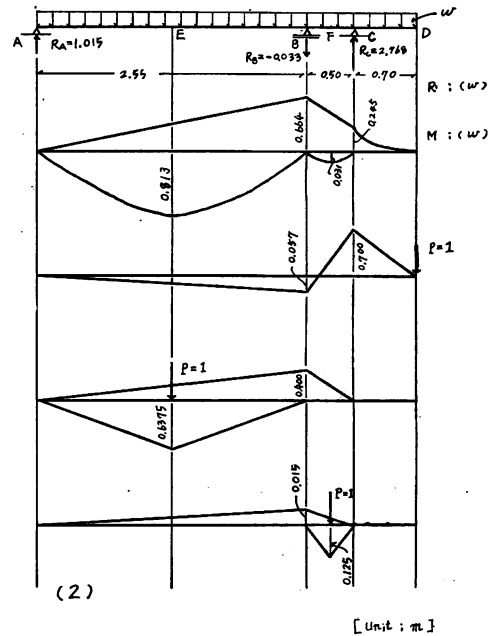
115 (0.5m) -76 315 (1.5) 209

215 (1.0) -143 415 (2.0) 276

C=1.05 : $M_B=-56kgm$ C=1.3 : $M_B=-69kgm$



(1) 風上側, 風圧荷重 (A=ヒンジ)
Windward, wind load (A=hinged)



(2) 風下側, 風圧荷重または積雪荷重 (A=ヒンジ)
Leeward wind load or snow load

図-2.4-5 屋根パネルの荷重条件と曲げモーメント分布

Fig.2.4-2 Loading condition, and bending moment (M) diagrams of roof panel.

A : 頂点, Top B : 肩桁との接合点, Joining point to edgeways purlin. C : 壁パネルとの接合点, Joining point to wall panel. D : 軒先端部, End of front eaves. w : 風圧荷重, Wind load.

となる。

iii) 反力 : 図にしめしたように, 風上側では, $R_A=1.040w$, $R_B=0.902w$, $R_C=4.048w$, また風下側では, $R_A=1.015w$, $R_B=-0.033w$, $R_C=2.768w$

となつている。したがつていずれのばあいにもC点(壁パネルとの接合部位)に最大の反力が生ずることがわかる。

iv) 最大せん断力 :

風上側 : $S_c=2.94w$

風下側 : $S_c=-2.068w$

となり, すべてC点(壁パネルとの接合部位)に最大せん断力が生ずる。

v) 撓み : $q=120\text{kg/m}^2$, $q=180\text{kg/m}^2$ で風上側の $C=0.25$ (軒先端部では $C=1.05$), 風下側の $C=0.50$ で計算したもの, および積雪荷重 ($0.5\sim 2\text{m}$) によるものは一括して表-2.4-2にしめた。これによると, 積雪 1.5m (比重 0.3 として)以上となるばあいを除けば, すべて十分な剛性を有していることがみとめられるようである。とくに風圧荷重のみについて, 開口部を有し, $q=180\text{kg/m}^2$ のばあいの風下側では $C=1.3$ となるから, $w=180\times 1.3\times 0.666\approx 156\text{kg/m}$ から, A=滑節では, $\delta_E=2.64\text{mm}$ となるが, これもスパンの $1/966$ できわめて小さい。

表 2.4-2. 屋根パネルの設計用風圧荷重または積雪荷重による撓みの計算値

Table 2.4-2. Calculated deflection of roof panel due to design wind load or snow load.

荷 重 条 件 Loading condition	速 度 圧 q	単 位 荷 重 w	撓 み (Deflection)		
			δ_E	δ_F	δ_D
	kg/m^2	kg/m	mm	mm	mm
風 上 荷 重 Windward loading	120	20	0.370	-0.030	0.334
	180	30	0.554	-0.045	0.502
風 下 荷 重 Leeward loading	120	40	0.676	-0.032	0.226
	180	60	1.014	-0.048	0.339
積 雪 + 自 重 Snow load plus weight of panel		*			
		115 (0.5)	1.944	-0.093	0.649
		215 (1.0)	3.634	-0.174	0.706
		315 (1.5)	5.324	-0.254	0.762
		415 (2.0)	7.014	-0.335	0.819

Point A and other supported.

q = Velocity pressure.

w = Uniform load.

* = () 内は積雪の深さ : Bracketed figures are depth of snow.

雪の比重 0.3 とする。 : Density of snow is assumed to be 0.3.

パネルの単位荷重 : Load of panel = 15kg/m.

2.5 棚パネル このパネルの寸法，構成および試験方法は 図-2.5-1 にしめすとおりである。また，その荷重枠や試験状況は図版 2.5を参照されたい。このパネルの機能は，壁パネルに受けた風圧を集成材骨組に伝達することであつて，そのためにいわゆる箱型梁になっている。試験は，(1)合板をウェブとしたばあいと(2)合板をフランジにしたばあいの2とおりにについておこなつた。(1)のばあい，その断面2次モーメントをフランジとウェブが一体となつている完全接着の条件で計算すると， $22.58 \times 10^8 cm^4$ となり，表-2.5 にしめした結果から曲げヤング係数を換算すると平均約 $40000 kg/cm^2$ となつて，パネル結合の有効率は約40%とみられる。これに対し(2)では，その断面2次モーメント $1.164 \times 10^8 cm^4$ ，換算 $E=47600 kg/cm^2$ で有効率約 50%となる。

見掛けの曲げ剛性 $EI=907 \times 10^3 kgm^2$ の平均値をしめす(1)のばあいが，このパネルの使用条件に一致している。

さて，このパネルを介して壁パネルに加えられた設計用風圧荷重が集成材骨組に伝達されるばあい，パネル自身に生ずる曲げモーメント，せん断力，反力および撓みについて検討してみる。

i) 荷重条件と支持条件：荷重は壁パネルに加えられた風圧が，床パネルと棚パネルとに伝達されるのであるが，この負担率は壁パネルのところでのべたように，棚パネルのところでは 55.7%となるから，

$$w = q \times C \times 2.17 \times 0.557 \approx 1.21q \times C \text{ (kg/m)}$$

となるわけである。また，支持条件としてはA点=三連の中央集成材骨組との接点で，金物により棚パネル相互の接合がよいので固定点とみなし，他の集成材との接点Bおよび妻パネルとの接点Cをすべてピン支持として計算した。

ii) 曲げモーメント：図-2.5-2 にしめすように，上の条件ではその最大曲げモーメントはB点に生じ $M_B = -\frac{3}{7} \times wkgm$ となつている。さらに， $M_A = -\frac{2}{7}w$; $M_D = \frac{1}{7}w$; $M_E = \frac{2}{7}w$ で，A および E 点での

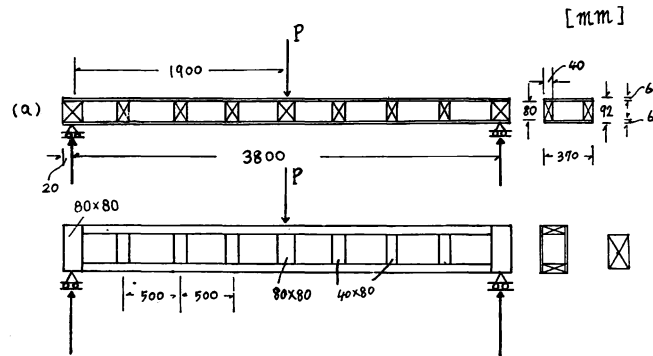


図-2.5-1 棚パネルの断面構成、寸法および曲げ試験方法

Fig. 2.5-1 Section of shelf panel and manner of loading.

表 2.5. 棚パネルの曲げ剛性試験結果

Table 2.5. Results for flexural rigidity test of shelf panel.

試 料 Panel No.	Case I (合板を web とした場合)			Case II (素材を web とした場合)			自 重 W
	撓 み $\Delta\delta_y$	見掛けの曲げ剛性 $E_1 I_1$	曲げヤング係数 E_1	撓 み $\Delta\delta_y$	見掛けの曲げ剛性 $E_2 I_2$	曲げヤング係数 E_2	
	$10^{-3}cm$	10^6kgcm^2	$10^8kg/cm^2$	$10^{-3}cm$	10^6kgcm^2	$10^8kg/cm^2$	
1	106	917	40.6	2090	52.0	44.7	27.0
2	96	1013	44.9	1870	59.1	50.8	27.2
3	116	838	37.1	1950	55.5	47.7	27.1
4	113	860	38.1	1990	54.7	47.0	26.0
Mean	108	907	40.2	1980	55.3	47.6	26.8

Case I = In case of plywood web.

Case II = In case of Lauan wood web.

 $\Delta\delta_y$ = 荷重 100kg あたりの撓み Observed deflection per 100kg load.

E I = Apparent flexural rigidity.

E = EI/I

 $I_2 = 1.164 \times 10^8 cm^4$ $I_1 = 22.58 \times 10^8 cm^4$

W = Weight of panel.

モーメントは相等しい。

いま, $q=180kg/m^2$ で $C=1.2$ (開口部のあるばあい) を仮定すれば, $w=1.21 \times 180 \times 1.2 \approx 261kg/m$ となるから, $M_B=-112kgm$; $M_A=-75kgm$; $M_D=37kgm$; $M_E=75kgm$ となり, 曲げモーメントからみて十分安全であることがわかる。

iii) 反力: これは曲げモーメント図からもとめられ, $R_A = -\frac{13}{14}w$; $R_B = \frac{32}{14}w$; $R_C = \frac{11}{14}w$ とする。また, これらの反力の比率をみると, $R_A : R_B : R_C = 0.41 : 1.00 : 0.34$ となり, R_A の 2 倍が実際に風圧をうけたときの負担力となるから (両妻パネルと 3 集成材とを支持点とする 4 等スパン連続梁の条件となる), 三連の集成材骨組がその棚パネルの位置でうける力の割合は, $1.00 : 0.82 : 1.00$ となつて, ほぼ均等な荷重分布となるようである。

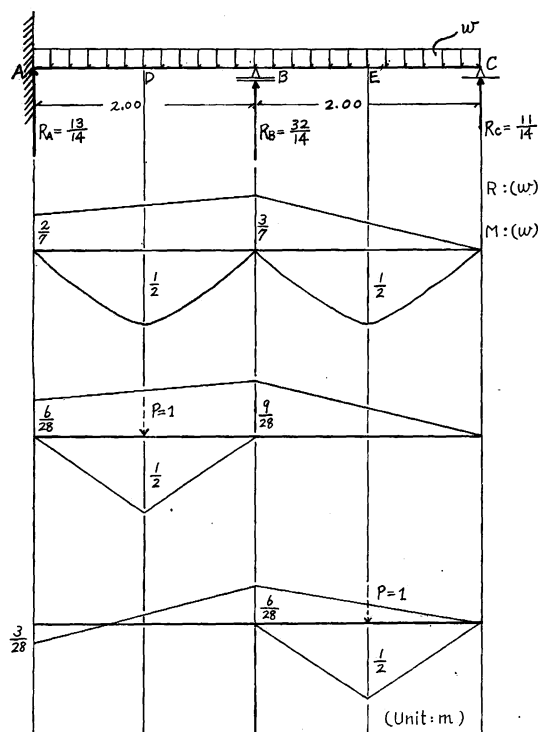


図-2.5-2 棚パネルの荷重条件と曲げモーメント分布
Fig.2.5-2 Loading condition and bending moment (M) diagrams of shelf panel.

A : 中央集成材 (B) との接合点(固定), Joining point to B-frame, centrally-placed (fixed).
B : 集成材AまたはCとの接合点(ヒンジ), Joining point to A- or C-frame (hinged).
C : 妻パネルとの接合点(ヒンジ), Joining point to gable panel (hinged).
W : Wind load.

た。これらを一括して 表-2.6 にしめた。前にものべたように、このパネルを構成するときを使用したラワン素材のヤング係数は棟木などの実測結果から約 100000 kg/cm^2 とみられるから、そのパネル構成による剛性の有効率はおよそ25%とみることができる。むろん、このばあい実測した撓みには純曲げのほかせん断応力によるものも入っている、正しくはその影響の程度を検討する必要がある。

また、このパネルの風圧に対する耐力条件では、パネル面内の筋かいとしての効果が最も重要であると思われる。したがって、パネルの対角線方向の圧縮または引張耐力試験をおこなうべきであつたが、十分な条件でこの種の試験をおこなうことがわれわれの装置では困難であつたので省略せざるをえなかつた。いずれ、つぎの機会にこの種の検討をおこなう考えである。

2.7 棟木、肩桁および床桁 これらはすべてラワン素材で作られており、その寸法および試験方法は図-2.7 に、また、状況写真を図版 2.7 にしめす。これらの試験結果は一括して表-2.7にかかげた。こ

iv) 最大せん断力：図でみるように、
 $S_A = \frac{13}{14}w$; $S_B = -\frac{15}{14}w$; $S_C = -\frac{11}{14}w$ となり、B 点に最大せん断力が生ずる。前述の条件、 $q=180 \text{ kg/m}^2$; $C=1.2$ では、 $S_B = -280 \text{ kg}$ となる。

v) 撓み：曲げモーメント図から計算すると、

$$\delta_D = 0.328 \times 10^{-8} \times w \text{ mm}$$

$$\delta_E = 1.116 \times 10^{-8} \times w \text{ mm}$$

となり、 $q=180 \text{ kg/m}^2$; $C=1.2$ のばあいは、

$$\delta_D = 0.086 \text{ mm} ; \delta_E = 0.291 \text{ mm}$$

この値はスパンの $1/23256$ および $1/6873$ で、ともにきわめて小さいことがわかる。

以上のことから、このパネルは耐力的にも剛性的にもいじめるしく十分な断面を有し、若干過剰寸法の感もある。

2.6 妻パネル このパネルの寸法、

構成および試験方法は、図-2.6にしめすとおりである。なお、この試験に用いた木製荷重枠および試験状況は図版2.6を参照されたい。このパネルの断面2次モーメントIを合板とコアー材とが一体になるように接着結合されたばあいとして計算すれば、 $3.235 \times 10^{-8} \text{ cm}^4$ となる。したがって、荷重 100 kg あたりのスパン中央の撓みから見かけの曲げ剛性をもとめ、これから曲げヤング係数を換算し

の試験は、これらの部材そのものの曲げ剛性を知ることのほかに、これまでのべてきた各種パネルのコア材としての基礎ヤング係数を判定するためのものである。むろん、多少のバラツキはあるが、その全平均値として、曲げヤング係数 $E=96400\text{kg/cm}^2$ となっている。

2.8 各部材の比剛性 (曲げ剛性の自重に対する比)

以上が、この試験建物に使用した部材の試験結果であるが、いま、これらの部材について、その自重に対する見掛けの曲げ剛性を比較してみるとつぎのようになる。

曲げ剛性の自重に対する比 β

$$\beta = \frac{EI}{W} \text{ であらわされ、}$$

妻パネル ($\beta=1.08 \times 10^6\text{cm}^2$) ; 壁パネル ($\beta=1.25$) ; 床桁 ($\beta=1.28$) ; 床パネル ($\beta=1.36$) ; 肩桁 ($\beta=1.81$) ; 屋根パネル ($\beta=3.04$) ; 棟木 ($\beta=5.74$) ; 集成材 ($\beta=11.81$) ; 棚パネル ($\beta=33.84$)。

これらの値をみると、棚パネルがかけはなれて高い剛性をしめしていることがわかる。

一般の梁、桁材のばあいと比較してみると、一例として、幅 $=12\text{cm}$ (4寸) ; せい $=18\text{cm}$ (6寸) のばあいを考えると、長さ $=4\text{m}$ 、比重 $=0.6$ とみて、

$$I = 5.832 \times 10^8 \text{cm}^4 \quad E = 100 \times 10^3 \text{kg/cm}^2 \quad W = 51.84 \text{kg}$$

$$\therefore \beta = 11.25 \times 10^6 \text{cm}^2$$

また、各種パネルとの比較については、スギ板を例にとつて、これらパネルと同等剛性をもたせるときの換算厚み (t) を計算すれば、妻 ($t=35\text{mm}$) ; 壁 ($t=32\text{mm}$) ; 屋根 ($t=67\text{mm}$) ; 床 ($t=46\text{mm}$) ; 棚 ($t=228\text{mm}$) となる。

ただし、このスギについて、 $E=100 \times 10^3 \text{kg/cm}^2$ 、比重 $=0.40$ とする。

いま、 $\phi = (\text{パネル自重}) / (\text{スギ板自重})$ とすれば、妻パネル ($\phi=0.95$) ; 壁パネル ($\phi=0.84$) ; 屋根パネル ($\phi=0.82$) ; 床パネル ($\phi=1.41$) ; 棚パネル ($\phi=0.20$) となる。

また、同じヤング係数 $=100 \times 10^3 \text{kg/cm}^2$ のラワン材のばあいは、比重 $=0.55$ とみて、同様の ϕ をもと

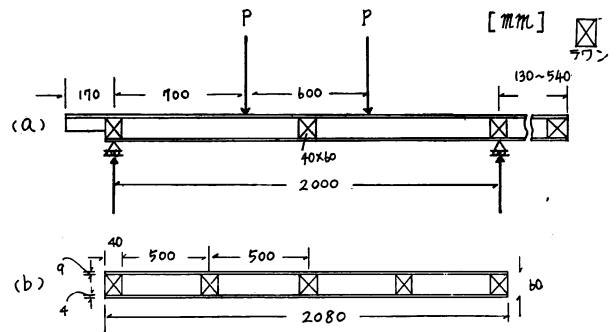


図-2.6 妻パネルの断面構成、寸法および曲げ試験方法
Fig. 2.6 Section of gable panel, and manner of loading.

表 2.6. 妻パネルの曲げ剛性試験結果
Table 2.6. Result of flexural rigidity test of gable panel.

試料	撓み	見掛けの曲げ剛性	曲げヤング係数	自重
Panel No.	$\Delta\delta_y$	EI	E	W
	10^{-3}cm	10^6kg/cm^2	10^3kg/cm^2	kg
1	179	81.8	25.3	73.6
2	186	78.7	24.3	73.6
3	207	70.7	21.9	73.0
4	170	86.1	26.6	73.4
Mean	186	79.3	24.5	73.4

$\Delta\delta_y$ = 荷重 100kg あたりの撓み

Observed deflection per 100kg load.

$EI = EI/I$.

W = Weight of panel.

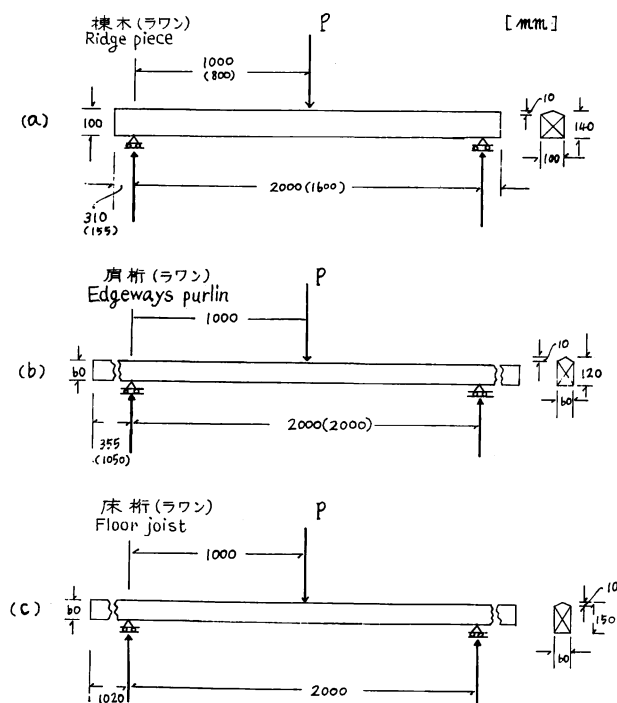


図-2.7 棟木、肩桁および床桁の寸法および曲げ試験方法

Fig. 2.7 Sections of ridge piece, edgeways panel and floor joist, and manner of loading.

表 2.7. 棟木、肩桁および床桁の曲げ剛性試験結果

Table 2.7. Result for flexural rigidity test of ridge piece, edgeways purlin and floor joist.

試料 Specimen No.	棟木 (Ridge piece)			肩桁 (Edgeways purlin)			床桁 (Floor joist)		
	E I	E	W	E I	E	W	E I	E	W
	10^6kg/cm^2	10^3kg/cm^2	kg	10^6kg/cm^2	10^3kg/cm^2	kg	10^6kg/cm^2	10^3kg/cm^2	kg
1	96.9	87.8	20.0	16.7	82.5	10.5	23.9	93.2	18.0
2	130.2	117.9	27.2	29.9	147.5	12.2	24.4	95.1	19.0
3	85.3	77.3	13.0	29.0	143.2	12.0	22.5	87.7	16.0
4	88.0	79.7	13.0	18.4	90.9	9.0	23.0	89.7	17.0
5				18.5	91.4	14.0	24.2	94.3	19.0
6				18.6	91.9	15.0	22.4	87.3	19.2
7							22.8	88.9	19.0
8							22.8	88.9	18.5
Mean	100.4	90.7	—	21.9	100.7	12.1	23.3	90.6	18.2

E I = Apparent flexural rigidity. E = Bending Young's modulus.

W = Weight of specimen.

めると、妻 ($\phi=0.69$) ; 壁 ($\phi=0.61$) ; 屋根 ($\phi=0.60$) ; 床 ($\phi=1.03$) ; 棚 ($\phi=0.15$) となる。

3. 構 造 試 験

この建物が一般暖地向として設計されているので、主たる荷重を風圧にとり、これを集中荷重におきかえたものと、やや分布荷重に近い条件とで剛性試験をおこなった。

なお、試験の実施順序は、完成建物に対する各種の荷重組合わせ試験 (総合試験) の後に集成材骨組の節点条件 (接合部) をローラによるピンとボルトによる半固定とに変えて解析的試験 (分解試験) をおこなったのであるが、説明の便宜上、

分解試験 → 総合試験

の順序でのべることにする。

3.1 構造概要 この試験建物の正面、側面および平面を図-3.1 に、集成材骨組については図-3.2 に、また、頂部、脚部および部材相互の接合法についてはそれぞれ図-3.3 ; 3.4 ; および 3.5 にその概要をしめした。

また、この建物の主要寸法についてはすべて実測寸法をとることにした。この構造から明らかなように建物の壁面に加わる風圧荷重は床パネルと棚パネルを介して集成材に伝達されるようになっている。むしろ、ある程度は屋根パネルへも作用すると考えられるがその抵抗はきわめて低いものとみなして省くことにした。

3.2 分解試験 この試験ではその集成材骨組に水平集中力を作用せしめたばあい、頂点および両脚部がピンの条件と、ボルト接合条件とでの剛性比較、さらに、ボルト接合条件のもとで、壁、屋根および妻パネルをとりつけたさいの建物の剛性変化を知ることにおもなねらいがある。

3.2.1 試験方法 : この試験は表-3.1 にしめす試験系列の中の1~12で、すべて水平荷重を加えたときのものである。このばあい、集成材骨組の記号および主要寸法を図-3.6にしめした。

i) 頂部および両脚部の接合 : 試験系列 No. 1~3 は三鉸節山形ラーメンとしての条件をあたえたもので、このときの頂部の接合は図-3.7 に、また両脚部の接合は図-3.8 にしめしたようにピンを用いて回転自由としている。この実際の状況は図版3.2 のとおりである。また、No. 4~12はボルト接合条件のばあいであつて、頂部の接合は図-3.3 両脚部の接合は図-3.4 にしめした方法によつた。その具体的な接合状況は図版3.3 のとおりである。

ii) 部材の接合 : 各種部材の接合については図-3.5 にその詳細をしめしたが、その具体的な状況として、図版 3.4-1~3.4-2 に屋根パネルと棟木との接合、図版3.4-3に屋根パネル相互の接合、図版3.4-4に屋根パネルと肩桁および壁パネルとの接合図版、3.4-5~3.4-6に壁パネル相互の接合、図版3.4-7~3.4-8 に集成材骨組と棚パネルとの接合をそれぞれ例示した。

iii) 荷重の加え方 : 図-3.9 の(a)は壁面における水平集中荷重、(b)は同分布荷重、(c)は妻面での集中水平荷重の加え方をしめしたものである。なお、このばあいの荷重枠のとりつけ方は図-3.10 のとおりである。すなわち、同図-(a) は三連集成材骨組に均等荷重をあたえるばあい、(b)は棚パネルを用いて荷重をあたえるばあい、(c)は壁パネル、屋根パネルをとりつけたばあい、(d)は建物を完成したばあい、すべて壁面水平荷重の加え方である。これに対し、妻面水平荷重の加え方は、(e)が妻パネルのない状態で、一方の妻面のみに荷重を加えたばあい、(f)および(g)は一方の妻面から荷重を加えると同時に他方の妻面でその

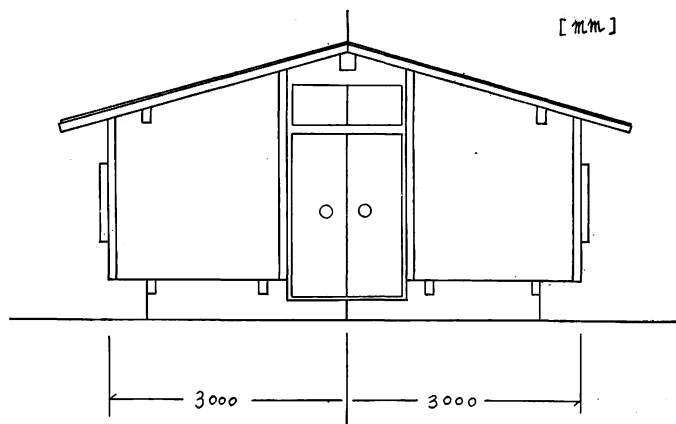


図-3.1-a 試験建物正面
Fig. 3.1-a Front-view of test house.

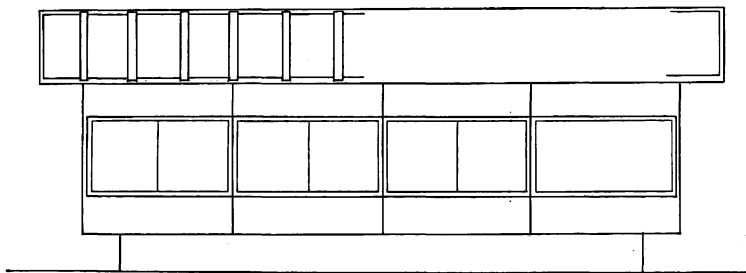


図-3.1-b 試験建物側面
Fig. 3.1-b Side view of test house.

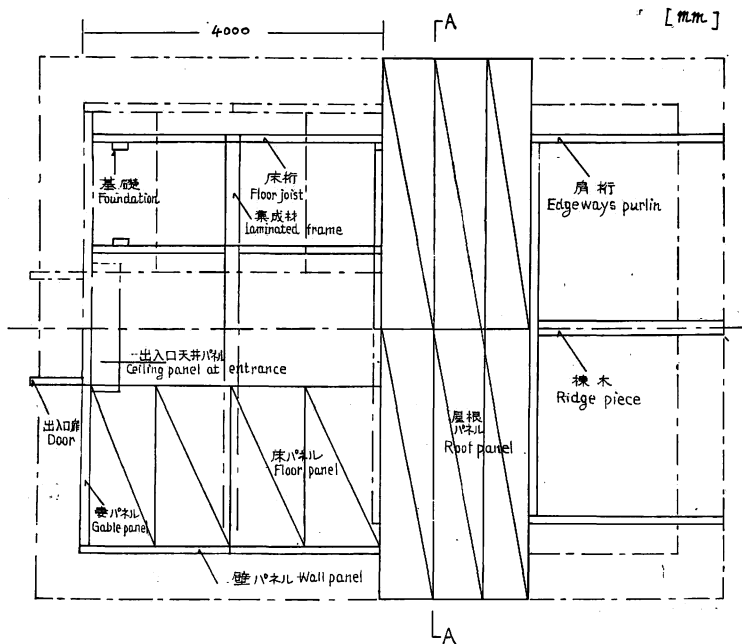


図-3.1-c 試験建物平面
Fig. 3.1-c Half plan of test house.

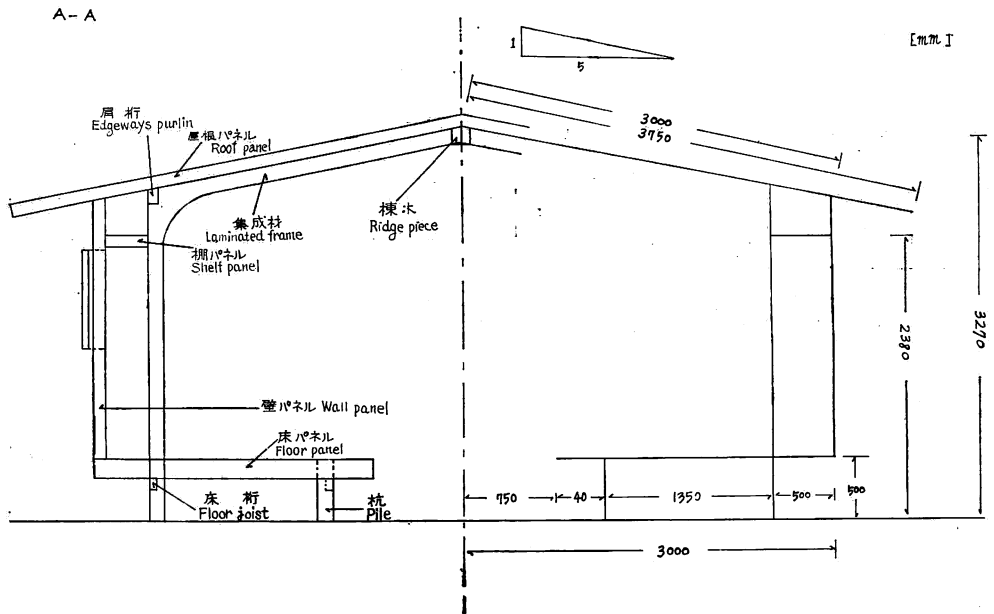


図-3.2 試験建物の横断面
Fig. 3.2 Sectional side of test house.

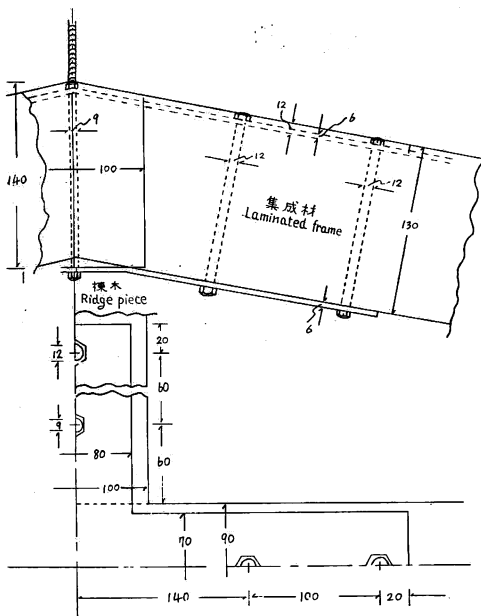


図-3.3 頂部ボルト接合法
Fig. 3.3 Details of top joint under bolted frame condition.

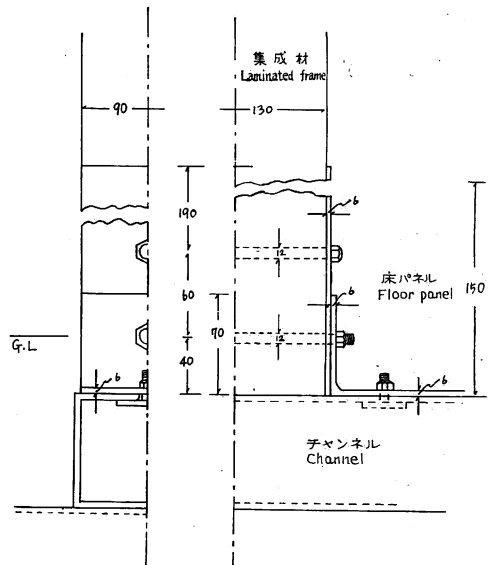


図-3.4 脚部ボルト接合法
Fig. 3.4 Details of base joint under bolted frame condition.

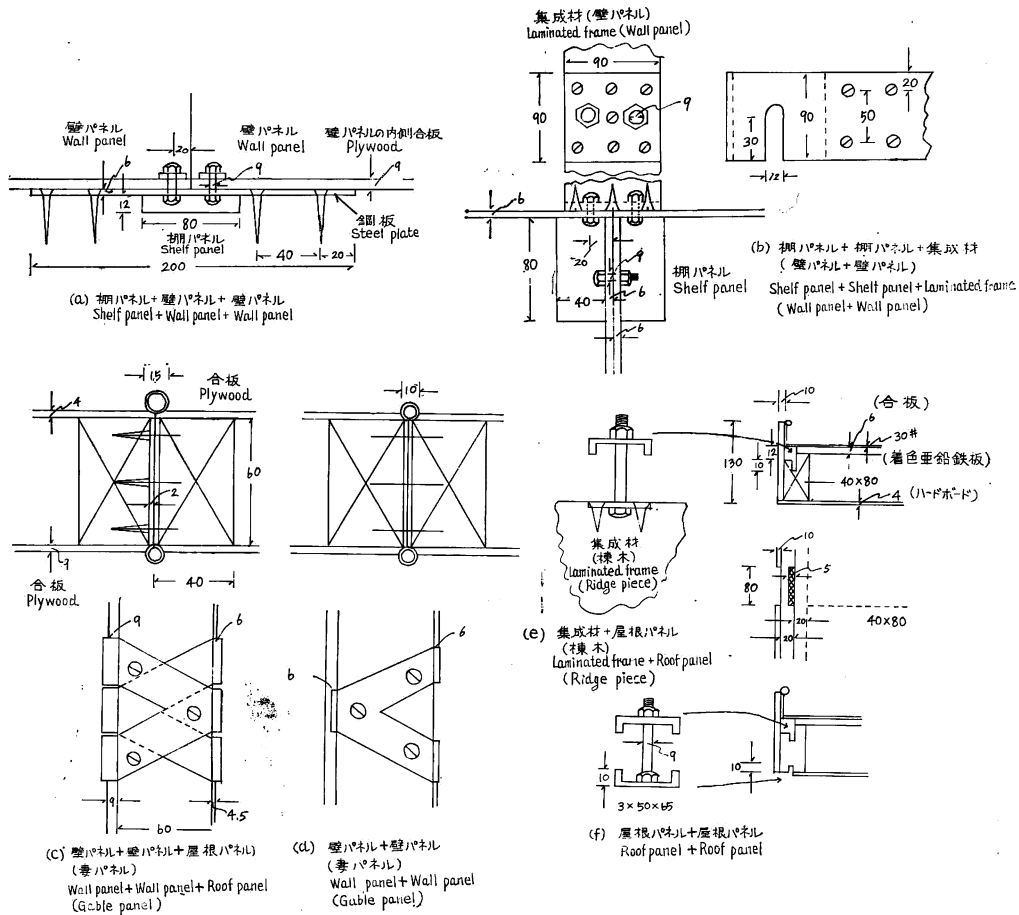


図-3.5 各部材の接合法

Fig.3.5 Details of joint methods for assembly members.

棟木にとりつけたワイヤーロープにより逆荷重をあたえ風上側妻面の棟木端面に水平変位の生じないように調整したばあいである。これらの具体的状況は、図版 3.5-1~3.5-9 にしめすとおりである。また、このときに用いた荷重装置は、移動式構造試験機（油圧、電動式能力 4000kg）により荷重タワーの滑車を介してワイヤーロープを荷重棒にとりつけたもので、これに引張荷重を作用せしめる方式のもので、図版3.1-2~3.1-3はそのポータブルラム、図版3.1-1 は荷重タワーである。

なお、負荷要領は、壁面負荷のばあいは、風上荷重のみ、風下荷重のみ、風上下同時荷重と3回ずつ荷重を加えてそれぞれ主要部位での水平変位を測定したが、このばあい、風上荷重と風下荷重の大きさは等しく、同時荷重は2基のポータブルラムで全く同時に負荷している。

iv) 変形量の測定方法：変形量の測定にはすべて $10^{-2}mm$ 目盛、10~30mm ストロークのダイヤルゲージを用いた。その測点としては、壁面水平荷重（Y—方向荷重）では、集成材頂点Cの撓み δ_{yC} 、荷重点の撓み δ_{yF} （風上）、 δ_{yG} （風下）および、SS'、TT'の弦長伸縮量 δ_{uS} 、 δ_{uT} を測定しているが、その状況は図版 3.1 ; 3.9 ; 3.10 ; 3.16 および 3.17 にしめすとおりである。また、妻面水平荷重（Z—方向

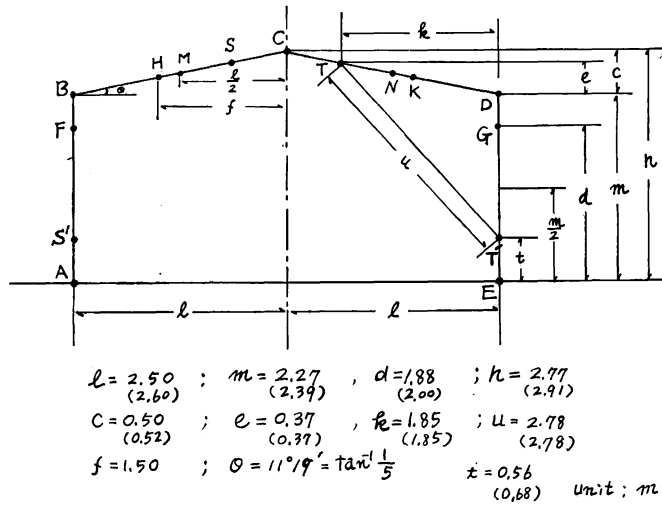
表 3.1. 構 造 試 験 の 分 類
Table 3.1. Classification of structural test.

試験系列 Test phase	記号 Mark	組立状況 Condition of assembly.	接合条件 End joint condition	荷重区分 Application of load	荷重伝達方式 Procedure of loading	荷重方向 Direction of loading	荷重条件 Loading condition
(Partial assemblies test)	1	H S 単アーチ Single arch	三 鉸 節 Three hinge	単独・水平荷重 Single frame, horizontal load	荷 重 枠 Single loading frame	Y ⁵⁾	W ⁸⁾ , L ⁹⁾ , C ¹⁰⁾
	2	H 3 B 三 連 アーチ Continuous three arch	"	三 連・水平荷重 Continuousthree frame, "	荷 重 梁 Loading beam	Y	W, L, C
	3	H 3 P " " " "	"	"	棚パネル Shelf panel	Y	W, L, C
	4	R 3 P 同棟・桁・床付 Fastening ridge, Joists, Floor	頂部建物金具 ¹⁾ 脚部チャンネル止 ²⁾	"	"	Y	W, L, C
	5	R W P 同壁1/2付 Doing wall (1/2)	"	壁面 Wall plane	"	Y	W, L, C
	6	R W B " " " "	"	(妻面) (Gable plane)	荷重梁 Loading beam	Z ⁶⁾	W
	7	R R P 同屋根1/2付 Doing roof (1/2)	"	壁面 Wall plane	棚パネル Shelf panel	Y	W, L, C
	8	R R B " " " "	"	(妻面) (Gable plane)	荷重梁 Loading beam	Z	W
	9	R F B 同妻付 Doing gable (組立完成 Completed assembly)	"	妻面 Gable plane	"	Z	W
	10	R F P " " " "	"	壁面 Wall plane	棚パネル Shelf panel	Y	W, L, C
	11	R F U " " " "	"	"	井桁枠 Loading pad	Y	W, L, C
	12	R F U' " " " "	"	"	" (棚締枠除去) ⁴⁾	Y	W, L, C
(Complete assemblies test)	1	R F I 完 成 建 物 Completed house	頂部建物金具 脚部基礎杭止 ³⁾	屋根 Roof plane	井桁枠 Loading pad	X ⁷⁾	W, L, C
	2	R F II " " " "	"	軒先 Front eaves plane	荷重梁 Loading beam	X	W, L, C
	3	R F III " " " "	"	屋根+軒先 Roof+Eaves planes	井桁枠 荷 梁 井 Loading pad and beam	X	W, L, C
	4	R F IV " " " "	"	壁面 Wall plane	井桁枠 Loading pad	Y	W, L, C
	5	R F V " " " "	"	壁面+屋根+軒先 Wall+Roof+Eaves planes	井桁枠 荷 重 梁 Loading pad and beam	X+Y	W, L, C
	6	R F VI " " " "	"	妻面 Gable plane	井桁枠 Loading pad	Z	W, C ¹¹⁾
	7	R F VII " " " "	"	妻面+屋根+軒先 Gable+Roof+Eaves planes	井桁枠 荷 重 梁 Loading pad and beam	X+Z	W, L ¹²⁾ , C ¹²⁾
	8	R F VIII " " " "	"	妻面+壁面 Gable+Wall planes.	井桁枠 Loading pad	Y+Z	W, L', C''
	9	R F IX " " " "	"	妻面+壁面+屋根+軒先 Gable+ wall+Roof+Eaves planes.	井桁枠 荷 重 梁 Loading pad and beam	X+Y+Z	W, L', C''

Note

1. Top of arch jointed with cross shaped metal plate and bolt.
2. Base ends of arch jointed to channel with angle steel and bolt.
3. Base ends of arch jointed to foundation pile with metal splice and bolt.
5. Horizontal direction (span direction)
6. Horizontal direction (ridge direction)
7. Vertical direction (out ward)

8. 風上負荷 Windward loading
9. 風下負荷 Leeward loading.
10. 同時負荷 Combination of W and L
11. Combined windward and leeward loads were applied to windward side only.
12. On gable plane, windward load alone were applied to windword side only.



() : 三鉸節条件のばあい

() : For three hinge condition.

図-3.6 集成材骨組の記号および寸法

Fig. 3.6 Mark and dimensions of laminated timber frame (bolted frame condition).

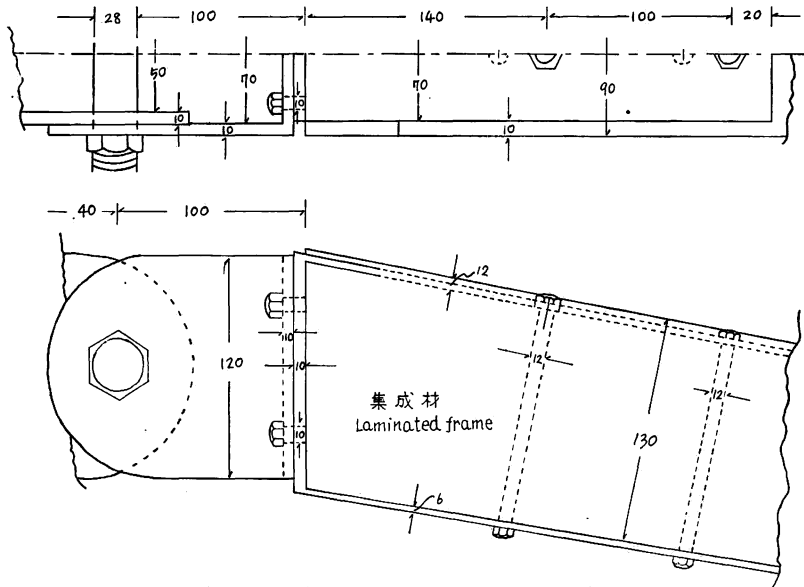


図-3.7 頂点ピン接合方法（三鉸節条件）

Fig. 3.7 Details of top hinge (three hinged frame condition).

荷重)では、集成材の頂点 C の撓み δ_{zc} 、荷重点の撓み δ_{zf} および δ_{zg} のほかに、図-3.11 にしめすように壁面および屋根面でのパネルの対角線方向の伸縮量 δ_d を測定した。その状況は図版3 6-3~3.6-4のとおりである。

3.2.2 試験結果、この試験での集成材骨組を三鉸節山形ラーメンとみなし、これにY方向荷重(壁面)を加えたばあいの頂点C、荷重点FおよびGの水平撓み δ_y 、さらに、弦SS'、TT'の伸縮量 δ_y を計算して実測変形量と比較したのが表-3.2である。これで見ると、 $\Delta\delta_{UT}$ すなわち、風下側の骨組の弦長 TT' の縮み量が計算値の約80%となっているほかはすべて90%をこえる良好な適合度をしめている。

なお、全体としてみたばあいの計算値に対する実測値の比の平均は約92%となっており、とくに、水平撓み δ_y のみについてみれば、この値は約97%にも達していることがわかる。このことは少なくとも水平荷重(壁面)に関する限りでは、ここにあたえられた三鉸節山形ラーメンの条件が事実上十分満足すべきものであつたことをもの語つ

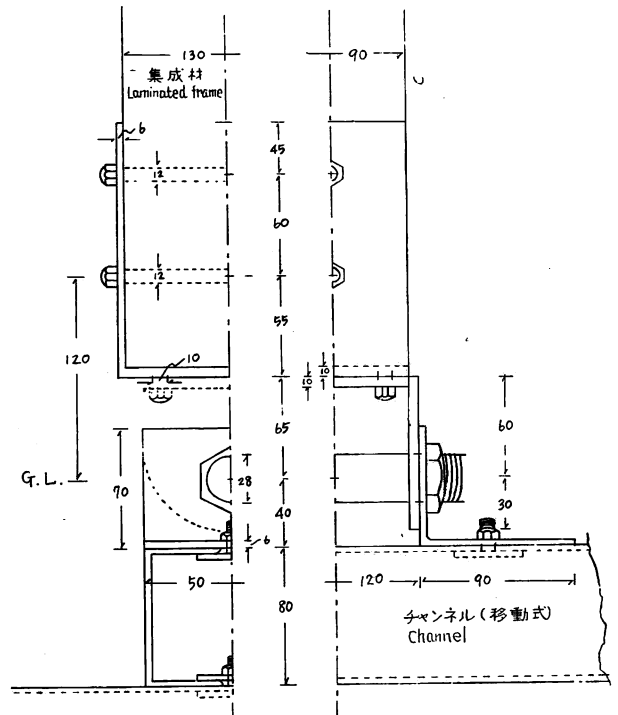
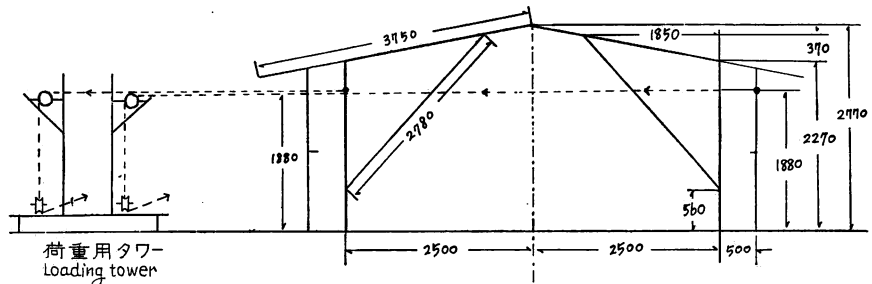
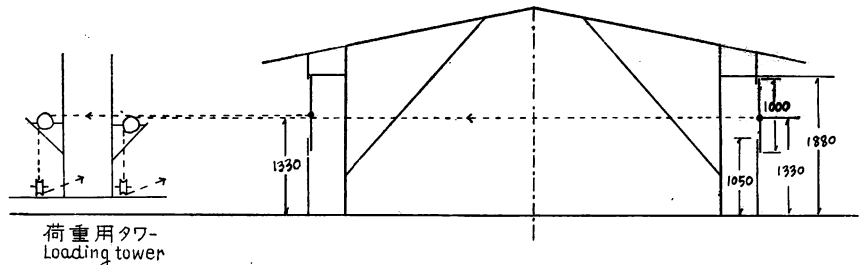


図-3.8 脚部ピン接合方法 (三鉸節条件)
Fig. 3.8 Details of base hinge (three hinged frame condition).



(a) 水平集中荷重 (Y—方向)
Manner of applying horizontal load through loading pads (y—direction).



(b) 水平分布荷重 (Y—方向)
Manner of applying horizontal load through loading pads (y—direction).

図-3.9 分解試験における負荷方法
Fig. 3.9 Methods of applying load for partial assemblies test.

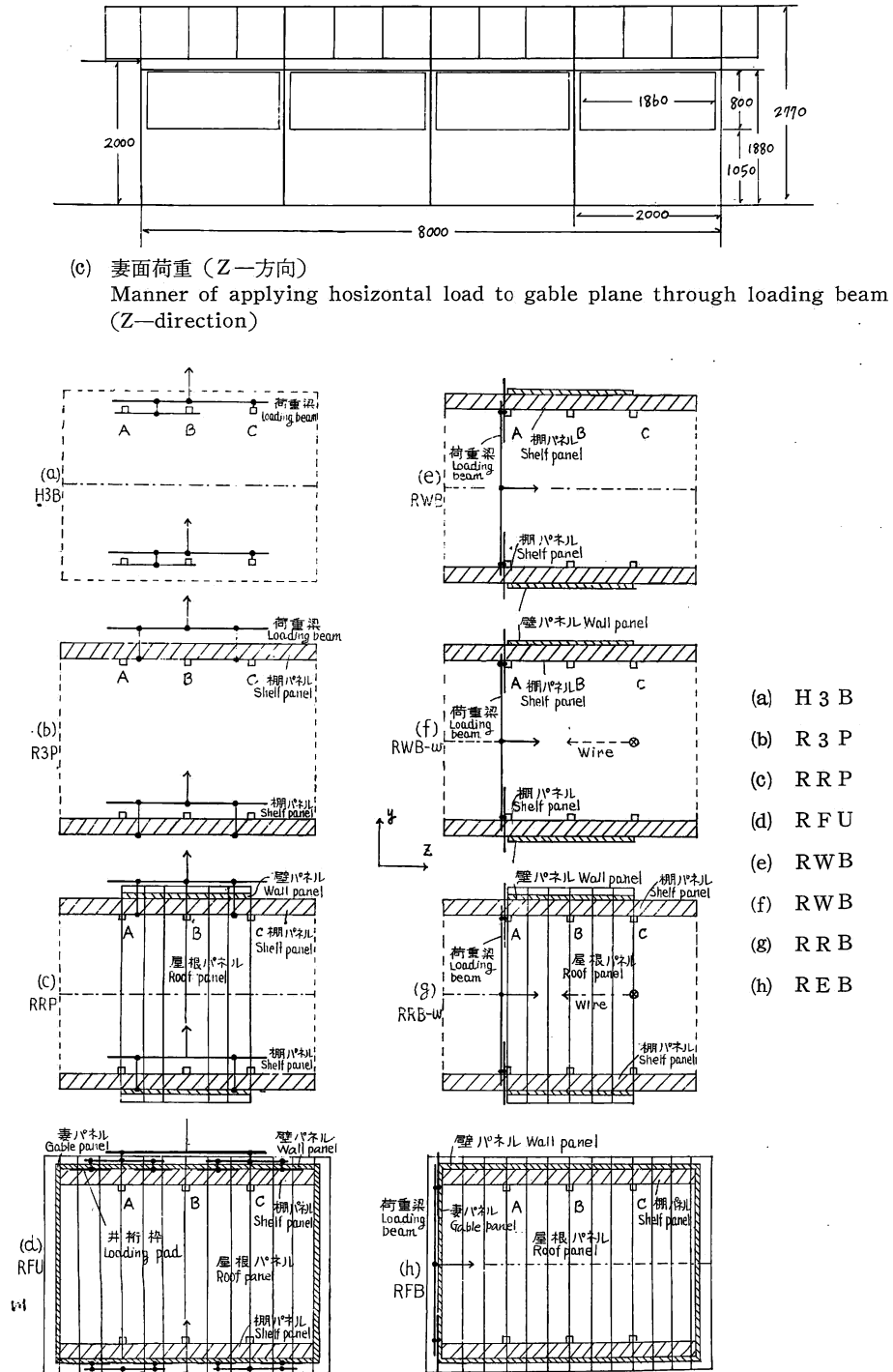


図-3.10 分解試験における荷重伝達方式

Fig. 3.10 Typical manner of applying horizontal load for partial assemblies test.

ているものと思われる。つぎに、参考として、両脚ヒンジの二鉸節および両脚固定の山形ラーメンとして上記の水平撓み $\Delta\delta_y$ を計算し、これらと三鉸節条件での計算値との比較を表-3.3にかかげた。これで見ると、この荷重条件に関するかぎり、その水平撓み δ_y については二鉸節と三鉸節とでほとんど差がなく、両脚固定のばあい三鉸節のばあいの約20%の撓み量となり、いいかえれば、その曲げ剛性において約5倍となることがわかる。

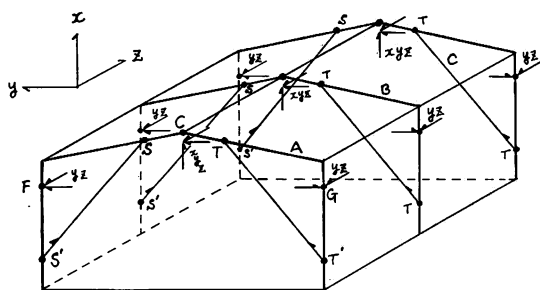
さらに、頂部および両脚部をボルト接合したばあい、これに、壁パネル、屋根パネルおよび妻パネルを順次とりつけて一連の剛性試験をおこない、そのさいの実測撓みと三鉸節条件での計算撓みとを比較したものが表-3.4である。この表から

a) Y一方向荷重(壁面)のばあい

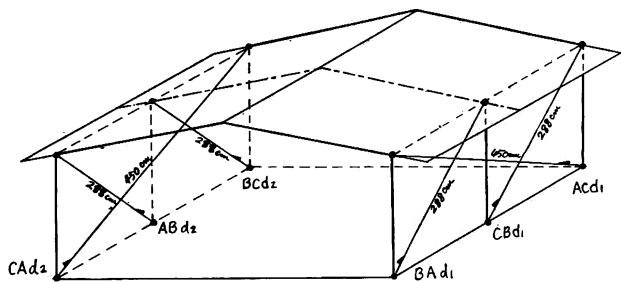
i) 頂部および両脚部をボルト接合したばあいの集成材骨組の剛性は三鉸節条件の約2.5倍ていど、撓みでは約40%になっている。この値はこのばあいの両脚部ボルト接合の条件がちょうど三鉸節と両脚固定条件の中間的な状態になっていることをしめすものとみられ、ボルト接合によって作られる節点はその意味では半剛節条件と考えてよいのではないと思われる。

ただし、この条件はボルトの寸法、種類、使用本数などのほかに、その部位での材端条件、つまり断面寸法や材

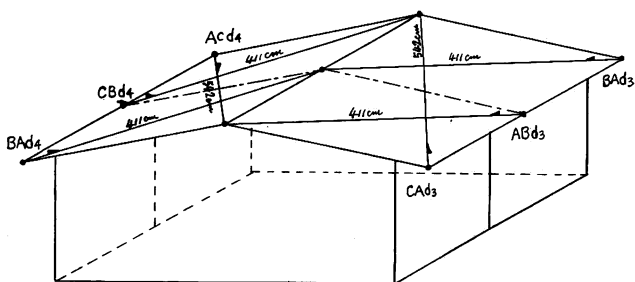
のボルト耐圧性能などによつてかなり変動することが考えられるし、さらにその施工時における緊結度や仕上げ精度等によつても異なることが予想されるので、ここにしめした剛性の変化率が数値的に安定なものとはいえない。したがって、この変化率については別途樹種、材の水分条件およびボルト接合条件などを変えて局部的に再検討する考えである。



(a) Y一方向荷重における集成材料骨組の変位測定法
Method of measuring deformation of laminated timber frame under horizontal loading Y.



(b) Z一方向荷重による壁パネルの対角線方向の変位測定法
Method of measuring diagonal deformation of wall panel under Z-direction loading.



(c) Z一方向荷重による屋根パネルの対角線変位の測定法
Method of measuring diagonal deformation of roof panel under Z-direction loading.

図-3.11 分解試験における変位測定方法

Fig. 3.11 Methods of measuring deformation for partial assemblies test.

表 3.2. 三鉸節山形ラーメン条件における水平撓みの計算値と実測値との比較

Table 3.2. Comparison of observed and calculated value in three hinged frame condition.

撓み Deflection	荷重条件 Loading condition	計算値	実 測 値 Observed value				$\frac{H_1}{H_c}$	$\frac{H_2}{H_c}$	$\frac{H_3}{H_c}$	$\frac{\bar{H}}{H_c}$
		H_c	H_1	H_2	H_3	$\bar{H}$				
$\Delta\delta_{yc}$	風上(W)	1290	1298	1345	1094	1246	1.006	1.043	0.848	0.966
	風下(L)	1290	1275	1301	1258	1278	0.988	1.009	0.975	0.991
	同時(C)	2580	2272	2450	2526	2416	0.881	0.950	0.979	0.936
	Mean						0.958	1.001	0.934	0.964
$\Delta\delta_{yF}$	風上(W)	1234	1294	1340	1129	1254	1.049	1.086	0.915	1.016
	風下(L)	1094	1117	1115	1076	1103	1.021	1.019	0.984	1.008
	同時(C)	2329	1958	2303	2389	2217	1.841	0.989	1.026	0.952
	Mean						0.970	1.031	0.975	0.992
$\Delta\delta_{yG}$	風上(W)	1094	1069	1102	912	1028	0.977	1.007	0.834	0.940
	風下(L)	1234	1227	1242	1225	1231	0.994	1.006	0.993	0.998
	同時(C)	2329	2046	2172	2284	2167	0.878	0.933	0.981	0.930
	Mean						0.950	0.982	0.936	0.956
$\Delta\delta_{us}$	風上(W)	614	580	624	528	577	0.945	1.016	0.860	0.940
	風下(L)	385	347	381	349	359	0.901	0.990	0.906	0.932
	同時(C)	1001	841	924	936	900	0.840	0.923	0.935	0.900
	Mean						0.895	0.976	0.900	0.924
$\Delta\delta_{uT}$	風上(W)	-385	-297	-287	-237	-274	0.771	0.745	0.616	0.712
	風下(L)	-614	-513	-514	-509	-512	0.836	0.837	0.829	0.834
	同時(C)	-1001	-753	-764	-793	-770	0.752	0.763	0.792	0.769
	Mean						0.786	0.782	0.779	0.772
総 平 均 C. V. $\pm 4\%$							0.912 9.94	0.945 10.20	0.898 11.27	0.922 8.93

$\Delta\delta$ = 荷重 100kg あたりの撓み ($\times 10^{-8}cm$). Deflection per 100kg loads ($\times 10^{-8}cm$).

W = Windward loading. C = Combined loading.

L = Leeward loading. H_1 = Single frame test (HS).

H_2 = Continuous hinged frame test loaded through loading beam (H3B).

H_3 = Continuous hinged frame test loaded through shelf panel (H3P).

$\bar{H}$ = $(H_1 + H_2 + H_3) / 3$. H_c = Calculated value.

ii) 頂部および両脚部をボルト接合条件とした集成材骨組に、壁パネルをとりつけて、(i)と同様のY一方向荷重を加えたもの、—RWP—では表-3.4 にしめすとおり三鉸節条件での計算撓みの約40%で壁パネルをとりつけないばあいと全く一致している。このことから、壁パネルをとりつけたことによる集成材骨組の剛性増加は全く期待しないことがわかった。

iii) つぎに、壁パネルと屋根パネルを同時にとりつけたばあいであるが、RRP—これも表-3.4 でみるとおり三鉸節条件での計算撓みの約37%であつて、屋根パネルによる骨組の剛性増加はあらわれていないようである。このことは大部分パネルと集成材骨組との接合条件に起因するとみるべきであつて、ここに用いられているような接合具によつてはその剛性効果を期待することが無理のようであり、組立住宅のば

表 3.3. 両脚部の節点条件による水平撓み計算値の差異と実測値との比較

Table 3.3. Difference between calculated values under various joining conditions and comparison of those with observed values.

撓み Deflection	荷重条件 Loading condition	実測値 Observed value H _b	計 算 値 Calculated value			H _b H _c	H _b H _t	H _r H _b	H _t H _c	H _r H _c
			3 鉸節 H _c	2 鉸節 H _t	両脚固定 H _r					
Δδ _{yC}	風上(W)	418	1104	1105	217	0.379	0.379	0.519	1.000	0.197
	風下(L)	422	1104	1105	217	0.382	0.382	0.514	1.000	0.197
	同時(C)	934	2208	2210	434	0.423	0.423	0.465	1.001	0.197
	Mean					0.395	0.395	0.499	1.000	0.197
Δδ _{yF}	風上(W)	442	1052	1000	201	0.420	0.442	0.455	0.951	0.191
	風下(L)	351	927	958	164	0.379	0.366	0.467	1.033	0.177
	同時(C)	887	1979	1966	364	0.448	0.451	0.441	0.993	0.184
	Mean					0.416	0.420	0.444	0.992	0.184
Δδ _{yG}	風上(W)	328	927	958	164	0.354	0.342	0.500	1.033	0.177
	風下(L)	418	1052	1000	201	0.397	0.418	0.481	0.951	0.191
	同時(C)	827	1979	1966	364	0.418	0.420	0.440	0.993	0.184
	Mean					0.390	0.393	0.474	0.992	0.184
Δδ _{uS}	風上(W)	237	573			0.414				
	風下(L)	135	356			0.379				
	同時(C)	410	929			0.441				
	Mean					0.411				
Δδ _{uT}	風上(W)	-111	-356			0.312				
	風下(L)	-222	-573			0.387				
	同時(C)	-364	-929			0.392				
	Mean					0.364				
Mean						0.395	0.403	0.472	0.995	0.188

 $\Delta\delta$ = 荷重 100kg あたりの撓み ($\times 10^{-3}cm$). Deflection per 100kg loads ($\times 10^{-3}cm$). H_c = Three hinged frame. H_r = Rigid frame. H_t = Two hinged frame. H_b = Observed value in R3P test condition.

あいのさけられない条件とも考えられる。

iv) 上述のものにさらに妻パネルをとりつけて建物を完成したばあい—RFP—。表-3.4 によると、その実測撓みは三鉸節条件での計算撓みの約13%となっていてかなり大きく剛性が增大している。つまり、妻パネルをとりつけることによつて、この建物に間接的な筋かい効果をあたえているもののようである。いいかえると、三鉸節条件での撓みの約60%が両脚部ボルト接合によつて減少し、妻パネルをとりつけたことによつてさらに約27%ほど減少していることになる。また、両脚ボルト接合条件での骨組の剛性を基準にとつて考えると、妻パネルによる剛性の増加率は約 200%, すなわち、見掛け上約 3 倍の剛性をしめすことになる。なお、この妻パネルの荷重支持率を 4 等スパン連続梁として計算すれば約20%となるので、もしこの条件があてはまるとすれば、三連の集成材骨組の荷重負担率が80%となり、これによつて撓みを換算すれば三鉸節条件での撓みの約16%となる。したがつて、妻パネルによる撓みの減少率は約24%と見込まれる(4等スパン連続梁で、両端ピンと仮定すれば、その反力は両端で全荷重の 11/112, 中央集成

表 3.4. 両脚ボルト接合条件および各種パネル取付けによる水平撓みの変化

Table 3.4. Observed deflection under bolted frame condition.

撓み Deflection 10 ⁻³ cm	水平荷重 Horizontal loading	計算値	実 測 値 Observed value						実測値/計値算 Ratio					
		3 鉸節 H _c	両脚 ボルト接合 R 3 P	同壁 パネル付 RWP	同壁および 屋根パネル付 RRB	同全 パネル付 RFP	同 分布荷重 RFU	同 分布荷重 RFU'	R 3 P H _c	RWP H _c	RRB H _c	RFP H _c	RFU H _c	RFU' H _c
$\Delta\delta_{yC}$	風 上(W)	1104	418	416	365	131	155	146	0.379	0.377	0.331	0.119	0.140	0.132
	風 下(L)	1104	422	471	405	139	136	136	0.382	0.427	0.367	0.126	0.124	0.124
	同 時(C)	2208	934	934	821	255	266	271	0.423	0.423	0.372	0.115	0.120	0.123
	Mean								0.395	0.409	0.357	0.120	0.128	0.126
$\Delta\delta_{yF}$	風 上(W)	1052	442	434	381	159	176	168	0.420	0.413	0.362	0.151	0.168	0.159
	風 下(L)	927	351	401	350	97	108	98	0.379	0.433	0.378	0.105	0.116	0.106
	同 時(C)	1979	887	861	784	245	252	272	0.448	0.435	0.396	0.124	0.127	0.138
	Mean								0.416	0.427	0.379	0.127	0.137	0.134
$\Delta\delta_{yG}$	風 上(W)	927	328	335	311	95	114	110	0.354	0.361	0.335	0.102	0.124	0.118
	風 下(L)	1052	418	464	408	163	170	180	0.397	0.441	0.388	0.155	0.162	0.170
	同 時(C)	1979	827	838	775	247	249	276	0.418	0.423	0.392	0.125	0.125	0.140
	Mean								0.390	0.408	0.378	0.127	0.137	0.143
$\Delta\delta_{uS}$	風 上(W)	573	237	227	193	89	98	101	0.414	0.396	0.337	0.155	0.172	0.176
	風 下(L)	356	135	156	138	32	45	46	0.379	0.438	0.388	0.090	0.127	0.131
	同 時(C)	929	410	401	352	113	128	129	0.441	0.432	0.379	0.122	0.138	0.139
	Mean								0.411	0.422	0.368	0.122	0.146	0.149
$\Delta\delta_{uT}$	風 上(W)	-356	-111	-120	-121	-28	-39	-34	0.312	0.337	0.340	0.079	0.110	0.095
	風 下(L)	-573	-222	-242	-211	-100	-105	-95	0.387	0.422	0.368	0.175	0.183	0.166
	同 時(C)	-929	-364	-368	-351	-119	-136	-136	0.392	0.396	0.378	0.128	0.147	0.147
	Mean								0.364	0.385	0.362	0.127	0.147	0.136
Mean									0.395	0.410	0.369	0.125	0.139	0.138
c. v. $\pm 4\%$									8.61	7.10	5.75	22.56	15.62	16.24

$\Delta\delta$ = 荷重 100kg あたりの撓み Deflection per 100kg load.

H_c = Calculated value as three hinged frame.

材で 26/112 ; 他の 2 つの集成材で 32/112 となる)。

v) 上述の条件のものにやや分布荷重に近いものを総合試験での荷重条件と一致させておこなったばあい (RFU ; RFU') について 表-3.4 をみると、その三鉸節条件での計算撓みに対する実測撓みの比率は約14%となり、集中荷重によるものとほとんど変わらない。

また、RFU では棚パネルと集成材骨組とをよく緊結したばあいであり、RFU' は総合試験のときと全く同じで棚パネルと集成材とが簡単な金具で接合され、しかも集成材の三角形添材部に金具がとりつけられているのであるていど大きな荷重が加えられたばあいには、その添材部の剝離破損も予想される状態である。しかし、この剛性試験ではこのような破壊荷重よりはかなり小さな荷重しかかけていないので、見掛け上の差異はあらわれてこなかつたものとみられる。

b) Z—方向荷重のばあい

壁パネルおよび屋根パネルの面内せん断剛性を知るために、Y—方向水平荷重のときと同一の高さでA集成材のF、G点にZ—方向荷重(妻面)を加えてその方向の水平変位 δ_z とパネルの対角線方向の変位 Δl をとめた。

i) Z—方向荷重 100kg 当たりの上記変形量の実測値と、壁パネルの対角線変位から近似的にもとめた見掛けのせん断歪 γ 、およびこれから荷重点FおよびGにおける水平変位 δ'_z を換算して比較したのが表-3.5 である。これによると、壁パネルのみをとりつけた RWB のばあいと、これに屋根パネルを加えた RRB のばあいとでその壁パネルに認められるせん断変形にほとんど差異がなく、妻パネルをとりつけて建物を完成したばあいにそのせん断剛性は急に増大して妻パネルのないばあいの約2.5倍となつている。

また、設計用風圧荷重が、かりにF、G点に集中的に作用したと考えたばあい、 $q=120\text{kg}/\text{m}^2$ では約 13.7mm、 $q=180\text{kg}/\text{m}^2$ で約 20.5mm となる。この値はF、G点が脚部より 1.88mの高さにあるから、その高さの約 1/137 および 1/92 に当たっている。これらの値が通常の本造建物のばあいとくらべて大きい小さいかは資料がないので不明である。さらに、妻パネルをとりつけて完成したばあいは、FおよびG点での実測水平変位 δ_z と、パネルの対角線歪から換算した水平変位 δ'_z との比は、 $\delta_z : \delta'_z = 1.31 : 1.00$ で、それほど大きな差異はない。しかし、妻パネルのない状態では、 $\delta_z : \delta'_z = 1.82 : 1.00$ (壁パネルのみをとりつけたばあい RWB)、および $\delta_z : \delta'_z = 1.38 : 1.00$ (屋根パネルを加えたばあい、RRB) となり、屋根パネルのあるなしが集成材骨組と壁パネルとの接合部の迂りにかなり影響しているように思われる。

ii) つぎに、C集成材の頂点にワイヤーをかけてA集成材の方向に引きながらA集成材のF G点にZ—方向荷重を加えたばあい、つねにA集成材の頂点Cに水平変位を生じないようにして壁パネルと屋根パネルのせん断変形量を測定した結果を表-3.6に示す。これで見ると、屋根パネルをつけたときの壁パネルのせん断変位と壁パネルのみのばあいのそれとを比較すれば、約 1 : 5 (水平変位) および 1 : 8 (対角線変位) となつて、屋根パネルがこの方向の剛性増加に大きく影響していることがわかる。なお、屋根パネル自身のせん断変形量は同表の値でも明らかなように壁パネルのそれに比してかなり小である。

以上にのべた分解試験の結果を概括すると、つぎのようになる。

この建物のY—方向水平荷重による剛性では、その三鉸節条件に対して、両脚ボルト接合条件では約2.5倍となり、壁および屋根パネルはいずれも剛性増加には効果がなく、妻パネルをとりつけたばあいはその両脚ボルト接合条件の剛性をさらに3倍近くも増大せしめていることがわかつた。また、妻パネルをとりつ

表 3.5-1. 妻面荷重 (Z—方向) による壁パネルのせん断変位 (荷重 100kg あたりの値 : $10^{-8}cm$)
Table 3.5-1. Shearing displacement of wall panel due to load applied to windward gable.
(Values per 100kg loads : $10^{-8}cm$)

試験条件 Test condition	測定部位 Position	水平撓み $\Delta\delta_z$ Horizontal-deflection(ridge direction)				対角線の伸縮量 Δl Diagonal deformation of wall panel			
		$\Delta\delta_{zC}$	$\Delta\delta_{zF}$	$\Delta\delta_{zG}$	$\Delta\delta_{zFG}$	$\Delta l(AC)$	$\Delta l(BA)$	$\Delta l(BC)$	$\bar{\Delta l}$
RWB	A(d_1)	330	245	230	238	120	89	113	101
	C(d_2)	330	228	218	223	128	93	100	97
	Mean	330	237	224	231	124	91	107	99
RRB	A(d_1)	170	183	173	178	130	90	103	97
	C(d_2)	168	165	160	163	125	93	90	92
	Mean	169	174	167	171	128	92	97	95
RFB	A(d_1)	65	64	62	63	54	42	41	42
	C(d_2)	65	64	65	65	48	32	35	34
	Mean	65	64	64	64	51	37	38	38

$$\Delta\delta_{zFG} = \frac{1}{2} (\Delta\delta_{zF} + \Delta\delta_{zG})$$

A, C は $\Delta\delta_z$ に対する集成材記号

A, C : Mark of frame ($\Delta\delta_z$).

$$\bar{\Delta l} = \frac{1}{2} (\Delta l(BA) + \Delta l(BC))$$

d_1, d_2 は Δl に対する壁面

d_1, d_2 : Plane of wall Panel (Δl).

表 3.5-2. 妻面荷重による壁パネルのせん断歪 (r) と FG 点における換算りり量 (δ'_z)
Table 3.5-2. Shearing strain (r) and reduced sliding (δ'_z) at points F, G due to wind load applied to windward gable.

試験条件 Test condition	測定部位 Position	せん断歪 Shearing strain				換算りり量 Reduced sliding			
		r_{ac}	r_{ba}	r_{cb}	$\bar{r}$	δ'_{zac}	δ'_{zba}	δ'_{zcb}	$\bar{\delta}_z$
		10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}	$10^{-8}cm$	$10^{-8}cm$	$10^{-8}cm$	$10^{-8}cm$
RWB	A(d_1)	0.643	0.610	0.775	0.676	121	115	146	127
	C(d_2)	0.686	0.638	0.686	0.667	129	120	129	126
	Mean	0.664	0.624	0.734	0.674	125	117	138	127
RRB	A(d_1)	0.696	0.617	0.706	0.673	131	116	133	127
	C(d_2)	0.670	0.638	0.617	0.642	126	120	116	121
	Mean	0.686	0.631	0.665	0.661	129	119	125	124
RFB	A(d_1)	0.289	0.288	0.281	0.286	54	54	53	54
	C(d_2)	0.257	0.219	0.240	0.239	48	41	45	45
	Mean	0.273	0.254	0.261	0.263	51	48	49	49

r_{ac} = Shearing strain reduced by diagonal deformation(AC).

$$\bar{r} = \frac{1}{3} (r_{ac} + r_{ba} + r_{cb})$$

δ'_{zac} = Sliding of z-direction reduced by value r_{ac} .

$$\bar{\delta}_z = \frac{1}{3} (\delta'_{zac} + \delta'_{zba} + \delta'_{zcb})$$

けて完成した試験建物の集成材骨組にあらわれる剛性は三鉸節条件の骨組のもつ剛性の約7倍で、これは両脚固定の骨組剛性が三鉸節条件のその約5倍とみられるのに対しても、若干上まわるものとなつてゐる。

ただし、このばあいの作用荷重はそれが剛性試験であるために比較的低いので、これが設計用風圧荷重の大きさまで、はたして同様の比率関係が延長されうるかどうかはわからない。このことについては、総合試験の結果をみたくて改めて検討することとする。

なお、Z—方向水平荷重による壁パネルの面内せん断剛性については、屋根パネルの拘束効果を認めることができた。さらに、妻パネルをとりつけて完成したばあいはこの方向の剛性にもいちじるしい効果のあることも確認された。

しかし、この分解試験ではX—方向（垂直荷重）荷重による剛性の変化をしらべていないので、建物剛性を一般的に評価するには不十分であり、今後はこの方向での剛性について検討を加えるつもりである。

3.3 総合試験 この試験は建物構造を開口部のない山形ラーメン構造の骨組をもつものとみて、速度圧 $q=120\text{kg/m}^2$ のばあいの設計用風圧荷重で実施しようとした。だが、実際には図-3.12の設計用風圧荷重をそのまま作用させることはできないので、ほぼ集中荷重に近い状態で図-3.13のような試験荷重を採用した。これは、Y—方向荷重では前記設計用風圧荷重の約30%大、X—方向の屋根面ではほぼ等しくなつてゐる。

3.3.1 試験方法

i) 建物の条件：このばあいはすべて完成建物に対する試験であるが、前述の分解試験のばあいと建物条件を比較すれば、その差異は、分解試験では鋼製チャンネル上に組み立てられているのに対し、このばあいは図-3.15および図版3.7-1に示すようにその脚部を地杭にボルト接合していることである。その

表 3.6. C集成材の頂点Cに水平変位を生ぜしめない条件での妻荷重（FG点）による
壁パネルおよび屋根パネルのせん断変位（荷重 100kg あたりの値： 10^{-3}cm ）

Table 3.6. Shearing displacement of wall panel and roof panel due to load applied to windward gable under restricted condition of $\delta_{zc}=0$ at C-frame.

(Values per 100kg loads： 10^{-3}cm)

試験条件 Test condition	測定部位 Position	水平 撓 み $\Delta\delta_z$ Horizontal deflection (ridge direction)				対角線の伸縮量 Δl Diagonal deformation of panels			
		$\Delta\delta_{zc}$	$\Delta\delta_{zf}$	$\Delta\delta_{zg}$	$\Delta\delta_{zfg}$	$\Delta l(AC)$	$\Delta l(BA)$	$\Delta l(BC)$	$\overline{\Delta l}$
RWB-W	A(d_1)	0	171	134	153	76	66	75	71
	C(d_2)	-22	120	103	117	61	61	65	63
	Mean	-11	146	119	135	69	64	70	67
RRB-W	A(d_1)	0	32	23	28	6	7	6	7
	C(d_2)	-12	10	14	12	9	8	8	8
	Mean	-6	21	19	20	8	8	7	8
RRB-W	A(d_3)	0	44	39	42	13	9	8	9
	C(d_4)	-12	17	25	21	18	6	2	4
	Mean	-6	31	32	32	16	7	5	7

d_3, d_4 : Plane of roof panel (Δl)

表 3.7. 各種条件における集成材骨組の頂点(C), 荷重点 (F, G) の撓みおよび弦長 (S, T) の伸
Table 3.7. Observed deflection and deformation of test frame (A, B, C) at crown point(c),
in partial assemblies test (value per 100kg load : $10^{-3}cm$).

試験条件 Test condition		試験回数 Number of test	$\Delta\delta_y-F$				$\Delta\delta_y-C$			
記号 Mark	荷重条件 Loading		A	B	C	M	A	B	C	M
三 鉸 節 ア ー チ (単 独 ア ー チ) H S	風上 (W)	13, 4, 22	1258	1552	1107	1306	1262	1588	1129	1326
		14, 5, 23	1220	1569	1095	1295	1219	1506	1115	1280
		15, 6, 24	1220	1530	1095	1282	1227	1518	1119	1288
		M	1233	1550	1099	1294	1236	1537	1121	1298
	風下 (L)	16, 7, 25	1097	1338	1079	1171	1200	1422	1223	1282
		17, 8, 26	1052	1259	951	1087	1227	1448	1167	1281
		18, 9, 27	1057	1258	962	1092	1228	1426	1137	1264
		M	1069	1285	997	1117	1218	1432	1176	1275
	同 時 (C)	10, 1, 19	1894	2094	2039	2009	2375	2405	2241	2340
		11, 2, 20	2053	2041	2009	2034	2243	2201	2200	2215
		12, 3, 21	2229	2032	2036	2099	2406	2231	2150	2262
		M	2059	2056	2028	2047	2341	2279	2197	2272
三 鉸 節 ア ー チ (三 連) H 3 B	風上 (W)	31	1283	1594	1152	1343	1279	1661	1181	1374
		32	1337	1336	1096	1256	1281	1616	1104	1334
		33	1444	1666	1148	1419	1268	1610	1104	1327
		M	1355	1532	1132	1340	1276	1629	1130	1345
	風下 (L)	34	1027	1315	987	1110	1257	1519	1142	1306
		35	1097	1248	975	1107	1223	1494	1108	1275
		36	1087	1341	984	1137	1282	1534	1147	1321
		M	1070	1301	982	1115	1254	1516	1132	1301
	同 時 (C)	28	2369	2926	2161	2485	2477	3143	2381	2667
		29	2293	2646	1904	2281	2395	2808	2066	2423
		30	2114	2438	1876	2143	2129	2578	2074	2260
		M	2259	2670	1980	2303	2334	2843	2174	2450
三 鉸 節 ア ー チ (三 連 ・ 棚 バ ネ ル 使 用) H 3 P	風上 (W)	40	1193	1247	1097	1179	1170	1178	1057	1135
		41	1172	1119	999	1097	1126	1117	975	1073
		42	1175	1149	1010	1111	1138	1109	980	1076
		M	1180	1172	1035	1129	1145	1135	1004	1094
	風下 (L)	43	1157	1130	1025	1104	1352	1312	1188	1284
		44	1137	1062	983	1001	1324	1282	1137	1248
		45	1130	1017	1040	1062	1318	1273	1132	1241
		M	1141	1070	1016	1076	1331	1289	1152	1258
	同 時 (C)	37	2498	2454	2261	2404	2561	2589	2449	2533
		38	2535	2463	2044	2347	2702	2588	2325	2538
		39	2483	2489	2273	2415	2661	2574	2288	2508
		M	2505	2469	2193	2389	2641	2584	2354	2526
G 節 点 ア ー チ (三 連 ・ 棚 バ ネ ル 使 用) R 3 P	風上 (W)	49	497	467	435	466	430	450	431	437
		50	455	429	410	431	402	423	404	410
		51	448	425	409	427	399	420	404	408
		M	467	440	418	442	410	431	413	418
	風下 (L)	52	357	351	346	351	441	424	428	431
		53	357	357	353	356	422	423	429	425
		54	344	348	344	345	405	410	418	411
		M	353	352	348	351	423	419	425	422
	同 時 (C)	46	1053	973	939	988	1062	1097	1020	1060
		47	873	843	817	844	875	905	830	870
		48	860	835	794	830	863	894	863	873
		M	929	884	850	887	933	965	904	934

M ; mean

縮量 (荷重 100kg あたりの値 : $10^{-3}cm$)

loading points (F,G) and chord (S,T) under various loading conditions

$\Delta\delta_y-G$				$\Delta\delta_{us}$				$\Delta\delta_{ut}(-)$			
A	B	C	M	A	B	C	M	A	B	C	M
993	1204	900	1032	526	743	462	577	317	303	269	296
1033	1254	1024	1104	512	760	456	576	309	315	274	299
1033	1249	928	1070	512	785	460	586	309	313	267	296
1020	1236	951	1069	517	763	459	580	312	310	270	297
1245	1329	1183	1252	308	431	287	342	525	518	518	520
1185	1341	1130	1219	310	473	271	351	515	530	492	512
1185	1330	1111	1209	310	465	265	347	515	519	483	506
1205	1333	1141	1227	309	456	274	347	518	522	498	513
2121	2099	2035	2085	762	966	716	815	780	694	757	744
2124	1921	1989	2011	771	1075	707	851	792	738	732	754
2181	1941	2002	2041	796	1054	725	858	813	737	730	760
2142	1987	2009	2046	776	1032	716	841	795	723	740	753
1099	1283	981	1121	557	763	477	599	305	300	280	295
1093	1272	918	1094	557	901	447	635	271	285	256	271
1082	1274	915	1090	555	901	457	638	354	281	253	296
1091	1276	938	1102	556	855	460	624	310	289	263	287
1263	1369	1106	1249	322	553	280	385	520	533	486	513
1195	1381	1096	1224	313	539	265	372	508	523	475	502
1227	1415	1130	1257	322	557	274	384	555	538	492	528
1228	1388	1111	1242	319	550	273	381	528	531	484	514
2254	2494	2153	2300	874	1309	764	982	803	878	790	824
2258	2390	1893	2180	840	1205	749	931	785	773	696	751
2040	2186	1879	2035	780	1124	671	858	713	746	691	717
2184	2357	1975	2172	831	1213	728	924	767	799	728	764
988	971	886	948	547	645	434	542	285	224	240	250
947	910	818	892	532	619	412	521	267	206	221	231
954	915	821	897	530	621	414	522	265	205	221	230
963	932	842	912	536	628	420	528	272	212	227	237
1323	1251	1173	1249	364	440	279	361	553	483	510	515
1298	1214	1136	1216	340	426	264	343	549	475	496	507
1292	1209	1128	1210	340	424	263	342	547	475	494	505
1304	1225	1146	1225	348	430	269	349	550	478	500	509
2378	2236	2202	2272	904	1125	776	935	859	724	807	797
2483	2292	2141	2305	945	1130	740	938	886	728	781	798
2434	2281	2109	2275	956	1116	733	935	869	716	770	785
2432	2270	2151	2284	935	1124	750	936	871	723	786	793
322	344	352	339	262	279	219	253	88	109	130	109
313	325	330	323	231	249	207	229	104	111	122	112
309	323	331	321	230	248	208	229	105	111	123	113
315	331	338	328	241	259	211	237	99	110	125	111
458	406	441	435	111	148	118	126	256	218	238	237
415	399	431	415	135	161	129	142	219	204	226	216
403	387	422	404	130	157	125	137	212	203	221	212
425	397	431	418	125	155	124	135	229	208	228	222
957	891	930	926	452	498	403	451	418	373	415	402
777	772	798	782	387	436	357	393	341	337	367	348
757	775	787	773	380	430	350	387	334	333	358	342
830	813	838	827	406	455	370	410	364	348	380	364

表 3.7. (つづき)

Table 3.7. (Continued)

試験条件 Test condition		試験回数 Number of test	$\Delta\delta_y-F$				$\Delta\delta_y-C$			
記号 Mark	荷重条件 Loading		A	B	C	M	A	B	C	M
G 節点 アーチ・壁 パネル付 (三連)	風上 (W)	58	470	436	400	435	432	427	412	427
		59	443	420	396	420	421	420	408	416
		60	433	415	391	413	412	413	400	408
		M	449	424	396	434	422	420	407	416
	風下 (L)	61	403	429	405	412	492	441	502	478
		62	393	399	376	389	463	476	467	469
		63	423	398	379	400	457	472	465	465
		M	406	409	387	401	471	463	478	471
	同時 (C)	55	990	957	902	950	1035	1035	1013	1028
		56	870	827	758	818	902	899	870	890
		57	855	819	771	815	894	890	870	885
		M	905	868	810	861	944	941	918	934
G 節点 アーチ・屋根 パネル付 (三連)	風上 (W)	67	423	388	374	395	387	369	363	373
		68	393	363	360	372	369	358	353	360
		69	397	365	365	376	371	360	355	362
		M	404	372	366	381	376	362	357	365
	風下 (L)	70	370	361	347	359	426	423	417	422
		71	353	340	331	341	398	390	393	394
		72	358	353	334	348	404	398	397	400
		M	360	351	337	350	409	404	402	405
	同時 (C)	64	908	858	828	865	923	908	893	908
		65	788	743	720	750	797	788	776	787
		66	773	728	707	736	778	769	754	767
		M	823	776	752	784	833	822	808	821
G 節点 アーチ・棚 パネル使用 (完成時)	風上 (W)	102	164	167	143	157	124	136	129	129
		103	167	165	140	157	124	133	129	129
		104	167	169	147	161	129	143	133	135
		M	165	167	143	159	125	137	131	131
	風下 (L)	105	87	97	96	93	139	151	136	141
		106	96	108	99	101	140	140	133	137
		107	96	103	99	99	136	137	131	135
		M	93	103	97	97	139	143	133	139
	同時 (C)	96	296	351	299	315	353	355	340	349
		97	220	227	199	215	217	225	211	217
		98	233	241	271	228	231	240	215	228
		M	249	273	236	253	267	273	255	265
同 上 RFP	同時 (C)	99	240	247	219	235	239	251	235	241
		100	240	251	223	237	247	251	231	243
		101	240	253	225	240	245	251	240	245
		M	240	251	223	237	244	251	235	243

M : mean.

$\Delta\delta_{\text{p}}-\text{G}$				$\Delta\delta_{\text{uS}}$				$\Delta\delta_{\text{uT}}(-)$			
A	B	C	M	A	B	C	M	A	B	C	M
333	337	338	336	251	249	212	237	102	115	128	115
345	333	335	338	227	237	210	225	125	120	126	124
337	328	329	331	221	233	205	220	121	120	124	122
338	333	334	335	233	240	209	227	116	118	126	120
515	446	492	484	131	175	160	155	277	250	254	260
455	448	458	454	146	175	147	156	235	225	237	232
452	446	461	453	146	175	145	155	234	227	238	233
474	447	470	464	141	175	151	156	249	234	243	242
964	893	924	927	424	472	401	432	382	390	400	391
825	778	783	795	382	415	356	384	369	345	356	357
814	774	788	792	379	419	360	386	368	345	359	357
868	815	832	838	395	435	372	401	373	360	372	368
313	307	307	309	221	201	190	204	103	120	122	115
317	302	298	306	192	182	182	185	125	130	120	125
355	302	301	319	195	186	184	188	123	128	121	124
328	304	302	311	203	190	185	193	117	126	121	121
443	410	415	423	138	140	135	138	230	223	221	225
440	377	391	403	139	142	132	138	205	202	205	204
413	393	394	400	140	143	133	139	207	202	206	205
432	393	400	408	139	142	133	138	214	209	211	211
863	818	823	835	417	385	367	390	375	383	379	379
833	713	715	754	346	335	326	336	338	341	337	339
810	694	703	736	340	330	322	331	338	334	332	335
835	742	747	775	368	350	338	352	350	353	349	351
88	97	96	93	89	95	87	91	25	32	27	28
87	99	95	93	84	92	87	88	24	33	25	28
92	104	100	99	87	99	89	92	27	31	28	28
89	100	97	95	87	95	88	89	25	32	27	28
161	181	164	169	23	37	33	31	107	124	99	109
157	168	159	161	28	32	43	35	97	96	91	95
155	164	156	159	27	28	39	31	96	104	88	96
157	171	160	163	25	32	39	32	100	108	92	100
321	351	325	332	152	135	152	147	155	171	143	156
203	224	219	215	95	96	103	97	107	107	91	101
207	239	229	225	99	103	109	104	115	132	101	116
244	271	257	257	115	111	121	116	125	136	112	124
225	243	233	233	103	105	116	108	115	116	103	111
225	248	239	237	105	104	120	109	111	117	104	111
225	247	239	237	108	109	119	112	117	117	103	112
225	245	237	236	105	107	119	109	115	117	103	112

表 3.7. (つづき)

Table 3.7. (Continued)

試験条件 Test condition		試験回数 Number of test	$\Delta\delta_y-F$				$\Delta\delta_y-C$			
記号 Mark	荷重条件 Loading		A	B	C	M	A	B	C	M
完成時の分布荷重	風上 (W)	111	120	149	131	134	99	136	116	117
		112	114	143	125	127	93	134	112	113
		113	114	140	124	126	92	130	112	112
		M	116	144	127	129	95	134	113	114
	風下 (L)	114	76	77	86	80	109	94	116	106
		115	74	74	85	77	100	81	107	96
		116	77	78	85	80	104	82	111	99
		M	76	76	85	79	104	86	111	100
	同時 (C)	108	186	179	187	184	188	—	196	192
		109	189	168	189	182	189	—	196	193
		110	194	180	195	190	195	—	205	200
		M	190	176	191	185	191	—	199	195
完成時の分布荷重	風上 (W)	120	119	144	126	130	97	—	122	109
		121	113	129	122	121	95	109	116	107
		122	112	129	122	121	96	110	114	107
		M	115	134	123	124	96	110	117	107
	風下 (L)	123	66	73	78	72	98	104	106	102
		124	66	76	78	73	92	106	104	100
		125	64	74	75	71	89	102	98	96
		M	65	74	77	72	93	104	103	100
	同時 (C)	117	209	241	228	226	217	194	236	216
		118	180	193	194	189	183	200	194	192
		119	174	189	189	184	177	197	191	188
		M	188	208	204	200	192	197	207	199

M : mean

他の点については全く同一である。

ii) 荷重の加え方：Y—方向（壁面）荷重では図-3.14 の(a)に示すように、壁パネルにとりつけた木製井桁状荷重枠（1m²）により荷重タワーの滑車を介して張られたワイヤーロープに引張力を作用せしめたものである。そのばあい荷重計は図版3.7-2 のように2基のテンションブロックにとりつけたループダイナモメータである。このループダイナモメータは風上用 2,000kg、風下用 1,000kg の能力のもので試験前にオルゼン型材料試験機（検定済）の能力 2,000kg で検定表を作り、これによつて作用力を定めた。

X—方向荷重（軒先）では、図-3.14 の (b) に示めたごとく軒先端部を直接鉛道に突き上げるようにしている。このばあい図版 3.7-3 のように組み合わせられた木製荷重枠により負荷し、そのさいの荷重計としてはループダイナモメータの能力 500kg を使用した。

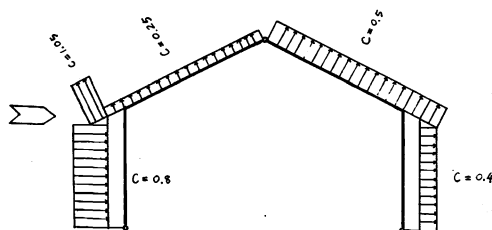
X—方向荷重（屋根面）では、図-3.14 の (b) に示めたように、木製井桁状荷重枠を屋根パネルにとりつけ、組合わせ荷重枠により鉛直突き上げ荷重を作用せしめた。このばあい、能力 2,000kg（風下側）および 1,000kg（風上側）のループダイナモメータを使用している（図版 3.7-4）。

Z—方向荷重（風上妻面）では強度研究室のコンクリート壁面を利用し、図-3.14 の (c) に示すように 1m²平方の井桁状荷重枠によりジャッキで荷重を加え、その大きさを図版 3.7-5 のような 2,000kg の

$\Delta\delta_y - G$				$\Delta\delta_{us}$				$\Delta\delta_{ur}(-)$			
A	B	C	M	A	B	C	M	A	B	C	M
79	96	89	88	61	79	80	73	30	27	36	31
72	89	84	82	59	77	77	71	26	23	33	27
76	90	84	84	60	76	77	71	25	25	32	27
76	92	86	84	60	77	80	72	27	25	34	29
120	141	134	132	31	28	36	32	76	95	82	84
113	124	122	120	32	27	38	32	67	77	72	72
116	131	127	125	34	29	40	34	70	80	74	75
117	132	128	125	32	28	38	33	71	84	76	77
177	170	191	179	82	95	97	91	95	103	97	98
178	172	192	181	83	96	103	94	95	104	97	99
184	179	200	188	86	99	106	97	98	107	101	102
180	174	194	183	84	97	102	94	96	105	99	100
71	87	84	81	73	86	78	79	23	16	27	22
72	85	86	81	66	75	73	71	26	22	31	26
72	85	85	81	65	75	72	71	26	23	31	27
72	86	85	81	68	79	74	74	25	20	29	25
134	147	135	139	34	27	34	32	67	86	74	76
126	135	127	130	34	28	41	34	62	74	66	67
124	133	125	127	35	34	41	36	60	72	65	66
128	138	129	132	34	30	38	34	63	77	68	70
219	228	236	228	102	109	103	105	109	105	113	109
189	187	202	193	81	92	100	91	91	107	93	97
183	184	196	188	79	89	98	88	87	103	90	93
197	200	211	203	87	97	100	95	96	105	99	100

ループダイナモメータで読みとつている。

iii) 変形量の測定方法 この建物での変形量の測定は、図-3.16 にしめた各測点についておこなわれた。まず、建物の横断面を図のように9カ所に分けて、各断面での集成材骨組またはパネルの測点を番号で定めた。この点にダイヤルゲージ ($10^{-2}mm$ 単位, $10 \sim 30mm$ ストローク) をとりつけたもので、番号の奇数はY一方向荷重における風上側をしめし、偶数は風下側をしめしている。また、どの荷重組合わ



C : 風力係数 Coefficient

図-3.12 設計用風圧荷重の分布

Fig. 3.12 Distribution of wind load for design.

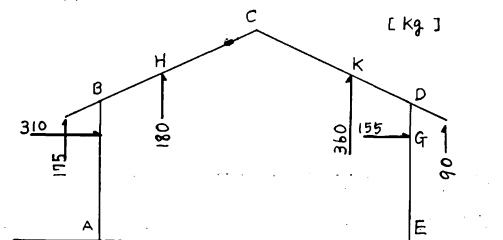
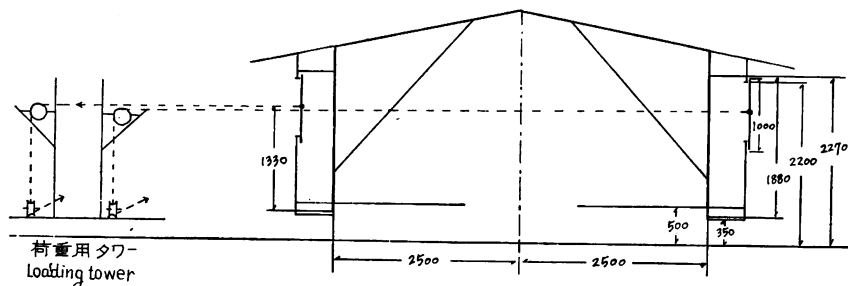
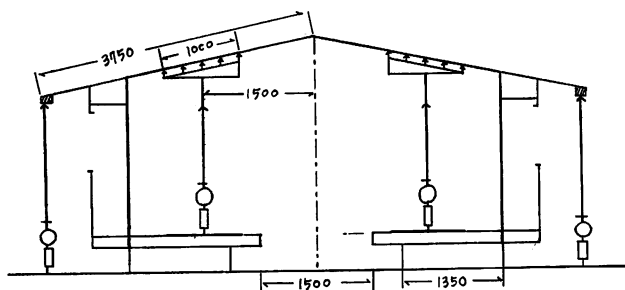


図-3.13 試験荷重

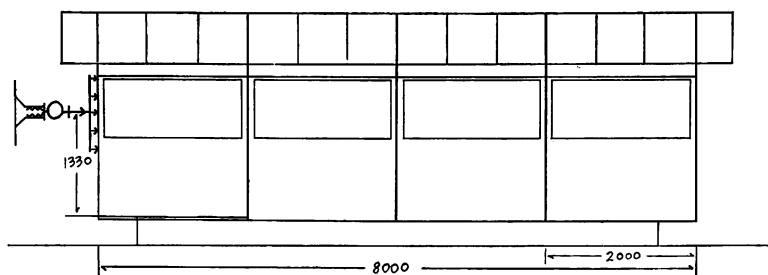
Fig. 3.13 Test load



(a) 水平荷重 (Y-方向)
Horizontal load (Y-direction).



(b) 垂直荷重 (Y-方向)
Vertical load (X-direction).



(c) 水平荷重 (Z-方向)
Horizontal load (Z-direction).

図-3.14 総合試験における荷重の加え方

Fig. 3.14 Manner of loading for complete assemblies test.

せのばあいにも頂点 1 は必ず実測して各測定値間の数値の比較に際して基準となるようにしている。なお各測点のセットの状況を例示すると、図版 3.7-6 は各集成材の頂点の変位 (x , y , z)、図版 3.7-7 は各集成材の肩桁の位置での変位 (x , y)、図版 3.7-8 は各妻面での頂点の Z 方向の変位、図版 3.7-9 は屋根パネルの x 方向の変位、図版 3.7-10 は軒先の x 方向の変位、図版 3.7-12 は妻側での建物基部、図版 3.7-11 は床パネルの建物内部端面での変位 (x , y) をそれぞれ測定しているところである。

なお、この試験では 表-3.1 の試験系列表にあるように、(1)軒先突上げ、(2)屋根面突上げ、(3)壁面、(4)妻

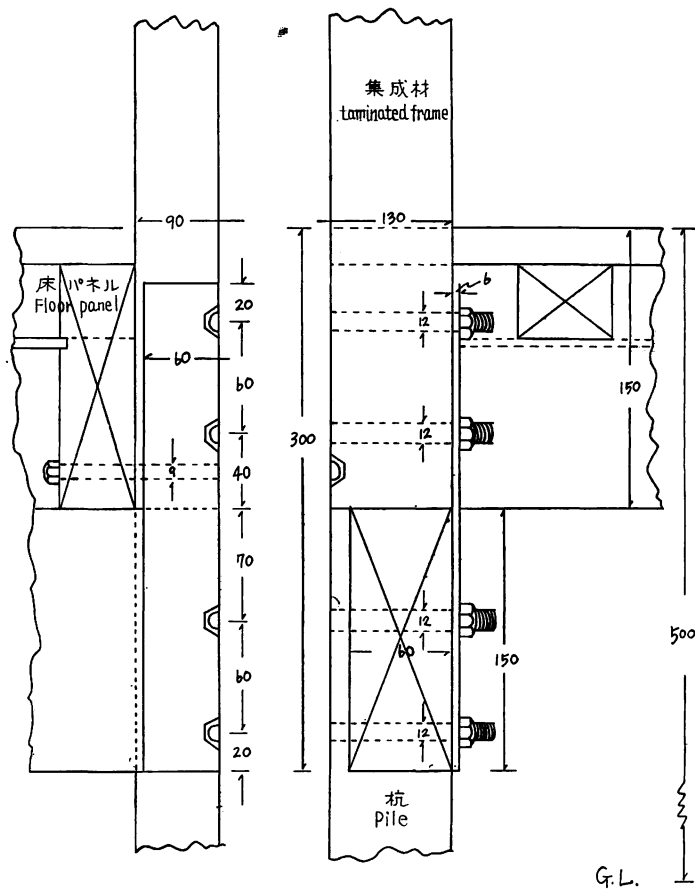


図-3.15 試験建物の両脚部接合方法

Fig. 3.15 Details of base joints of test house.

面, (5)屋根+軒先の同時突上げ, (6)屋根+軒先+壁, (7)壁+妻, (8)屋根+軒先+妻, (9)屋根+軒先+壁+妻, の9種類の荷重組合わせをおこなっている。このばあい, どの荷重組合わせでも, 風上, 風下, および風上下同時の3回にわたって各荷重試験をおこなってその変形量を測定している。ただし, 妻面荷重のみは風上荷重と, 風上面に $C=1.2$ (風力係数) にあたる荷重を加えたばあいにかざられ, 妻と他の部位での荷重との組合わせにおいては風上荷重のみを作用せしめている。

また, 変形量のあらわし方では, δ_1 =最大試験荷重での変形量, $\delta_2=2(\delta_1-\delta_m)$, δ_m =最大試験荷重の1/2の点での変形量, とした。ここにとくに δ_2 を換算変形量としてとつた理由は, 図-3.17 に例示してあるように, 荷重の増大にともなう若干変形量の増加率が大きくなる傾向がみとめられたため, 建物の剛性のあるていど大きな荷重のもとで評価するには δ_1 よりも δ_2 の方が实际的であると考えたからである。

この建物に対する設計用風圧荷重をその速度圧 $q=120\text{kg/m}^2$ および $q=180\text{kg/m}^2$ のばあいについて計算したのが表-3.7であり, さらに, この集成材骨組を三鉸節山形ラーメンとして最大試験荷重における主要部位の撓み量を計算したものが表-3.8である。

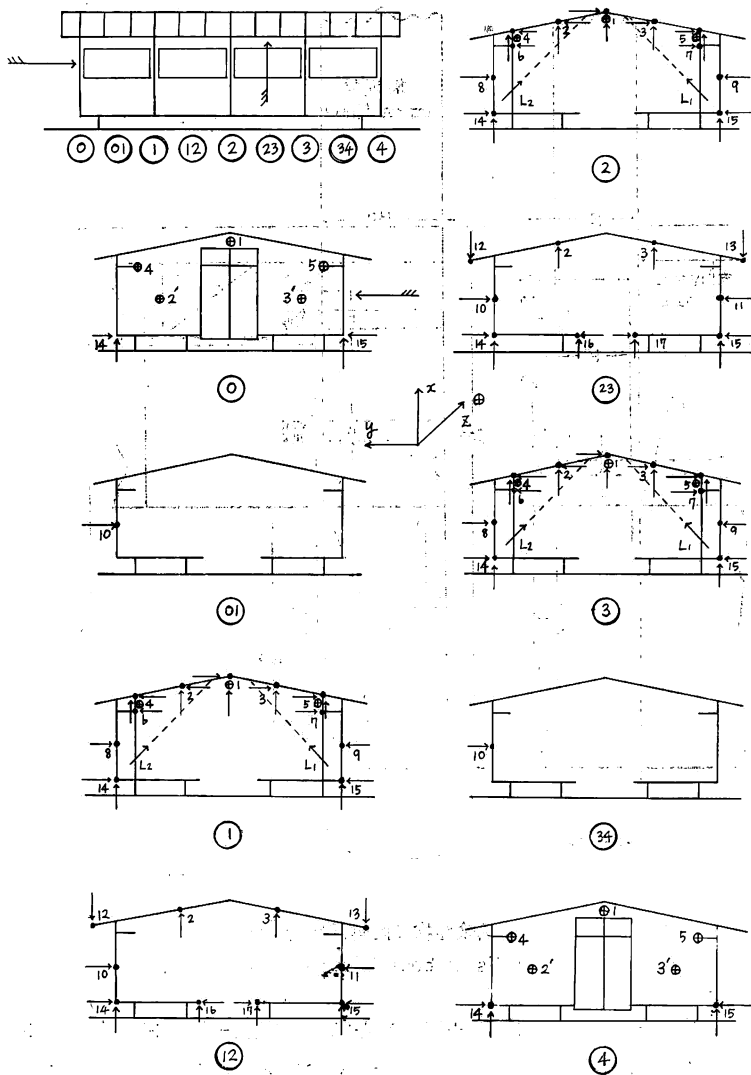


図-3.16 総合試験における変形量の測定位置

Fig. 3.16 Arrangement of points for measuring deformation at complete assemblies test.

3.3.2 試験結果. この試験での各種荷重条件による測定値の平均を表-3.12(集成材 ; δ_1) ; 表-3.13 (パネル ; δ_1), 表-3.14 (集成材 ; δ_2) および表 3.15 (パネル ; δ_2) に一括してかかげた。また、これらの値と前述の三鉸節条件での計算値との比較を集成材骨組の主要部位においてもとめたのが、表-3.10 である。

つぎに、これらの結果について、各荷重条件ごとにその特徴的な点 (δ_2) に関してをしらべてみよう。

i) 軒先突上げ荷重 (X—方向) 集成材骨組の各部位における変形では、風上、風下および同時のいずれのばあいも同様の傾向をしめし、屋根面にあたる部位はすべて下向きの撓みを生じ、肩桁部位では撓みはかなり小であるが風上荷重と同時荷重では上向き、風下荷重では風上側のみ、わずかに下向きの撓みを

生じている。最も大きな変形は同時荷重での頂点の下向き垂直撓みで、平均約 1.5mm となっている。なお、変形量 1mm をこえるものは、風上および同時荷重での測点1の垂直撓みである。

パネル部位では、いうまでもなく風上および同時荷重での風上側軒先の上向き垂直撓み(測点13)が最大で、ともに平均約 6.5mm となっている。また、このばあい変形 1mm をこえるものは、風上荷重での測点3と13、風下荷重で測点12、同時荷重では測点2, 3, 12および13である。

ii) 屋根面突上げ荷重, 集成材骨組の部位で変形をみると、屋根面における測点はいずれも上向きの垂直撓みをしめし、その最大は同時荷重での頂点(1)で、平均約 5.8mm となっている。このほか、風上

表 3.8. 設計用風圧荷重

Table 3.8. Design wind load.

風圧力作用面 Plain of wind load applied		速度圧	風係数	作用風圧力	作用面積	設計荷重 Design load	
		q	c	w	A	全体	単位骨組
		kg/m^2		kg/m	m^2	F kg	F/4 kg
軒先 Front eaves	風上 Wind ward	120	1.05	126	$0.69 \times 8.00 = 5.52$	696	174
		180		189		1043	261
	風下 Lee ward	120	0.50	60	5.52	331	83
		180		90		497	124
屋根 Roof	風上 Wind ward	120	0.25	30	$3.06 \times 8.00 = 24.48$	734	184
		180		45		1102	276
	風下 Lee ward	120	0.50	60	24.48	1469	367
		180		90		2203	551
壁 Wall	風上 Wind ward	120	0.80	96	$2.17 \times 8.00 = 17.36$	1667	417
		180		144		2500	625
	風下 Lee ward	120	0.40	48	17.36	833	208
		180		72		1250	313
妻 Gable	風上 Wind ward	120	0.90	108	$(2.17 + 0.3) \times 6 = 14.82$	1601	
		180		162		2401	
	風下 Lee ward	120	0.30	36	14.82	534	
		180		54		800	

q = Velocity pressure.

A = Area of wind load applied.

C = Wind pressure coefficient.

F = Total load on area of loading.

w = Uniform load.

F/4 = Load applied to each laminated frame.

壁面荷重は棚パネルにより、集中荷重として集成材骨組に作用する。このとき棚パネルが壁パネルを自由に支持しているものとして、この集中荷重(P)の値を求めると、単位骨組について $P = 0.577 \times F/4$;

$$q = 125 \quad 180$$

$$P \text{ 上 (風上) ; } \cdots \cdots 240 \cdots \cdots 360$$

$$P \text{ 下 (風下) ; } \cdots \cdots 120 \cdots \cdots 180$$

荷重での測点4および、風下および同時荷重での測点5のほかは、すべてその垂直撓みが1mmをこえている。なお、このばあいの頂部水平撓みは、すべて1mm以下できわめて小さい。

パネル部位では、その最大は同時荷重における屋根面中央の測点2（風下側）に生じ、約7mmとなっている。このばあいの軒先はすべて下向き垂直撓みを生じ、同時荷重で約2mmとなっている。このほか風上荷重での測点12および13（軒先）以外は、すべてその垂直撓みは1mmをこえている。

iii) 壁面荷重（Y—方向） 集成材部位では、垂直撓みは比較的小で、最大なもので同時荷重での測点

表 3.9. 試験荷重による三鉸節条件での計算撓み (δ_0) と実測撓み (δ_1 および δ_2)

Table 3.9. Observed and calculated deflection as three hinged frame condition at test.

荷 重 条 件		撓 み	垂 直 撓 み			水 平 撓 み				
Loading condition		Deflection	Vertical deflection			Horizontal deflection				
		$10^{-8}cm$	δ_{x1}	δ_{x3}	δ_{x2}	δ_{y1}	δ_{y5}	δ_{y4}	δ_{y7}	δ_{y6}
軒 Eaves (R F II)	風上(W)	δ_0	-467	-357	-112	599	506	691	350	641
		δ_1	-105	-75	-18	51				
		δ_2	-121	-89	-22	69				
	風下(L)	δ_0	-240	-58	-185	-308	-356	-260	-329	-180
		δ_1	-35	-6	-41	-30				
		δ_2	-40	-6	-44	-35				
	同時(C)	δ_0	-707	-417	-297	-291	150	431	21	461
		δ_1	-121	-70	-49	-18				
		δ_2	-146	-85	-54	-28				
屋 根 Roof (R F I)	風上(W)	δ_0	506	335	166	-250	-149	-351	-74	-340
		δ_1	138	121	56	8				
		δ_2	152	127	53	3				
	風下(L)	δ_0	1012	331	670	700	702	299	680	148
		δ_1	346	103	303	59				
		δ_2	392	122	353	73				
	同時(C)	δ_0	1518	666	836	250	553	-52	606	-192
		δ_1	510	229	349	63				
		δ_2	577	257	402	75				
壁 Wall (R F IV)	風上(W)	δ_0	735	-17	654	3429	3571	3283	3264	2877
		δ_1	192	-121	288	775	790	694	828	644
		δ_2	233	-156	350	947	973	823	1012	797
	風下(L)	δ_0	-367	-327	9	1714	1641	1786	1438	1632
		δ_1	-86	-109	0	264	246	306	224	301
		δ_2	-103	-134	24	317	294	340	268	362
	同時(C)	δ_0	368	-344	645	5143	5212	5069	4702	4509
		δ_1	103	-248	343	1172	1161	1124	1163	1076
		δ_2	135	-312	438	1483	1475	1449	1457	1324
軒先+屋根 Eaves +Roof (R F III)	風上(W)	δ_0	39	-24	54	349	357	340	276	301
		δ_1	68	49	41	77				
		δ_2	69	51	46	96				
	風下(L)	δ_0	768	273	485	192	346	39	351	-32
		δ_1	288	94	248	9				
		δ_2	325	105	291	15				
	同時(C)	δ_0	807	249	539	541	703	379	627	269
		δ_1	414	170	339	89				
		δ_2	453	185	375	109				

荷 重 条 件		撓 み	垂 直 撓 み			水 平 撓 み				
Loading condition		Deflection-	Vertical deflection			Horizontal deflection				
		$10^{-3}cm$	δ_{x1}	δ_{x3}	δ_{x2}	δ_{y1}	δ_{y5}	δ_{y4}	δ_{y7}	δ_{y6}
壁+軒先 +屋根	風上(W)	δ_0	774	- 41	708	3778	3928	3623	3540	3178
		δ_1	299	- 9	362	875	893	797	925	707
		δ_2	359	- 26	476	1117	1110	1027	1163	909
Walls + Eaves + Roof	風下(L)	δ_0	401	- 54	575	1906	1987	1825	1789	1600
		δ_1	221	- 9	388	320	340	292	338	251
		δ_2	259	- 30	462	405	423	379	419	321
(R F V)	同時(C)	δ_0	1175	- 95	1283	5684	5915	5448	5329	4778
		δ_1	548	- 82	817	1489	1522	1366	1537	1198
		δ_2	663	-110	984	1902	1917	1783	1933	1537

$\delta_0 = 3$ 鉸節ラーメンとしての計算値 ($\overline{EI} = 333 \times 10^6 kgcm^2$)

Deflection calculated as three hinged frame ($\overline{EI} = 333 \times 10^6 kg/cm^2$)

δ_1 = 最大試験荷重における実測値

Observed deflection at maximum test load.

δ_2 = 同実測値の補正值 = $(\delta_1 - \delta_m) \times 2$ = Corrected deflection.

ここに δ_m は試験荷重の $1/2$ における実測撓み

δ_m = Observed deflection at one-half maximum test load.

δ_x, δ_{y1} = Deflection in direction of 1st subscript at point of 2nd subscript, respectively

(Fig 3.16)

2の約4.4 mm, 測点4および5ではほとんど生じていない。これに対し, 水平撓みは大きく, 最大のものは同時荷重の風上側測点3における約 15.1mm であり, 風上荷重では荷重点より上部の各測点で 8.2~10.2mm, 風下荷重では 2.7~3.4mm, 同時荷重では 13.2~15.1mm となっている。なお, 測点8, 9, 14および15はこの集成材骨組の存在する断面位置におけるパネルの変形測点である。Z方向の水平撓みはすべて1mmにみたない値である。

パネル位置では, その窓枠下端部(測点8, 9, 10および11)の水平撓みが大きく, 最大なものは同時荷重における風上側測点11で約 13.7mm に達している。

iv) 妻面荷重(Z-方向) このばあいはいすべて風上側の妻面に荷重を加えているので, これによるZ方向の水平撓みで風上面と風下面とでどのていど異なるかが問題である。表によると, 集成材部位では測点1, 4, 5ではほとんど差はなく, いずれも約2.5mm(風上荷重)および約4.5mm(風上面に $C=1.2$ でおこなつたばあいで風上単独の4/3倍の荷重を加えている)となっている。また, パネル部位では, 荷重を加えた風上側の妻面と風下側妻面とで測点1, 4および5ではあまり差がないが, 妻パネルの測点2'および3'はかなり異なっている。これらの測定からみてこの建物の桁行方向での荷重の伝達はよくほぼ一体となつていとみてよい。

v) 屋根面+軒先の突上げ荷重 このばあいは屋根および軒先単独荷重による変形の重ね合わせとみることができるが, 屋根面荷重が大であるため, これと同様の傾向がみられる。すなわち, 測点1, 2, 3および4はいすべて上向きの撓みとなり, 集成材部位では, 最大が同時荷重の頂部で約4.5mm となっている。これは, 屋根荷重での5.8mmと軒先荷重の1.5mmとの差4.3mmにほぼ一致している。また, パネル部位では同時荷重で風下側測点2に最大撓みがみられ約6.7mm, これは屋根荷重での7.0mmと軒先荷重での1.2mmの差5.8mmにくらべてやや大きくなっている。また, 測点14, 15は壁パネルと床パネルとの

表 3.10. 試験荷重による実測撓みの三鉸節条件の計算撓みに対する比 (α)

Table 3.10. Ratio of observed deflection to calculated deflection as three hinged frame condition at test.

荷 重 条 件		撓みの比 Ratio	垂 直 撓 み Vertical deflection			水 平 撓 み Horizontal deflection				
Loading condition			α_{x1}	α_{x3}	α_{x2}	α_{y1}	α_{y5}	α_{y4}	α_{y7}	α_{y6}
軒 先 Eaves	風上(W)	α_1 α_2	0.225 0.259	0.209 0.248	0.161 0.196					
	風下(L)	α_1 α_2	0.146 0.167	0.103 0.103	0.222 0.238					
	同時(C)	α_1 α_2	0.171 0.207	0.168 0.204	0.165 0.182					
	Mean	$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$		0.174 0.200						
屋 根 Roof	風上(W)	α_1 α_2	0.273 0.300	0.361 0.379	0.337 0.319					
	風下(L)	α_1 α_2	0.342 0.387	0.311 0.369	0.452 0.527					
	同時(C)	α_1 α_2	0.336 0.380	0.344 0.386	0.417 0.481					
	Mean	$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$		0.353 0.392						
壁 Wall	風上(W)	α_1 α_2				0.226 0.276	0.221 0.272	0.211 0.251	0.254 0.310	0.224 0.277
	風下(L)	α_1 α_2				0.154 0.185	0.150 0.179	0.171 0.190	0.156 0.186	0.184 0.222
	同時(C)	α_1 α_2				0.228 0.288	0.223 0.283	0.222 0.286	0.247 0.310	0.239 0.294
	Mean	$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$						0.207 0.254		
軒先+屋根 Eaves +Roof	風上(W)	α_1 α_2	0.375 0.423	0.344 0.385	0.511 0.600					
	同時(C)	α_1 α_2	0.513 0.561	0.683 0.743	0.629 0.696					
	Mean	$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$		0.509 0.568						
壁+軒先 +屋根 Wall +Eaves +Roof	風上(W)	α_1 α_2	0.386 0.464	0.222 0.634	0.511 0.672	0.232 0.296	0.227 0.283	0.220 0.283	0.261 0.329	0.222 0.286
	風下(L)	α_1 α_2	0.551 0.646	0.167 0.556	0.675 0.803	0.168 0.212	0.171 0.213	0.116 0.208	0.189 0.234	0.157 0.201
	同時(C)	α_1 α_2	0.466 0.564	0.863 1.160	0.637 0.767	0.262 0.335	0.257 0.324	2.251 0.327	0.288 0.363	0.251 0.322
	Mean	$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$		0.497 0.696				0.221 0.281		

 α = 実測値 / 計算値 = Observed value / Calculated value.

$$\alpha_1 = \frac{\delta_1}{\delta_0} \quad \alpha_2 = \frac{\delta_2}{\delta_0}$$

接合点であるが、いずれのばあいも約1~2mmもち上がっている(同時荷重)。

vi) 壁面+屋根面+軒先荷重: 各風上荷重の組合わせでは集成材部位で、垂直撓み δ_x の最大は測点

2 (風下側)での約 4.8mm , 水平撓み δ_x では測点7 (風上側荷重点)で約 11.6mm である。また, パネル部位では, 風上側窓枠下端で約 15.6mm の δ_y をしめしている。風下荷重では, 集成材部位で, その最大変形は δ_x で測点2で約 4.6mm , δ_y で測点5で約 4.2mm , また, パネル部位では測点10の δ_y が 6.8mm をしめしている。つぎに, この試験で最も重要な同時荷重のばあいをみると, 集成材部位で, δ_x の最大は測点2で約 9.8mm , δ_y では測点3で 19.5mm , パネル部位では風上側窓枠下端の δ_y で約 19.1mm をしめしている。また, このときの変形の特徴としては, δ_y で測点10および8でみるように, 集成材の存在する断面位置で約 12.4mm , 集成材相互の中間パネル位置で約 12.7mm , 両妻面の位置で約 12.9mm とほとんど一様の値をしめしていることである。このことはまた, 荷重が偏せず建物に均等に分布していることをしめすものとみてよい。

vii) 妻面+壁面荷重 : これは両者ともに水平荷重であつて, いうまでもなく δ_x は小さい。

δ_y での最大値をみると, 集成材部位では同時荷重の測点1 (頂点)の約 15.3mm , パネル部位では測点11の 16.1mm , また, δ_z では, 風上, 風下および同時荷重でほとんど差はなく, 測点1, 4および5で $2 \sim 3\text{mm}$ 位にそろっている。

viii) 妻面+屋根面+軒先荷重 : このばあいの最大撓みは, 同時荷重のばあい, 集成材部位では, δ_x は測点1の約 4.6mm , δ_y は測点7 (風上側荷重点)の約 1.7mm , δ_z は測点1, 4, 5で大差なく $2.5 \sim 3.0\text{mm}$ となつている。パネル部位では δ_z が両妻面で $3 \sim 4\text{mm}$ である。

ix) 妻面+壁面+屋根面+軒先荷重 このばあいの最大撓みをしらべてみると, 同時荷重では, δ_x が 9.9mm (集成材部位 ; 測点2), δ_y が集成材部位の測点3で 18.1mm , パネル部位の測点11で 18.9mm , また, δ_z は測点1で約 3mm となつている。これらの大きさを建物の寸法からみると, δ_x では建物のスパンが 5m であるから, スパンの約 $1/500$, δ_y では測点3の位置が地上高 2.52m であるからその高さの約 $1/140$, δ_z の測点1の高さは 2.77m であるからその高さの約 $1/920$ になる。したがつて, δ_y が最も大きな相対変形であつて, この建物の剛性をみるうえで最も重要である。

x) 集成材骨組の風上側弦長 SS' の変位 δ_{us} および, 風下側弦長 TT' の変位 δ_{ut} : 表-3.15のLでしめされるもので, 測点1は δ_{us} を, 測点2は δ_{ut} をあらわしている。これらの値を各荷重条件でみると, 同時荷重において, δ_{us} は軒先単独荷重のばあいを除いてすべて伸び変形で (最大は「壁+屋根+軒先」)の荷重のばあいでは約 10mm , また, δ_{ut} は「屋根」, 「屋根+軒先」および「妻+屋根+軒先」では伸び, その他のばあいはすべて縮みになつており, 最大は壁荷重での約 5mm となつている。

xi) 変形量の実測値と三鉸節条件での計算値との比較, 垂直撓み δ_x については測点1, 2および3, 水平撓み δ_y については1, 4, 5, 6および7の各測点で集成材部位での実測値の平均と計算値とを比較したものが表-3.9である。

いま, δ_0 =三鉸節条件での計算値 ; δ_1 =第1実測値 (最大試験荷重での値) ; δ_2 =第2実測値 ($\delta_2=2(\delta_1-\delta_m) \cdots \delta_m$ =最大試験荷重の $1/2$ の点での値)として, $\alpha_1=\delta_1/\delta_0$; $\alpha_2=\delta_2/\delta_0$ としてあらわせば,

a) 垂直撓みのばあい : 軒先単独荷重では $\bar{\alpha}_1$ (平均値)= 0.174 ; $\bar{\alpha}_2$ (平均値)= 0.200 , 屋根面突上げ荷重では, $\bar{\alpha}_1=0.353$; $\bar{\alpha}_2=0.392$ 「軒先+屋根」組合せ荷重では, $\bar{\alpha}_1=0.509$; $\bar{\alpha}_2=0.568$ (ただし, このばあいの風上荷重では, 測定値が $0.4 \sim 0.7\text{mm}$ できわめて小さく, α をとりうる精度ではなかつた)。また, 「壁+軒先+屋根」荷重では $\bar{\alpha}_1=0.497$; $\bar{\alpha}_2=0.696$ となつている。これをみると, その比 α の値は, 軒先荷重のばあいが最も小さく, 屋根荷重のばあいのがこれより大きく, 軒先と屋根荷重が組み合わ

されると 0.5を上まわるようになる。これは、軒先荷重でも屋根荷重でも単独のばあいでは突上げによつて一部分が反対に下向きに変位すること、すなわち、屋根パネルと肩桁との接合部を境として互いに上下するが、「軒先+屋根」荷重の同時では全体的に突き上げられることになり、集成材骨組の両脚部のボルト接合条件をふくめて建物の基部における接合条件はピン条件に近づくためであろうと思う。とにかく、垂直荷重の突上げではその剛性は三鉸節条件にかなり接近することは確かである。ただし、単純な集成材骨組においてその両脚ボルト接合の条件がこのような垂直突上げ荷重に対してはたして三鉸節条件とどのくらい接近するかについては明らかでない。このことについては別途検討する考えである。

b) 水平撓みのばあい：これは表示したように、壁単独荷重のときで、 $\bar{\alpha}_1=0.207$; $\bar{\alpha}_2=0.254$, 「壁+軒先+屋根」の組合せ荷重で $\bar{\alpha}_1=0.221$; $\bar{\alpha}_2=0.281$ となつている。このばあいは垂直撓みのばあいよりも安定しており突上げ荷重によつて建物の浮き上がりが若干その水平変形を容易にしているらしい様子がみられるものの、その効果は比較的小さく、この建物の条件ではほぼ $\alpha=0.20\sim0.25$ とみてよいように思われる。さきにのべた、分解試験ではその両脚部を鋼製チャンネルにボルト接合したときは $\bar{\alpha}=0.14$ であつた。このばあいの作用荷重はかなり低いものであつたので、これと比較するばあいは総合試験での $\bar{\alpha}_1$ をみればよい。すなわち、壁単独荷重の $\bar{\alpha}_1=0.207$ とくらべると、その剛性の比は、1.5 : 1.0 となる。この差異は大部分その両脚部の接合条件のちがひによると考えられる。つまり、総合試験での両脚部は地枕にボルト接合しているために、その部分での局部的変形が建物剛性を低下していると考えてよいと思う。

xii) 試験建物の設計用風圧荷重による変形量の推定：前述の設計用風圧荷重 ($q=120\text{kg}/\text{m}^2$ および $180\text{kg}/\text{m}^2$) に対してこの建物の集成材骨組を三鉸節山形ラーメンとみなして計算すると表-3.11 のような変形量をもとめることができる。これに対して、前項にのべた平均 α を用いて換算すればその各荷重条件での最大撓みはつぎのようになる (このばあいは $\bar{\alpha}_2$ を用いる)。

軒先突上げ (風上下同時) …… $\delta_{x3}=-0.58\text{mm}$ ($q=120$)

$\delta_{x3}=-0.88\text{mm}$ ($q=180$)

屋根面突上げ (同時) …… $\delta_{x1}=7.10\text{mm}$ ($q=120$)

$\delta_{x1}=10.65\text{mm}$ ($q=180$)

壁面 (同時) …… $\delta_{y5}=10.25\text{mm}$ ($q=120$)

$\delta_{y5}=15.38\text{mm}$ ($q=180$)

「軒先+屋根」 (同時) …… $\delta_{x1}=9.58\text{mm}$ ($q=120$)

$\delta_{x1}=14.40\text{mm}$ ($q=180$)

「壁+屋根+軒先」 (同時) …… $\delta_{x1}=13.70\text{mm}$ ($q=120$)

$\delta_{x1}=20.60\text{mm}$ ($q=180$)

$\delta_{y5}=13.75\text{mm}$ ($q=120$)

$\delta_{y5}=20.65\text{mm}$ ($q=180$)

したがつて、 $q=180\text{kg}/\text{m}^2$ のばあい、最大変形は「壁+屋根+軒先」の同時荷重での δ_{x1} と δ_{y5} で、その値は約 21mm ぐらいになる。これは、建物のスパンに対して約 $1/250$ (垂直撓み)、 δ_{y5} は肩桁部であるからその高さの約 $1/113$ となる。しかし、その変形絶対値がほぼ 2cm に達するとみこまれる点ではたしてこの建物が $q=180\text{kg}/\text{m}^2$ に対して剛性的に十分であるかどうかには若干の疑問がのこる。

表 3.11. 設計用風圧荷重による撓みの計算値 (三鉸節の条件)

Table 3.11. Calculated deflection due to design wind load (As three hinged frame condition).

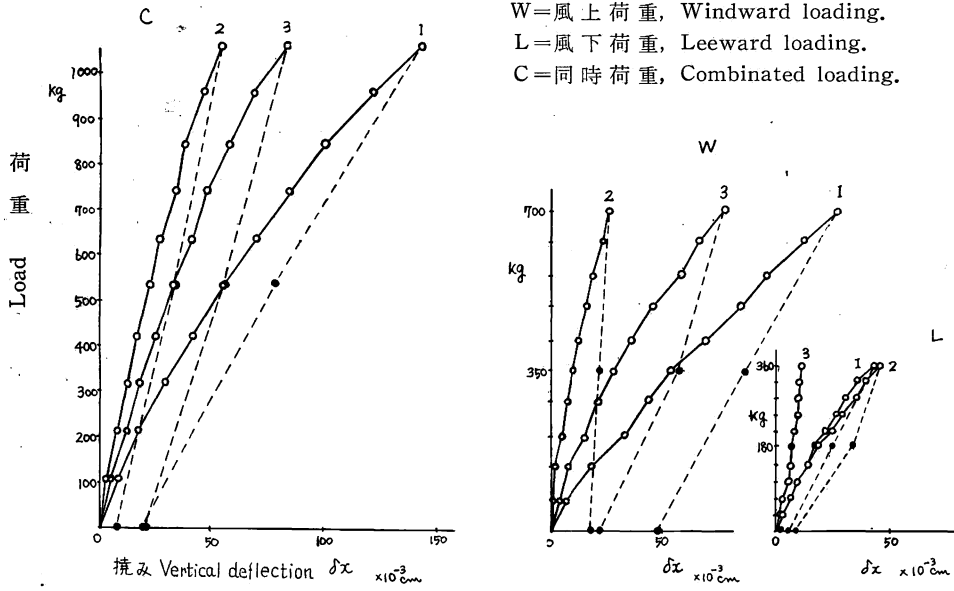
荷 重 条 件 Loadig condition		速度圧 q kg/m ²	垂 直 撓 み Vertical deflection			水 平 撓 み Horizontal deflection				
			δ _{x1}	δ _{x3}	δ _{x2}	δ _{y1}	δ _{y5}	δ _{y4}	δ _{y7}	δ _{y6}
			10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm	10 ⁻³ cm
軒 先 Eaves	風上(W)	120	−305	−200	−120	− 40	−101	22	−162	36
	風下(L)		182	− 91	−108	130	86	170	67	191
	同時(C)		−123	−291	−228	90	− 15	192	− 95	227
	風上(W)	180	−457	−301	−180	− 59	−151	32	−243	54
	風下(L)		274	−137	−162	194	130	256	101	286
	同時(C)		−183	−438	−342	135	− 21	288	−142	340
屋 根 Roof	風上(W)	120	603	352	173	−514	−395	−635	−298	−598
	風下(L)		1206	346	704	1028	1270	785	1196	597
	同時(C)		1809	698	877	514	875	154	898	− 1
	風上(W)	180	906	529	260	−773	−593	−955	−449	−899
	風下(L)		1812	520	1058	1546	1909	1187	1799	897
	同時(C)		2718	1049	1318	773	1316	232	1350	− 2
壁 Wall	風上(W)	120	569	− 13	506	2654	2765	2542	2527	2227
	風下(L)		−284	−253	7	1327	1271	1382	1114	1264
	同時(C)		285	−266	513	3981	4036	3924	3641	3491
	風上(W)	180	853	− 20	760	3982	4147	3812	3791	3341
	風下(L)		−427	−380	10	1991	1906	2074	1670	1895
	同時(C)		426	−400	770	5973	6053	5886	5461	5236
軒 先 + 屋 根 Eaves + Roof	風上(W)	120	298	152	53	−554	−496	−613	−460	−562
	風下(L)		1388	255	596	1158	1356	959	1263	788
	同時(C)		1686	407	649	604	860	346	803	226
	風上(W)	180	449	228	80	−832	−744	−923	−692	−845
	風下(L)		2086	383	896	1740	2039	1443	1900	1183
	同時(C)		2535	611	976	908	1295	520	1208	338
壁+屋根 +軒先 Wall+ Roof+ Eaves	風上(W)	120	867	139	559	2100	2269	1929	2067	1665
	風下(L)		1104	2	603	2485	2627	2341	2377	2052
	同時(C)		1971	141	1162	4585	4896	4270	4444	3717
	風上(W)	180	1302	208	840	3150	3405	2889	3099	2496
	風下(L)		1659	3	906	3731	3945	3517	3570	3078
	同時(C)		2961	211	1746	6881	7350	6406	6669	5574

q=Velocity pressure.

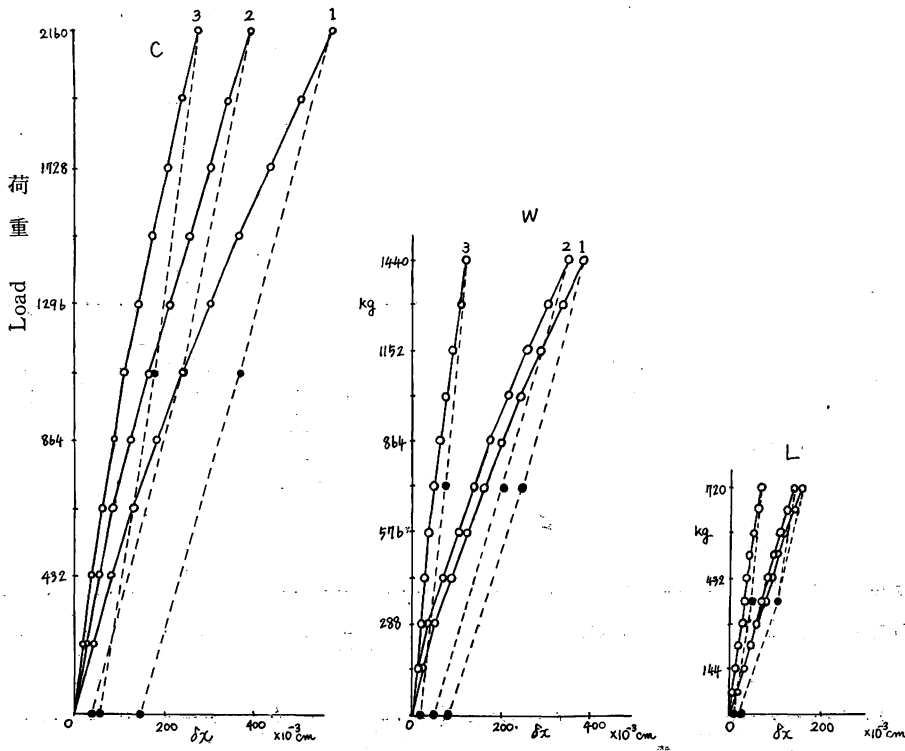
4. 考 察

この試験建物の部材および構造試験をその剛性に関して実施した結果は以上にのべたとおりである。ここに、木質材料の生産部門からみた木造組立住宅の部材設計上の問題点を中心に、若干の考察をこころみてみたい。

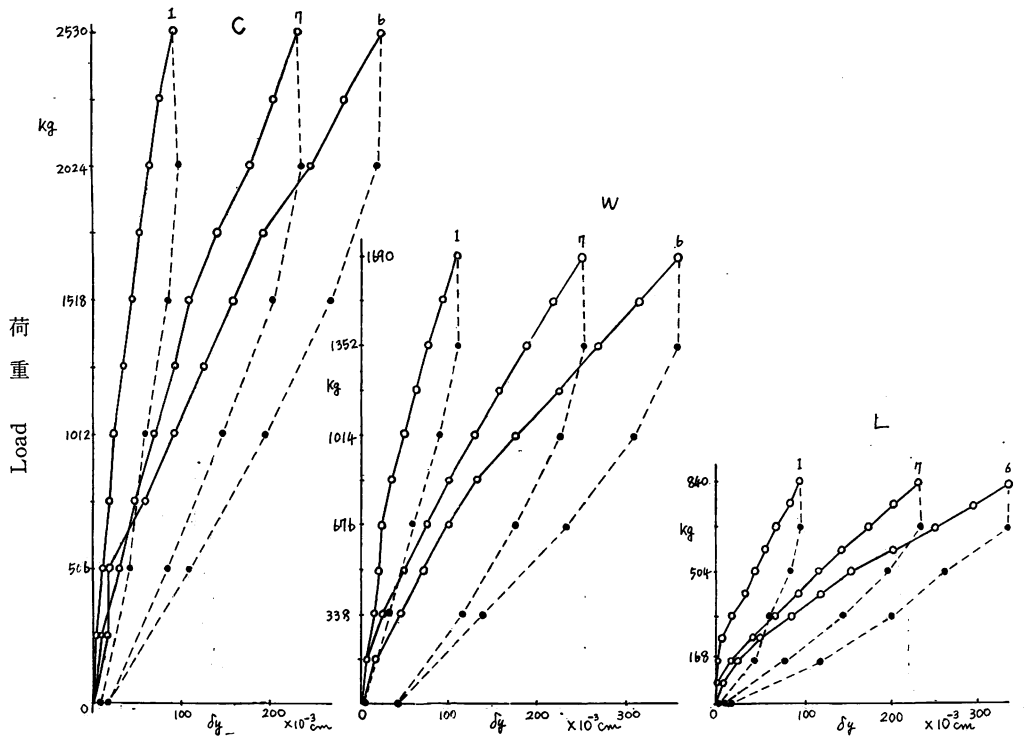
4.1 使用部材の所要剛性について 木構造設計規準 504.2 の“曲げ材の所要剛性”表-5.7 によれば「はり：弾性変形における最大撓み $l/300$ 、または $2cm$ ；もやの類：同 $l/200$ 、ただし l =スパン」となっている。この試験建物の使用部材は曲げ材としての機能を有するものとそうでないものとに分けら



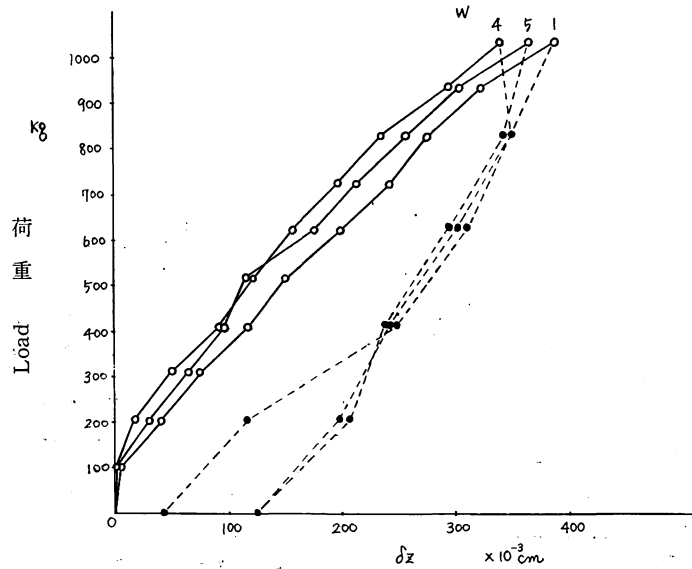
B—(1) 軒先荷重による測点1, 2および3
Measuring points 1, 2 and 3 at loading to front eaves plane.



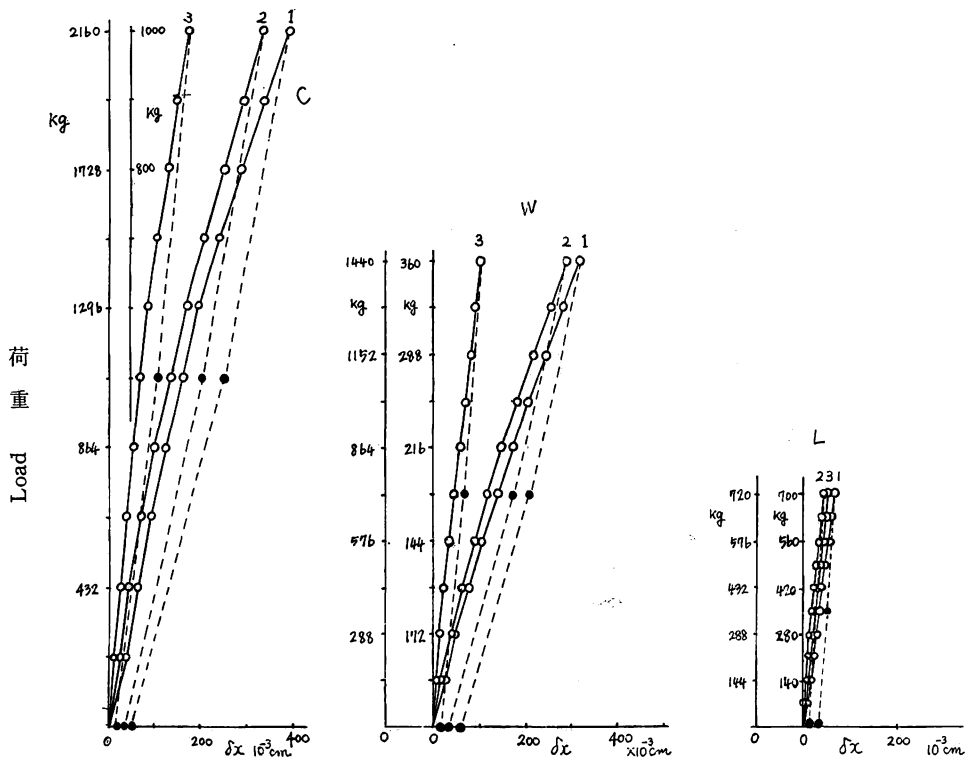
B—(2) 屋根荷重による測点1, 2および3
Measuring points 1, 2 and 3 at loading to roof plane.



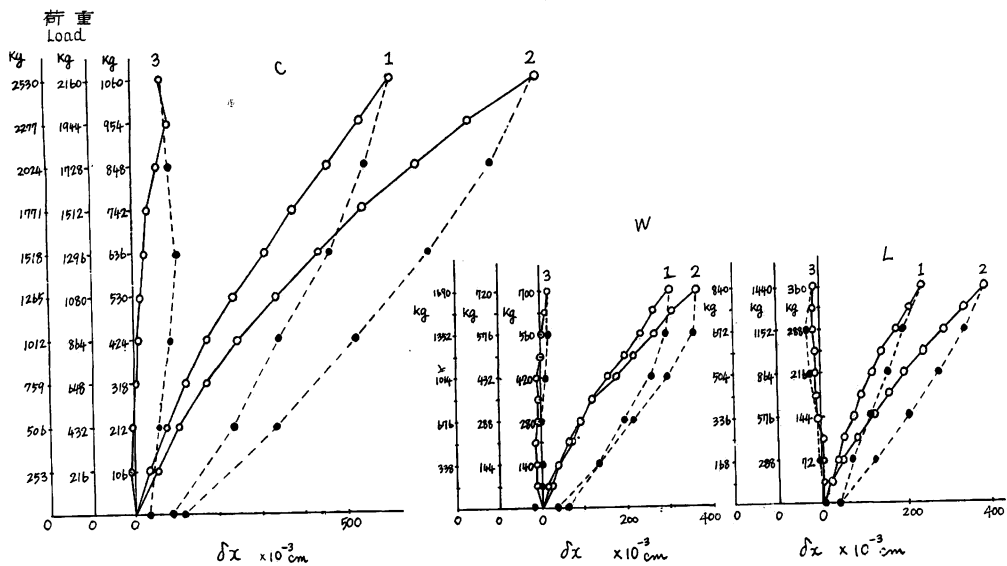
B—(3) 壁面荷重による測点1, 6および7
Measuring points 1, 6 and 7 at loading to wall plane.



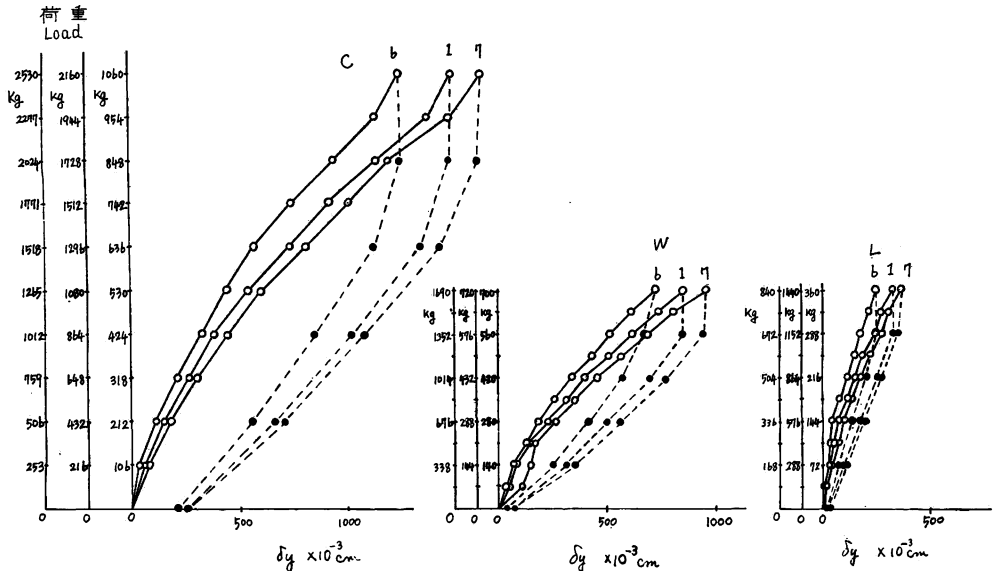
B—(4) 妻面荷重による測点1, 4および5
Measuring points 1, 4 and 5 at loading to gable plane.



B—(5) 屋根および軒先荷重による測点1, 2および3
Measuring points 1, 2 and 3 at loading to roof and front eaves planes.



B—(6) 壁面, 屋根面および軒先荷重による測点1, 6および7 (δy)
Measuring points 1, 6 and 7 at loading to wall, roof and front eaves planes (δy).



B—(7) 壁面、屋根面および軒先荷重による測点 1, 2 および 3 (δ_x)
 Measuring points 1, 2 and 3 at loading to wall, roof and front eaves planes (δ_x).

図-3.17 総合試験における中央集成材骨組の荷重—変形曲線
 Fig. 3.17 Load-deformation diagrams of center laminated frame B at complete assemblies test.

れるが、とくに、パネルに対する所要剛性がしめされていないので、ここでは一応上の条件に対して各部材の剛性を検討してみる。このばあい、設計用荷重としては風圧力を主体とし、とくに屋根パネルのみは積雪荷重も考慮することにした。

i) 集成材：この部材を山形ラーメンの骨組とするばあい、その両脚部のボルト接合によつて水平荷重 (Y-方向) に対しては水平撓みが、三鉸節条件での計算値の約 40 % になっている。もしも、この比率が両脚部を地杭にボルト接合したばあいでもあまり異ならないものと考え、その比率を約 50 % とみれば (このことは総合試験の結果から類推することができる)、この骨組が妻パネルによつて筋かい的な変形の拘束をうけないばあい、肩桁部で、 $73.5 \times 0.5 = 36.75 (mm)$ [ただし、 $q = 180 kg/m^2$] となる。これは肩桁までの高さの約 1/62 であつて、必ずしも十分小さな変形といえるかどうか問題がありそうである。とくに、妻パネルの拘束効果を考えない理由は、この建物を桁行方向に延ばすばあいにその中間部の変形は妻パネルの影響をうけがたくなると思われるからで、建物の剛性としてはそのような拘束を考えなくとも十分であることがのぞましいと判断した。

したがつて、 $q = 180 kg/m^2$ の風圧力に $h/200$ の変形でおさめるためには、集成材そのものの剛性を約 220 % ほど増加してやらねばならないことになる。いいかえれば、現在の平均せいを t_0 とし、 $h/200$ の変形にするための材せいを t とすれば、 $\left(\frac{t}{t_0}\right)^3 \geq 3.2$ から、 $t \geq 1.47 t_0$ となるわけである。しかし、はたしてその剛性が $h/200$ 以下の変形を必要とするかどうかは、今後この方面の専門分野の判断にまつて決められることであろう。

表 3.12. 総合試験における集成材部位での変形 (δ_1)

Table 3.12. Deformation of laminated timber frame at complete assemblies test (δ_1).

(1)	区分	荷 条 重 件	測定方向	x					y	L	
			断面 記号	1	2	3	4	5	1	1	2
軒	風 上	1	- 73	-12	-68	18	18	49	-28	-70	
		2	-126	-26	-76	4	35	46	-45	-75	
		3	-116	-17	-82	5	39	58	-18	-72	
		M	-105	-18	-75	9	31	51	-30	-72	
	風 下	1	- 25	-39	- 5	5	-2	-34	-25	- 6	
		2	- 42	-43	-11	7	-2	-27	-34	- 8	
		3	- 39	-42	- 1	10	3	-30	-31	- 5	
		M	- 35	-41	- 6	7	0	-30	-30	- 6	
	同 時	1	- 89	-48	-57	6	24	15	-46	-62	
		2	-141	-55	-84	5	38	18	-69	-83	
		3	-133	-45	-69	9	40	20	-45	-70	
		M	-121	-49	-70	7	34	18	-53	-72	

(2)	区分	荷 条 重 件	測定方向	x					y	L	
			断面 記号	1	2	3	4	5	1	1	2
屋 根	風 上	1	119	52	108	-1	40	17	56	59	
		2	154	64	141	-2	36	3	78	72	
		3	142	51	115	3	34	4	63	64	
		M	138	56	121	0	37	8	66	65	
	風 下	1	309	287	98	70	10	75	165	147	
		2	385	341	117	121	1	59	202	161	
		3	344	282	95	76	5	42	152	150	
		M	346	303	103	89	5	59	173	153	
	同 時	1	431	333	221	77	57	82	234	234	
		2	574	395	273	137	65	60	286	257	
		3	525	320	194	79	45	46	240	232	
		M	510	349	229	98	56	63	253	241	

(3)	区分	荷 条 重 件	測定方向	x								y								z	L			
			断面 記号	1	2	3	4	5	14	15	1	2	3	4	5	6	7	8	9	14	15	1	1	2
壁	風 上	1	174						-23	23	797	770	845	681	775	644	822			117	280	-12	309	-214
		2	212	288	-121	-22	12	-16	-12		752	758	801	729	812	620	855	383	1081	77	217	-20	377	-212
		3	190					-35	-14		775	748	790	673	782	668	807			103	316	-10	337	-198
		M	192	288	-121	-22	12	-25	-1		775	759	812	694	790	644	828	383	1081	99	238	-14	341	-208
	風 下	1	- 75						5	7	254	272	257	336	234	296	219			96	50	-13	58	-136
		2	-101	16	-109		0	4	0	1	262	281	248	286	250	314	223	477	131	73	32	-23	62	-151
		3	- 82						- 8	11	276	286	272	297	254	294	231			126	29	-21	70	-135
		M	- 86		-109		0	4	- 1	6	264	280	259	306	246	301	224	477	131	98	37	-19	63	-141
	同 時	1	104						-31	40	1182	1078	1188	1127	1146	1045	1151			260	384	-46	401	-376
		2	99	343	-248	-15	20		-18	- 8	1171	1163	1184	1139	1183	1081	1190	931	1241	187	271	-69	480	-394
		3	107						-38	42	1164	1160	1180	1106	1155	1103	1147			275	273	-54	439	-376
		M	103	343	-248	-15	20		-29	25	1172	1134	1184	1124	1161	1076	1163	931	1241	241	309	-56	440	-382

δ_1 =Deformation at maximum load.

x = x -方向の撓み, Deflection in x -direction.

y = y -方向の撓み, Deflection in y -direction.

z = z -方向の撓み, Deflection in z -direction.

L =弦長の変位, Deformation of chord.

区分	荷重条件	測定方向	x								y						z			L	
		断面	1	2	3	4	5	14	15		1	3	6	7	14	15	1	4	5	1	2
(4) 妻	風 上	1	2								-10		3	5	1	-18	247	155	227	-7	-5
		2	-12	0	-5	5	1	-3	-6		-3	0	2	-1	4	-3	266	193	226	-1	4
		3	-11								-6		3	6	-7	5	239	218	230	2	10
		M	-7	0	-5	5	1	-3	-6		-6		3	3	-1	-5	250	189	228	-2	3
	* 風 上	1	2								-14		8	7			383	369	363	-14	-12
		2	-12	-5	-9	3	-3				0	5	5	-5			390	341	363	-4	6
		3	-12								-12		-4	11			380	360	344	0	12
		M	-8	-5	-9	3	-3				-9	5	3	4			384	357	357	-6	2

* 風上荷重であるが、風力係数 $C=1.2$ としたばあい。

区分	荷重条件	測定方向	x								y			z			L	
		断面	1	2	3	4	5	14	15		1	14	15	1			1	2
(5) 屋 + 軒	風 上	1	72	40	47	3	67				76						46	4
		2	67	41	61	-3	105				73						53	9
		3	66	43	38	0	85				83						63	1
		M	68	41	49	0	86				77						54	5
	風 下	1	258	229	81	84	8				20						120	136
		2	324	289	105	157	-3				11						148	146
		3	282	226	86	95	4				-4						111	138
		M	288	248	94	112	3				9						126	140
	同 時	1	389	321	160	98	78				112	-45	43				202	163
		2	458	389	198	96	90	120	174		82	-39	40		-61		233	177
		3	395	306	151	105	87				74	-35	16				195	160
		M	414	339	170	100	85	120	174		89	-40	33		-61		210	167

区分	荷重条件	測定方向		x					y										z		L			
		断面	記号	1	2	3	4	5	14	15	1	2	3	4	5	6	7	8	9	14	15	1	1	2
(6)	壁 + 屋根 + 軒先	風 上	1	288						900	841	897	805	894	717	927							374	—212
			2	303	362	—9	—22	160			858	842	915	803	916	715	953	396	1163				476	—195
			3	305							868	828	890	782	868	690	895						427	—187
			M	299	362	—9	—22	160			875	837	901	797	893	707	925	396	1163				426	—198
	風 下	1	210							327	289	338	274	329	259	330							207	— 4
		2	233	388	—9	188	1			317	318	354	308	361	241	361	400	208					234	— 13
		3	219							315	301	334	294	330	253	323							202	— 5
		M	221	388	—9	188	1			320	303	342	292	340	251	338	400	208					212	— 7
	同 時	1	557							1519	1384	1509	1331	1505	1201	1522			210	468	—158		719	—291
		2	566	817	—82	170	186	75	177	1504	1479	1592	1404	1588	1210	1600	973	1623	142	378			840	—325
		3	522							1445	1409	1494	1363	1474	1183	1489			255	348	—158		761	—322
		M	548	817	—82	170	186	75	177	1489	1424	1532	1366	1522	1198	1537	973	1623	202	398			773	—312

区分	荷重条件	測定方向		x								y								z			L	
		断面	記号	1	2	3	4	5	14	15	1	3	6	7	8	9	14	15	1	4	5	1	2	
(7)	妻 + 壁	風 上	1	136								667 577 721								284 251 105			278 -190	
			2	146 250 -113 -16 -3								673 719 590 787 356 984								280 141 243			338 -199	
			3	172								668 573 741								281 267 263			290 -191	
			M	151 250 -113 -16 -3								669 719 580 750 356 984								282 220 204			302 -193	
	風 下	1	- 16								178 229 162								228 170 76			51 -106		
		2	-106 -5 -115 6 -7								208 209 285 173 467 68								237 174 229			53 -138		
		3	- 90								232 277 193								216 180 230			52 -131		
		M	- 87 -5 -115 6 -7								206 209 267 176 467 68								227 175 175			52 -125		
	同 時	1	101								1142 975 1021 292 355								208 141 11			410 -378		
		2	83 316 -250 11 41 -29 -20								1195 1094 1015 1099 921 1292 205 303								248 174 182			494 -417		
		3	76								1214 949 1082 290 321								233 174 200			457 -411		
		M	87 316 -250 11 41 -29 -20								1184 1094 980 1067 921 1292 262 326								230 163 131			454 -402		

区分	荷重条件	測定方向	x							y						z			L	
		断面 記号	1	2	3	4	5	14	15	1	3	6	7	14	15	1	4	5	1	2
(8) 妻+屋根+軒先	風 上	1	89							26		18	51			257	233	245	40	25
		2	74	38	77	17	112			28	48	15	52			259	220	248	46	8
		3	62							32		9	42			254	218	251	48	6
		M	75	38	77	17	122			29	48	14	48			257	224	248	45	13
	風 下	1	292							5		— 74	69			262	282	262	140	156
		2	392	365	117	232	18			1	62	—125	96			258	189	252	162	165
		3	290							—7		— 85	72			279	232	256	119	154
		M	325	365	117	232	18			0	62	— 95	79			266	234	257	140	158
	同 時	1	393							51		— 23	154	—34	—20	235	235	225	196	193
		2	446	395	196	208	143	122	161	42	143	— 73	185	—38	8	261	244	211	211	189
		3	386							36		— 38	137	—40	30	204	219	236	171	165
		M	408	395	196	208	143	122	161	43	143	— 45	159	—37	6	233	233	224	193	182

区分	荷重条件	測定方向	x							y							z			L		
		記号 断面	1	2	3	4	5	14	15	1	2	6	7	8	9	14	15	1	4	5	1	2
(9) 妻+壁+屋根+軒先	風上	1	235							751		620	797					251	226	95	351	—184
		2	259	320	—19	0	137			762	805	640	865	368	1109			256	241	221	414	—186
		3	265							765		615	719					251	248	244	373	—184
		M	253	320	—19	0	137			759	805	625	794	368	1109			253	238	187	379	—185
	風下	1	190							265		248	289					235	200	251	185	7
		2	197	334	—20	180	—3			279	315	211	311	427	166			245	214	233	209	— 19
		3	190							264		225	301					256	321	239	171	— 19
		M	192	334	—20	180	—3			269	315	228	300	427	166			245	245	241	188	— 10
	同時	1	531							981		1046	1291			214	337	192	135	100	681	—259
		2	557	790	—48	212	226	75	177	1379	1405	1057	1471	912	1547	130	305	230	187	195	787	—305
		3	528							1418		1044	1402			213	296	219	160	195	723	—302
		M	539	790	—48	212	226	75	177	1259	1405	1049	1388	912	1547	186	313	214	161	163	730	—289

表 3.13 総合試験におけるパネル部位での変形 (δ_1)
Table 3.13. Deformation of panel at complete assemblies test (δ_1).

区分	荷重条件	測定方向	x			
		断面 \ 記号	2	3	12	13
(1) 軒先	風 上	12	-59	-118	16	545
		23	-62	-135	18	577
		M	-61	-127	17	561
	風 下	12	-54	-27	211	14
		23	-69	-24	222	19
		M	-62	-26	217	17
	同 時	12	-91	-122	215	557
		23	-96	-139	224	585
		M	-94	-131	220	571

区分	荷重条件	測定方向	x			
		断面 \ 記号	2	3	12	13
(2) 屋根	風 上	12	112	250	-115	-103
		23	119	255	-118	-130
		M	116	253	-117	-117
	風 下	12	514	236	-76	-120
		23	534	231	-163	-132
		M	524	234	-120	-126
	同 時	12	606	476	-90	-165
		23	622	479	-160	-188
		M	614	478	-125	-177

区分	荷重条件	測定方向	x		y					y		y		z
		断面 \ 記号	14	15	10	11	14	15		10		14	15	
(3) 壁	風 上	12	-32	11	355	1222	59	223	01	390	0	217	363	2
		23	-23	-38	352	1251	71	75	34	334	4	112	284	-5
		M	-28	-14	354	1237	65	149	M	362	M	165	324	-2
	風 下	12	-1	10	598	107	145	34	01	570	0	120	81	-17
		23	-12	9	593	108	164	29	34	636	4	89	62	-17
		M	-7	10	596	108	155	32	M	603	M	105	72	-17
	同 時	12	-33	23	946	1466	195	226	01	964	0	446	541	-53
		23	-31	-23	978	1317	292	117	34	970	4	280	427	-42
		M	-32	0	962	1392	244	172	M	967	M	363	484	-48

δ_1 =Deformation at maximum load.

x = x —方向の撓み, Deflection in x —direction.
 y = y —方向の撓み, Deflection in y —direction.
 z = z —方向の撓み, Deflection in z —direction.

区分	荷重条件	測定方向	x		y			y		z				
		断面 \ 記号	16	17	16	17		14	15	1	4	5	2'	3'
(4)	風 上	12	8	6	9	-8	0	-2	-35	269	227	229	523	523
		23	2	-2	-2	1	4	-22	18	261	151	224	137	155
		M	5	2	4	-4	M	-12	-9	265	189	227	330	339
	同 時	12					0			394	432	356	815	832
		23					4			379	299	322	350	235
		M					M			387	366	339	583	534

区分	荷重条件	測定方向	x						y			x		y		z
		断面 \ 記号	2	3	12	13	16	17	16	17		14	15	14	15	1
(5)	風 上	12	57	98	-6	495					0					
		23	66	100	-5	522					4					
		M	62	99	-6	509					M					
	風 下	12	428	136	201	-92					0					
		23	421	205	103	-90					4					
		M	425	171	152	-91					M					
	同 時	12	487	305	184	404	-216	-166	-36	37	0	90	86	-46	-35	-30
		23	581	296	93	419	-227	-181	-49	16	4	95	111	-46	-59	-9
		M	534	301	139	412	-222	-174	-43	27	M	93	99	-46	-47	-20

区分	荷重条件	測定方向	x		y				測定方向	y	測定方向	y		z
		断面 記号	16	17	10	11	16	17	断面 記号	10	断面 記号	14	15	1
(6) 壁十屋十軒	風 上	12			363	1368			01	412	0			
		23			340	1290			34	240	4			
		M			352	1329			M	327	M			
	風 下	12			583	175			01	584	0			
		23			573	155			34	632	4			
		M			578	165			M	608	M			
	同 時	12	-217	-232	1041	1707	154	389	01	1050	0	358	725	-159
		23	-184	-196	1047	1597	159	309	34	1071	4	339	526	-106
		M	-201	-214	1044	1652	157	349	M	1061	M	349	628	-133

区分	荷重条件	測定方向	x		y				測定方向	y	測定方向	y		z				
		断面 記号	16	17	10	11	16	17	断面 記号	10	断面 記号	14	15	1	4	5	2'	3'
(7) 妻十壁	風 上	12			273	1236			01	270	0			297	288	248	708	529
		23			344	1112			34	290	4			288	220	244	123	191
		M			309	1174			M	280	M			293	254	246	416	360
	風 下	12			533	65			01	484	0			248	205	231	539	525
		23			626	74			34	595	4			229	146	207	78	155
		M			580	70			M	540	M			239	176	219	309	340
	同 時	12	0	-40	961	1424	230	328	01	793	0	393	449	245	202	109	522	409
		23	30	22	1007	1318	210	295	34	1067	4	285	541	267	117	189	47	151
		M	15	-9	984	1371	220	312	M	930	M	339	495	256	160	149	285	280

区分	荷重条件	測定方向	x		y		測定方向	y		z				
		記号 断面	16	17	16	17	記号 断面	14	15	1	4	5	2'	3'
(8) 妻十屋十軒	風 上	12					0			270	250	569	564	240
		23					4			255	190	236	136	154
		M					M			263	220	403	350	192
	風 下	12					0			277	300	255	591	563
		23					4			281	195	250	157	160
		M					M			279	248	253	374	362
	同 時	12	-223	-156	-27	-11	0	-43	-103	295	266	228	584	544
		23	-210	-190	-41	-19	4	-78	1	285	198	220	143	162
		M	-217	-173	-34	-15	M	-61	-51	290	232	224	364	353

区分	荷重条件	測定方向	x		y				測定方向	y	測定方向	y		z					
		記号 断面	16	17	10	11	16	17	記号 断面	y	記号 断面	14	15	1	4	5	2'	3'	
(9)	風上	12			293	1305			01	319	0			266	272	198	594	498	
		23			355	1264			34	319	4			263	203	165	88	156	
		M			324	1285			M	319	M			265	238	182	341	327	
	風下	12			543	128			01	547	0			258	248	247	590	550	
		23			605	134			34	642	4			245	194	217	106	165	
		M			574	131			M	595	M			252	221	232	348	358	
	同時	12	—194	—206	965	1666	164	317	01	942	0	322	401	252	168	62	566	518	
		23	—178	—190	988	1564	129	284	34	999	4	225	486	258	109	181	9	150	
		M	—186	—198	977	1615	147	301	M	972	M	274	444	255	139	122	288	334	

表 3.14. 総合試験における集成材部位での変形 (δ_2)
Table 3.14. Deformation of laminated timber frame at complete assemblies test (δ_2).

区分	荷 重 条 件	測定方向	x					y	L	
		断面 記号	1	2	3	4	5	1	1	2
(1) 軒 先	風 上	1	— 82	—12	—78	2	28	64	—34	—80
		2	—146	—32	—96	8	44	66	—52	—92
		3	—136	—22	—94	8	60	76	—22	—80
		M	—121	—22	—89	6	44	69	—36	—84
	風 下	1	— 28	—41	— 6	6	—8	—38	—26	— 8
		2	— 50	—48	—10	10	—2	—34	—38	—12
		3	— 42	—44	— 2	16	8	—32	—32	— 6
		M	— 40	—44	— 6	11	—1	—35	—32	— 9
	同 時	1	—108	—52	— 70	4	24	22	—54	—76
		2	—172	—66	—102	2	44	28	—78	—100
		3	—160	—46	— 83	14	48	34	—48	—84
		M	—146	—54	— 85	7	39	28	—60	—87

区分	荷 重 条 件	測定方向	x					y	L	
		断面 記号	1	2	3	4	5	1	1	2
(2) 屋 根	風 上	1	132	48	114	—2	72	8	68	66
		2	168	64	144	0	44	2	86	80
		3	156	46	122	2	36	0	68	72
		M	152	53	127	0	51	3	74	73
	風 下	1	346	332	116	90	14	88	194	166
		2	440	404	136	180	8	78	232	178
		3	390	324	114	86	6	54	172	170
		M	392	353	122	119	9	73	199	171
	同 時	1	460	394	250	102	66	94	286	280
		2	662	456	324	188	102	78	328	296
		3	608	356	196	98	56	52	282	262
		M	577	402	257	129	75	75	298	279

区分	荷 重 条 件	測定方向	x								y								z	L				
		断面 記号	1	2	3	4	5	14	15	1	2	3	4	5	6	7	8	9	14	15	1	1	2	
(3) 壁	風 上	1	204						— 84	14	956	914	1072	734	950	834	986		148	322	—16	348	—256	
		2	266	350	—156	—34	14		— 44	— 2	922	828	992	902	998	730	1056	464	1444	96	288	—24	452	—256
		3	230						—120	—50	962	920	982	834	972	828	994		126	276	— 2	412	—236	
		M	233	350	—156	—34	14		— 83	—13	947	887	1015	823	973	797	1012	464	1444	123	295	—15	404	—249
	風 下	1	— 88						14	4	298	324	302	326	272	364	260		112	60	—18	68	—156	
		2	—116	24	—134	— 6	4		6	0	320	340	300	342	302	368	268	558	208	86	40	—22	76	—172
		3	—106						— 24	4	332	350	330	352	308	354	276		154	32	—26	82	—152	
		M	—103	24	—134	— 6	4		— 1	3	317	338	311	340	294	362	268	558	208	117	44	—22	75	—160
	同 時	1	136						—102	32	1476	1308	1510	1430	1454	1310	1434		346	480	—82	520	—452	
		2	130	438	—312	—18	24		— 64	— 2	1492	1472	1508	1444	1500	1296	1492	1142	1480	246	350	—96	664	—484
		3	138						—148	32	1480	1472	1506	1472	1470	1366	1446		358	346	—84	536	—470	
		M	135	438	—312	—18	24		—105	21	1483	1417	1508	1449	1475	1324	1457	1142	1480	317	392	—87	573	—469

$$\delta_2 = 2 (\delta_1 - \delta_m)$$

δ_m = 最大荷重の1/2の点での変形量 Deformation at one half maximum load.

区分	荷重条件	測定方向	x							y						z			L	
		断面 / 記号	1	2	3	4	5	14	15	1	3	6	7	14	15	1	4	5	1	2
(4) 妻	風 上	1	0							-18		6	2	8	-22	264	240	248	-6	-8
		2	-26	-4	-10	2	4	-2	-4	-6	0	-4	-6	4	-4	296	244	256	2	6
		3	-10							0		-4	4	-12	4	260	276	260	0	10
		M	-12	-4	-10	2	4	-2	-4	-8	0	-1	0	0	-7	273	253	255	-1	3
	同 時	1	6							-28		-8	2			456	474	460	-10	-16
		2	-20	-8	-12	-2	-2			0	2	4	-8			478	440	490	-2	6
		3	-26							-42		-8	4			468	454	438	2	10
		M	-13	-8	-12	-2	-2			-23	2	-4	-1			467	456	463	-3	0

区分	荷重条件	測定方向	x							y			z	L	
		断面 / 記号	1	2	3	4	5	14	15	1	14	15	1	1	2
(5) 屋根 + 軒先	風 上	1	76	46	48	2	74			98				52	0
		2	66	44	68	-4	152			90				60	12
		3	64	48	36	0	108			100				70	2
		M	69	46	51	-1	111			96				61	5
	風 下	1	290	272	102	114	10			28				140	152
		2	364	338	116	230	4			22				170	160
		3	320	262	98	116	6			-4				126	154
		M	325	291	105	153	7			15				145	155
	同 時	1	434	368	176	116	76			136	-54	16		230	178
		2	502	426	216	152	76	114	226	98	-42	6	-78	254	186
		3	424	332	164	116	102			92	-34	6		216	170
		M	453	375	185	128	85	114	226	109	-43	9	-78	233	178

区分	荷 条 重 件	測定方向		x								y															z	L	
		記号 断面		1	2	3	4	5	14	15	1	2	3	4	5	6	7	8	9	14	15	1	1	2					
(6)	壁 十 屋 根 十 軒 先	風 上	1	352							1136	1070	1144	1030	1154	920	1164								468	-268			
			2	366	476	-26	-30	216				1100	1082	1056	1044	1176	916	1200	488	1310					586	-258			
			3	358								1114	1064	1136	1008	1000	890	1126								532	-242		
			M	359	476	-26	-30	216				1117	1072	1112	1027	1110	909	1163	488	1310						529	-256		
	風 下	1	244								404	362	414	346	408	330	412								248	-2			
		2	272	462	-30	272	2				412	410	454	418	450	316	446	508	268							282	-20		
		3	260								398	390	422	374	412	316	400									240	-10		
		M	259	462	-30	272	2				405	387	430	379	423	321	419	508	268							257	-11		
	同 時	1	680								1928	1756	1922	1708	1908	1520	1906			294	602				994	-376			
		2	692	984	-110	232	284	84	242		1936	1860	2042	1872	1982	1574	2006	1238	1968	170	494	-218			1060	-442			
		3	616								1842	1796	1894	1768	1862	1518	1888			318	426				964	-442			
		M	663	984	-110	232	284	84	242		1902	1804	1953	1783	1917	1537	1933	1238	1968	261	507	-218			1006	-420			

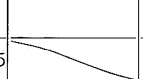
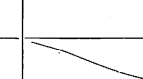
区分	荷重条件	測定方向		x								y								z			L		
		断面	記号	1	2	3	4	5	14	15	1	3	6	7	8	9	14	15	1	4	5	1	2		
(7)	妻 上	1		162							764		666	824					342	330	20		320	-212	
		2		170	290	-142	-16	-14			784	824	692	882	394	1060			334	162	318		376	-228	
		3		214							760		662	842					344	328	314		322	-214	
		M		182	290	-142	-16	-14			769	824	673	849	394	1060			340	273	217		339	-218	
	妻 下	1		-66							224		284	217					286	246	104		66	-114	
		2		-104	0	-130	-8	-2			270	256	336	218	510	104			282	254	296		66	-150	
		3		-92							280		322	238					270	258	282		60	-142	
		M		-87	0	-130	-8	-2			258	256	313	224	510	104			279	253	227		64	-135	
	同 時	1		126							1458		1260	1290				388	458	256	202	-42		524	-470
		2		102	414	-324	14	82	-30	-22	1562	1398	1306	1402	1208	1468		264	416	302	246	232		626	-532
		3		82							1566		1198	1386				366	414	270	236	242		592	-528
		M		103	414	-324	14	82	-30	-22	1529	1398	1255	1359	1208	1468		339	429	276	228	144		581	-510

区分	荷重条件	測定方向	x							y						z			L	
		断面 記号	1	2	3	4	5	14	15	1	3	6	7	14	15	1	4	5	1	2
(8)妻十屋根十軒先	風上	1	88							30		32	54			324	298	312	42	20
		2	66	36	76	10	152			20	60	32	56			322	294	314	44	2
		3	54							58		4	58			312	280	310	48	-4
		M	69	36	76	10	152			36	60	23	56			319	291	312	45	6
	風下	1	330							14		-74	80			306	402	296	162	172
		2	484	402	128	314	4			16	76	-132	110			298	216	300	182	176
		3	330							-6		-98	76			342	286	300	132	156
		M	381	402	128	314	4			8	76	-101	89			315	301	299	159	168
	同時	1	436							48		-18	164	-36	-48	260	276	262	222	212
		2	504	430	236	276	200	140	210	46	152	-84	194	-44	-8	304	314	252	236	210
		3	430							40		-48	146	-48	30	196	284	282	188	182
		M	457	430	236	276	200	140	210	45	152	-50	168	-43	-3	253	291	265	215	201

区分	荷重条件	測定方向	x								y								z			L	
		断面	記号	1	2	3	4	5	14	15	1	3	6	7	8	9	14	15	1	4	5	1	2
(9)	妻 上	1	282								946		762	988					300	266	80	448	—236
		2	320	398	—36	—6	200			992	1026	828	1094	456	1336				292	294	282	516	—244
		3	324							1020		826	840					300	304	304	474	—238	
		M	309	398	—36	—6	200			986	1026	805	974	456	1336			297	288	222	479	—239	
	風 下	1	232								332		306	348					290	274	322	228	8
		2	246	400	—38	250	—4			358	390	272	384	518	208				298	296	310	242	—24
		3	236							332		268	352					336	506	308	202	—14	
		M	238	400	—38	250	—4			341	390	282	361	518	208			308	359	313	224	—10	
	同 時	1	646								1230		1334	1622			274	394	240	178	80	870	—336
		2	696	990	—58	294	364	92	234	1770	1810	1384	1884	1176	640	162	400	276	236	266	996	—412	
		3	650							1806		1344	1794			274	342	274	192	244	918	—400	
		M	664	990	—58	294	364	92	234	1602	1810	1354	1767	1176	640	237	379	263	202	197	928	—383	

表 3.15 総合試験におけるパネル部位での変形 (δ_2)
Table 3.15 Deformation of panel at complete assemblies test (δ_2).

区分	荷重条件	測定方向	x			
		断面 / 記号	2	3	12	13
(1) 軒	風 上	12	— 72	—138	38	640
		23	— 70	—164	40	664
		M	— 71	—151	39	652
	風 下	12	— 62	— 30	232	32
		23	— 76	— 28	214	28
		M	— 69	— 29	223	30
	同 時	12	—112	—146	266	642
		23	—128	—174	220	664
		M	—120	—160	243	653
(2) 屋	風 上	12	110	282	— 86	— 84
		23	118	260	— 90	—102
		M	114	271	— 88	— 93
	風 下	12	592	280	—50	—154
		23	592	270	—188	—164
		M	592	275	—119	—159
	同 時	12	702	562	— 92	—198
		23	704	556	—188	—222
		M	703	559	—140	—210

区分	荷重条件	測定方向	x		y					y		y		z	
		断面	記号	14	15	10	11	14		15		10	14		15
(3)	壁	風上	12	—40	12	426	1302	70	370	01	478	0	288	432	—16
			23	—28	—44	458	1502	92	116	34	422	4	126	366	— 6
			M	—34	—16	442	1402	81	243	M	450	M	207	399	—11
	風下	12	0	12	674	134	196	40	01	130	0	150	94	—22	
		23	—16	10	714	124	238	32	34	748	4	98	64	—20	
		M	— 8	11	694	129	217	36	M	689	M	124	79	—21	
	同時	12	—40	16	1062	1694	284	342	01	1168	0	560	698	—80	
		23	—34	—22	1136	1546	418	166	34	1140	4	358	568	—68	
		M	—37	— 3	1097	1620	351	254	M	1154	M	459	633	—74	

$\delta_2 = 2 (\delta_1 - \delta_m)$
 δ_m = 最大荷重の 1/2 の点での変形量 Deformation at one half maximum load.

区分	荷重条件	測定方向	x		y		測定方向	y		z				
		断面 / 記号	16	17	16	17	断面 / 記号	14	15	1	4	5	2'	3'
(4)	妻	12	10	6	12	-10	0	2	-46	294	280	268	548	570
		23	6	-4	-4	2	4	-22	24	310	198	238	162	188
		M	8	1	4	-4	M	-10	-11	302	239	253	355	379
	同時	12					0			474	580	470	938	1018
		23					4			532	404	430	530	310
		M					M			503	492	450	734	664

区分	荷重条件	測定方向	x					y		測定方向	x		y		z	
		断面 / 記号	2	3	12	13	16	17	16	17	断面 / 記号	14	15	14	15	
(5)	屋上	12	60	100	-4	610					0					
		23	64	104	-4	622					4					
		M	62	102	-4	616					M					
	軒下	12	480	106	306	-100					0					
		23	464	216	120	-102					4					
		M	472	161	213	-101					M					
	同時	12	570	362	278	480	-210	-164	-34	34	0	112	102	-42	-8	-44
		23	760	352	108	498	-224	-206	-44	12	4	124	154	-46	-122	-6
		M	665	357	193	489	-217	-185	-39	23	M	118	128	-44	-65	-25

区分	荷重条件	測定方向	x		y					y		y		z
		記号 断面	16	17	10	11	16	17		10		14	15	1
(6) 壁十屋根十軒先	風上	12			462	1578			01	534	0			
		23			430	1548			34	232	4			
		M			446	1563			M	383	M			
	風下	12			660	218			01	700	0			
		23			702	196			34	752	4			
		M			681	207			M	726	M			
	同時	12	—208	—252	1232	1918	186	486	01	1270	0	500	816	—224
		23	—192	—244	1316	1898	202	394	34	1304	4	462	732	—150
		M	—200	—248	1274	1908	194	440	M	1287	M	481	774	—187

区分	荷重条件	測定方向	x		y				y	y		z				
		記号 断面	16	17	10	11	16	17	10	14	15	1	4	5	2'	3'
(7) 妻十壁	風 上	12			268	1326			01	280	0		348	376	310	882 624
		23			386	1142			34	330	4		340	282	302	192 234
		M			327	1234			M	305	M		344	329	306	537 429
	風 下	12			572	108			01	524	0		292	284	326	626 540
		23			670	98			34	628	4		270	208	274	148 194
		M			621	103			M	576	M		281	246	300	387 367
	同 時	12	6	-46	1236	1692	308	416	01	994	0	548 592	292	290	132	618 478
		23	30	32	1452	1526	274	380	34	1470	4	364 730	322	164	264	88 178
		M	18	-7	1344	1609	291	398	M	1232	M	456 661	307	227	198	353 328

区分	荷重条件	測定方向	x		y		y		z				
		断面 \ 記号	16	17	16	17	14	15	1	4	5	2'	3'
(8) 妻十屋根十軒先	風 上	12					0		328	324	680	846	310
		23					4		314	264	306	196	196
		M					M		321	294	493	521	253
	風 下	12					0		320	400	300	692	636
		23					4		328	242	280	200	200
		M					M		324	321	290	446	418
	同 時	12	-212	-156	-20	0	0	-34 -174	346	310	266	628	626
		23	-194	-232	-40	24	4	-88 -16	342	246	284	162	198
		M	-203	-194	-33	12	M	-61 -95	344	278	275	395	412

区分	荷重条件	測定方向	x		y				y		y		z				
		断面 \ 記号	16	17	10	11	16	17	14	15	14	15	1	4	5	2'	3'
(9) 妻十屋根十壁十軒先	風 上	12			354	1502			01		0		312	308	248	620	604
		23			436	1478			34		4		308	252	276	116	180
		M			395	1490			M		M		310	280	262	368	392
	風 下	12			666	156			01		0		312	332	326	664	660
		23			670	160			34		4		304	292	302	178	212
		M			668	158			M		M		308	312	314	421	436
	同 時	12	-180	-230	1214	1968	202	362	01		0	444 480	296	202	12	628	650
		23	-180	-244	1228	1818	162	342	34		4	294 614	316	154	238	22	174
		M	-180	-237	1221	1893	182	352	M		M	369 547	306	178	125	325	412

ii) 床パネル：この部材の見掛けの曲げ剛性は平均 $EI=74.3 \times 10^6 \text{kgcm}^2$ であつて、その自重と積載荷重 (180kg/m^2) および壁と柵パネルの重量をその端部にうけるばあいの計算撓みは、壁パネルとの接合点で約 0.4mm (スパン/1200)、床桁間中央の撓みは約 0.3mm (スパン/4500) となるので、きわめて高い剛性とみることができる。

いま、この撓みを 5mm 以下、または $l/300$ 以下とおさえても、その EI は端部で、 $6.14 \times 10^6 \text{kgcm}^2$ 、または $18.4 \times 10^6 \text{kgcm}^2$ 、床桁間中央で $4.43 \times 10^6 \text{kgcm}^2$ 、または $4.92 \times 10^6 \text{kgcm}^2$ となる。したがつて、端部で 5mm までの変形を許すとすれば、その所要剛性 $EI=6.14 \times 10^6 \text{kgcm}^2$ でよいことになる。これは現在の剛性の $1/12$ に当たるもので、このパネルはやや剛性が十分すぎるのではないかと思われる。

iii) 壁パネル：このパネルの窓枠下端部の撓み δ_B は $q=180 \text{kg/m}^2$ 、 $C=1.2$ のばあいで約 12.2mm と計算される (このときの $w=q \times C \times 2=432 \text{kg/m}$)。

また、その算出式は

$$\delta_B = \left\{ \frac{0.0444}{E_1 I_1} + \frac{0.1088}{E_2 I_2} \right\} w \times 10^3 (\text{mm})$$

である。ここで、 $\delta_B \leq 5 \text{mm}$ 、または $\delta_B \leq l/300$ (l = スパン) という制限をあたえれば ($E_1 I_1=83.85 \times 10^2 \text{kgm}^2$; $E_2 I_2=47.43 \times 10^2 \text{kgm}^2$)、 $E_1 I_1$ を変えないならば、

$$E_2 I_2 \geq 173.4 \times 10^2 \text{kgm}^2 \quad \text{または、} \quad E_2 I_2 \geq 118.1 \times 10^2 \text{kgm}^2$$

でなければならないことになる。

したがつて、 5mm 以内におさめるためには、現在の窓枠部分の剛性を約 3.7 倍程度まで増大してやらねばならないことになる。これはまた、その部分の材せいを約 54% ほど大きくするか、なんらかの方法で補強しなければならないようである。

むろん、これらの計算では 図-2.3-2 にあるように床パネルおよび柵パネルとピンで接合されているという条件、さらには壁パネル相互の接合が変形に対してほとんど抵抗をしめさないことを仮定しているの、そのための誤差はすべて安全側にはいるものと判断される。また、実さいの荷重試験による風上側窓枠下端部の撓みについてみると、表-3.15の(6)から同時荷重での測点11の撓みは平均 19.08mm で、表-3.14の(6)で測点7の撓みは 19.33mm である。そこで、この δ_{y7} から床パネルとの接合点での撓み (測点15) 5.07 を差し引き、これが測点15まで比例的に減少すると考えれば、測点11では、その水平変位が 6.83mm となる。したがつて、壁パネルとしてこの部位での撓みは、 $19.08-6.83=12.25 \text{mm}$ になるわけである。この値からみても、このパネルの剛性が十分とはいえないのではないかと思われる。しかし、このような木造建物での壁面の剛性がどのくらいまで必要なかは、木構造設計規準にもとくにふれられていないので今後の検討課題の1つとして残されるものであろう。

iv) 屋根パネル：このパネルの曲げ剛性 EI はかなり大きく平均 $166 \times 10^2 \text{kgm}^2$ である。これが壁パネル、肩桁および頂部棟木位置での接合条件をすべてピンとみなしたばあいおよび頂部のみを剛節とみなしたばあいの部材剛性については前述したとおりであるが、ここでは、試験荷重を加えたさいのパネルの撓みからその接合の条件を検討してみる。

この試験条件を屋根面風下側荷重にとつてその実測撓みをみると、表-3.15の(2)から測点2の撓みは 5.92mm 、表-3.14(2)の集成材部位での測点1および4の同方向の撓みは 3.92mm および 1.19mm となつている。したがつて、測点2での平均変位は 2.56mm となるから、パネルの測点2における撓みは

$5.92-2.56=3.36\text{mm}$ であることが推定される。これに対して、他の部材との接合点をすべてピンと仮定して計算すれば約 3.41mm となる。これは実測値とよく一致している値である。このことから、このパネルと他の部材との接合点は実際上ピンとみなしてよいと思われる。

ゆえに、前に計算した設計用風圧荷重のもとでのこのパネルの撓みで $q=180\text{kg/m}^2$ で風下側のパネル中央の撓み約 1.0mm は、さして大きな誤りはないものと思われ、このパネルがかなり良好な剛性を有していることがわかる。なお、このパネルが 5mm をこえる撓みを生ずるのは積雪荷重のばあい、約 0.3 の比重で深さ 1.5m の積雪でその限界に達するものとみこまれる。

v) 棚パネル：この部材は風圧力を壁パネルから集成材骨組ならびに妻パネルに伝達する機能をもっていることが特徴で、前述したようにいちじるしく大きな曲げ剛性を有している。すなわち $q=180\text{kg/m}^2$; $C=1.2$ の条件の風圧力に対しその制限撓みを 5mm 、または $l/300$ (l =スパン)と仮定すれば、その所要剛性 EI は、 $52.8 \times 10^3 \text{kgm}^2$ 、または $39.6 \times 10^3 \text{kgm}^2$ でよいことになる。これらの値は、実さいのこのパネルの曲げ剛性 $907 \times 10^3 \text{kgm}^2$ の約 $1/17$ および $1/23$ にあたるものであつて、若干過大寸法の感がある。しかしながら、このパネルはパネルというよりはむしろボックス・ガーダーでそのために局部的座屈の危険も考慮する必要がある、さらに重要な耐力部材でもあるのであるていどの過剰寸法は致し方がないと思われる。したがつて、これをいかなる剛性まで引き下げるかについては、関連する問題もあつて早急に結論は出しがたいと考えている。

vi) 妻パネル：すでに構造試験のところでのべたように、このパネルの主たる役割はY一方向荷重に対する両端支持および筋かい効果である。したがつて、部材試験においてもその対角線方向荷重によるパネル面内のせん断剛性および軸力による座屈荷重について検討すべきであつたが、装置的に不備があつて実行できなかつた。しかし、實際上その総合試験や分解試験でも明らかなように、相当大きな効果のあることを確認している。ただし、その効果を定量的に判断するにはかなり条件が複雑であり、骨組の配置、その剛性ととも妻パネル自体の剛性、さらには屋根パネル、壁パネル、床パネル、棟木および肩桁などとの接合条件などこのパネルの筋かい効果に影響すると考えられる因子が多く困難である。

vii) 棟木、肩桁および床桁：これらの部材は剛性上からみてほぼ十分な断面を有しているものと判断される。ただ、この建物が組立式であることによる各種パネルの接合基材としてみるときは、ラワン材個有の比重の割りにはメリ込み耐力の低さに若干の欠陥があるといえよう。とくに接合基材としての性能に多くを期待するのであれば、ナラまたはブナのような耐力の高いものを使用すべきであり、一方、とくに剛性に期待するばあいは、重量的にラワンよりも軽くてしかも同等の剛性を有するエゾマツなどの針葉樹を用いる方が得策であろうと思う。

4.2 集成材骨組の両脚部の接合：この構造では、その両脚端部を地杭に直接ボルト接合している。これを同寸法のボルトによつて鋼製チャンネルに鋼板を介して接合すると、その水平変位に対する剛性は約50%ほど上昇することは前述したとおりである。このことは、接合基材が地杭のようにボルト面圧抵抗の低いもので、かつ、地杭そのものの局部変位の起こりやすいばあいは、それだけ剛性低下が避けられないことをしめしているようである。

したがつて、建物の構造剛性を高めるためには、その脚部接点における局部変形をできるだけ小さくするような工法が効果的であるのはいうまでもない。そのために、この部位に縦通材を入れるか、ガセット合板などを用いて補強することがのぞましいように思う。とにかく、この部位の施工に有効な現場的接着

技術が適用されるようになることが、この種の構造をすぐれたものにするためにとくに期待されることがらであろう。

4.3 壁パネルおよび妻パネルの筋かい効果：この試験を通じてとくに注目される点は、妻パネルのY一方向水平荷重に対する筋かい効果である。すでにのべたように、その剛性は妻パネルのない状態の約3倍にも達していることを分解試験によつて確認した。むろん、この効果は諸種の条件によつて変動するものと思われるが、少なくとも、このパネルを利用してかなり大きく建物の剛性を増加しうることとはみのしがたい点であろう。

また、壁パネルもZ一方向水平荷重に対してかなり大きな効果のあつたことは明らかであつて、もしも、この種の建物に水平変位に関する所要剛性があたえられているとすれば、これら部材のせん断剛性や部材相互の接合条件を考慮して、かなり目標に近いものを作りうる可能性があると思われる。むろん、このばあい、その部材相互の接合方法には問題があつて、直ちに有効な工法を見出しうるとは思われぬが、少なくとも検討すべき方向としてもは具体的になつたと考えている。

なお、X一方向垂直荷重に対しては、それが突き上げであるかぎり、これらのパネルの効果はあまり期待できそうにない。このことは、前にものべたように、パネル相互の接合部および骨組の両脚部などでは引張りに対して局部的な変位を生じやすいためとも考えられる。したがつて、下向きの垂直荷重に対してはかなりの拘束効果が期待できるようであり、このことについては後日改めて実験的に検討を加えること

表 4.1 集成材の断面寸法と曲げモーメント

Table 4.2. Dimensions and bending moment of curved laminated beam.

部 材 断 面 の 位 置 Position of cross-section of member	断面寸法	Dimensions of section			許 容 限 度 Allowable limit		破 壊 Values for rupture	
	幅	せ い	断面係数	断面二次 モーメント	応 力 度	曲げモー メント	破 壊 係 数	曲げモー メント
	b	h	Z	I	σ_{fb}	M_o	σ_b	M_{max}
	cm	cm	cm ³	cm ⁴	kg/cm ²	kgm	kg/cm ²	kgm
F	9.0	14.0	294.0	2058.00	180	529.2	485	1426
G								
B	9.0	15.0	337.5	2531.25	180	607.5	485	1636
D								
M	9.0	14.0	294.0	2058.00	180	529.2	485	1426
N								

b = Width of cross-section.

h = Depth.

Z = Section modulus.

I = Moment of inertia of area.

σ_{fb} = Allowable unit stress in bending of Yezomatsu wood belonging to higher grade structural lumbers for temporary loading.

M_o = Bending moment at allowable limit.

M_{max} = Maximum bending moment for rupture.

σ_b = Assumed modulus of rupture = $\frac{3}{4} \times$ mean values assumed to be 650 kg/cm² of Yezomatsu clear small specimen (round number).

表 4.2. 設計用風圧荷重による曲げモーメント (M) の計算値 (三鉸節の条件)

Table 4.2. Calculated bending moment due to design wind load (as three hinged frame condition).

荷 重 条 件 Loading condition		速度圧	風上下 Windward side			風下側 Leeward side		
		q	M ₇	M ₅	M ₃	M ₆	M ₄	M ₂
		kg/m ²	kgm	kgm	kgm	kgm	kgm	kgm
軒 先 Eaves	風 上 (W)	120	- 97	-117	20	23	27	14
	風 下 (L)		-7.2	-8.8	-4.4	61	74	-2.4
	同 時 (C)		-104	-126	- 24	84	101	12
	風 上 (W)	180	-146	-176	30	34	41	21
	風 下 (L)		- 11	- 13	-6.7	92	111	-3.6
	同 時 (C)		-157	-189	23	126	152	17
屋 根 Roof	風 上 (W)	120	33	40	- 29	- 90	-108	- 54
	風 下 (L)		179	216	108	- 66	- 80	58
	同 時 (C)		212	616	79	-156	-188	4
	風 上 (W)	180	50	60	- 43	-135	-162	- 81
	風 下 (L)		269	325	162	- 99	-120	86
	同 時 (C)		319	385	119	-234	-282	5
壁 Wall	風 上 (W)	120	298	266	133	153	185	92
	風 下 (L)		77	92	46	149	133	67
	同 時 (C)		375	358	179	302	318	159
	風 上 (W)	180	447	400	200	230	227	139
	風 下 (L)		115	139	69	224	200	100
	同 時 (C)		562	539	269	454	477	239
軒 先+屋 根 Eaves+Roof	風 上 (W)	120	- 64	- 77	- 9	- 67	- 81	- 40
	風 下 (L)		172	207	104	- 5	- 6	56
	同 時 (C)		108	130	95	- 72	- 87	16
	風 上 (W)	180	- 96	-116	- 13	-101	-121	- 60
	風 下 (L)		258	312	155	- 7	- 9	82
	同 時 (C)		162	196	142	-108	-130	22
壁+屋根+軒先 Wall+Roof +Eaves	風 上 (W)	120	234	189	124	87	104	52
	風 下 (L)		249	299	150	144	127	123
	同 時 (C)		483	488	274	231	231	175
	風 上 (W)	180	351	284	187	129	156	79
	風 下 (L)		373	451	224	217	191	182
	同 時 (C)		724	735	411	346	347	261

q=Velocity pressure.

M=Bending moment.

になっている。

これらのことからみて、水平荷重のばあいといえども、接合部に引張力のはたらくばあいはその効果が小であると推定され、もし、この推定に誤りがなければ、これらのパネルの変形を拘束する効果は圧縮力

のみについていえるために、満足すべきものではなく、到達すべきものの1/2ていどと考えることができる。したがって、引張力に対しても十分な効果の期待できる接合法が考えられるならば、現在の剛性を、大幅に上まわるものとすることができるであろう。

4.4 設計用風圧荷重による曲げモーメント：この構造に用いている集成材骨組の断面条件から、許容限度の曲げモーメントおよび最大曲げモーメントを推定すると表-4.1のようになる。すなわち、短期応力に対する曲げ許容応力度は 180kg/cm^2 （木構造設計規準による）として曲げモーメントをもとめれば肩桁の位置で $180 \times 337.5\text{kgcm} = 607.5\text{kgm}$ となるが、この部位での曲率による強度低減率を30%とみれば、約 425kgm となる。正しくは、破壊曲げモーメントで30%の低減率を適用すべきであるが、安全率に差異を生ぜしめないように考えて許容の曲げモーメントに用いた。さて、この集成材骨組を三鉸節山形ラーメンとみて、その曲げモーメントの分布を計算すれば表-4.2のようになる。これによれば、 $q = 180\text{kg/m}^2$ で風上下同時荷重の条件では測点5（上記肩桁部位）で 735kgm となる。ここで、この建物の骨組が三鉸節条件で風圧力を負担する割合は、妻パネルのないばあいでは約40%、妻パネルがあれば約14%であることが分解試験の結果から推定される。むろん、正しくは両脚部剛節条件での負担率を60%とみるのは誤りで、これより実質的には大きくなると思われるが、ここでは曲げモーメントの大小関係を考えるのであるから若干大きく見積ることは危険がないので、概略50%とみて計算すれば、

$$M = 735 \times 0.5 = 367.5 \text{ (kgm)}$$

となり、許容される曲げモーメントの約86%で、強度的にみて安全となつていることがわかる。しかし、これはあくまで推定であつて、この点に関する限り、この建物の破壊試験によらなければ明らかにはならない。つまり、破壊点がこの構造のどこに現われるか、どの部分が破損の第一原因となるか、また、破損がどのような経過をたどつて進展するかなど疑問な点が多い。これらの問題点については、後日、機会を得て検討したい考えである。

む す び

一般地向きとして設計された木造組立住宅に対して設計用風圧荷重 ($q = 180\text{kg/m}^2$; 120kg/m^2) に比較的近い荷重を加えてその剛性を試験したが、その結果について要約すればつぎのようになる。

1) この建物を構成するおもな部材について全数の剛性試験をおこなつたが、その合板、または繊維板とラワン材とによつて作られたパネルの性能は屋根パネルとボックスガーダーの形をとつた棚パネルとを除いてその結合の効率はあまり高くなつていない。したがって、これらのパネルの接着構成を適切におこなうことができれば、今よりもかなり材料の節約が可能となるものと思われる。

2) 分解試験で集成材骨組の剛性変化を試験した結果、両脚ボルト接合により三鉸節条件の剛性の約2.5倍になつていること、および妻パネルの存在が結果的には筋かい効果として働き、妻パネルのない状態の約3倍の剛性となつていることを確認した。これら、ボルト接合および妻パネルの剛性にあたえる効果は、主として水平荷重によるもので垂直荷重、とくに突上げのばあいはあまり効果のないことを知つた。

3) 総合試験では、集成材骨組の両脚部が地杭にボルト接合されている点で分解試験と異なつており、このばあいの水平荷重による建物剛性は三鉸節条件のその約5倍であり、妻パネルの効果が一樣であると考えれば、両脚部ボルト接合による剛性は三鉸節条件のその約2倍となるものと判断される。

また、軒先および屋根面の突き上げ荷重に対しては、その実測剛性は三鉸節条件での計算剛性の約2倍

でパネル (壁および妻) の効果は明らかでない。

4) 壁パネルの面内せん断性はかなり大きいと思われるが、この試験で得られたものが通常の木造建物に比してどうであるかは不明である。このことについては、今後の検討にまたねばならない。

5) この建物を材料経済の点からみれば、もう少し集成材骨組の剛性を増大し、パネルの構成とその製造を有効にすることにより、あるていどまで製作費を軽減できるのではないと思われる。とくに過剰寸法と思われるものでは、床パネルと棚パネルがあげられる。棚パネルは量的には少ないのであまり問題はないが、床パネルは相当強すぎるようであり、とくに、そのパネル構成による効率も最も低く一考を要する点であろう。

6) 曲げモーメント等この建物の強度的な点については問題はなく、十分な強さを有するものと考えられるが、これは集成材骨組についていえることで、他の部材ならびにその接合部等については破壊試験をおこなっていないので不明である。

以上、結果の概要をのべたが、ひきつづいて寒地向建物の試験も実施しているので、その結果の判明をまつてこの種建物の部材設計ならびに製造上の問題点を逐次明らかにしてゆきたいと考えている。

文 献

- 1) 集成材研究班：集成材に関する研究 (第1報), 林試研報 101, (1957) p. 101~176
- 2) —————：集成材に関する研究 (第2報), 林試研報 109, (1958) p. 1~76
- 3) Office of The Housing Expediter and Housing and Home Finance Agency : Manual on Wood Construction For Prefabricated Houses. U.S. Gov. Printing Office, (1947)
- 4) WILSON, T.R.C., : The Glued Laminated Wooden Arch, U.S. F.P.L. Tech. Bul., 691, (1939)
- 5) FREAS, A.D. & M.L. SELBO : Fabrication and Design of Glued Laminated Wood Structural Members, U.S. F.P.L. Tech. Bul., 1069, (1954)
- 6) DIETZ, A.G.H. : Engineering Laminates, (1949)
- 7) HOLTMAN, D.F. : Wood Construction, (1929)
- 8) HANSEN, H.J. : Timber Engineer's Handbook, (1948)
- 9) 日本建築学会：木構造設計規準・同解説, (1961)
- 10) 林業試験場編：木材工業ハンドブック, (1958)
- 11) ASTM : Symposium on Full-Scale Tests on House Structures, Special Tech. Pub., 210, (1957)
- 12) 日本建築学会編：建築学便覧, (1956)
- 13) 上村 武・梅原 誠：木造組立家屋に関する研究 第1報, 林試研報152, (1963)

Studies on Prefabricated Wooden Houses. 2.

Full-scale flexural rigidity test of model house

(Type A) for forest-workers.

Minoru SAWADA, Ryôzaburo YAMAI, Isamu TAKAMI, Kôichi KONDO and Hideo SUGIYAMA

(Résumé)

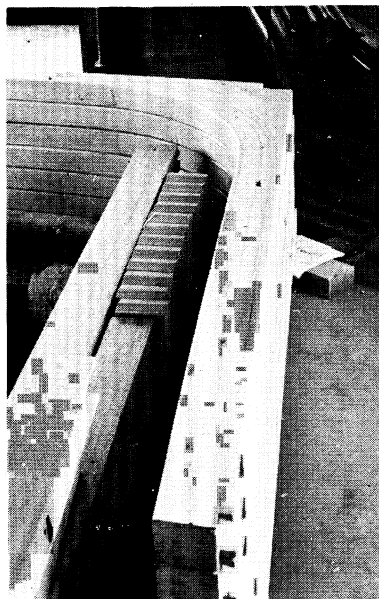
The main purposes of this study are to obtain technical data for the reasonable design and the evaluation of strength and rigidity of the prefabricated wooden house in future, on the basis of information from full-scale tests on a wooden house (A-type house) designed for forest-workers. The structural tests on the various elements, components (partial assemblies), and complete assemblies were all interrelated, the sequence of the loading phases for the house tests and the various test conditions were presented in Table 3.1. The manner of the flexural rigidity tests on the various elements, the partial assemblies tests and the complete assemblies tests were shown in Figures 2.1 to 2.7, Figures 3.9 and 3.10 and Figure 3.12, respectively. The main results obtained from these tests may be summarized as follows :

- 1) The results of the flexural rigidity tests on the various elements were presented in Tables 2.1 to 2.7, and it may be especially noted that the dimensions of floor and shelf panels were considerably overdesigned, and besides, from the point of view of effecting substantial economies, a certain amount of reduction may be necessary.
- 2) The results of the partial assemblies tests are summarized as follows :
 - i) The deflections of the laminated timber frame calculated as three-hinged-frame condition were in very good agreement with the observed deflection as shown in Table 3.2.
 - ii) The rigidity of the bolted frame subjected to the horizontal force in Y-direction was about 2.5 times the value observed under three-hinged-frame condition (Table 3.4).
 - iii) When the wall panels were fastened to this bolted frame, the effective increase of rigidity to horizontal force in Y-direction was almost non-recognizable, but the rigidity of the frame to horizontal force (Z-direction) on the gable plane was comparatively increased. The latter fact suggests that the side wall panels acted as effective braces against the horizontal movement in Z-direction (Tables 3.4 and 3.5).
 - iv) When the roof panels were fastened further, the effective increase of rigidity of the frame to both horizontal forces in Y-and Z-directions was almost not recognized (Tables 3.4 and 3.5).
 - v) When the assemblies were completed with fastening the gable panels, the lateral movements of the frame to both horizontal forces in Y-and Z-directions were distinctly restricted. As shown in Table 3.4, the rigidity of frame to horizontal force in Y-direction was increased up to 7 times the value observed under three-hinged-frame condition, and also the rigidity to horizontal force in Z-direction was comparatively increased (Table 3.5).

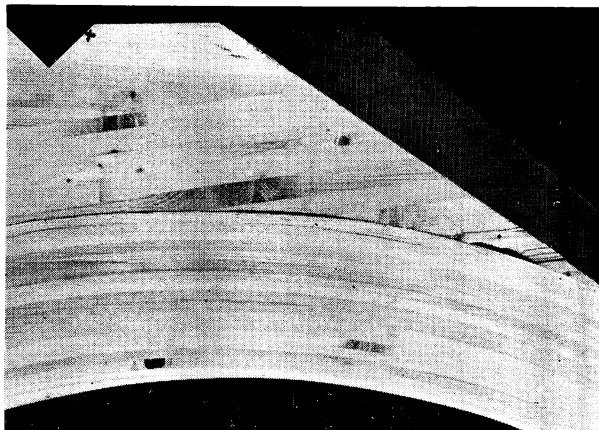
3) The results of the complete assemblies tests are summarized as follows :

- i) The wall and gable panels effectively restricted the lateral movements of house frame to the horizontal forces in Y- and Z-directions ; for example, the rigidity of house frame to the horizontal forces in Y-direction was about 5 times the value calculated under three-hinged-frame condition (Table 3. 10), and nearly equal to the value calculated as the bolted-frame condition (Table 3.3).
- ii) For the vertical force, especially the outward thrust, neither gable nor wall panels appreciably restricted the deformation of house frame. The rigidity of house frame to the outward thrust on entire surface of roof panels was about 2 times the value calculated under three-hinged-frame condition, and furthermore, for the combined loading of the outward thrust and both horizontal forces in Y- and Z-directions, the rate of increase for rigidity tended to decrease somewhat (Table 3.10).

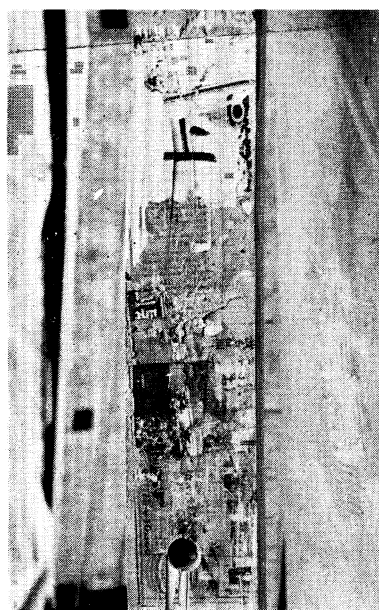
From the above-mentioned results, future tests for vertical forces may be necessary to obtain more precise information on rigidity for such a house. Further, full-scale tests on B-type house have been carried out in this laboratory and the results have been arranged. It may be very hard to recognize the evaluation of the strength and rigidity of wooden house structures, and therefore, it seems to be necessary to obtain more technical data for such a prefabricated wooden house before definite conclusions can be made.



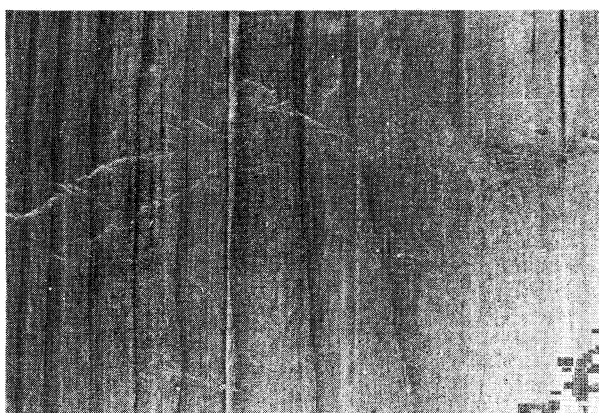
2.1-1 湾曲集成材の外観
Curved laminated
timber.



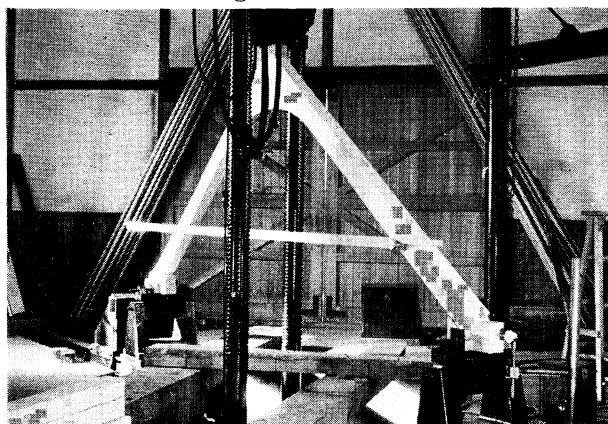
2.1-2 集成材の二次接着面の剥離
Delamination of secondary gluing
surface before test.



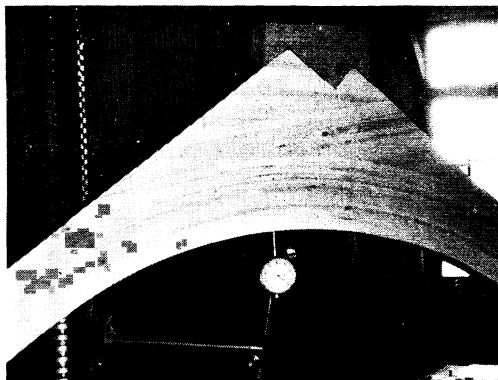
2.1-3 同剥離面の状況
Delaminated surface



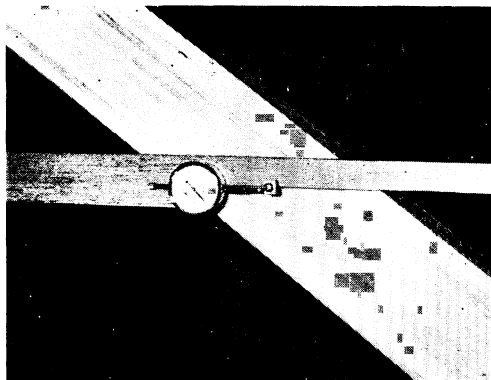
2.1-4 湾曲集成材の凹面にあらわれた圧縮損傷
Compression failure on concave surface
at laminating work.



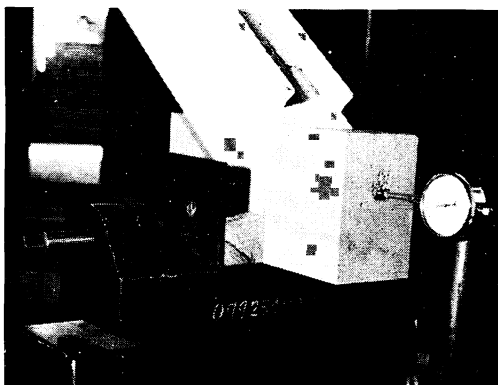
2.1-5 湾曲集成材の曲げ剛性試験状況
General view of flexural rigidity
test of curved laminated beam.



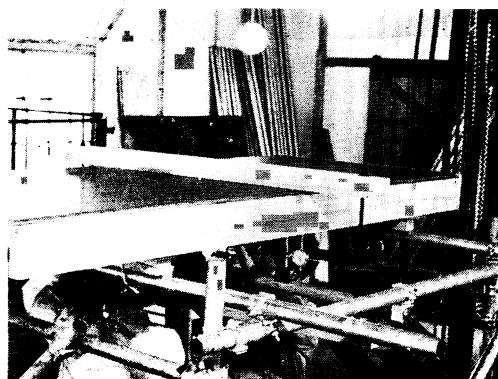
2.1-6 同荷重点と垂直撓みの測定法
Loading point and measuring
method of vertical deflection.



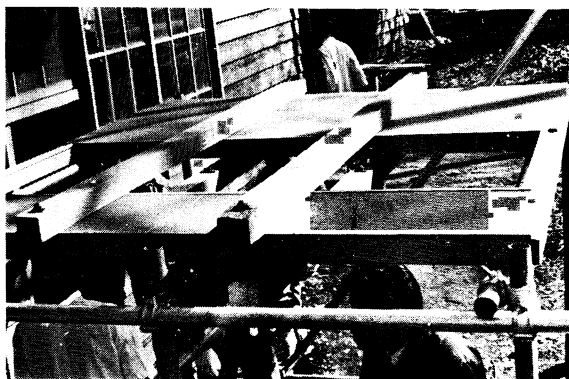
2.1-7 同水平撓みの測定法
Measuring method of horizontal
deflection.



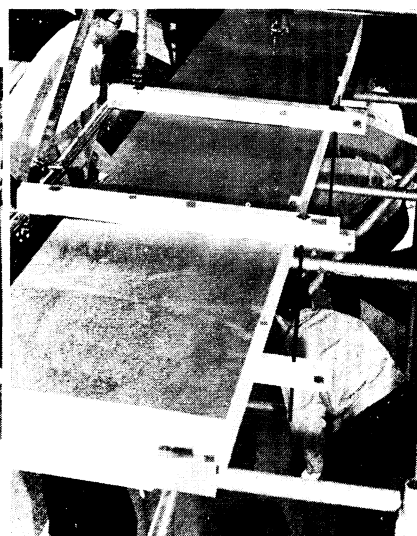
2.1-8 同端部支持点（自由）
End support (free).



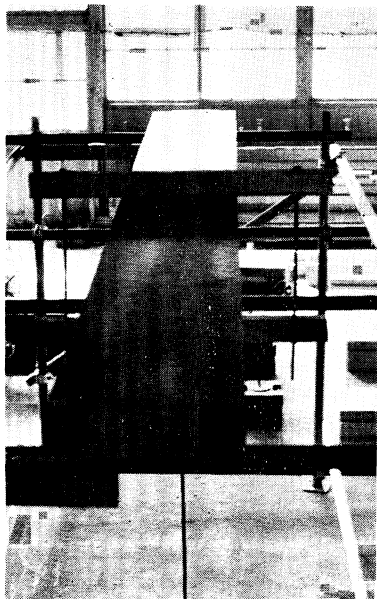
2.2 床パネルの曲げ剛性試験
Flexural rigidity test of floor panel.



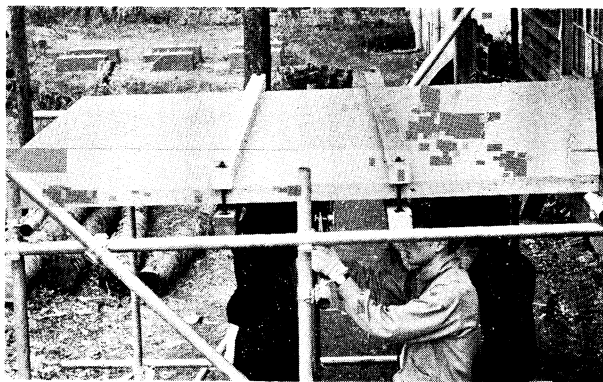
2.3 壁パネルの曲げ剛性試験
Flexural rigidity test of wall panel.



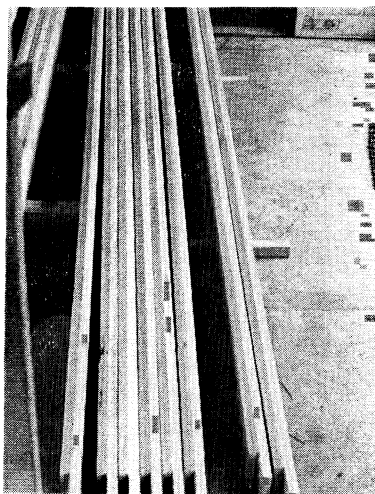
2.4 屋根パネルの曲げ剛性試験
Flexural rigidity test of roof panel.



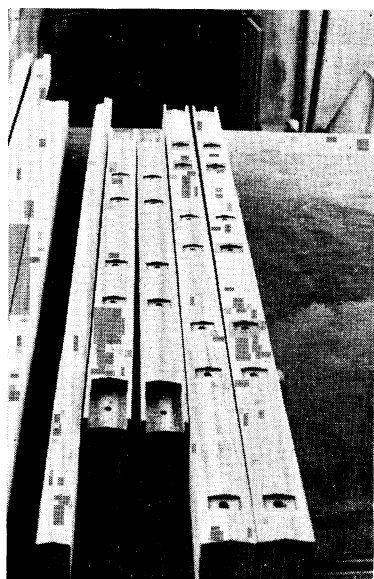
2.5 棚パネルの曲げ剛性試験
Flexural rigidity test of
shelf panel (plywood-
flange).



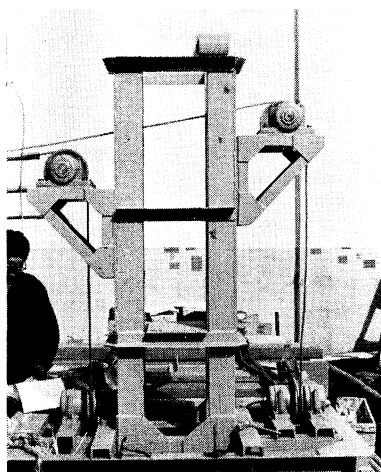
2.6 妻パネルの曲げ剛性試験
Flexural rigidity test of gable panel.



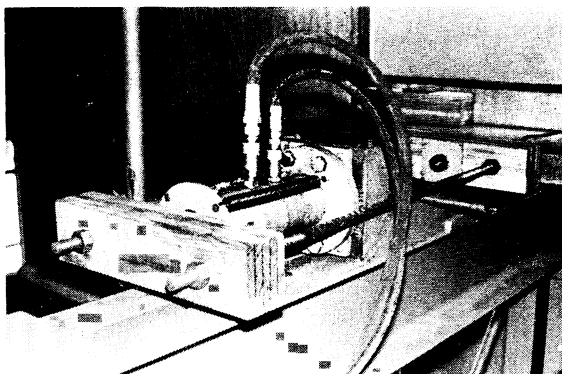
2.7-2 床 桁 (ラワン)
Floor joist (Lauan).



2.7-1 棟木および肩桁 (ラワン)
Ridge piece and edgways
purlin (Lauan).



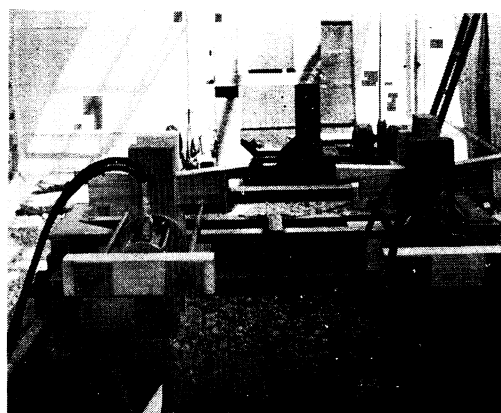
3.1-1 荷重タワー
Loading tower.



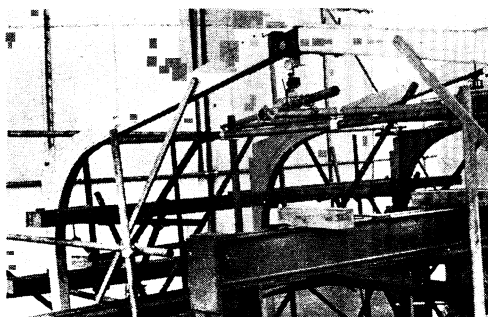
3.1-2 ポータブルラムの据付
Setting of hydraulic portable ram.



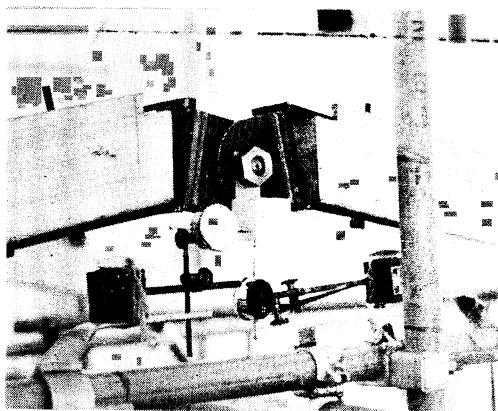
3.2-2 脚部ヒンジ（三鉸節骨組用）
Side view of base hinge for
three hinged frame.



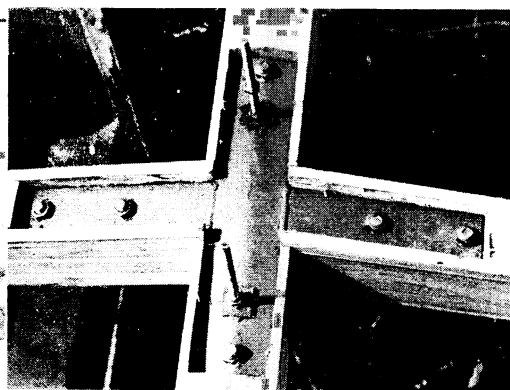
3.1-3 移動式構造試験機（能力各 4000kg ;
油圧，電動式）
Double-acting hydraulic portable
ram, capacity 4000kg.



3.2-3 三鉸節条件での組立
Assembly of frame under three
hinge condition.



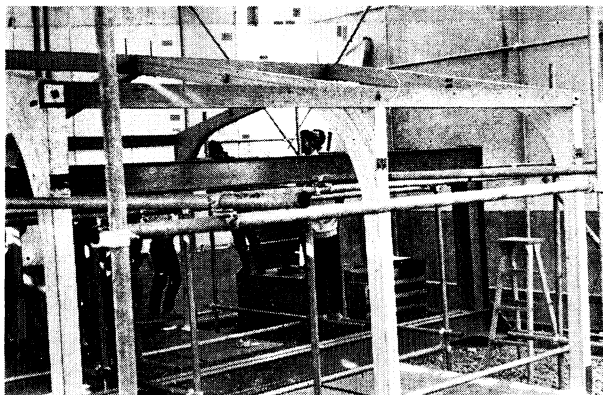
3.2-1 頂部ヒンジ（三鉸節骨組用）
Top hinge for three hinged frame.



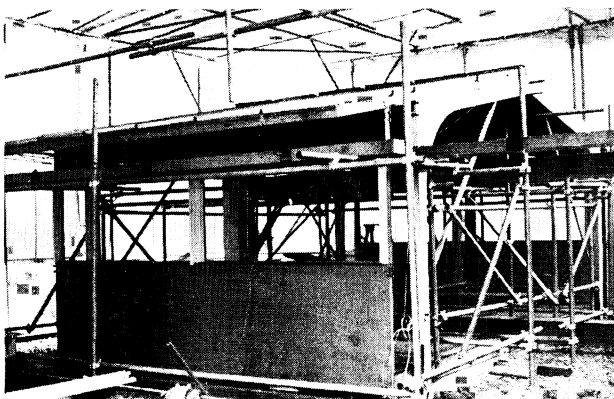
3.3-1 頂部ボルト接合
Top joint under bolted frame condition
(9 & 12mm ϕ bolts to ridge piece, 12mm
 ϕ bolts to laminated frame).



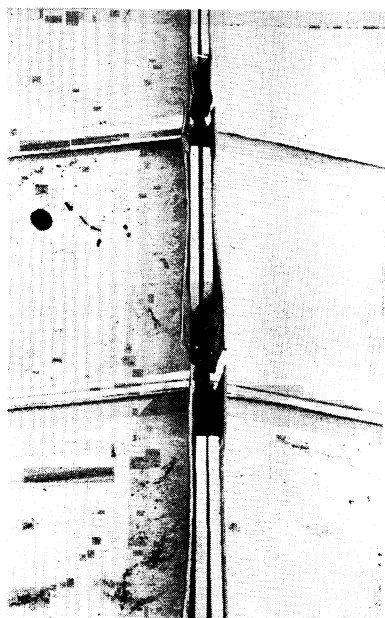
3.3-2 脚部ボルト接合
Base joint (12mm ϕ bolt).



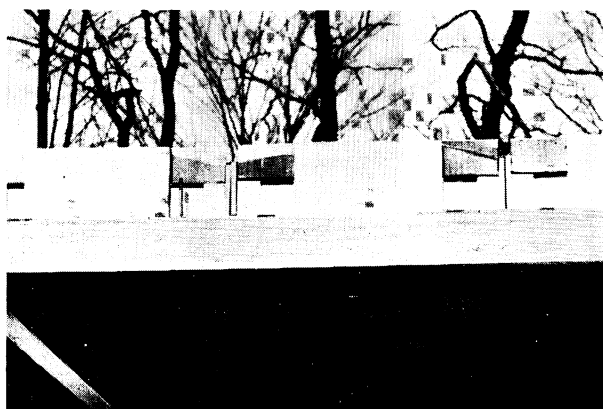
3.3-3 骨組の概況
Framework.



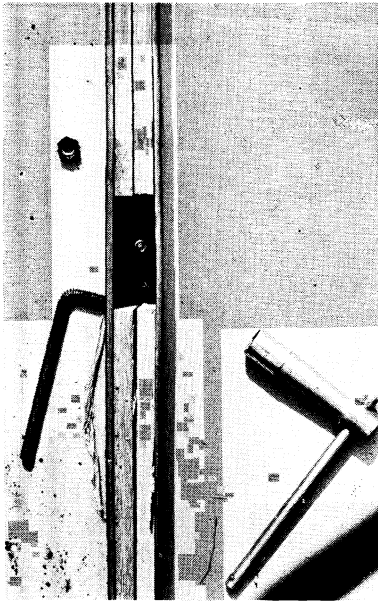
3.3-4 パネルのとりつけ状況
Bolted frame, fastening shelf panel,
wall panel and roof panel.



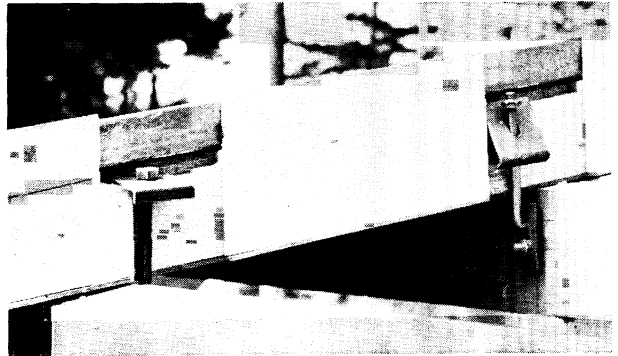
3.4-1 屋根パネルと棟木の接合
Joint for roof panels and
ridge piece at top.



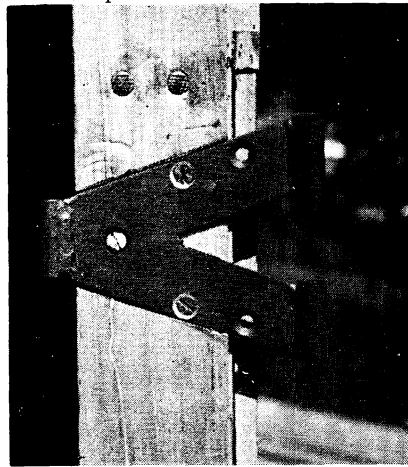
3.4-2 屋根パネルの棟木位置におけるとりつけ状況
Side view of joint for roof panel and
ridge piece at top.



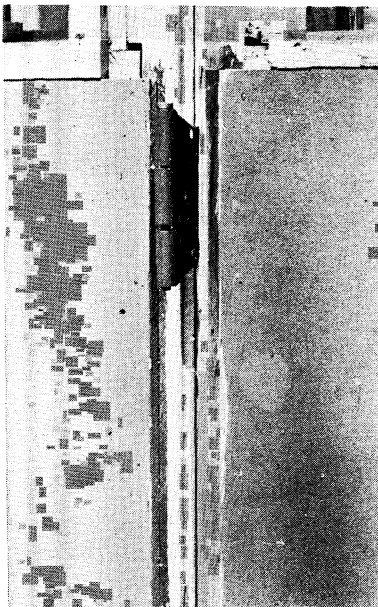
3.4-3 屋根パネル相互の接合と
接合具
Joint of adjacent roof
panels and joint tool.



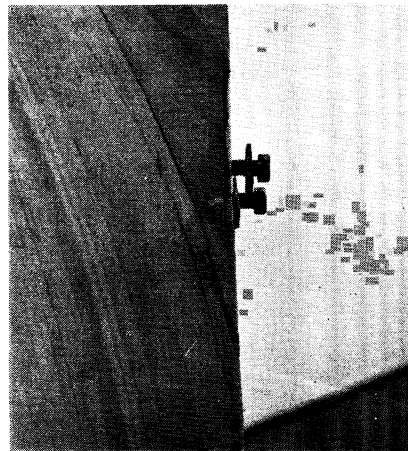
3.4-4 屋根パネルと肩桁および壁パネルとの接合
Joint for roof panel and edgeways purlin,
and wall panel.



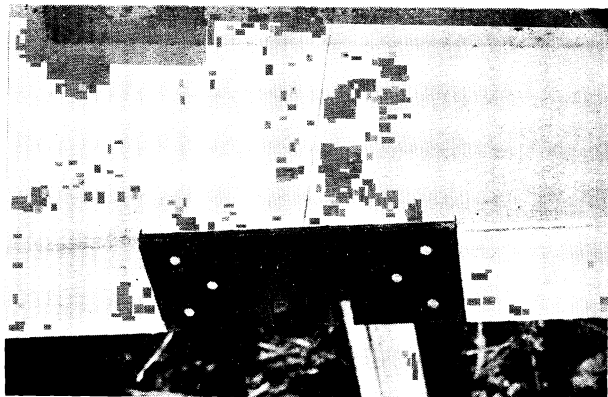
3.4-6 壁パネル接合用金具
Side view of wall panel
joint metal.



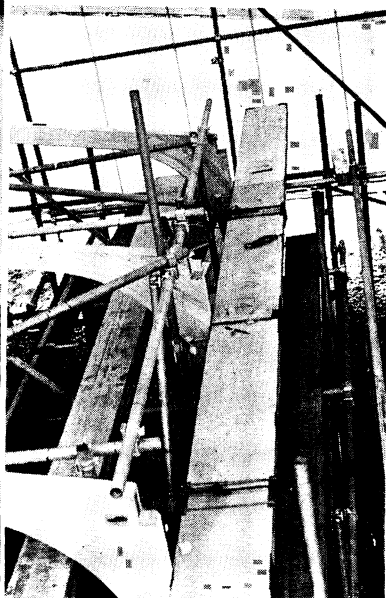
3.4-5 壁パネル相互の接合
Joint of adjacent wall
panels.



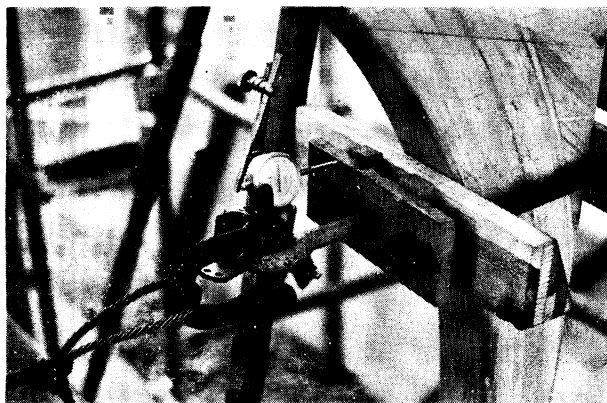
3.4-7 集成材の棚パネルとりつけ位置
Position fastening shelf
panel to laminated frame.



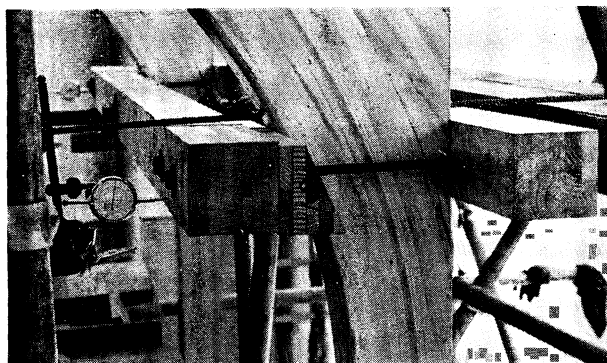
3.4-8 棚パネルの接合金具
Joint metal plate for shelf panel.



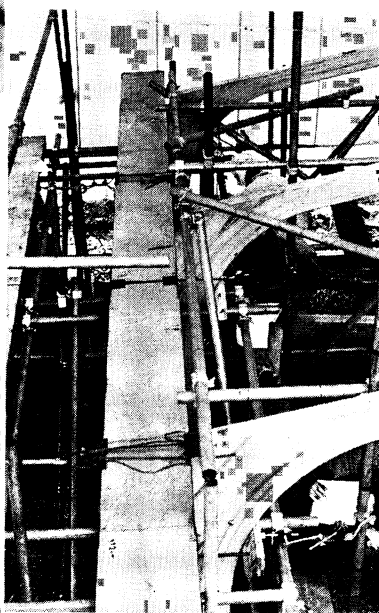
3.5-3 棚パネルによる水平荷重
(風上側)
Manner of horizontal
loading through shelf
panel (Windward side).



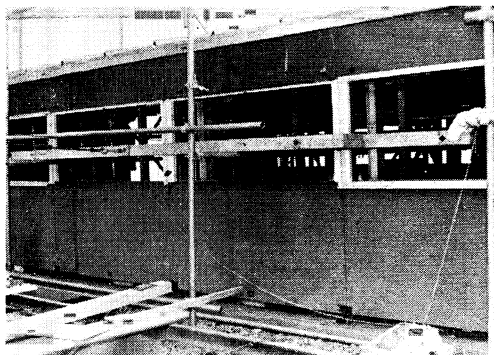
3.5-1 三鉸節集成材骨組(単)の水平荷重方法
Manner of horizontal loading to unit
laminated frame under three hinge
condition.



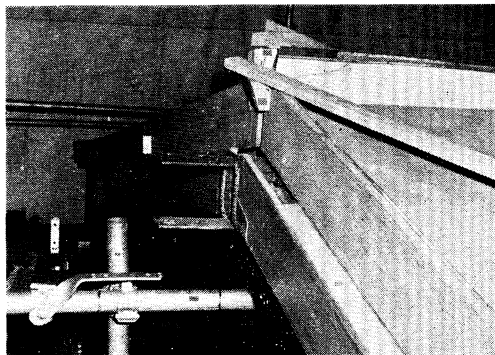
3.5-2 三鉸節条件における三連骨組の水平荷重方法
Manner of horizontal loading to continuous
three hinged frame through loading beam.



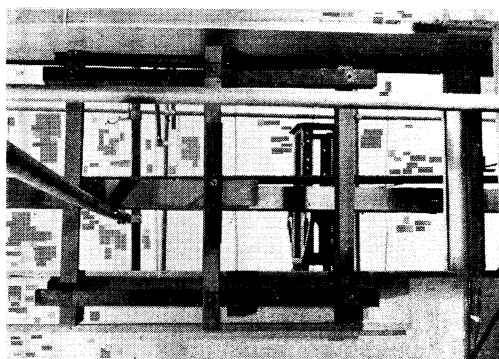
3.5-4 棚パネルによる水平荷重
(風下側)
Manner of horizontal
loading through shelf
panel (Leeward side).



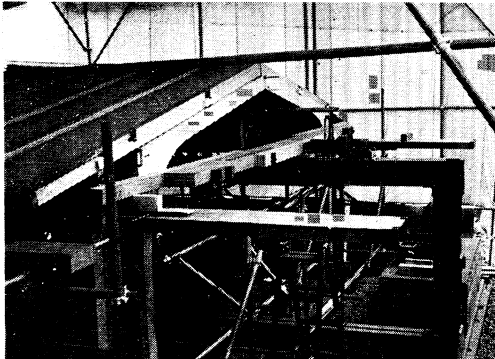
3.5-5 井桁状荷重枠による水平荷重
Manner of horizontal loading through
wooden loading pads.



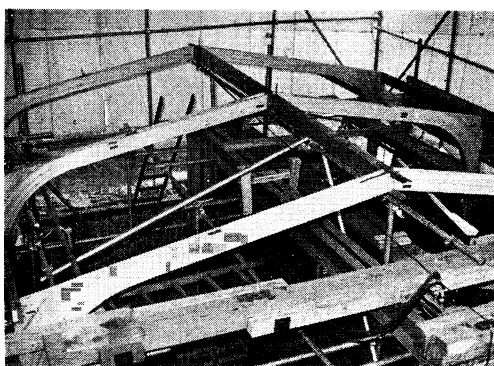
3.5-8 妻面（風上側）荷重における風下側集成
材骨組の頂点に対するワイヤーのとりつけ
Connection of cable wire to top of C-
laminated frame placed leeward side.



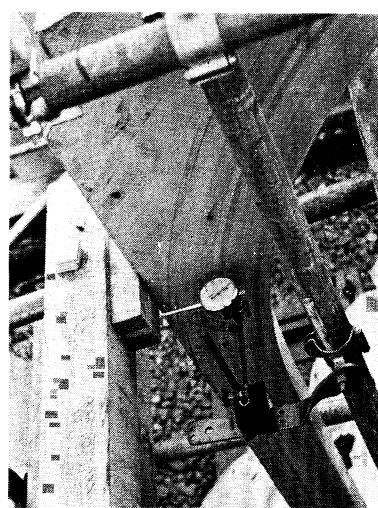
3.5-6 木製井桁状荷重枠
Wooden loading pad.



3.5-9 屋根パネルおよび壁パネルをとりつけた
ばあいの妻面荷重
Horizontal loading (Z-direction) through
loading beam (RRB test condition).



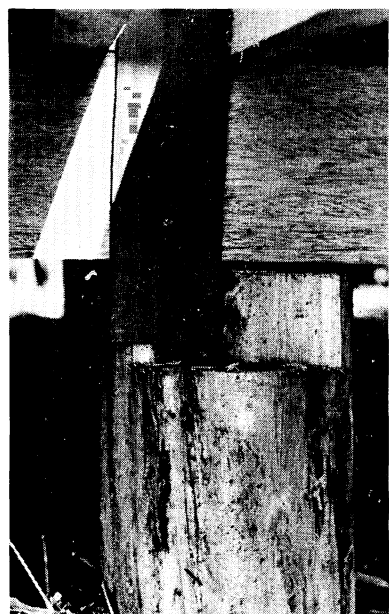
3.5-7 妻面荷重状況
Horizontal loading to gable plane.



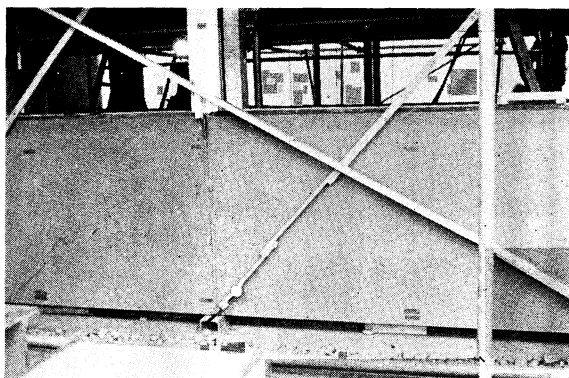
3.6-1 荷重点における変形の測定
Measuring method of
horizontal deflection at
loading point.



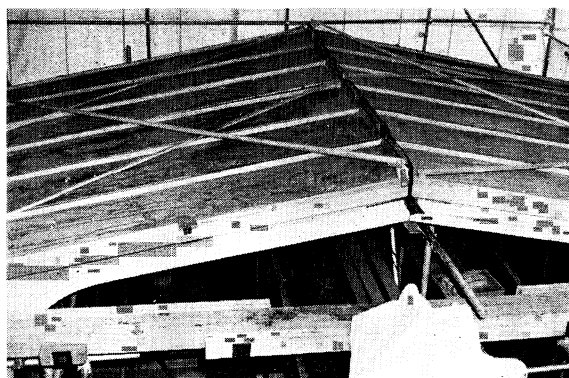
3.6-2 集成材弦長の変形測定法
Measuring method of
deformation of chord.



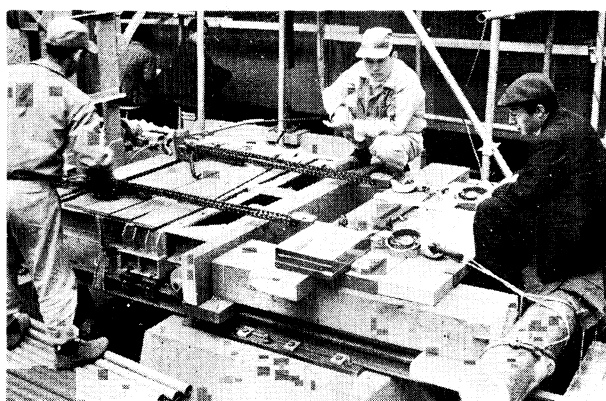
3.7-1 総合試験における脚部の
接合（地杭）
Base joint at complete
assemblies test (Foundation
pile).



3.6-3 壁パネルの対角線方向変位の測定法
Measuring method of diagonal
deformation of wall panels.



3.6-4 屋根パネルの対角線方向変位の測定法
Measuring method of diagonal
deformation of roof panels.

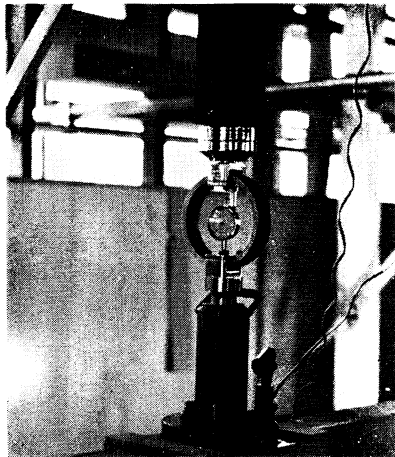


3.7-2 テンションブロックによる壁面荷重試験
（ループダイナモメーター使用）
Manner of loading to wall plane by
tension block, using loop dynamometer.



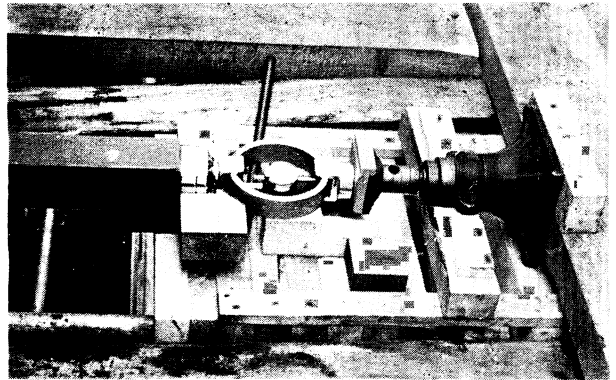
3.7-3 軒先突上げ荷重（ループダイナモメーター使用）

Manner of vertical loading to front eaves, using loop dynamometer and hydraulic jack.



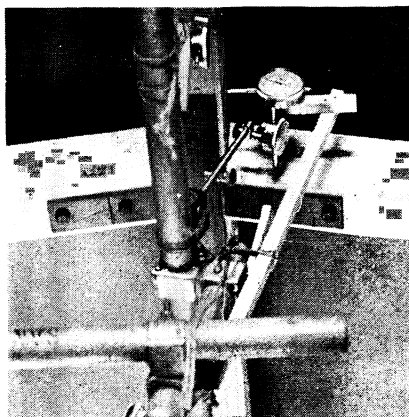
3.7-4 屋根面突上げ荷重（ループダイナモメーター使用）

Manner of vertical loading to center part of roof panel, using loop dynamometer and hydraulic jack.



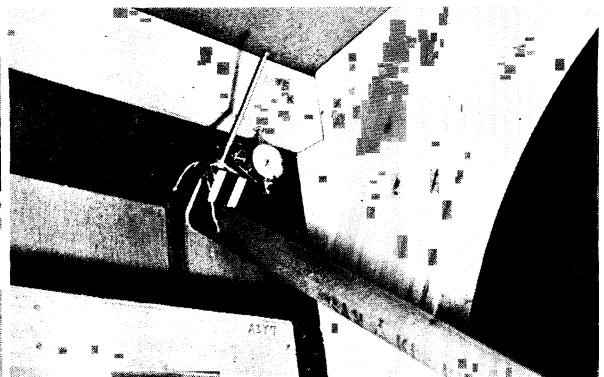
3.7-5 妻面水平荷重（ループダイナモメーター使用）

Manner of horizontal loading to gable plane, using loop dynamometer and screw jack.



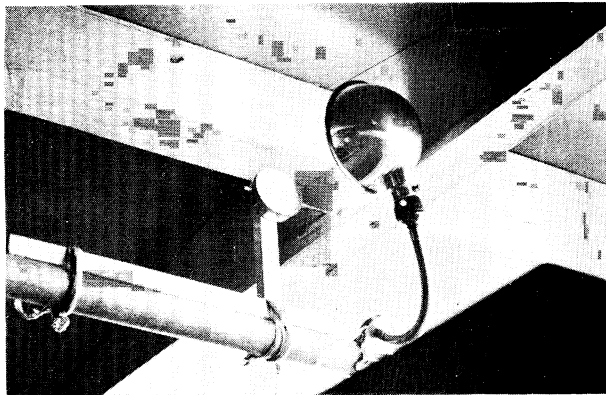
3.7-6 集成材骨組の頂部変形測定法

Measuring method of three axial deflection at top point of laminated frame.

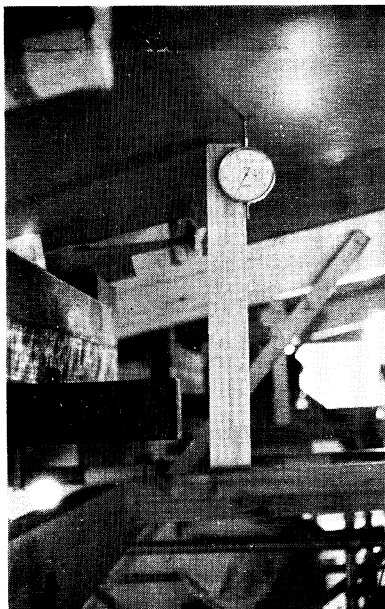


3.7-7 肩桁部位における変形測定法

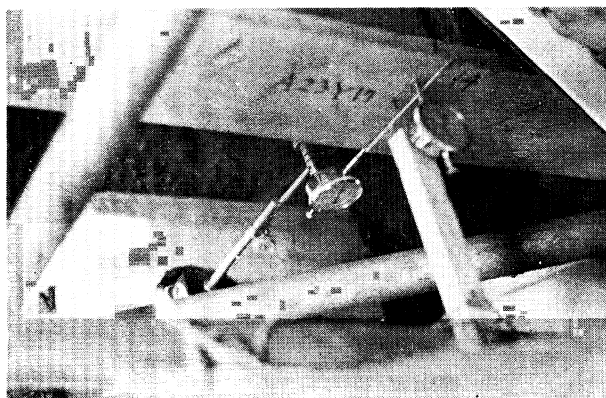
Measuring method of vertical deflection at edgeway purlin.



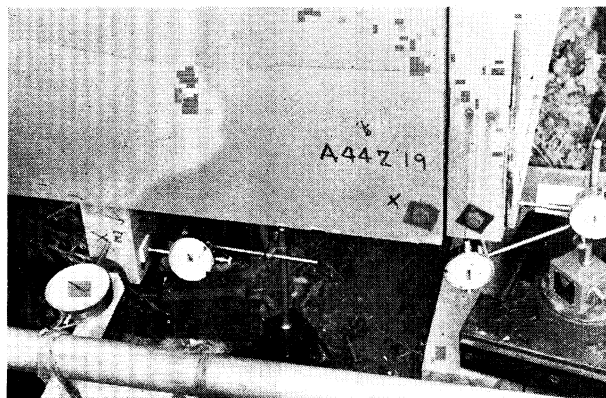
3.7-8 妻面内側頂部のZ-方向変位測定法
Measuring method of Z-directional
deflection at top of gable plane.



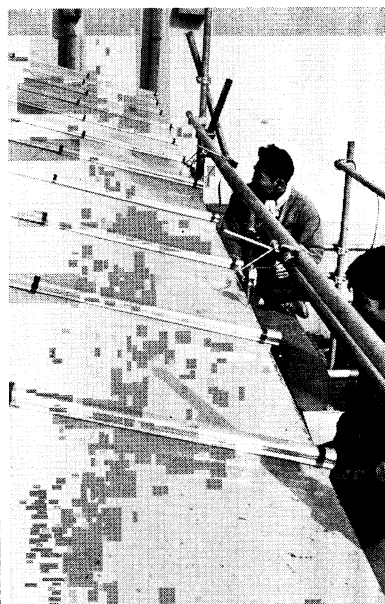
3.7-9 屋根パネルの x -方向変位測定法
Measuring method of
vertical deflection (x) at
center of roof panel.



3.7-11 床パネルの x および y -方向撓み測定法
Measuring method of vertical and
horizontal deflection at floor panel.



3.7-12 床桁および壁パネルと床パネルの接合点にお
ける撓み測定法
Measuring method of displacement at
floor joist and points connecting wall
panel to floor panel.



3.7-10 軒先における垂直撓みの
測定法
Measuring method of
vertical deflection at
front eaves.