HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度：第3報 二鉸節山形ラーメン
Author(s)	宮島, 寛
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 29(2), 299-326
Issue Date	1972-12
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/20908
Type	bulletin (article)
File Information	29(2)_P299-326.pdf

Instructions for use

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度

第3報　二鉸節山形ラーメン*

宮島　寛**

Stiffness and Strength of Wooden Rigid Frames with Tapered Members

Report 3. Two-Hinged Gable Frames*

By

Hiroshi MIYAJIMA**

目　次

1. 緒　言 …… 300
2. 材料および方法 …… 300
2.1 部材の製造 …… 300
2.2 部材剛性試験 …… 302
2.3 試験体の組立 …… 303
2.4 試験体の種類 …… 304
2.5 試験体の剛性試験 …… 304
2.6 破壊試験 …… 305
3. 計　算 …… 305
3.1 支点反力および曲げモーメント …… 305
3.2 変　位 …… 309
3.3 部材応力 …… 312
4. 結果および考察 …… 313
4.1 部材剛性 …… 313
4.2 試験体の剛性 …… 314
4.2.1 水平荷重のばあい …… 314
4.2.2 屋根の片側に鉛直荷重が加えられるばあい …… 315
4.2.3 屋根の両側に鉛直荷重が加えられるばあい …… 316

* 要旨を第22回日本木材学会大会（東京）で発表した。
This report was presented at the 22nd Annual Meeting of the Japan Wood Research Society, Apr. 1972 (Tokyo).

** 北海道大学農学部林産学科　木材加工学教室
Laboratory of Wood and Wood Products Engineering, Dept. of Forest Products, Faculty of Agriculture, Hokkaido University.

4.3 試験体の強度 …… 317
4.4 部材の強度 …… 319
5. 結 言 …… 320
文 献 …… 320
Summary …… 321

1. 緒 言

合板ガセット接着法によるテーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度に関して，今回は二鉸節山形ラーメンについて検討した。

二鉸節山形ラーメンは軽木構造骨組の代表的なものであり，米国，カナダなどでは農業用倉庫，畜舎などとしての合板ガセット釘打ち接合工法について詳細なマニュアル[1]が出され，普及されている。これらの工法では等断面材が用いられているが，ここではこれら工法を合理的かつ高性能にする目的で，脚材にテーパー材を用い，接合を合板ガセット接着法にしたばあいの剛性と強度に関する設計資料をうる目的で試験を行なったものである。

この種の山形ラーメンにおいて，合板ガセット板による剛性向上を無視した計算によれば，鉛直荷重に対しては等断面材よりもある程度脚材にテーパーをつけた方が強度を増すことになる。本研究においてはこれらのことも実験的に検討するために，試験体には等断面材のものおよび2種類のテーパーのものを用いた。さらにテーパー面の目切れの影響をみるため同面を補強したものについても試験を行なった。

この試験ではこの種の二鉸節山形ラーメンについてテーパー部材を用いたものにも剛性計算は充分な精度で行ないうることが確かめられ，またテーパー部材のもつ強度的意義についても知見をえた。本研究がこの種の木構造の設計にいささかでも役に立てば幸いである。

本研究を行なうにあたり，終始ご懇切な指導を賜った当教室沢田稔教授に対し心から感謝の意を表するとともに，実験にあたっては上田恒司助手をはじめ当教室専攻学生の福村真雄，山崎和彦君らの協力をえた。ここに記してお礼を申し述べる次第である。

2. 材料および方法

試験体はFig. 1に示すとおりで，アンカーしたスチールチャンネル上に，ピン支点金具を用いて立てた。頂点，肩の部分は合板ガセット接着法により接合した。これらの部材の製造，試験体の組立て，試験方法などを以下に述べる。

2.1 部材の製造

本試験に使用した部材はすべて集成材で，その材料には北大雨竜地方演習林産トドマツ(*Abies sachalinensis* MAST.)の小節以上の品質の1年間以上の天然乾燥材を用いた。この挽板の仕上げ寸法は等断面部材用には厚さ 20 mm，テーパー部材用には 21 mm として，その他は両者同じで幅 12 cm，長さ 182 cm である。これらの比重，平均年輪幅，曲げヤング係数およ

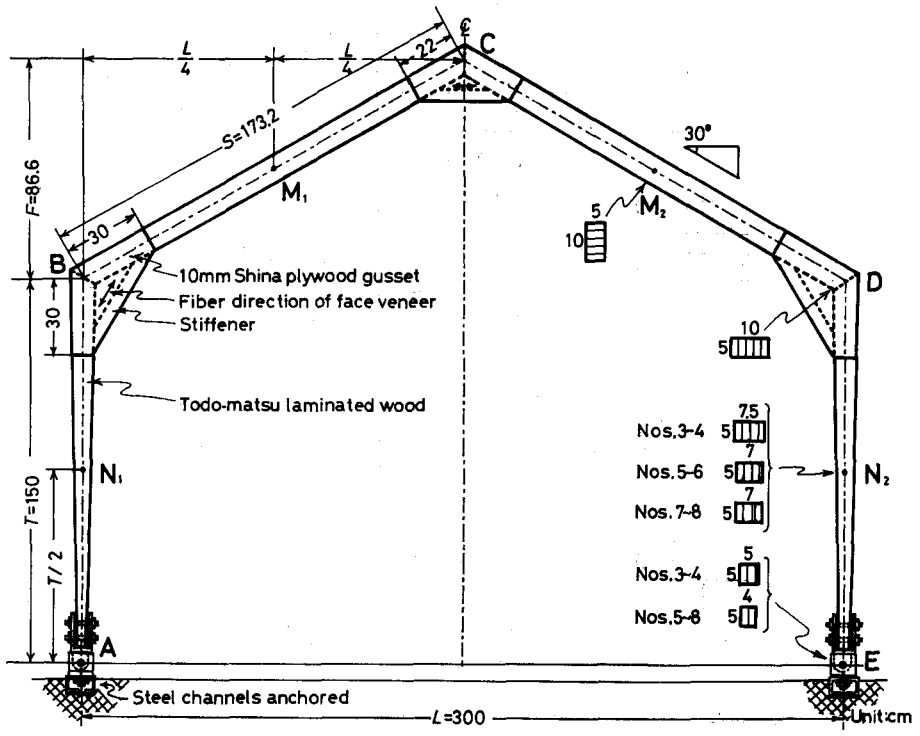

Fig. 1. Specimen.

Table 1 Properties of Todo-matsu laminae

	Av. ring width R_w (mm)	Specific gravity r_u	Moisture content u (%)	Modulus of elasticity E (10^3 kg/cm^2)
Av.	2.1	0.41	11.8	111
Max.	4.5	0.47	12.6	142
Min.	0.8	0.36	11.0	88

び欠点を測定し，これらのうち後２者により集成材の組合せをきめた。含水率は含水率計によりチェックし，全乾法による測定は試験終了後に行なった。これらの数値を Table 1 に示す。これらの数値から本試験に用いたトドマツは年輪幅，比重，ヤング係数などほぼ標準的なものとみられる*。

これらラミナを Fig. 2 および Table 2, 3 に示すように配列し，各部材を製造した。集成材製造においては接着する両面に１接着層あたり尿素樹脂接着剤（アイカユリ 108, 硬化剤として塩化アンモン 0.8% 添加）を約 3 g/100 cm^2 塗布した。テーパー部材用集成材はせいの方向に２本分接着し，これを斜めに２分割して所要のテーパー部材に仕上げた。さらに，このテーパー面の目切れを補強したものはその面に 20 mm 厚ラミナを２次接着し所要の寸法にした。

* 年輪幅および比重の平均値は加納[3]によるトドマツ正常材の平均値にほぼ該当する。

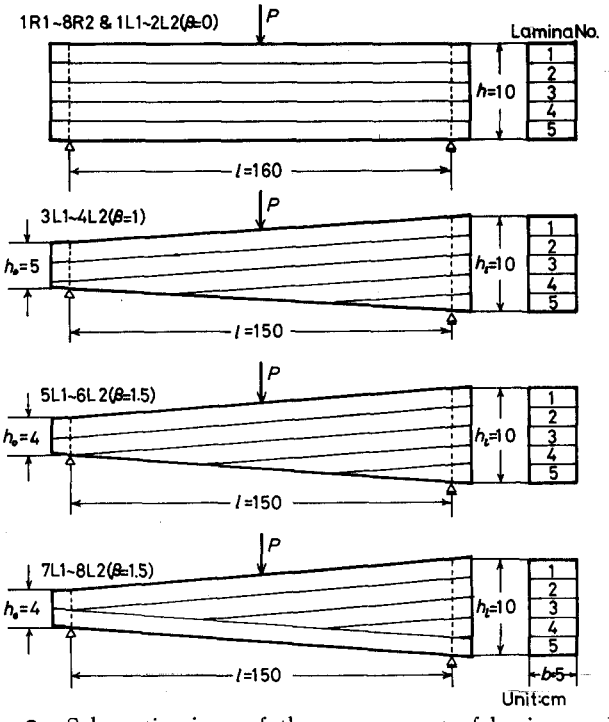

Fig. 2. Schematic views of the arrangement of laminae and the flexural rigidity test for the members.

Table 2. Arrangement of laminae in the rafter members

	Lamina No. \ Frame No.	1	2	3	4	5	6	7	8
M.O.E. E (10^3 kg/cm^2)	1	110	124	110	123	130	120	142	125
	2	101	98	107	93	96	107	122	108
	3	99	95	104	89	88	103	117	102
	4	104	98	107	99	97	104	123	103
	5	105	123	113	119	124	126	130	136
	All, $\bar{E}$	106	118	110	116	120	119	133	125
Specific gravity r_w	1	0.42	0.43	0.45	0.47	0.40	0.39	0.47	0.47
	2	0.46	0.39	0.44	0.39	0.38	0.40	0.46	0.42
	3	0.38	0.38	0.36	0.44	0.39	0.39	0.40	0.42
	4	0.41	0.38	0.38	0.38	0.44	0.39	0.44	0.37
	5	0.38	0.40	0.42	0.43	0.39	0.41	0.42	0.45
	All	0.41	0.40	0.41	0.42	0.40	0.40	0.44	0.43

これらはすべて幅方向に2本分であるので，それぞれ分割し，1連のラーメンにおいて，対称になるよう配置した。部材の断面寸法は Fig. 2 に示すとおりである。

2.2 部材剛性試験

上述の部材について，試験体組立て前に，Fig. 2 に示すようにスパン (l) を等断面材 160 cm,

Table 3. Arrangement of laminae in the leg members

	Frame No. / Lamina No. (β)	1 (0)	2 (0)	3 (1)	4 (1)	5 (1.5)	6 (1.5)	7 (1.5)	8 (1.5)
M.O.E. E (10^3 kg/cm^2)	1	116	118	120	118	115	115	122	119
	2	103	107	107	106	106	115	99	98
	3	103	102	111	114	114	112	100	100
	4	104	107	107	109	111	111	98	99
	5	118	114	109	107	112	114	123	120
	All, $\bar{E}$	114	114	114	114	112	114	119	117
Specific gravity r_w	1	0.39	0.47	0.39	0.38	0.40	0.38	0.38	0.38
	2	0.39	0.41	0.41	0.41	0.41	0.42	0.38	0.36
	3	0.38	0.38	0.40	0.42	0.38	0.40	0.38	0.38
	4	0.41	0.38	0.41	0.42	0.39	0.39	0.36	0.38
	5	0.38	0.40	0.42	0.41	0.40	0.38	0.42	0.46
	All	0.39	0.41	0.40	0.40	0.40	0.40	0.39	0.40

テーパー材 150 cm として，中央集中荷重による曲げ剛性試験を行なった。荷重は前者に対し 20 kg ごと 200 kg まで，後者には 5 kg ごと 50 kg までである。スパン中央のたわみをダイヤルゲージ（1/100 mm 読み，ストローク 30 mm）で読み，ラミナの数値からの計算値と比較した。たわみの計算値（δ_{Cal}）は次式によった。

等断面材（$\beta=0$）のばあい：

$$\delta_{Cal}=\frac{Pl^3}{48\bar{E}I}\left\{1+\frac{6}{5}\left(\frac{h}{l}\right)^2\frac{E}{G}\right\} \tag{2.1}$$

ここに，P：荷重，l：スパン，$\bar{E}$：集成材のヤング係数で $\bar{E}=(\sum E_iI_i)/I$ による値，I：集成材の中立軸に関する断面二次モーメント，h：集成材のせい，E/G：集成材におけるヤング係数とせん断弾性係数との比で，ここでは一律に既往の研究[5]にもとづき $E/G=20$ として計算した。

テーパー材のばあい：

$$\delta_{Cal}=\frac{Pl^3}{4\bar{E}I_l}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2\beta}{2+\beta}\right\}+\frac{3Pl(1+\beta)}{5Gbh_l\beta}\left\{2\ln(1+\beta)-\frac{3\beta}{2+\beta}\right\} \tag{2.2}$$

ここに，$\bar{E}$：テーパー材の見かけのヤング係数で $\bar{E}=\int_0^l(E_fI_f+E_cI_c)_x\,dx\Big/\int_0^l I_x\,dx$——添字 f および c はそれぞれ面材および芯材をあらわす——による値，I_l：テーパー材のせいが h_l（Fig. 2 参照）の位置における断面二次モーメント，β：テーパーの度合で $\beta=(h_l-h_0)/h_0$，G：等断面材のばあいと同じく $G=\bar{E}/20$ として計算した。b：幅。

2.3 試験体の組立

これらの部材の接合は合板ガセット接着法により行なった。ガセット板には北海道立林産

Table 4. Properties of Shina-plywood for gusset plates

	Thick-ness t (cm)	Specific gravity r_u	Moist. cont. u (%)	Modulus of elasticity $_HE_b$ (10^3 kg/cm^2)	Modulus of elasticity $_VE_b$ (10^3 kg/cm^2)	Stress at p.l. $_V\sigma_{bp}$ (kg/cm^2)	M.O.R. $_V\sigma_b$ (kg/cm^2)
Av.	0.992	0.54	12.2	74.1	59.4	251	458
Max.	1.010	0.57	13.2	83.7	75.6	295	532
Min.	0.960	0.51	11.5	62.7	45.3	201	382

(Remarks) H: glue lines are horizontal, V: vertical.

試験場製造の2 mm シナ単板5 ply 10 mm 厚合板をダブルガセットとして用い，その自由縁での座屈防止のため，試験体と同一幅で，せいが約5 cm のエゾマツ材を stiffener としてその間に挿入した (Fig. 1)。ガセット板の性能を Table 4 に示す。ここに，厚さ (t)，比重 (r_u)，含水率 (u)，接着層が水平および垂直のばあいのヤング係数 ($_HE_b$ および $_VE_b$)，同垂直のばあいの曲げ比例限度 ($_V\sigma_{bp}$) および強さ ($_V\sigma_b$) について数値をあげるが，ガセット板耐力としては $_V\sigma_b$ が設計上重要である。これらの数値を基にして，既往の研究結果[4~6]を参考にし Fig. 1 に示すガセット寸法をきめた。この寸法は部材の曲げ応力の最大値が 600 kg/cm^2 程度になるまでの荷重に耐えうるものである。

接合にあたっては，部材およびガセット板の両面に尿素樹脂接着剤（アイカユリ 108，硬化剤として塩化アンモン 0.8% 添加）を塗布し，接着面積 20 cm^2 当り長さ 32 mm の釘1本を用いて，釘打ち圧締した。この作業は夏季に行なったので，加熱，保温などを行なっていない。

2.4 試験体の種類

試験体はつぎの4種類，8連である。

No. 1~2: 全部材が 10 cm (せい)×5 cm (幅) の等断面集成材からなるもの。

No. 3~4: 斜材は前者と同じであるが，脚材に β=1.0 のテーパーをつけたもの。このばあい，両脚の支点 (A および E) での部材せいは 5 cm である。

No. 5~6: 脚材に β=1.5 のテーパーをつけたもので，支点での部材せいは 4 cm である。テーパーに切断した面はそのままである。

No. 7~8: 同じく脚材は β=1.5 のテーパー材であるが，テーパー面には厚さ 20 mm のトドマツラミナを補強のため二次接着してある。

2.5 試験体の剛性試験

試験体を Fig. 1 に示すようにアンカーしたスチールチャンネル上に立て，Fig. 4 (1)~(3) に示す3種類の荷重による剛性試験を行なった。

まず，Fig. 4 (1) に示す肩部 (B) に対する水平荷重試験では，滑車を用いて 10 kg 分銅を 100 kg までかけ，この荷重 10 kg ごとに B および D 点の水平変位 δ_B および δ_D を 1/100 mm 読み 30 mm ストロークのダイヤルゲージで読んだ。この試験は D 点に対しても行ない，前者

の δ_B と後者の δ_D の平均，同じく δ_D と δ_B の平均をもって，この試験における変位の実験値とした。

Fig. 4 (2) に示す片側屋根荷重の試験も同じく 10 kg 分銅を 100 kg までかけ，B および D 点の水平変位（δ_B および δ_D），荷重点 M_1 および頂点 C の鉛直方向変位（δ_{M1} および δ_C）を同様のダイヤルゲージで測定した。このばあいも荷重を M_2 にもかけ，それぞれ対応する変位の平均値をもってその実験値とした。

以上の2種類の剛性試験終了後，2連1組として，Fig. 4 (3) に示す M_1 および M_2 にそれぞれ $P/2$ ずつの荷重をかける剛性試験を東京衡機製構造物負荷試験装置（5トン油圧ジャッキ2個使用）により行なった。この試験では，まず荷重（P）50 kg ごと 500 kg までかけ，後 100 kg ごと 0 までもどし，つぎに，50 kg ごとに 1000 kg までかけ，再び 100 kg ごと 0 までもどし，ともに試験体の M_1, M_2 および C 点における鉛直方向変位，B, D, N_1 および N_2 点における水平方向変位をそれぞれ前記同様のダイヤルゲージによって測定した。この 500 kg および 1000 kg の荷重において試験体における曲げ応力の最大値はそれぞれ約 100 kg/cm² および 200 kg/cm² となり，トドマツ集成材の許容応力度の長期（$_Lf_b$=100 kg/cm²）および短期（$_Sf_b$=200 kg/cm²）の荷重に対する値にほぼ相当する。

2.6 破壊試験

剛性試験終了後，Fig. 4 (3) に示す荷重方法で2連1組として同じ負荷装置で破壊試験を行なった。試験体の B および D 点の水平変位，C 点の鉛直変位をそれぞれの位置にとりつけた 1 mm 読みの物差しにより，荷重（P）100 kg ごとに破壊時まで望遠鏡を使って測定した。各1組ごとの試験終了後，破壊せず残ったものを組合せて試験を行なったが，等断面材のみよりなる No. 2 とテーパー脚材をもつもので最後に残った No. 7 とは変位量にかなりの差があるため，この両者の組合せによる試験を行なわなかった。

破壊試験終了後，試験体を解体し，破壊していない（脚材ではすべてに明瞭な圧縮破壊がみられたが，これらをも含む）部材について中央集中荷重により曲げ試験を行ない，曲げ強さを求めた。このばあい，スパンは斜材に対し 160 cm，脚材には 130 cm である。斜材には肉眼的に圧縮破壊がみられなかったので，たわみを測定し，曲げ比例限度および曲げ強さを求めたが，脚材にはこれが明瞭にみられたので，後者のみを求めた。この試験終了後，各部材から試片を採取し，全乾法により含水率を測定した。

3. 計　　算

3.1 支点反力および曲げモーメント

ここに試験したラーメンは不静定であるので，仮想仕事法によってつぎのように解いた。

まず，Fig. 1 に示す試験体において，AB 部材の A 点におけるせいを h_{AB}，同 B 点で h_{BA}，他部材についても同様にする。また，このラーメンは左右対称として $h_{BA}=h_{DE}$, $h_{AB}=h_{ED}$,

$h_{BC}=h_{DC}$, さらに幅 b は一定である。ここで, $\beta=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB}=(h_{DE}-h_{ED})/h_{ED}$, $k=\bar{E}I_{BC}T/\bar{E}I_{BA}S=\bar{E}I_{DC}T/\bar{E}I_{DE}S$, $I_{BC}=bh_{BC}^3/12$, $I_{BA}=bh_{BA}^3/12$, $I_{DC}=bh_{DC}^3/12$, $I_{DE}=bh_{DE}^3/12$ とおく。

このラーメンにおいて, E点の水平反力を余剰力に選べば, 各種荷重のばあいの静定基本形は Fig. 3 に示すようになる。同 (1)~(5) の各種荷重による E 点の水平方向変位 (δ_E) は E 点に単位荷重 ($X=1$) をかけた (6) を用いて, $\delta_E=\sum\int M\bar{M}/EI_x\,dx$ により求められ, これらを (6)

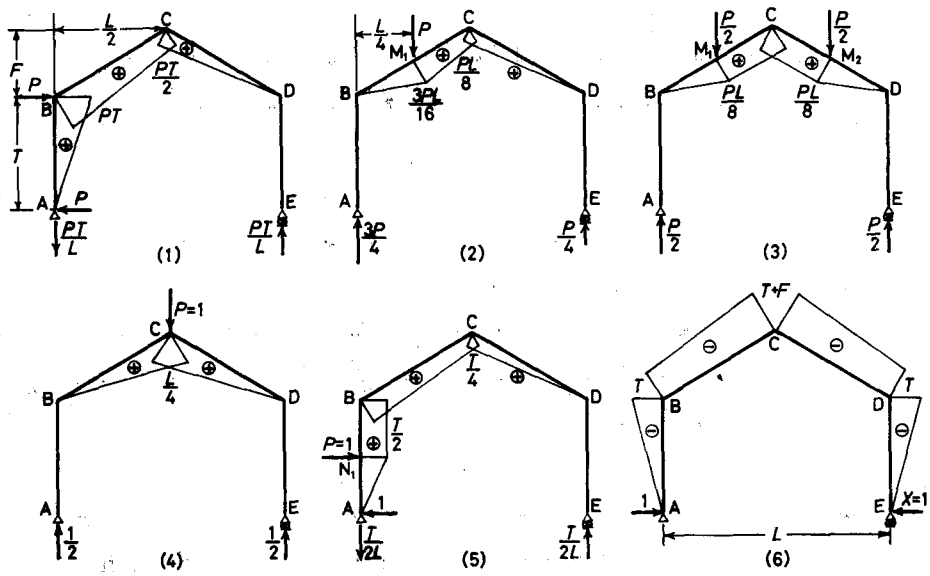

Fig. 3. M and $\bar{M}$ diagrams when the horizontal reaction at E is used as the redundant in each case.

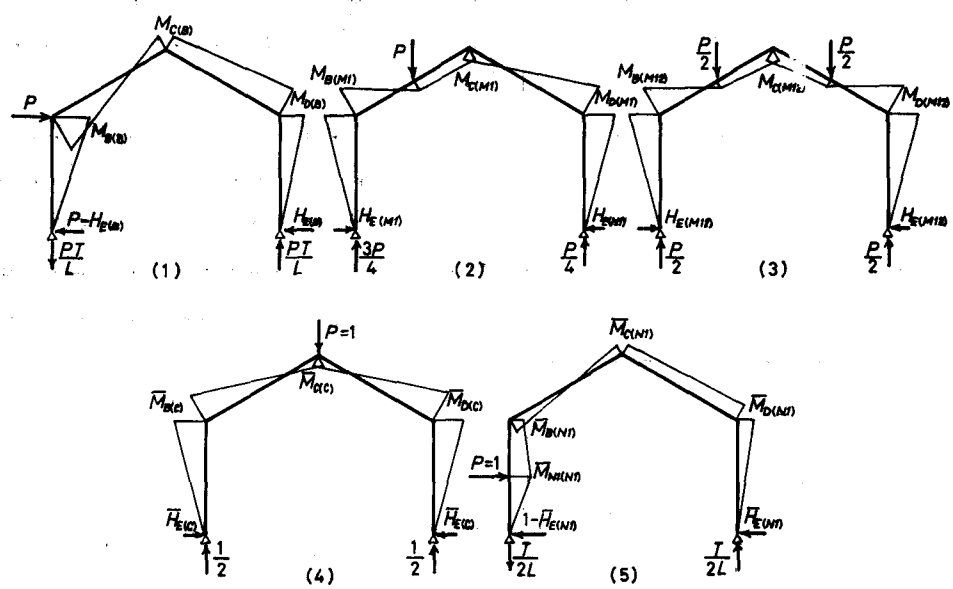

Fig. 4. M and $\bar{M}$ diagrams.

における E 点の水平方向変位 ($X=1$ のとき) $\delta_{E(E)}=\sum\int \bar{M}^2/EI_x\,dx$ で除せば，それぞれの原形 (Fig. 4) における E 点の水平反力が求められる。計算はつぎのようになる。

[1] Fig. 3 (6) における E 点の $X=1$ のときの水平変位 $\delta_{E(E)}$ は (6)×(6) により

$$\delta_{E(E)}=\frac{2S}{3\bar{E}I_{BC}}\left\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\right\} \tag{3.1}$$

ここに，

$$\phi_1=\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{\beta(2+3\beta)}{2(1+\beta)^2}\right\}$$

ただし，$\beta>0$ である。$\beta=0$ のときは $\phi_1=1/3$ とする。

[2] Fig. 3 (1) における E 点の水平変位 $\delta_{E(B)}$ は (1)×(6) により

$$\delta_{E(B)}=-\frac{PT^2}{\bar{E}I_{BA}}\left\{T\phi_1+\frac{1}{2k}(2T+F)\right\} \tag{3.2}$$

したがって，Fig. 4 (1) の E 点における水平反力 $H_{E(B)}$ は (3.2)/(3.1) により

$$H_{E(B)}=\frac{3PT\{2T(k\phi_1+1)+F\}}{4\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.3}$$

また，A 点の水平反力 $H_{A(B)}$，B, C, D 点の曲げモーメント $M_{B(B)}$, $M_{C(B)}$, $M_{D(B)}$ はそれぞれ

$$H_{A(B)}=P-H_{E(B)} \tag{3.4}$$

$$M_{B(B)}=T(P-H_{E(B)}) \tag{3.5}$$

$$M_{C(B)}=\frac{PT}{2}-H_{E(B)}(T+F) \tag{3.6}$$

$$M_{D(B)}=-H_{E(B)}T \tag{3.7}$$

[3] Fig. 3 (2) における E 点の水平変位 $\delta_{E(M1)}$ は (2)×(6) により

$$\delta_{E(M1)}=-\frac{PLS}{96\bar{E}I_{BC}}(18T+11F) \tag{3.8}$$

したがって，Fig. 4 (2) の E 点における水平反力 $H_{E(M1)}$ は (3.8)/(3.1) により

$$H_{E(M1)}=\frac{PL(18T+11F)}{64\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.9}$$

また，A 点の水平反力 $H_{A(M1)}$，B, C, D, M_1 点の曲げモーメント $M_{B(M1)}$, $M_{C(M1)}$, $M_{D(M1)}$, $M_{M(M1)}$ はそれぞれ

$$H_{A(M1)}=H_{E(M1)} \tag{3.10}$$

$$M_{B(M1)}=H_{E(M1)}T \tag{3.11}$$

$$M_{C(M1)}=\frac{PL}{8}-H_{E(M1)}(T+F) \tag{3.12}$$

$$M_{M(M1)}=\frac{3PL}{16}-H_{E(M1)}\left(T+\frac{F}{2}\right) \tag{3.13}$$

[4] Fig. 3 (3) における E 点の水平変位 $\delta_{E(M12)}$ は (3)×(6) により

$$\delta_{E(M12)} = -\frac{PLS}{96\bar{E}I_{BC}}(18T+11F) \tag{3.14}$$

したがって，Fig. 4 (3) の E 点における水平反力 $H_{E(M12)}$ は (3.14)/(3.1) により

$$H_{E(M12)} = \frac{PL(18T+11F)}{64\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.15}$$

また，A 点の水平反力 $H_{A(M12)}$, B, C, D, M_1, M_2, N_1, N_2 点の曲げモーメント $M_{B(M12)}$, $M_{C(M12)}$, $M_{D(M12)}$, $M_{M1(M12)}$, $M_{M2(M12)}$, $M_{N1(M12)}$, $M_{N2(M12)}$ はそれぞれ

$$H_{A(M12)} = H_{E(M12)} \tag{3.16}$$

$$M_{B(M12)} = M_{D(M12)} = H_{E(M12)}T \tag{3.17}$$

$$M_{C(M12)} = \frac{PL}{8} - H_{E(M12)}(T+F) \tag{3.18}$$

$$M_{M1(M12)} = M_{M2(M12)} = \frac{PL}{8} - \frac{H_{E(M12)}}{2}(2T+F) \tag{3.19}$$

$$M_{N1(M12)} = M_{N2(M12)} = H_{E(M12)}\frac{T}{2} \tag{3.20}$$

[5] Fig. 3 (4) における E 点の水平変位 $\delta_{E(C)}$ は (4)×(6) により

$$\delta_{E(C)} = -\frac{SL(3T+2F)}{12\bar{E}I_{BC}} \tag{3.21}$$

したがって，Fig. 4 (4) の E 点における水平反力 $\bar{H}_{E(C)}$ は (3.21)/(3.1) により

$$\bar{H}_{E(C)} = \frac{L(3T+2F)}{8\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.22}$$

また，A 点の水平反力 $\bar{H}_{A(C)}$, B, C, D 点の曲げモーメント $\bar{M}_{B(C)}$, $\bar{M}_{C(C)}$, $\bar{M}_{D(C)}$ はそれぞれ

$$\bar{H}_{A(C)} = \bar{H}_{E(C)} \tag{3.23}$$

$$\bar{M}_{B(C)} = \bar{M}_{D(C)} = \bar{H}_{E(C)}T \tag{3.24}$$

$$\bar{M}_{C(C)} = -\bar{H}_{E(C)}(T+F) + \frac{L}{4} \tag{3.25}$$

[6] Fig. 3 (5) における E 点の水平変位 $\delta_{E(N1)}$ は (5)×(6) により

$$\delta_{E(N1)} = -\frac{ST}{\bar{E}I_{BC}}\left\{2kT(\phi_1+\phi_2)+(2T+F)\right\} \tag{3.26}$$

ここに，

$$\phi_2 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln\frac{(2+\beta)^2}{4(1+\beta)} - \frac{\beta^2}{2(1+\beta)(2+\beta)}\right\}$$

ただし，$\beta>0$ とし，$\beta=0$ のときは $\phi_2=1/8$ とする。

したがって，Fig. 4 (5) の E 点における水平反力 $\bar{H}_{E(N1)}$ は (3.26)/(3.1) により

$$\bar{H}_{E(N1)}=\frac{3T\{2kT(\phi_1+\phi_2)+2T+F\}}{8\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.27}$$

また，A点の水平反力 $\bar{H}_{A(N1)}$，B, C, D, N_1 点の曲げモーメント $\bar{M}_{B(N1)}$, $\bar{M}_{C(N1)}$, $\bar{M}_{D(N1)}$, $\bar{M}_{N1(N1)}$ はそれぞれ

$$\bar{H}_{A(N1)}=1-\bar{H}_{E(N1)} \tag{3.28}$$

$$\bar{M}_{B(N1)}=\left(\frac{1}{2}-\bar{H}_{E(N1)}\right)T \tag{3.29}$$

$$\bar{M}_{C(N1)}=\frac{T}{4}-\bar{H}_{E(N1)}(T+F) \tag{3.30}$$

$$\bar{M}_{D(N1)}=\bar{H}_{E(N1)}\,T \tag{3.31}$$

$$\bar{M}_{N1(N1)}=\left(1-\bar{H}_{E(N)}\right)\frac{T}{2} \tag{3.32}$$

3.2 変　　位

以上のように，各種荷重がラーメンに加えられたばあいの支点反力および曲げモーメントが求められたので，これらにより，それぞれのばあいの各点の曲げモーメントによる弾性変位 δ は $\delta=\sum\int M\bar{M}/EI_x\,dx$ により，つぎのように計算される。

[1]　肩部に水平荷重が加えられるばあい

Fig. 4 (1) に示すようにB点に水平荷重 P が加えられるばあいのB点およびD点の水平変位 $\delta_{B(B)}$ および $\delta_{D(B)}$ はそれぞれつぎのようになる。

$$\begin{aligned}\delta_{B(B)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\Big[&kT^2\phi_1(P-2H_{E(B)}+2H_{E(B)}\bar{H}_{E(B)})\\&+(P-H_{E(B)})\,T\left\{\frac{5T}{12}-\frac{\bar{H}_{E(B)}}{6}(3T+F)\right\}\\&+M_{C(B)}\left\{\frac{\bar{H}_{E(B)}}{3}(3T+2F)-\frac{T}{2}\right\}+H_{E(B)}T\left\{\frac{\bar{H}_{E(B)}}{6}(3T+F)-\frac{T}{12}\right\}\Big]\end{aligned} \tag{3.33}$$

$$\begin{aligned}\delta_{D(B)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\Big[&2kT^2H_{E(B)}(1-\bar{H}_{A(D)})\phi_1+T(P-H_{E(B)})\left\{\frac{\bar{H}_{A(D)}}{6}(3T+F)-\frac{T}{12}\right\}\\&+M_C\left\{\frac{T}{2}-\frac{\bar{H}_{A(D)}}{3}(3T+2F)\right\}+H_{E(B)}T\left\{\frac{5T}{12}-\frac{\bar{H}_{A(D)}}{6}(3T+F)\right\}\Big]\end{aligned} \tag{3.34}$$

[2]　屋根の片側に鉛直荷重が加えられるばあい

Fig. 4 (2) に示すように M_1 点に水平荷重 P が加えられるばあい，B点およびD点の水平変位 $\delta_{B(M1)}$ および $\delta_{D(M1)}$，M_1 点およびC点の鉛直変位 $\delta_{M1(M1)}$ および $\delta_{C(M1)}$ はそれぞれつぎのようになる。

$$\begin{aligned}\delta_{B(M1)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\Big[&kH_{A(M1)}T^2\phi_1(2\bar{H}_{E(B)}-1)+H_{A(M1)}T\left\{\frac{\bar{H}_{E(B)}}{3}(3T+F)-\frac{T}{2}\right\}\\&+M_{C(M1)}\left\{\frac{T}{2}-\frac{\bar{H}_{E(B)}}{3}(3T+2F)\right\}+\frac{PL}{32}\left\{\frac{3T}{2}-\bar{H}_{E(B)}(2T+F)\right\}\Big]\end{aligned} \tag{3.35}$$

$$\delta_{D(M1)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[kH_{A(M1)}T^2\phi_1(1-2\bar{H}_{A(D)})+H_{A(M1)}T\left\{\frac{T}{2}-\frac{\bar{H}_{A(D)}}{2}(3T+F)\right\}\right.$$
$$\left.+M_{C(M1)}\left\{\frac{\bar{H}_{A(D)}}{3}(3T+2F)-\frac{T}{2}\right\}+\frac{PL}{32}\left\{\bar{H}_{A(D)}(2T+F)-\frac{T}{2}\right\}\right] \quad (3.36)$$

$$\delta_{M1(M1)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[2kH_{A(M1)}\bar{H}_{E(M1)}T^2\phi_1+H_{A(M1)}T\left\{\frac{\bar{H}_{E(M1)}}{3}(3T+F)-\frac{7L}{96}\right\}\right.$$
$$\left.+M_{C(M1)}\left\{\frac{11L}{96}-\frac{\bar{H}_{E(M1)}}{3}(3T+2F)\right\}+\frac{PL}{32}\left\{\frac{7L}{24}-\bar{H}_{E(M1)}(2T+F)\right\}\right] \quad (3.37)$$

$$\delta_{C(M1)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[2kH_{A(M1)}\bar{H}_{E(C)}T^2\phi_1+H_{A(M1)}T\left\{\frac{\bar{H}_{E(C)}}{3}(3T+F)-\frac{L}{12}\right\}\right.$$
$$\left.+M_{C(M1)}\left\{\frac{L}{6}-\frac{\bar{H}_{E(C)}}{3}(3T+2F)\right\}+\frac{PL}{32}\left\{\frac{L}{4}-\bar{H}_{E(C)}(2T+F)\right\}\right] \quad (3.38)$$

[3]　屋根の両側に鉛直荷重が加えられるばあい

Fig. 4 (3) に示すように M_1 および M_2 点に鉛直荷重が $P/2$ ずつ加えられるばあい，N_1，N_2，B および D 点の水平変位 $\delta_{N(M12)}$ (N_1 および N_2 点の変位の平均) および $\delta_{B(M12)}$ (B 点および D 点の平均)，M_1，M_2 および C 点の鉛直変位 $\delta_{M(M12)}$ (M_1 および M_2 点の平均) および $\delta_{C(M12)}$ はそれぞれつぎのようになる。

$$\delta_{N(M12)}=-\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[\frac{kH_{A(M12)}T^2}{2}\left\{(1-4\bar{H}_{E(N1)})\phi_1+\phi_2\right\}\right.$$
$$+H_{A(M12)}T\left\{\frac{T}{4}-\frac{\bar{H}_{E(N1)}}{3}(3T+F)\right\}+M_{C(M12)}\left\{\frac{\bar{H}_{E(N1)}}{3}(3T+2F)\right.$$
$$\left.\left.-\frac{T}{4}\right\}+\frac{PL}{32}\left\{\bar{H}_{E(N1)}(2T+F)-\frac{T}{2}\right\}\right] \quad (3.39)$$

$$\delta_{B(M12)}=-\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[kH_{A(M12)}T^2(1-2\bar{H}_{E(B)})\phi_1+H_{A(M12)}T\right.$$
$$\times\left\{\frac{T}{2}-\frac{\bar{H}_{E(B)}}{3}(3T+F)\right\}+M_{C(M12)}\left\{\frac{\bar{H}_{E(B)}}{3}(3T+2F)\right.$$
$$\left.\left.-\frac{T}{2}\right\}+\frac{PL}{32}\left\{\bar{H}_{E(B)}(2T+F)-T\right\}\right] \quad (3.40)$$

$$\delta_{M(M12)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[2kH_{A(M12)}\bar{H}_{E(M1)}T^2\phi_1+H_{A(M12)}T\right.$$
$$\times\left\{\frac{\bar{H}_{E(M1)}}{3}(3T+F)-\frac{7L}{96}\right\}+M_{C(M12)}\left\{\frac{11L}{96}-\frac{\bar{H}_{E(M1)}}{3}(3T+2F)\right\}$$
$$\left.+\frac{PL}{768}\left\{5L-24\bar{H}_{E(M1)}(2T+F)\right\}\right] \quad (3.41)$$

$$\delta_{C(M12)}=\frac{S}{\bar{E}I_{BC}}\left[2kH_{A(M12)}\bar{H}_{E(C)}T^2\phi_1+H_{A(M12)}T\right.$$
$$\times\left\{\frac{\bar{H}_{E(C)}}{3}(3T+F)-\frac{L}{12}\right\}+M_{C(M12)}\left\{\frac{L}{6}-\frac{\bar{H}_{E(C)}}{3}(3T+2F)\right\}$$
$$\left.+\frac{PL}{32}\left\{\frac{L}{4}-\bar{H}_{E(C)}(2T+F)\right\}\right] \quad (3.42)$$

なお，(3.39) および (3.40) 式における(一)は変位の方向が Fig. 4(5) および同(1)の荷重方向と逆であることを示す。

この屋根の両側に鉛直荷重が加えられるばあい，部材の基本寸法が本試験と同じく 10 cm (せい)×5 cm (幅) で，ヤング係数がすべて均一で 100×10^3 kg/cm^2，かつ強度も一定とすれば，脚材に各種のテーパーがあるラーメンの変位量および破壊荷重（脚材の曲げ破壊を想定し，ここでは比）を計算すると，Table 5 および Fig. 5 に示すとおりになる。これらによると，脚材のテーパーの度合が増すにしたがい，各点の変位量は増し，それより求めたラーメンの剛性はラーメン材積の減少の割合よりもかなり大きく減少する。とくに，脚材の中央部 (N 点) において著しい。このように剛性に関してはこの種のテーパー材の使用はあまり有利ではない。しかし，脚材の曲げ破壊によりラーメンが破壊すると想定したときの破壊荷重は $\beta=1.0$ になるまで増大し，等断面材のときの 1.093 倍となる。

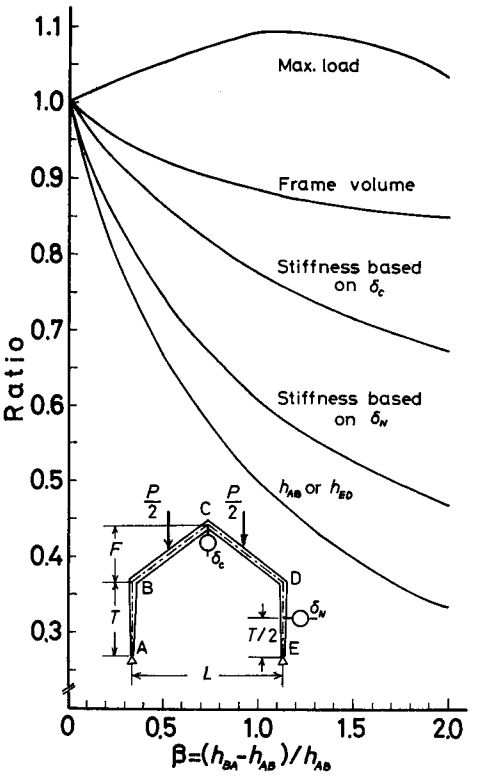

Fig. 5. Variations of stiffness and strength in the two-hinged gable frames with various tapered leg members.

Table 5. Calculated values of stiffness and strength of the gable frames with various tapered members

β	h_0 (cm)	Ratio of volume	Deflection (10^{-3} cm/100 kg) Vertical δ_C	Vertical δ_M	Horizontal δ_B	Horizontal δ_N	Ratio of stiffness about deflection at C	M	B	N	Ratio of P_{max}
0	10.00	1.000	241	170	139	134	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.05	9.52	0.989	245	174	141	139	0.984	0.977	0.986	0.964	1.005
0.1	9.09	0.979	250	177	144	144	0.964	0.960	0.965	0.931	1.011
0.2	8.33	0.962	258	183	149	154	0.934	0.929	0.933	0.870	1.022
0.5	6.67	0.923	280	200	171	181	0.861	0.850	0.813	0.740	1.050
1	5.00	0.884	311	222	180	221	0.775	0.766	0.772	0.606	1.093
1.5	4.00	0.861	337	241	194	255	0.715	0.705	0.716	0.525	1.086
2	3.33	0.846	358	256	207	286	0.673	0.664	0.671	0.469	1.035

(Remarks) Cross sections of members: $h_{BA}=h_{BC}=h_{CB}=h_{CD}=h_{DC}=h_{DE}=10$ cm, and $b=5$ cm, M.O.E. of members: 100×10^3 kg/cm^2, P_{max}: max. load when M.O.R. (σ_b) is constant for all members, $\beta=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB}=(h_{DE}-h_{ED})/h_{ED}$, $h_0=h_{AB}=h_{ED}$, The load is applied as shown in Fig. 4(3).

これは脚材にテーパーがつくことにより，脚材全体の剛性が減じ，支点（A および E 点）での水平反力が減ずるためである。脚材のテーパーの度合が $\beta=1.0$ までは曲げ応力の最大値は肩の部分の接合点に生ずるが，β が 1.0 以上になるとこれの生ずる位置は下がり，破壊荷重の値も徐々に減ずる。

以上のことから，この種のラーメンでは脚材のテーパーは $\beta=1.0\sim1.5$ 程度が材積との関連においても合理的であると考えられる。

3.3 部 材 応 力

Fig. 4 (3) に示す荷重によって破壊試験を行なったが，このばあい，曲げモーメントの値は同図に示されるように，肩部の B および D 点において最大となる。斜材に対する曲げモーメントの値は小さく，かつ等断面材であるので，曲げモーメントによる破壊はそこには生ぜず，脚材に生ずると推定される。この脚材における曲げ応力の値 (M_x/Z_x) は Fig. 6 に示すように，そのテーパーの度合によって異なる変化を示す。すなわち，$\beta=0$ の等断面材では材端から支持点（ラーメンでは肩部の接合点）まで直線的に (M_x/Z_x) の値は上昇するが，$\beta=1.0$ のテーパー

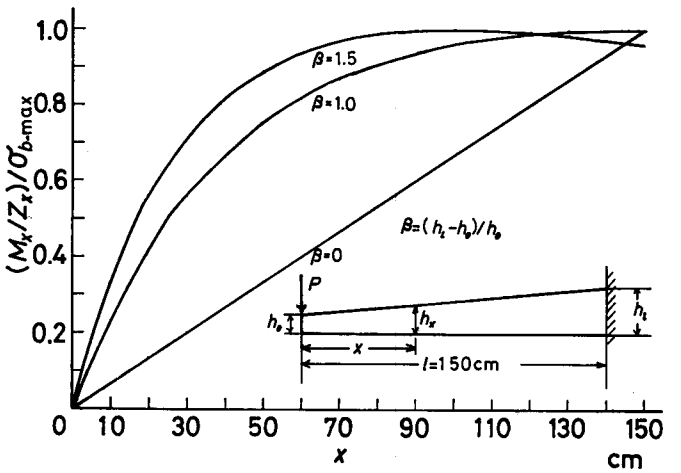

Fig. 6. Variations in the ratios of the extreme fiber stresses (M_x/Z_x) to the maximum value $(\sigma_{b\text{-max}})$ in a tapered cantilever beam.

があれば上方に凸の曲線で変化し，その最大値 $(\sigma_{b\text{-max}})$ は前者と同じく支持点となる。これに対しテーパーをさらに強く $\beta=1.5$ にすれば，最大値は $x=100$ cm の位置に生ずる。この位置で材せい $h_{100}=2h_0$ である。したがって，脚材における曲げ応力の最大値 $(\sigma_{b\text{-max}})$ は

等断面材および $\beta\leqq1.0$ のテーパー材に対し

$$\sigma_{b\text{-max}} = M_{B(M12)}/Z_{BA} = M_{B(M12)}/(bh_{BA}^2/6) \tag{3.43}$$

$\beta=1.5$ のテーパー材に対し

$$\sigma_{b\text{-max}} = M_{100}/Z_{100} = M_{100}/(2bh_{AB}^2/3) \tag{3.44}$$

となる。

4. 結果および考察

4.1 部材剛性

部材の寸法，剛性および剛性試験結果のうち，等断面材については Table 6 に，テーパー材については Table 7 にそれぞれ示す。

まず，等断面材について変位量の実測値（δ_{Exp}）を計算値（δ_{Cal}，せん断変形を含む）と比較してみると，$\delta_{Exp}/\delta_{Cal}$ の値は 0.97～1.08 の範囲にあり，平均して 1.03 である。ここの計算値では $E/G=20$ としたが，G の正確な測定値を用いれば，さらに両者は近づくものと考えられる。つぎにテーパー部材についてみると，上述の値は 0.94～1.08，平均 0.99 で，範囲は前者のばあいよりやや広いが，平均値でみれば実測値と計算値はほぼ一致しているといえる。

Table 6. Flexural rigidities of the members with constant cross sections

No.	b (cm)	h (cm)	EI (10^6 kgcm^2)	δ_{Cal} (10^{-3} cm/20 kg)	δ_{Exp} (10^{-3} cm/20 kg)	$\frac{\delta_{Exp}}{\delta_{Cal}}$
1R1	5.010	10.020	44.64	41.7	41.9	1.00
1R2	5.015	10.020	44.69	41.6	42.8	1.03
2R1	5.010	10.020	49.48	37.6	38.2	1.02
2R2	5.025	10.010	49.48	37.6	40.2	1.07
3R1	5.025	10.010	46.37	40.1	43.3	1.08
3R2	5.020	10.020	46.46	40.0	38.6	0.97
4R1	5.020	10.020	48.73	38.2	38.1	1.00
4R2	5.030	10.020	48.83	38.1	38.6	1.01
5R1	5.020	10.020	50.63	36.7	38.3	1.04
5R2	5.015	10.030	50.73	36.7	37.1	1.01
6R1	5.015	10.010	50.05	37.2	37.1	1.00
6R2	5.015	10.015	50.12	37.1	38.3	1.03
7R1	5.015	10.035	56.13	33.1	35.0	1.06
7R2	5.015	10.000	55.49	33.5	36.6	1.09
8R1	5.000	10.000	50.21	35.6	36.7	1.03
8R2	5.005	10.000	52.26	35.6	35.1	0.99
1L1	5.010	10.035	48.14	38.6	39.6	1.02
1L2	5.025	10.040	48.35	38.5	40.3	1.04
2L1	5.010	10.010	47.82	38.9	40.3	1.03
2L2	5.010	10.000	47.68	39.0	38.4	0.98
Av.						1.03

(Remarks) b: width, h: height, EI: flexural rigidity, δ_{Cal}: calculated deflection including shear one, δ_{Exp}: experimental one, R: rafter, L: leg. The load was applied at the mid-point of a 160 cm span.

Table 7. Flexural rigidities of the tapered members

No.	β	b (cm)	h_0 (cm)	$h_{l/2}$ (cm)	h_l (cm)	$\bar{E}I_l$ (10^6 kgcm^2)	δ_{Cal} (10^{-3} cm/20 kg)	δ_{Exp}	$\frac{\delta_{Exp}}{\delta_{Cal}}$
3L1	1.0	5.000	5.020	7.500	9.990	47.27	40.6	40.6	1.00
3L2	1.0	5.010	5.020	7.500	9.980	47.39	40.5	39.2	0.97
4L1	1.0	5.020	5.020	7.500	9.980	47.52	40.4	38.0	0.94
4L2	1.0	5.005	5.000	7.500	9.940	47.33	40.5	40.2	0.99
5L1	1.5	5.000	3.990	7.000	9.985	46.79	52.7	56.2	1.07
5L2	1.5	5.010	3.980	7.000	10.000	46.93	52.5	51.2	0.98
6L1	1.5	5.010	4.000	7.000	10.000	47.29	52.1	51.2	0.98
6L2	1.5	5.020	4.000	7.000	10.000	47.39	52.0	51.4	0.99
7L1	1.5	5.010	3.985	7.000	10.000	49.62	49.8	50.2	1.01
7L2	1.5	4.980	4.010	7.000	10.010	49.43	50.0	47.2	0.94
8L1	1.5	5.010	3.990	7.000	10.000	48.76	50.6	47.6	0.94
8L2	1.5	5.000	4.000	7.000	10.000	48.71	50.7	54.8	1.08
Av.									0.99

(Remarks) b: av. width, h_0 & h_l: height on two supports with a 150 cm span, $h_{l/2}$: height at the mid-span, I_l: moment of inertia $=bh_l^3/12$, δ_{Cal}: calculated deflection including shear one, δ_{Exp}: experimental one. The load was applied at the mid-span.

4.2 試験体の剛性

4.2.1 水平荷重のばあい

Fig. 4 (1) に示すように肩部 B 点に水平荷重 P を加えたばあいの剛性試験結果を Table 8 に示す。

まず，実測値 (Exp.) についてみると，B 点の変位量は等断面材の No. 1～2 で 174～179×10^{-3} cm/10 kg (以下単位省略)，脚材にテーパーのあるもののうち，β=1.0 の No. 3～4 では 235～247，β=1.5 の No. 5～8 では 256～280 で，この 3 種類の比はほぼ 1:1.4:1.5 となる。ま

Table 8. Deflections of frames by a horizontal load at Point B

	Frame No.	1	2	3	4	5	6	7	8	Av.
Deflection (10^{-3} cm/10 kg)	δ_B Cal. (1)	275	261	350	342	371	370	346	358	
	δ_B Exp. (2)	179	174	247	235	280	273	256	256	
	δ_D Cal. (3)	249	237	318	312	340	339	317	328	
	δ_D Exp. (4)	162	157	221	212	245	245	229	232	
Ratio	(2)/(1)	0.65	0.67	0.71	0.69	0.75	0.74	0.74	0.71	0.71
	(4)/(3)	0.65	0.66	0.70	0.68	0.72	0.72	0.72	0.71	0.70

(Remarks) Cal.: calculated value by eq. $\delta=\sum\int(M\bar{M}/EI_x)\,dx$, Exp.: experimentally observed value. These values are the averages of deflections observed when the load has been applied at Point B and that being at D.

た，この荷重時におけるD点の変位量は各種類ともB点のそれの約0.9である。

つぎに，これらの変位量について（実測値)/(計算値）の値をみると，$\beta=0$ で0.65～0.67，$\beta=1.0$ で0.68～0.71，$\beta=1.5$ で0.71～0.75となり，脚材のテーパーの度合が増すにしたがい増大する。これは合板ガセットのラーメン剛性に対する効果が，テーパーの度合が増すことにより減ずることを示すものであり，この傾向は既往の研究結果と一致する。すなわち，門形ラーメン[5]のばあい脚材が等断面材のものでは，この比は0.71～0.77，テーパー材のものでは0.76～0.85であり，またテーパー部材からなる三鉸節山形ラーメン[6]では0.81～0.85であった。この荷重条件における合板ガセットのラーメン剛性に対する接合効率はおよそ $\beta=0$ で1.5，$\beta=1.0$ で1.4，$\beta=1.5$ で1.3となる。

4.2.2 屋根の片側に鉛直荷重が加えられるばあい

Fig. 4(2)に示すように，一方の斜材の中間点（M_1）に鉛直荷重を加えたばあいの剛性試験結果をTable 9に示す。

このばあい，ラーメンは全体に右側――Fig. 4(1)の荷重方向――へ傾きながら下方へ変位する。ここで，B点の水平方向変位量は脚材の剛性の大きいものほど大きい。等断面材では158～175，テーパー材で $\beta=1.0$ では104～112，同 $\beta=1.5$ では89～117である。これらの（実測値)/(計算値）の値は1.09～1.72の範囲にあり，平均1.32である。これに対してD点の水平方

Table 9. Deflections of frames by a vertical load applied at Point M_1

		Frame No.	1	2	3	4	5	6	7	8	Av.
Deflection (10^{-3} cm/100 kg)	Horizontal	δ_B Cal. : (1)	146	127	103	94	74	77	64	68	
		δ_B Exp. : (2)	175	158	112	104	89	101	104	117	
		δ_D Cal. : (3)	397	366	422	405	407	409	372	394	
		δ_D Exp. : (4)	347	328	365	327	365	362	353	358	
	Vertical	δ_M Cal. : (5)	244	229	285	276	287	288	265	277	
		δ_M Exp. : (6)	218	219	269	279	284	270	271	256	
		δ_C Cal. : (7)	216	207	277	270	289	289	268	279	
		δ_C Exp. : (8)	170	155	223	244	256	239	229	232	
		$\delta_D-\delta_B$ Cal. : (9)	251	239	319	311	333	332	308	326	
		$\delta_D-\delta_B$ Exp. : (10)	172	170	253	223	276	261	249	241	
Ratio		(2)/(1)	1.20	1.24	1.09	1.11	1.20	1.36	1.63	1.72	1.32
		(4)/(3)	0.87	0.90	0.86	0.81	0.90	0.89	0.95	0.91	0.89
		(6)/(5)	0.89	0.96	0.94	1.01	0.99	0.94	1.02	0.92	0.96
		(8)/(7)	0.79	0.75	0.81	0.90	0.89	0.83	0.85	0.83	0.83
		(10)/(9)	0.69	0.71	0.79	0.72	0.83	0.79	0.81	0.74	0.76

(Remarks) These values are the averages of deflections observed when the load has been applied at Point M_1 and that being at M_2.

向変位（実測値）は328～365で，部材剛性およびテーパーによる差はほとんどない。これらはB点の変位に対し，$\beta=0$ で約2倍，$\beta=1.0$ で約3倍，$\beta=1.5$ で約3.5～4倍である。また，これらの変位における（実測値)/(計算値）の値は0.81～0.95，平均0.89で，ここでは合板ガセットの剛性向上効果がみられる。このB点およびD点の変位の差をみれば，この両点間の開きがわかる。この（実測値)/(計算値）を求めてみると，脚材の $\beta=0$ では約0.7，$\beta=1.0$ では0.75，$\beta=1.5$ では0.79となる。ここでもガセット板の剛性向上効果は等断面材に最も顕著で，テーパー脚材において β が増加することにより減ずることがわかる。

つぎに，M点における鉛直方向変位における（実測値)/(計算値）の値は脚材の $\beta=0$ で0.89～0.96，$\beta=1.0$ で0.94～1.01，$\beta=1.5$ で0.92～1.02となり，ここでも同様の傾向がみられるが，ガセット板の効果は少ない。頂点Cの変位においても傾向は同様であるが，その効果は前者のばあいより大きく，これはガセット板の位置における変形であることによる。

さきに行なったテーパー部材（$\beta=2$）からなる三鉸節山形ラーメン（基本寸法同じ）[6]では $\delta_D-\delta_B$ によるB，D点間の開きはこの試験における等断面のものよりやや大きく，テーパー部材のものとほぼ同じであり，M点の鉛直変位は本試験のいずれのばあいよりかなり大きく，C点のそれはほとんど同じである。このように，二鉸節のばあいは三鉸節よりも剛性においてやや有利といえる。

4.2.3　屋根の両側に鉛直荷重が加えられるばあい

結果をTable 10に示す。まず，脚材の中央部 N_1 および N_2 点における水平方向変位の実測値をみると，脚材の $\beta=0$ (No. 1～2) では100～105 (10^{-3} cm/100 kg) であるが，$\beta=1.0$ (No. 3～4) ではこの1.8倍に，$\beta=1.5$ (No. 5～8) では2.1～2.2倍となり，テーパー部材による剛性減少が明瞭にみられる。この変位における（実測値)/(計算値）の値は $\beta=0$ で0.86～0.87，$\beta=1.0$ で0.93～0.94，$\beta=1.5$ でほぼ1となり，ガセット板による剛性向上効果の傾向は前述のばあいと同様である。つぎにガセット板のあるBおよびD点での変位についてみると，等断面材によるものとテーパー材によるものにおける差は前者より少ない。その（実測値)/(計算値）の値は $\beta=0$ で0.7，$\beta=1.0$ で0.78，$\beta=1.5$ で0.83となり，傾向は同じであるが，その数値は小さく，ガセット板による剛性向上の効果がみとめられる。

つぎに，斜材の中央点 M_1 および M_2，および頂点Cにおける鉛直方向変位をみると，頂点の方がやや大きく，またテーパー部材を用いることによる剛性の減少も出ている。これらにおける（実測値)/(計算値）もいままでに述べたような傾向を示す。

この試験結果のうち，等断面材構成のものを同寸法の三鉸節山形ラーメン[4]および伊藤ら[2]の行なったスパン9mの二鉸節山形ラーメンのばあいと比べると，ガセット板の剛性向上効果はほぼ同程度と判断される。また，先に行なったテーパー部材（$\beta=2$）構成の三鉸節のものではガセット効果はほとんど認められなかったが，本試験ではテーパー部材が脚材に限られたこと，ガセット接合部が1カ所多いこと，テーパーが $\beta=1.0$～1.5であったことなどにより，そ

Table 10. Deflections of frames by vertical loads applied at Points M_1 and M_2

		Frame No.		1	2	3	4	5	6	7	8	Av.
Deflection (10^{-3} cm/100 kg)	Horizontal	Av. of δ_{N1} & δ_{N2}	Cal. (1)	119	116	196	192	221	221	206	213	
			Exp. (2)	105	100	182	180	227	218	214	219	
		Av. of δ_B & δ_D	Cal. (3)	125	119	160	156	167	167	156	161	
			Exp. (4)	86	84	122	124	140	134	136	133	
	Vertical	Av. of δ_{M1} & δ_{M2}	Cal. (5)	153	146	198	193	207	207	192	200	
			Exp. (6)	125	118	180	180	205	191	200	196	
		δ_C	Cal. (7)	216	207	277	270	289	289	268	279	
			Exp. (8)	175	159	233	239	267	255	261	256	
Ratio		(2)/(1)		0.87	0.86	0.93	0.94	1.03	0.99	1.04	1.03	0.95
		(4)/(3)		0.69	0.71	0.76	0.80	0.84	0.80	0.87	0.83	0.79
		(6)/(5)		0.82	0.81	0.91	0.93	0.99	0.92	1.04	0.98	0.93
		(8)/(7)		0.81	0.77	0.84	0.89	0.92	0.88	0.97	0.92	0.86

の効果が認められるといえる。

以上の剛性試験結果から，つぎのようなことがいえる。

まず，ラミナのヤング係数から部材の剛性を求め，これによって計算した各種荷重に対する変位の値は実用上充分な精度をもつ。つぎに，ガセット板のラーメン剛性向上効果は，試験体別では等断面材構成のものに最も大きく，脚材にテーパーがつくことにより減ずる。荷重位置ではガセット接合部に荷重がかけられたときに効果があり，変位位置ではガセット接合部のそれに大きい。

4.3 試験体の強度

破壊試験の結果を Table 11 に示す。ここでまず比例限度荷重 (P_l) についてみると，等断面材構成の No. 1～2 が 1750～1800 kg であるのに対し，脚材のテーパーが $\beta=1.0$ である No. 3～4 では 1450～1650 kg で前者より 1 割前後低い。$\beta=1.5$ では 1300～1750 kg で，使用ラミナの性能が現われている。このばあいの比例限度の最大値 ($\sigma_{bp\text{-max}}$) は No. 1～2 で 404～410 kg/cm^2 であり，テーパー部材の No. 3～8 ではこれよりやや低く 272～365 kg/cm^2 である。つぎに最大荷重 (P_{max}) は No. 1 で 2320 kg，No. 2 はこの荷重で破壊せず残ったものであるが，すでに比例限度を大きく超えており，これよりやや大きな荷重で破壊すると思われる。No. 3～4 は 2210～2250 kg で，前者の 95% 近い値であり，No. 5～8 では 1910～2250 kg またはこれ以上で，82% 以上の値である。さきに Table 5 および Fig. 5 においてガセット板を無視した計算値では等断面材構成のものより脚材にテーパーをつけた方がラーメンの強度を増すことを示したが，ここの試験においてこのようにはならなかった。これについてつぎのように考えら

Table 11. Strength of frames

Frame No.	1	2	3	4	5	6	7	8
P_l (kg)	1750	1800	1450	1650	1550	1300	1750	1750
P_{max} (kg)	2320	>2320	2250	2210	2150	1910	>2250	2150
M_{max} (kg m)	451	444	398	387	359	319	372	360
$\delta_{B\text{-max}}$ (mm)	26.5	>27.0	40.0	47.0	55.0	39.0	>41.0	27.0
$\delta_{C\text{-max}}$ (mm)	48.0	>41.0	67.0	80.0	82.0	128.0	>84.5	80.0
$\delta_{D\text{-max}}$ (mm)	22.5	>19.0	28.5	32.0	32.0	39.5	>46.0	47.0
$\sigma_{bp\text{-max}}$ (kg/cm^2)	404	410	306	346	322	272	360	365
$\sigma_{b\text{-max}}$ (kg/cm^2)	535	>529	475	462	447	400	>463	449
σ_b* (kg/cm^2)	547	595	701	655	629	655	595	704
$\sigma_{b\text{-max}}/\sigma_b$*	0.98	>0.89	0.68	0.71	0.71	0.61	>0.78	0.64
Type of failure	BL		SR	BL	BL	BL		BL

(Remarks) P_l: load at p.l., P_{max}: max. load, M_{max}: max. bending moment, $\delta_{B\text{-max}}$, $\delta_{C\text{-max}}$ and $\delta_{D\text{-max}}$: deflections at Points B, C and D, respectively, when the frame fractured, $\sigma_{bp\text{-max}}$: max. value of stress at p.l. in the member, $\sigma_{b\text{-max}}$. max. value of the extreme fiber stresses in the member, σ_b*: bending strength of the leg member which did not fracture in the frame test, BL: bending failure in the leg member, SR: shearing failure in the rafter member.

れる。すなわち，等断面材を脚材に用いたばあいはガセット板により曲げ破壊の位置はその直下となり，部材の曲げ強さ σ_b を M_{max}/Z により求めることは実際の破壊位置における曲げ強さよりも過大な値となる。ガセット板直下での曲げモーメント M を Z で除した値はこの85%である。これに対し，テーパー脚材のうち $\beta=1.0$ では予想破壊位置は同じくガセット板直下である。その断面係数は前者の86%に減じ，一方，テーパー脚材使用により支点水平反力は前者の約90%となり，脚材部に対する曲げモーメント値もこれに応じて減少する。したがって，ガセット板の影響により，部材強さを一定としたとき，脚材が等断面材のものに対する破壊荷重は脚材に $\beta=1.0$ のテーパー材を使用したものより約5%大となる。$\beta=1.5$ のばあいは曲げ応力の最大値は支点上 100 cm の位置に生ずるので，ガセット板による破壊位置の補強の効果は全く現われない。

つぎに破壊時の曲げ応力の最大値 ($\sigma_{b\text{-max}}$) をみると，前述の理由により等断面材の No. 1～2 が最も大で 529 kg/cm^2 以上を示し，ついで $\beta=1.0$ の 470 kg/cm^2 前後，$\beta=1.5$ は最も低く 400～460 kg/cm^2 程度の範囲とみられる。これらの値をラーメン試験体の破壊試験で破壊せず残った方の脚材の曲げ強さ (σ_b*) と比較すると，No. 1～2 ではほぼ同じ，No. 3～8 ではその 0.61～0.78 程度の値である。しかし，No. 1 のばあいラーメン試験体の破壊位置（脚材のガセット直下の位置）での曲げ強さは 428 kg/cm^2 であるので，これも部材の曲げ破壊試験による強さの 0.78 となり，いずれのばあいもラーメン試験体における脚材の曲げ強さの値は小さいといえる。これはラーメンの計算においてガセット板を無視しているためであると考えられる。すなわち，この荷重条件のときは脚材の剛性が小さいほど，テーパー材では β が大きくなるほど支

点での水平反力が減じ，脚材に対する曲げモーメント値が減少する。ゆえに，合板ガセット板により部材剛性が高められれば，脚材に対する曲げモーメント値が増大することになり，ガセット板を無視した脚材の曲げ強さの値は実際より若干低いことになろう。

破壊時における各点の変位をみると，$\beta=0$ が最も少なく，$\beta=1.5$ が最も大きい。これは試験体の形状から当然の結果であるといえる。

上述の比例限度（$\sigma_{bp\text{-max}}$）および曲げ強さ（$\sigma_{b\text{-max}}$）の値はトドマツ集成材の許容応力度 $_sf_b$（短期，曲げ）200 kg/cm² に対し，前者は1.3倍以上，後者は2倍以上という値であるので，設計上は安全といえるが，上述のようにガセット板の影響も考慮する必要がある。

なお，破壊は No. 3 のみが斜材のせん断破壊によったが，他はすべて脚材の曲げ破壊によった。

4.4 部材の強度

ラーメン試験体の破壊試験後，解体して未破壊部材に対して行なった曲げ試験の結果を Table 12 に示す。

Table 12. Bending strength of members

No.	Stress at p.l. σ_{bp} (kg/cm²)	Modulus of rupture σ_b (kg/cm²)	Modulus of elasticity E (10^3 kg/cm²)	$\frac{\sigma_b}{E}$ ($\times10^{-3}$)	Type of failure
1L1		547	117	4.8	Tension
2L1		595	114	5.2	Tension
2L2		613	114	5.4	Shear
3L1		714	114	6.3	Tension
3L2		701	114	6.1	Tension
4L2		655	114	5.7	Tension
5L2		629	112	5.6	Tension
6L1		655	114	5.7	Tension
7L1		595	119	5.0	Tension
7L2		688	119	5.8	Tension
8L1		704	117	6.0	Tension
Av.		645	115	5.6	
1R1	317	428	106	4.0	Tension
1R2	319	444	106	4.2	Tension
2R1	316	439	118	3.7	Tension
2R2	294	423	118	3.6	Tension
3R2	364	596	110	5.4	Tension
4R2	367	538	116	4.6	Tension
5R2	315	427	120	3.6	Tension
6R2	270	391	119	3.3	Tension
7R1	444	618	133	4.6	Tension
7R2	417	533	133	4.0	Tension
8R1	416	583	125	4.7	Tension
8R2	416	546	125	4.4	Tension
Av.	355	497	118	4.2	

脚材の曲げ強さは547～714，平均645 kg/cm² で標準的な値である。そのヤング係数に対する値 (σ_b/E) は4.8～6.3，平均 5.6×10^{-3} で，無欠点材にほぼ近い値である。これに対し，斜材 (1R1～8R2) の曲げ強さは391～618，平均497 kg/cm²，ヤング係数に対する値は3.3～5.4，平均 4.2×10^{-3} で，ともにやや低かった。これは部材製作時に，ラーメンに対する曲げモーメントの値から斜材での曲げ破壊は考えられなかったので，脚材にできるだけ欠点のないラミナを使用し，その残りを斜材に使用したためである。

5. 結　　言

トドマツ集成材によるテーパー部材を脚材とし，合板ガセット接着法により接合した二鉸節山形ラーメンの剛性と強度について試験した。その結果はつぎのように要約される。

1) 部材剛性試験において，ラミナについて測定したヤング係数からの計算による剛性の値によってたわみを極めて高い精度で計算できることを確かめた。

2) 試験体の剛性試験の結果においても前記同様ラミナの数値を基にして，各種荷重に対するラーメンの変位を充分の精度をもって計算できることを確かめた。このばあい，合板ガセットの剛性向上効果は試験体別では等断面材構成のものに最も大きく，部材のテーパーの度合を増すことにより減じ，荷重位置ではガセット部に荷重をかけたときが最も大きく，変位位置ではガセット部のそれに最もよく認められた。

3) 破壊荷重は等断面材によるものが最も大であったが，脚材に $\beta=1.5$ のテーパーをつけたものでもヤング係数の大きいラミナを使用したものはほとんどこれに近い耐力を示し，この種のラーメンは剛性よりも強度に特徴があることが確認された。破壊時における部材の曲げ応力の最大値は400 kg/cm² 以上を示し，これはトドマツ集成材の許容応力度 sf_b (短期，曲げ，200 kg/cm²) の2倍以上に相当する。

4) 破壊は一体のみが斜材のせん断破壊によったが，他は脚材の曲げ破壊によった。このようにガセット板接合部における破壊はなく接合は完全であった。

5) この種のテーパー部材をもつラーメンを設計，製造するときは，テーパー材のラミナの選択に充分留意する必要があり，とくにその面材相当部に欠点がこないようにせねばならない。等断面材では曲げモーメントの大きい位置に欠点がこないようにすればよい。

文　　献
Literatures

1) D.F.P.A. (1962) Plywood rigid frame design manual. Tacoma, Washington, U.S.A.

2) 伊藤勝彦・丸山　武・宮野　博 (1971) 合板ガセット接着法による山形ラーメンの耐力. 木材学会道支部講演集, 3, 14-17.

ITO, K., T. MARUYAMA and H. MIYANO (1971) Strength of the wood gable frames jointed with glued plywood gusset plates. Proc. of Hokkaido Branch of Japan Wood Res. Soc. 3, 14-17. (in Japanese)

3) 加納 孟 (1957) 木材材質の森林生物学的研究（第14報） トドマツ材の容積密度数の大きさと幹のなかの分布. 林試報, 101, 1-99.
KANO, K, (1957) Forest-biological studies on wood quality. Rept. 14 On the dimension of bulk-density of wood and its distribution in the stem of Todo-fir. Bull. Gov. For. Exp. Stat. 101, 1-99. (in Japanese with English summary)
4) 宮島 寛 (1968) 合板ガセット接着法による構造接手効率に関する研究（第4報） 木造山形ラーメンの剛性と強度に対するガセット効果. 北大演報, **26**-1, 91-106.
MIYAJIMA, H. (1968) Experimental studies on efficient of joint with glued plywood gussets. Rept. 4. Effect of glued plywood gusset plates to deflections and strength of wood gable frames. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **26**-1, 91-106. (in Japanese with English summary)
5) 宮島 寛 (1972) テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度（第1報） 門形ラーメン. 北大演報, **29**-1, 73-98.
MIYAJIMA, H. (1972) Stiffness and strength of wooden rigid frames with tapered members. Rept. 1. Quadrangular frames. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **29**-1, 73-98. (in Japanese with English summary)
6) 宮島 寛・松本弘毅 (1972) 同上（第2報） 三鉸節山形ラーメン. 北大演報, **29**-1, 99-110.
MIYAJIMA, H. and K. MATSUMOTO (1972) ditto. Rept. 2. Three-hinged gable frames. Res. Bull. Coll. Forests, Hokkaido Univ., **29**-1, 99-110. (in Japanese with English summary)

Summary

In this paper, deflection and stresses of the two-hinged wood gable frames with tapered leg members were theoretically and experimentally investigated.

Materials and methods

1. Member fabrication

The specimen is shown in Fig. 1. The members were made from Todomatsu (*Abies sachalinensis* MAST.) laminated wood as shown in Fig. 2. Before assembling the laminated wood members, the modulus of elasticity of the laminae air-dried and planed was measured by a bending test. Also, the specific gravity, width of annual rings and defects were recorded. Some properties of the laminae are presented in Table 1.

The arrangement of the laminae in the members is presented in Tables 2 and 3. The laminated beams were assembled with a ureaformaldehyde adhesive.

2. Flexural rigidity test for the members

Prior to constructing the frames, a flexural rigidity test for the members was carried out as shown in Fig. 2. In this case, the deflection at the mid-span is calculated by the following equations.

For the members with constant cross section:

$$\delta_{\mathrm{Cal}} = \frac{Pl^3}{48\bar{E}I}\left\{1+\frac{6}{5}\left(\frac{h}{l}\right)^2\frac{E}{G}\right\} \qquad (2.1)$$

where $\bar{E}I$ is the flexural rigidity of the members and $\bar{E}I=\sum E_iI_i$, E is modulus of elasticity, I is moment of inertia about the neutral axis, h is height of the member, l is span and G is modulus of rigidity. In this study, as the modulus of rigidity (G)

was not measured, the approximate average value of E/G for Todo-matsu in a previous report[5], in which $E/G \fallingdotseq 20$, was used for each member.

For the tapered member:

$$\delta_{Cal} = \frac{Pl^3}{4\bar{E}I_l}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2\beta}{2+\beta}+\frac{3Pl(1+\beta)}{5Gbh_l\beta}\right\}\left\{2\ln(1+\beta)-\frac{3\beta}{2+\beta}\right\} \quad (2.2)$$

where $\bar{E}$ is the apparent value of the modulus of elasticity of the tapered beam and $\bar{E}=\int_0^l (E_fI_f+E_cI_c)_x\,dx \Big/ \int_0^l I_x\,dx$, in which f and c are face and core, respectively, I_l is the moment of inertia in the section of breadth b and height h_l, β is presented by $\beta=(h_l-h_0)/h_0$ and G is given by $G=\bar{E}/20$ in the same manner as in the uniform cross section beams described above.

The calculated value of the mid-span deflection was compared with the observed one.

3. Frame fabrication

As shown in Fig. 1, the two-hinged frame specimen was formed by joining four members, two straight rafters and two tapered legs of Todo-matsu laminated wood, together with nail-glued Shina-plywood double gussets. A 5×5 cm Ezo-matsu (*Picea* sp.) stiffener block was inserted between the gusset plates along the free edge to prevent the buckling. Some properties of the plywood used for the gusset plates are shown in Table 4.

4. Kind of the specimens

Eight frames were used for this study and they were classified as follows:

Nos. 1 and 2: Consisted entirely of four constant cross section members.

Nos. 3 and 4: Two straight rafters and two tapered legs with a slope of $\beta=1.0$.

Nos. 5 and 6: Two straight rafters and two tapered legs with a slope of $\beta=1.5$.

Nos. 7 and 8: Two straight rafters and two tapered legs with a slope of $\beta=1.5$ and reinforced by gluing a Todo-matsu lamina 20 mm thick to the tapered face.

5. Stiffness test for the frames

Three kinds of loads were applied in a vertical position as shown in Figs. 4 (1) to (3).

(a) A horizontal load was applied at the haunch (Point B) as shown in Fig. 4 (1). The frames were tested individually and the load was applied with 10 kg weights using a fixed pulley. The deflection measurements were made by the dial gages with 1/100mm readings and 30 mm stroke mounted at Points B and D at 10 kg load increments until 100 kg loaded.

(b) A vertical one-sided load was applied at the center of the rafter (Point M_1) by 10 kg weights as shown in Fig. 4 (2). The horizontal deflections at Points B and D, and the vertical ones at Points M_1 and C were measured by the dial gages at 10 kg load increments until 100 kg loaded.

(c) A pair of loads was vertically applied at the centers of both rafters as

shown in Fig. 4(3). The frames were tested in a pair with spacing 1 m on center and the load was applied by two hydraulic jacks with 5-ton-capacity through the purlins which were put on the central points of the rafters. The horizontal deflections at B, D, N_1 and N_2, and the vertical ones at C, M_1 and M_2 were measured by the dial gages at 50 kg load (P) increments. The measurement was done two times; at first the load (P) was applied up to 500 kg and next that being up to 1000 kg. In this case, the maximum values of the bending stresses in the members for the 500 kg and 1000 kg loads are slightly larger than the allowable bending stress intensities for the Todomatsu laminated wood under a long time service ($_Lf_b=100$ kg/cm^2) and a short one ($_Sf_b=200$ kg/cm^2), respectively.

6. Destructive test for the frames

The vertical load as shown in Fig. 4(3) was applied hydraulically and the vertical deflection at C and the horizontal ones at B and D were measured by bamboo rulers with 1 mm readings at 100 kg load increments until failure occured. After the test was made, a bending test was carried out for the members which did not fracture in the frame test. Also, the moisture contents of the laminae separated from the members were measured by the oven-dry method.

Calculations

The two-hinged gable frame with tapered legs was analysed theoretically by the method of consistent deformation as shown in Figs. 3 and 4. In Fig. 4, the values of the horizontal reactions at Points A and E, and the bending moment diagrams are as follows:

1. When a horizontal load is applied at Point B as shown in Fig. 4(1),

$$H_{E(B)}=\frac{3PT\{2T(k\phi_1+1)+F\}}{4\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.3}$$

$$H_{A(B)}=P-H_{E(B)} \tag{3.4}$$

$$M_{B(B)}=T(P-H_{E(B)}) \tag{3.5}$$

$$M_{C(B)}=\frac{PT}{2}-H_{E(B)}(T+F) \tag{3.6}$$

$$M_{D(B)}=-H_{E(B)}T \tag{3.7}$$

where k is the relative stiffness and $k=\bar{E}I_{BC}T/\bar{E}I_{BA}S=\bar{E}I_{DC}T/\bar{E}I_{DE}S$, I_{BC} is the moment of inertia at Point B of Member BC, I_{BA} is that at Point B of Member AB and so on, and

$$\phi_1=\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{\beta(2+3\beta)}{2(1+\beta)^2}\right\}$$

$$\beta=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB},\quad \text{or}\quad \beta=(h_{DE}-h_{ED})/h_{EA}$$

in which $\beta>0$, h_{BA} is the depth at Point B of Member AB, h_{AB} is that at A and so on. For the frame consisted entirely of constant cross section members ($\beta=0$), $\phi_1=1/3$ might be substituted into the equation.

2. When a one-sided load is vertically applied as shown in Fig. 4 (2),

$$H_{E(M1)} = \frac{PL(18T+11F)}{64\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3. 9}$$

$$H_{A(M1)} = H_{E(M1)} \tag{3.10}$$

$$M_{B(M1)} = H_{E(M1)}\,T \tag{3.11}$$

$$M_{C(M1)} = \frac{PL}{8} - H_{E(M1)}(T+F) \tag{3.12}$$

$$M_{M(M1)} = \frac{3PL}{16} - H_{E(M1)}\left(T+\frac{F}{2}\right) \tag{3.13}$$

3. When a pair of loads is vertically applied as shown in Fig. 4 (3),

$$H_{E(M12)} = \frac{PL(18T+F)}{64\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.15}$$

$$H_{A(M12)} = H_{E(M12)} \tag{3.16}$$

$$M_{B(M12)} = M_{D(M12)} = H_{E(M12)}\,T \tag{3.17}$$

$$M_{C(M12)} = \frac{PL}{8} - H_{E(M12)}(T+F) \tag{3.18}$$

$$M_{M1(M12)} = M_{M2(M12)} = \frac{PL}{8} - \frac{H_{E(M12)}}{2}(2T+F) \tag{3.19}$$

$$M_{N1(M12)} = M_{N2(M12)} = H_{E(M12)}\frac{T}{2} \tag{3.20}$$

4. When a unit-load ($P=1$) is applied as shown in Fig. 4 (4),

$$\bar{H}_{E(C)} = \frac{L(3T+2F)}{8\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.22}$$

$$\bar{H}_{A(C)} = \bar{H}_{E(C)} \tag{3.23}$$

$$\bar{M}_{B(C)} = \bar{M}_{D(C)} = \bar{H}_{E(C)}\,T \tag{3.24}$$

$$\bar{M}_{C(C)} = -\bar{H}_{E(C)}(T+F) + \frac{L}{4} \tag{3.25}$$

5. When a unit-load ($P=1$) is applied as shown in Fig. 4 (5),

$$\bar{H}_{E(N1)} = \frac{3T\{2kT(\phi_1+\phi_2)+2T+F\}}{8\{3T^2(k\phi_1+1)+F(3T+F)\}} \tag{3.27}$$

$$\bar{H}_{(N1)} = 1-\bar{H}_{E(N1)} \tag{3.28}$$

$$\bar{M}_{B(N1)} = \left(\frac{1}{2}-\bar{H}_{E(N1)}\right)T \tag{3.29}$$

$$\bar{M}_{C(N1)} = \frac{T}{4} - \bar{H}_{E(N1)}(T+F) \tag{3.30}$$

$$\bar{M}_{D(N1)} = \bar{H}_{E(N1)}\,T \tag{3.31}$$

$$\bar{M}_{N1(N1)} = (1-\bar{H}_{E(N)})\frac{T}{2} \tag{3.32}$$

where

$$\phi_2 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln\frac{(2+\beta)^2}{4(1+\beta)} - \frac{\beta^2}{2(1+\beta)(2+\beta)}\right\}$$

and $\beta>0$. For the frame consisted entirely of constant cross section members ($\beta=0$), $\phi_2=1/8$ might be substituted into the equation.

The deflection of the frame due to hending moment is calculated by using the equation $\delta=\sum\int M\overline{M}/EI_x\,dx$, and they are given by Equations (3.33) to (3.42) in this paper.

In the destructive test as shown in Fig. 4(3), the maximum value ($M_{\max}$) in the bending moment diagram may be seen at Points B and D, and the maximum value ($\sigma_{b\text{-max}}$) of the bending stresses in the members is given by the followings:

For Specimen Nos 1. and 2 ($\beta=0$),

$$\sigma_{b\text{-max}}=M_{B(M12)}/Z=M_{B(M12)}/(bh^2/6) \tag{3.43}$$

For Specimen Nos. 3 and 4 ($\beta=1.0$),

$$\sigma_{b\text{-max}}=M_{B(M12)}/Z_{BA}=M_{B(M12)}/(bh_{BA}^2/6) \tag{3.43'}$$

For Specimen Nos. 5 to 8 ($\beta=1.5$),

$$\sigma_{b\text{-max}}=M_{2T/3(M12)}/Z_{2T/3}=H_{A(M12)}(2T/3)/(2bh_{AB}^2/3) \tag{3.45}$$

Results and Conclusions

1. Stiffness of the members

Results are shown in Tables 6 and 7.

The calculated values of the elastic deflection at the mid-span of members agreed approximately with the experimental ones; for the straight members, the average of values of (Exp)/(Cal) in the deflection was 1.03, the maximum being 1.08 and the minimum 0.97, and for the tapered members, those are 0.99, 1.08 and 0.94, respectively.

2. Stiffness of the frames

(1) When the horizontal load was applied at B,

Results are shown in Table 8.

The experimental deflection at B or D increased with an increase in the value of β in the leg members; the ratios in the deflections for the specimens with slopes of $\beta=0$, 1.0 and 1.5 were about 1 : 1.4 : 1.5. The calculated values were slightly larger than the experimental ones; the values of (Exp)/(Cal) ranged from 0.65 to 0.67 for all straight member specimens ($\beta=0$), 0.68 to 0.71 for $\beta=1.0$ and 0.71 to 0.75 for $\beta=1.5$. In this case, it might be seen that the plywood gussets had remarkable effect on the stiffness of all frames, but the effect decreased gradually with an increase in the value of β in the legs.

(2) When a vertical one-sided load was applied,

Results are shown in Table 9.

When the load was applied at Point M_1, the horizontal deflection at B decreased with an increase in the β-value of the legs, while that at D increased. In this case, the value of the difference $\Delta=\delta_D-\delta_B$ corresponds to the expanded deflection between Points B and D. The difference increased with an increase in the β-value and the values of (Exp)/(Cal) were about 0.70, 0.75 and 0.79 for $\beta=0$, 1.0 and 1.5, respectively.

The values of (Exp)/(Cal) in the deflection at M_1 for the frames with $\beta=0$, 1.0 and 1.5 ranged from 0.89 to 0.96, 0.94 to 1.01 and 0.92 to 1.02, respectively. Also, the similar tendency might be seen in the vertical deflection at C.

(3) When a pair of loads was vertically applied,

Results are shown in Fig. 10.

The experimental values of the horizontal deflection at N_1 or N_2 increased clearly with an increase in the β-value of the legs; those in the frames with straight legs ranged from 100 to 105×10^{-3} cm/100 kg, and those in the frames having the legs of $\beta=1.0$ and $\beta=1.5$ were about 1.8 and 2.1 to 2.2 times the former, respectively. The values of (Exp)/(Cal) in those were 0.86 to 0.87, 0.93 to 0.94 and about 1 for $\beta=0$, 1.0 and 1.5, respectively.

The tendency of the effect of the plywood gussets to elevate the stiffness of the frames was very similar to the results described above. The horizontal deflection at B or D was slightly smaller than that at N_1 or N_2, and also the values of (Exp)/(Cal) were smaller than the former.

The similar tendency was seen in the vertical deflection at M_1, M_2 or C.

From these results the following conclusions may be drawn:

It is believed that the deflection of the frame consisted of straight rafters and tapered legs is accurately enough calculated by using the values of *EI* of the members obtained from modulus of elasticity of the laminae.

The effect of the gussets to improve the stiffness of the frame is remarkable in that consisted entirely of straight members ($\beta=0$), and the effect decreases with increasing the slope of tapered legs. Also the effect is clear when the load is applied at the joint with glued plywood gussets, and being remarkable in the deflection at the joint.

3. Strength of the frames

Results are shown in Table 11.

Frame No. 1 failed by 2320 kg load but No. 2 did not fail at this load. Nos. 3 and 4 ($\beta=0$) failed by 2210 to 2250 kg and those were about 95 percent of No. 1's. Nos. 5 to 8 except No. 7 failed by 1910 to 2250 kg. The maximum value ($\sigma_{b\text{-max}}$) in the bending stresses for the frame No. 1 was 529 kg/cm^2 and very closely approximated the value of modulus of rupture for the remained leg (547 kg/cm^2 in Table 12). But the values for Nos. 3 to 8 ranged from 400 to 475 kg/cm^2 and those were 61 to 78 percent of the strength of the leg members in spite of the fact that the majority of the failures were bending failures in the leg members. For this reason, the followings may be supposed; as the effect of the gussets to stiffness of the frame was ignored in analysing it, the actual horizontal reactions at the supports (A and E) were slightly larger than the calculated values. Therefore, the actual value of the bending moment for the leg was larger than the calculated one. Then, the value of the stress in the frame has been given too low.

For an accurate design, the influence of the gussets to the stresses of the frame should be considered.