



Title	合板ガセット接着接合に関する研究
Author(s)	藤井, 毅; FUJII, Tsuyoshi
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 29(2), 223-297
Issue Date	1972-12
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/20907
Type	departmental bulletin paper
File Information	29(2)_P223-297.pdf



合板ガセット接着接合に関する研究

藤 井 毅*

Experimental Studies on Joints with Glued Plywood Gussets

By

Tsuyoshi FUJII

目 次

1. 緒 論	224
2. 合板およびガセット接合に関する既往の研究	225
3. 構造用合板の強度性能	228
3.1 合板ガセット接着接合に関する強度性能の種類とその算定式	228
3.2 材料と試験方法	232
3.3 結果と考察	237
3.4 構造用合板の強度性能の推定	246
4. 合板ガセット接着接合における応力伝達と変形	247
4.1 応力伝達と変形の機構	247
4.2 材料と試験方法	253
4.3 結果と考察	254
4.4 応力伝達および変形とガセット設計	266
5. 木造フィンクトラスにおけるガセット効果	267
5.1 部材応力および変形の計算と設計	267
5.2 材料と試験方法	269
5.3 結果と考察	272
5.4 ガセット効果と設計法の検討	278
6. 合板パネルにおけるガセット効果	279
6.1 パネル変計計算式の誘導	279
6.2 材料と試験方法	282
6.3 結果と考察	283
6.4 ガセット効果と近似変形計算	287
7. 結 論	287
文 献	290
Summary	293

* 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.

1. 緒 論

近年、住宅に対する需要は著しく増大し、その需要は膨大かつ長期にわたり、建設省の長期構想では今後20年間に約3000万戸が見込まれている。そして、このような需要を質量ともに満たすべき経済的および技術的な条件が早急に整えられることが望まれているが、そのためには、近代的な技術と設備の導入による住宅生産の工業化、住宅関連産業のシステム化が進められねばならない。

木造住宅においても例外ではありえず、たとえば、プレハブ住宅等ではパネル方式やユニット方式によって工業化、システム化が試みられている。このような方式は在来の軸組工法にも影響を与え、乾式工法や大壁造などが次第にとり入れられるようになってきた。木造住宅におけるこのような転換の鍵を握るものは、材料では合板であり、工法ではジョイントであると思われる。

合板の構造的利用は欧米ではかなり早くから進み、その合理性と経済性が認識されているのに対して、わが国では主として化粧用内装材として使われ、その構造材としての利用は遅れている。また、ジョイントの改良は欧米ではボルト、ジベルなど接合金具の開発によって進められてきたのに対し、わが国では熟練した大工によって複雑な継手や仕口が工夫されてきた。しかし、この種の接合効率率は低く、ジョイントは木構造における最大の弱点であり、その良否がただちに構造物全体の安全性に関係するばかりでなく、施工の難易、工事期間、工事等にも大きな影響を与える。

一方、接着剤性能の向上にもなつて、木材接合にも接着剤が使われるようになったが、添え板に合板を使うガセット接合は、くぎ打ちによって接着に必要な圧縮力を与える nail-gluing とともに、木構造のジョイントに広く使われるようになってきた。この接合法は従来のかぎ、ボルト等によるものにくらべて著しく効率が高く、とくに剛性面で改善されているので木造トラスおよびラーメンのジョイントには最適であると思われる。また、合板パネルのように軸材と板材とが結合された構造物においても、隅角部ではガセットと類似の挙動が認められる。

このような合板ガセットを用いる木構造物に関して米国では仕様書等も発行されて実際の施工にも役立っているようである。ところが、わが国ではこれまでに集成材を主体とした木造船に若干使用されているのみで、一般的には未だ実用の段階に達していない。しかし、近い将来この種工法の適用は避けられないものであり、そのためにも合板ガセットの力学的挙動に対する検討が要望されている。しかるに、その挙動は複雑で、その厳密な解析は諸外国においても未だなされていない。

本研究では、ガセット合板に関する基礎的な性質を実験的に検討し、その複雑なガセット挙動について近似的方法によって推定計算するとともに、実用設計に対する基礎的な知見を得

ることを目的とした。合板およびガセット接合には未解決の多くの問題があるが、合板ガセットの挙動を明らかにするために3つの段階に分けて実験的ならびに理論的検討を加えた。

1. 直交異方性材料としてのガセット合板の基礎的性質
2. ガセット合板の弾性床的挙動
3. 構造接手としての力学的挙動

なお、以上3つは三位一体をなし、これらに対する正しい知見を得て、はじめて、合板ガセットの挙動を把握し得るものと考えられる。そのために、次の4項目につき主として実験的検討を加えた。

1. 合板および構成単板の強度性能
2. 合板ガセット接着接合における応力伝達と変形の機構
3. 合板ガセット接着法による木造フィンクトラスにおけるガセット効果
4. 周辺 stiffener に接着された合板パネルにおけるガセット効果

これら4項目に関する実験結果ならびに考察から、合板ガセット接着接合法は剛性、強度両面において優れた工法であり、部材とガセットの応力および変形の予測計算も可能であることが明らかにされた。そして、部材および合板の強度性能を知ることにより合理的な設計が可能であるとの見通しをえた。

本研究をおこなうにあたり、終始ご指導いただいた北海道大学農学部林産学科木材加工学教室の沢田 稔教授、宮島 寛助教授に深く謝意を表するとともに、研究実施にあたってご援助いただいた上田恒司助手、松本弘毅助手、そして、北海道立林産試験場木材部強度科の伊藤勝彦科長、丸山 武氏および段谷産業株式会社の安岡徳三氏、その他、実験実施にご協力くださった木材加工学教室の諸氏に、厚くお礼を申しのべる。

2. 合板およびガセット接合に関する既往の研究

合板の強度性能、くぎやボルトなど接合金具による接合、さらに合板を用いたガセット接合とこれによる木造トラスおよびラーメン構法に関する既往の研究を概観すればつぎのとおりである。

合板が耐力メンバーとして使われだしたのは航空機用材として用いられた1930年代までさかのぼるが、床や壁の面材、ボックスビームのウェブ、構造接手部のガセット板などへの利用開発が進むにつれて、各種の合板性能が問題になってきた。1940年代に入り、MARCH^{25,26)}は合板の応力～歪関係を解析し、単軸応力状態での単板と合板の関係式を導き、HEARMON¹⁸⁾は単板構成に引張定数と曲げ定数を導入して弾性定数の異方性を論じている。NORRIS^{31,32,33)}らは合板性能に対する単板厚や木取角度の影響を調べ、CURRY^{7,8,9)}は3 ply 合板を基準にして単板構成に関する理論式を提唱し、接着剤の影響についても検討している。FREAS¹⁵⁾は曲げ試験をおこなって素材から合板性能を推定する方法を報告している。

一方、わが国においては、林⁶¹⁾、沢田^{74,75)}、浅野⁵⁸⁾、佐々木⁷³⁾らによって、直交異方性板の特性、3層および多層合板の引張と曲げにおける異方性、強度的異方性、パネルせん断剛性試験における歪分布について報告されている。近年、大熊⁷²⁾は合板の機械的性質について系統的な研究をおこなって、単板構成を合板構成特性係数を使って表示し、主として接着層の影響を論じている。高見^{81~85)}は単板を直交積層したP合板のほかに、平行積層したQ合板を作製し、各種試験による弾性定数間の関係を明らかにするとともに、せん断性能に関して集中的な検討を加えている。上田⁸⁸⁾も同様な平行合板を使って曲げ系統の試験をおこない、直交異方性理論の適合性を確かめ、弾性定数(E, G, μ)はそれぞれ独自の弾性的挙動をするのではなく、3定数が同時に関連しながら作用することを板固有の特性係数を使って説明している。

このように合板の強度性能に対する考察と資料の集積が数多くなされてきたが、合板およびそれを主メンバーとする構造物において、その性能を予測した上での各種性能試験ならびに実用上の設計がなされる段階には未だ達しておらず、樹種と材質による基礎定数相互の関係についての実験データの集積が強く望まれている^{77,89,90)}。

木構造におけるジョイントの研究は現場の大工および研究者によって早くからなされ、くぎ、ボルト、シャチ、ジベル等の多くの研究成果が実用に供せられてきた。欧米では主としてジベルの開発によって接合効率の向上がはかられてきたのに対し、わが国では構造物と木材の特性に応じた独特の継手および仕口が熟練した大工の手によって考え出されてきた。この間の事情および各種のジョイントについてはWood handbook⁵⁴⁾、HANSEN¹⁶⁾、関谷⁷⁸⁾、福田⁵⁹⁾、竹山⁸⁶⁾、後藤⁶⁰⁾、久田⁶²⁾、相川⁵⁷⁾、杉山らの著書の中に紹介されている。また、実際の施工に関してはTimber construction manual¹⁾、National design specification for stress-grade lumber and its fastenings³⁰⁾、Wooden structure²¹⁾および木構造設計基準⁷⁰⁾、建築工事標準仕様書JASS 11 木工事⁷¹⁾などに記載されている。

近年、構造法の転換にともなって新しいジョイント工法の開発が強く要望されており、木造トラスに使われているgang nailのように比較的接合効率の高いものも現われてきたが、いずれも十分な効率と施工性を有するものではない。実際の構造物にいかなるジョイントを採用するかは、各々ジョイントに特徴があり、一般的には決定できないが、構造物の種類と形状、接合部に伝達される力の種類と大きさ、木材の樹種と寸法、接合部のゆるみに対する許容限度、施工条件、ジョイント材料の供給と熟練工の有無等々を十分考慮した上で最適と思われる方法を選ぶべきである。

木材の接着については満久⁶⁴⁾が「建築部材としての合板の研究とその利用」でのべているように、数多くの研究によって、カゼイン、尿素樹脂、メラミン樹脂、フェノール樹脂、レゾルシノール樹脂などの接着剤の木材接着に対する有効性が証明されているが、ガセット接合に関連するものとしては、QUIRK^{36,37,38)}らが素材と接着層の微細構造を観察し、KUENZI²³⁾は接着層のせん断応力を算定している。また、RICHARDS⁴¹⁾はダボ接合の効率が13~21%、multiple

mortise and tenon joint および fingered scarf joint が 40~50% と報告している。DOYLE¹³⁾ は douglas fir 素材に 5/8" douglas fir 合板をくぎ打ち接着したときの接着力を、KALINA²⁰⁾ は ジュイント接着面積と接着力の関係から許容接着力を実験的に求めた。CURTIS^{10,11)} はくぎ接着合板ガセットについて、骨組設計に必要なガセット寸法と厚さの決定法を、SUDDARTH⁴⁷⁾ は接着面積や自由辺の座屈などについて論じている。

わが国では宮島らの研究が報告されているが、シナおよびラワン合板を使ったガセット接着接手の試験をおこなって、ガセット合板剛性、母材剛性、母材接合角度、接着面積と構造接手効率との関係を明らかにしている^{65,66)}。

合板ガセット接着接合が構造物に適用された例は多いが、屋根トラスに使われたものとしては、BOYD⁶⁾ が接着接合トラスの2次応力を解析し、SUDDARTH^{48,49)} はトラス部材応力を算定するとともに、骨組およびトラスのガセット設計法を提案した。同じ頃、RADCLIFFE³⁹⁾ もくぎ打接着屋根トラスを試験し、SLIKIN⁴⁰⁾ とともに、metal plate fastener を使用したトラスの撓みとクリープ特性を調べた。その他、ANDERSON^{2,3)}、WILKINSON⁵⁵⁾ とも各種の屋根トラスに対して、乾湿くり返しおよび長期屋外曝露試験による接合性能の変化を測定している。これらの結果を参考に、Douglas fir plywood association¹²⁾ および HOYLE¹⁹⁾、SCHRIEVER⁴³⁾ がトラスと骨組の実用設計法および施工法を発表している。宮島^{65~69)} とも門形ラーメン、フィンクトラス、山形ラーメンにおける構造接手効率を調べて、合板ガセット接着法が剛性および強度に対して極めて高い効果を持つことを実証した。

SUDDARTH⁴⁷⁾ らによって合板ガセット接着接合に対する設計法が数々発表されてきたが、それらは必ずしも実際の応力および変形を再現するものではないため、十分な精度を持つものではない。それ故、実際のガセット挙動に近く、同時にトラスやラーメン構造物における接合効率をも予測し得るような表示方法が望まれる。また、実用化に際しては長期の構造物試験を今少し継続していく必要がある。

合板パネルに関して最も注目される研究は1940年代に木製航空機の設計資料集成のため米国林産試験場でおこなわれた座屈に対する一連の理論および実験的研究である。MARCH²⁷⁾ は等方性材料に対するTIMOSHENKO⁵¹⁾ の式から合板に対する限界座屈応力理論式を導き、douglas fir 合板の座屈係数表を作製し、NORRIS^{34,35)} らがこの式の適合性を yellow poplar, spruce 合板で確かめ、座屈後の矩形合板 effective width ratio (最大座屈応力/破壊応力) を求めた。Vos³⁴⁾ らはせん断に対して MARCH 式を確証し、せん断座屈係数表や最大座屈応力曲線を計算した。RINGELSTELLER³⁵⁾ は荷重辺固定、他辺単純支持 45° 矩形合板の圧縮に対する座屈係数表を作製した。

合板の周辺または中央部に stiffener を接着すると著しく剛性および座屈荷重を増すが、このような stiffener の効果に関する報告は少ない。TRAYER⁵³⁾ は yellow pine の間柱に 1/4" ~ 3/8" 合板を接着またはくぎ打ちした 4'×8', 8'×12' の各種のパネルに面内せん断を与えたとき

の剛性および強さを測定し、合板下地板の優秀性を示している。SMITH^{45,46)}らは合板に水平 stiffener を付加した場合の付加剛性を理論的に求め、yellow birch, yellow poplar 合板パネルに対して適合性を確かめた。HEEBINK¹⁷⁾らもエネルギー法によって矩形合板パネルの座屈の理論近似解を求め、yellow birch 合板パネルの座屈試験により理論式を修正した。また、NORRIS³⁵⁾らは45°の場合の付加剛性を計算し、stiffener による合板パネルの座屈荷重の増加から、合板の弾性定数の代わりに stiffened panel 自体の値を用いて、かなり正確な計算をおこなった。

わが国のこの種の研究は少ないが、都築⁸⁷⁾らが合板およびフラッシュパネルの座屈試験をおこなっており、山井⁹¹⁾らも各種の合板および桧木構成をもつ木質パネルの圧縮とせん断に対する剛性と座屈荷重を調べている。その他、葛生⁶³⁾らのわく組構成パネル、杉山^{79,80)}らの木質系プレハブパネルの試験が報告されているが、これらは TRAYER の試験と同種のもので、パネルの剛性および耐力の増加と諸因子の影響を明らかにしている。

合板パネルの剛性および耐力が理論、実験両面から追求されてきたが、少なからぬ狂いをもつ実際のパネルに対する値を得ることは困難であるばかりでなく、stiffener ならびに開口を有するようなパネルの正確な挙動を知るためにはまだまだ実験資料が不足している。

3. 構造用合板の強度性能

本研究は主としてガセット合板の力学的挙動の基礎となる諸定数を求めるためにおこなった。すなわち、引張、圧縮、曲げ、せん断等の応力状態でガセット合板がどんな挙動を示すかその推定計算の基礎数値としての弾性定数と強さを実験的に求め、これを若干の理論的検討を加えた。

3.1 合板ガセット接着接合に関与する強度性能の種類とその算定式

3.1.1 関与する強度性能の種類

接着合板ガセットによって接合された構造物に荷重がかかる場合、ガセットに直接かかることは少なく、まず構造部材、ついでガセットに伝達されるのが普通である。この場合、かけられた力は構造部材から、接合部の接着層を経てガセット合板に伝えられる。合板内では、部材接着側の表板から、合板内接着層を経て、合板全体に拡がるものと考えられる。

したがって、合板ガセット接着接合において応力伝達と変形に関与する要素としては、合板、構成単板、部材との接着層、合板内の接着層があげられ、その応力状態ならびに最大応力(破壊強さ)の計算には各要素の弾性定数および強さが必要となる。

3.1.2 単板の裏割れ影響係数

合板の強度性能は、樹種、構成、材質、接着剤等によって左右されるが、単板材質の一要素である裏割れが大きな影響を与えることは早くから認められ、合板の1方向(表板L方向)と2方向(T方向)に対する報告はいくつかなされている。

合板の性能を決定する要素を裏割れに限定して考えると、木取角度 θ の強度性能(弾性係

数および強さ) $\phi_{v\theta}$ は, 素材性能 $\phi_{\theta\theta}$ から裏割れ率 α とその影響係数 $k(\theta)$ の積を低減率として次式であたえられる。

$$\phi_{v\theta} = \phi_{\theta\theta} \{1 - \alpha \cdot k(\theta)\} \quad (3-1)$$

上式の $k(\theta)$ は低減率 $\alpha \cdot k(\theta)$ の木取角度による補正の意味をもち, 引張と圧縮の場合, $k(\theta)$ は木取角度 0° (L 方向) で 0, 90° (T 方向) で 1, せん断の場合は逆に 0° で 1, 90° で 0 となると考えられる。さらに, 素材の各木取角度の性能 $\phi_{\theta\theta}$ を L および T 方向の性能 ϕ_{sL} , ϕ_{sT} から計算すると, (3-1) 式は次のようになる。

$$\phi_{v\theta} = f(\phi_{sL}, \phi_{sT}) \{1 - \alpha \cdot k(\theta)\} \quad (3-2)$$

3.1.3 合板の弾性係数

単板の直交複合体である合板の力学的挙動は複雑で, これを3次元問題として取り扱うことは困難であるばかりでなく, 実際の使用条件下で3次元解析まで要求される場合は少ない。ここでは, *face* と *core* の厚さが等しい合板の弾性係数を2次元応力状態下で取り扱う。

Fig. 3-1 のような3次元座標系で表わされる合板の単軸引張応力状態における座標軸を Fig. 3-2 のように選ぶと, 応力のつりあい条件式は次のようになる。

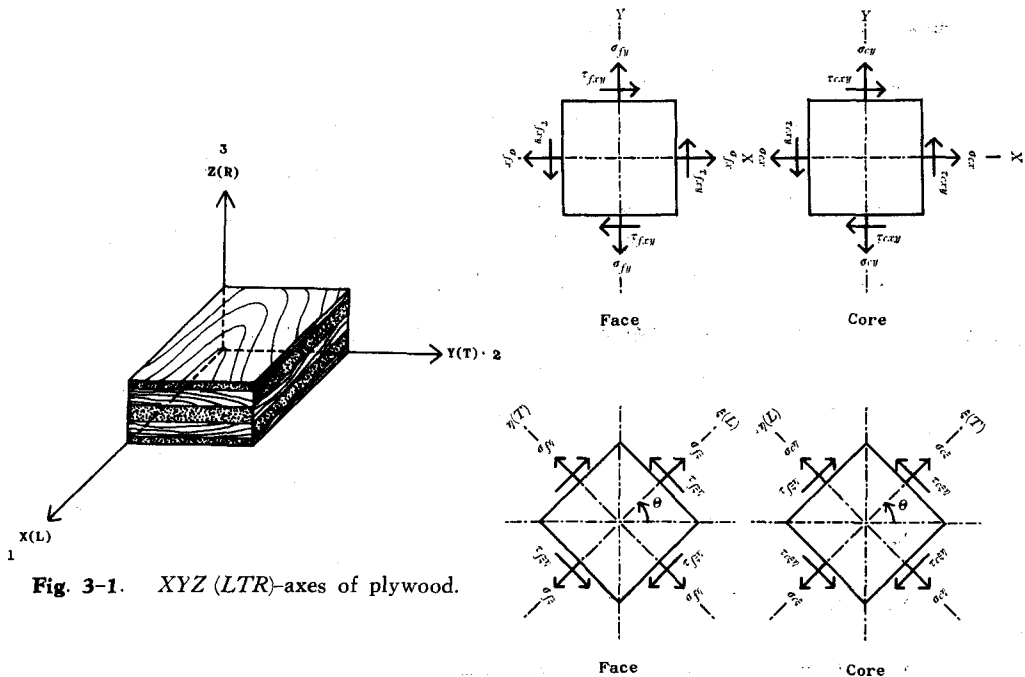


Fig. 3-1. XYZ (LTR)-axes of plywood.

Fig. 3-2. XY-axes and $\xi\eta$ -axes of plywood.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 0.5(\sigma_{fx} + \sigma_{cx}) \\ 0 &= \sigma_{fy} + \sigma_{cy} \\ 0 &= \tau_{fxy} + \tau_{cxy} \end{aligned} \right\} \quad (3-3)$$

ここで、 σ は合板ならびに *face*, *core* の垂直応力、 τ はせん断応力である。

また、*face* と *core* が接着されていることから、歪 (接着) 条件式は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{fx} &= \varepsilon_{cx} \\ \varepsilon_{fy} &= \varepsilon_{cy} \\ \gamma_{fxy} &= \gamma_{cxy} \end{aligned} \right\} \quad (3-4)$$

ここで、 ε は *face* および *core* の垂直歪、 γ はせん断歪である。

(3-4) 式の歪を応力に置換して、(3-3) 式と連立して解けば、*face* および *core* の応力成分が得られる。XY 軸系では

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{fx} \\ \sigma_{fy} \\ \tau_{fxy} \\ \sigma_{cx} \\ \sigma_{cy} \\ \tau_{cxy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.5 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 \\ S'_{f11} & S'_{f12} & S'_{f16} & -S'_{c22} & -S'_{c21} & -S'_{c26} \\ S'_{f21} & S'_{f22} & S'_{f26} & -S'_{c12} & -S'_{c11} & -S'_{c16} \\ S'_{f61} & S'_{f62} & S'_{f66} & -S'_{c62} & -S'_{c61} & -S'_{c66} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3-5)$$

$\xi\eta$ 軸系では

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{f\xi} \\ \sigma_{f\eta} \\ \tau_{f\xi\eta} \\ \sigma_{c\xi} \\ \sigma_{c\eta} \\ \tau_{c\xi\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.5 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 \\ 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0.5 \\ S_{f11} & S_{f11} & 0 & -S_{c22} & -S_{c21} & 0 \\ S_{21} & S_{f22} & 0 & -S_{c12} & -S_{c11} & 0 \\ 0 & 0 & S_{f66} & 0 & 0 & -S_{c66} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \sigma_x m^2 \\ \sigma_x n^2 \\ -\sigma_x mn \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3-6)$$

となる。ただし、(3-5, 6) 式中の係数 S_{ij} および S'_{ij} は次式から計算される。

$$\left. \begin{aligned} S_{11} &= \frac{1}{E_x} \\ S_{22} &= \frac{1}{E_y} \\ S_{66} &= \frac{1}{G_{xy}} \\ S_{12} = S_{21} &= -\frac{\mu_{xy}}{E_x} = -\frac{\mu_{yx}}{E_y} \\ S'_{11} &= S_{11} m^4 + (2S_{12} + S_{66}) m^2 n^2 + S_{22} n^4 = \frac{1}{E_{x'}} \\ S'_{22} &= S_{11} n^4 + (2S_{12} + S_{66}) n^2 m^2 + S_{22} m^4 = \frac{1}{E_{y'}} \end{aligned} \right\} \quad (3-7)$$

$$\left. \begin{aligned}
 S'_{12} = S'_{21} &= (S_{11} + S_{22}) m^2 n^2 + S_{12} (m^4 + n^4) - S_{66} m^2 n^2 = -\frac{\mu_{x'y'}}{E_{x'}} = -\frac{E_{y'x'}}{\mu_{y'}} \\
 S'_{66} &= 4(S_{11} + S_{22} - 2S_{12}) m^2 n^2 + S_{66} (m^2 - n^2)^2 = \frac{1}{G_{x'y'}} \\
 S'_{16} &= -2(S_{11} m^2 - S_{22} n^2) mn + (2S_{12} + S_{66}) mn (m^2 - n^2) \\
 S'_{26} &= -2(S_{11} n^2 - S_{22} m^2) mn + (2S_{12} + S_{66}) mn (n^2 - m^2) \\
 m &= \cos \theta, \quad n = \sin \theta
 \end{aligned} \right\}$$

上式の E , G , μ はそれぞれ *Face* および *core* のヤング係数, せん断弾性係数, ポアソン比である。

また, (3-5, 6) 式を歪に変換すると, *face* および *core* の歪成分が得られる。XY 軸系では

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{fx} \\ \varepsilon_{fy} \\ \gamma_{fxy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{cx} \\ \varepsilon_{cy} \\ \gamma_{cxy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S'_{f11} & S'_{f12} & S'_{f16} \\ S'_{f21} & S'_{f22} & S'_{f26} \\ S'_{f61} & S'_{f62} & S'_{f66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{fx} \\ \sigma_{fy} \\ \tau_{fxy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S'_{c11} & S'_{c21} & S'_{c26} \\ S'_{c12} & S'_{c11} & S'_{c16} \\ S'_{c62} & S'_{c61} & S'_{c66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{cx} \\ \sigma_{cy} \\ \tau_{cxy} \end{Bmatrix} \quad (3-8)$$

$\xi\eta$ 軸系では

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{f\xi} \\ \varepsilon_{f\eta} \\ \gamma_{f\xi\eta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{c\xi} \\ \varepsilon_{c\eta} \\ \gamma_{c\xi\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{f11} & S_{f12} & 0 \\ S_{f21} & S_{f22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{f66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{f\xi} \\ \sigma_{f\eta} \\ \tau_{f\xi\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{c22} & S_{c21} & 0 \\ S_{c12} & S_{c11} & 0 \\ 0 & 0 & S_{c66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{c\xi} \\ \sigma_{c\eta} \\ \tau_{c\xi\eta} \end{Bmatrix} \quad (3-9)$$

となる。

以上のように, 単軸引張応力状態における *face* および *core* の応力成分と歪成分が得られれば, 対応する両成分から簡単に弾性係数が求められる。たとえば, 木取角度 θ の合板の引張ヤング係数 $E_{\theta\theta}$ は, 合板全体に作用する x 方向の引張応力 σ_x と引張歪 $\varepsilon_x (= \varepsilon_{fx} = \varepsilon_{cx})$ とから, 次のように計算される。

$$E_{\theta\theta} = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \quad (3-10)$$

3.1.4 合板の強さ

合板の破損に関して最大主応力説が成立し, 合板内のいずれかの点の応力成分が最大主応力値に達したときに破損がおこると仮定すると, 直交複合体の合板では *face* および *core* の弾性主軸方向の強さ F_{fL} , F_{fT} , F_{cL} , F_{cT} とせん断強さ F_{fLT} , F_{cLT} が破損に関与する固有の要因と考えられる。したがって, 木取角度 θ の合板の強さ F_θ は, *face* および *core* の弾性主軸方向と一致する $\xi\eta$ 軸系の応力成分とそれに対応する強さから, 次のように計算される。

$$F_\theta = \sigma_x \cdot \frac{F_{fL}}{\sigma_{f\xi}} \left(\text{or } \frac{F_{fT}}{\sigma_{f\eta}} \text{ or } \frac{F_{fLT}}{\sigma_{f\xi\eta}} \text{ or } \frac{F_{cL}}{\sigma_{c\xi}} \text{ or } \frac{F_{cT}}{\sigma_{c\eta}} \text{ or } \frac{F_{cLT}}{\tau_{c\xi\eta}} \right) \quad (3-11)$$

上式の F_θ は破損がおこると想定される部位によって異なる値を示すが, このうち最小の値を合板の強さとして採用する。

一方, 合板内のいずれかの点の全弾性エネルギーあるいはせん断歪エネルギーが極限值に

達したときに破損がおけると仮定すると、直交異方性均質体とみなした合板の強さ F_θ は次式のように表わされる。

$$F_\theta = \frac{1}{\sqrt{\frac{\cos^4\theta}{F_1^2} + \frac{\sin^4\theta}{F_2^2} + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{F_{12}} - n \frac{1}{F_1 F_2} \right) \sin^2 2\theta}} \quad (3-12)$$

ここで、 F_1 、 F_2 は合板の弾性主軸方向の強さ、 F_{12} はせん断強さ、 μ_{12} 、 μ_{21} はポアソン比、 n は破損理論から定まる係数である。

i) $n=n_0=0$ のとき

$\sin^2 2\theta/4F_1 F_2$ の項を無視した強さ式

ii) $n=n_1=2\sqrt{\mu_{12}\mu_{21}}$ のとき

全弾性エネルギーにもとづく強さ式

iii) $n=n_n=1$ のとき

NORRIS³¹⁾ によって誘導されたせん断歪エネルギーにもとづく強さ式

iv) $n=n_s = \frac{\mu_{12} + \mu_{21} + 4\mu_{12}\mu_{21}}{\sqrt{\mu_{12}\mu_{21}(2+\mu_{12})(2+\mu_{21})}}$ のとき

せん断歪力エネルギーにもとづく強さ式

3.2 材料と試験方法

3.1.1 試料の作製

本研究に使用したシナ (*Tilia* 属) は北海道白糠郡音別町 (浦幌経営区 118 林班) 産で、これより 1.5 mm および 3.0 mm 厚の単板を採取したが、この単板の 1/2 からガセット用 6 mm 3 ply (1.5//+3.0⊥+1.5//) 合板を作製した。製作は北海道立林産試験場に依頼したが、その概要は次のとおりである。

接 着 剤：大日本インキ #HD 1002
(メラミン共縮合尿素樹脂接着剤)

配 合 比：#HD 1002	100
大豆グルー	10
小麦粉	1
NH ₄ Cl	1
活性剤	1
H ₂ O	25

塗 布 量：片面 139 g/(30×30) cm²

cold press：12 kg/cm²，2 時間

hot press：105°C，10 kg/cm²，4 分間

以上のような条件で 90 cm×180 cm の 6 mm 合板を 20 枚作製した。この合板を P' 合板と称する。

一方、後述するが、各種の単板試験が終了した 1/2 の単板から 3 種の平行積層合板と 1 種の直交積層合板を作製した。その単板構成を次表に示す。

名 称	略 称	単 板 構 成 (mm)
Face 平行合板	(F)	1.5//+1.5//+1.5//+1.5//
Core 平行合板	(C)	3.0//+3.0//
Face-core 平行合板	(FC)	1.5//+3.0//+1.5//
Face-core 直交合板	(P)	1.5//+3.0⊥+1.5//

この4種の合板はすべて45 cm×45 cmの6 mm合板で、各々15枚ずつ作製した。その製作はP'合板に準拠し、次のような条件で本研究室で作製した。

接着剤配合比: #HD 1002 100
 小麦粉 10
 NH₄Cl 1
 H₂O 25
 塗布量: 片面13~15 g/(30×30) cm²
 cold press : な し
 hot press : 120°C, 10 kg/cm², 5分間

3.2.2 単板の試験方法

作製した単板を約1カ月間室内で乾燥させた後、50 cm×50 cmに木取り、1.5 mm単板20枚、3.0 mm単板100枚について次の試験をおこなった。

plate 曲げ試験

Fig. 3-3 上図のように、単板の両端を1 cm×2 cm角のミズナラ材2本で軽くはさんで支承上に乗せ、中央の1.5 cm×1.5 cm角のミズナラ材に分銅荷重を加えた。スパンは45 cm、荷

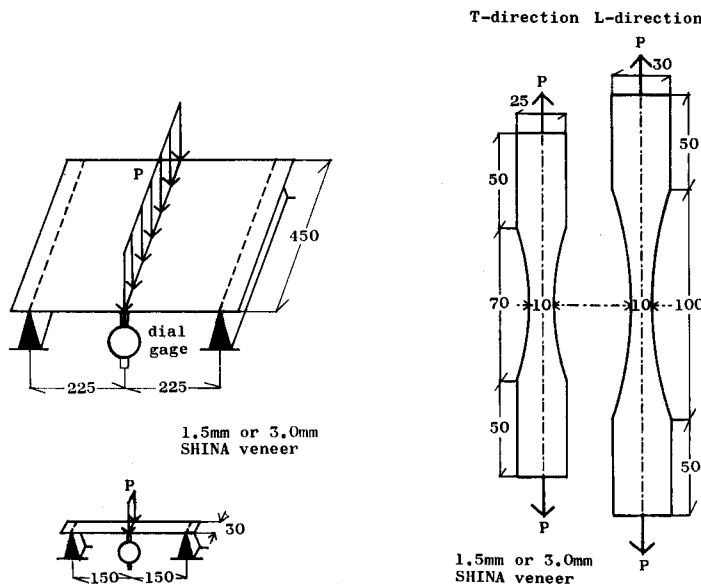


Fig. 3-3. Bending test specimen of veneer. (unit: mm)

Fig. 3-4. Tension test specimen of veneer. (unit: mm)

重きざみは、1.5 mm 単板が 20 g、3.0 mm 単板が 200g で、中央撓みをストローク 30 mm、1/100 mm 読みのダイヤルゲージで測定した。

beam 曲げ試験

Fig. 3-3 の下図のように、単板中央の 1 cm×1 cm 角のミズナラ材に分銅荷重を加えた。スパンは 30 cm、荷重きざみは 1.5 mm が 2 g、3.0 mm が 20 g で、plate 曲げと同様の方法で中央撓みを測定した。

撓み測定後 250 kg オルセン型試験機で曲げ破壊試験をおこなった。中央集中荷重方式でスパンを 1.5 mm が 7.5 cm、3.0 mm が 10 cm とした。

引張試験

Fig. 3-4 のような *L* および *T* 方向引張試片を作製し、250 kg オルセン型試験機で引張破壊試験をおこなった。

3.2.3 合板の分類

作製した合板は約 1 カ月後に予備試験をおこなって、各試験に使用する合板を分類した。

予備曲げ試験

すべての 45 cm×45 cm の 6 mm 合板の二辺から 3 cm×40 cm の *L* (1) および *T* (2) 方向の試片をとり、スパン 30 cm、中央集中荷重方式で曲げ試験をおこなった。荷重きざみは、平行合板 (F, C, FC) の *L* 方向および直交合板 (*P*) の 1 方向が 200 g、直交合板 2 方向が 100 g、平行合板 *T* 方向が 20 g である。撓み測定法は単板の場合と同様である。

予備 plate shear 試験

曲げ試片採取後の 40 cm×40 cm の合板に対して plate shear 試験をおこなったが、その方法については合板の plate shear 試験の項でのべる

接着力試験

すべての合板について、JAS に規定されている寸法および形状の試片で接着力試験をおこなった。また、同形の試片で rolling shear strength および horizontal shear strength をも測定した⁷²⁾。

block shear 試験

すべての合板から椅子型の試片を採取し、JIS Z 2114 の方法で block shear 試験をおこなった。

3.2.4 合板の試験方法

引張試験

平行合板については JIS Z-2101 木材引張試験法に準じて引張試験をおこなった。すなわち、6 mm 合板の木取角度をそろえて積層接着して総厚 18 mm とし、これから Fig. 3-5 の左図 (0° 試片) および右図 (15°~90°) のような試片を採取した。一方、直交合板は木取角度にかかわらず、6 mm 合板から Fig. 3-6 のような試片を取った。負荷は 5 ton および 250 kg オルセ

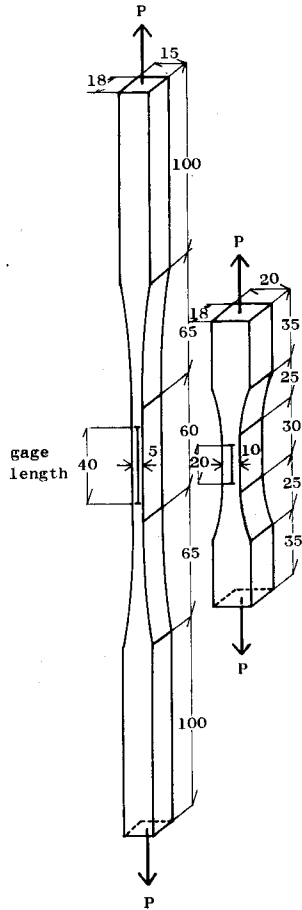


Fig. 3-5. Tension test specimen of veneer laminated wood. (unit: mm)

10 cm の試片を作製した。荷重は 5 ton オルセン型試験機で与え、歪は標点距離 4 cm として mirror extensometer で測定した。また、同一試片中央にポアソン比測定用の mirror extensometer を設置して横方向歪を測って、圧縮による縦方向歪と比較してポアソン比を求めた。

曲げ試験

Fig. 3-8 のようなスパン 20 cm の曲げ試片の中央に分銅荷重を加えた。荷重きざみは木取角度 0° から 90° へ 200, 100, 40, 10, 5 g と減らし、中央撓みをストローク 30 mm, 1/100 mm 読みのダイヤルゲージで測定した。剛性試験後、250 kg オルセン型試験機を使って、同一試片をスパン 20 cm, 中央集中荷重方式で破壊した。

plate shear 試験

予備 plate shear 試験でのべたように、すべての合板に対して 40 cm × 40 cm の寸法で試験をおこなった後、20 cm × 20 cm の試片を木取った。その形状と試験方法は Fig. 3-9 に示す

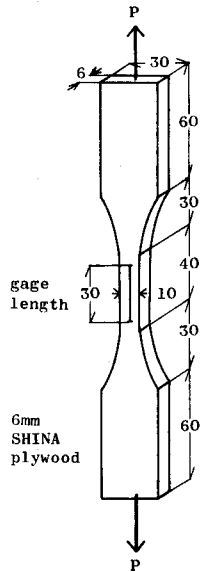


Fig. 3-6. Tension test specimen of plywood. (unit: mm)

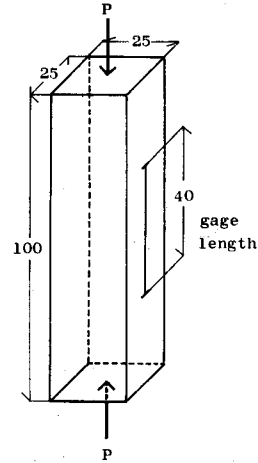


Fig. 3-7. Compression test specimen of veneer laminated wood or plywood. (unit: mm)

ン型試験機でおこない、歪は試片中央に設置した mirror extensometer によって測定した。標点距離は Fig. 3-5, 6 に示すとおりである。

圧縮およびポアソン比試験

圧縮試験は JIS Z-2111 木材圧縮試験法に準じておこなった。すなわち、6 mm 合板を積層接着して総厚約 25 mm とし、これから Fig. 3-7 に示すような 2.5 cm × 2.5 cm ×

とおりである。荷重きざみは、40 cm×40 cmが20 g、20 cm×20 cmが50 gで、荷重点下の撓みを曲げ試験と同様な方法で測定した。

panel shear 試験

plate shear 試験終了後の試片2枚ずつから Fig. 3-10 のような試験体を作製した。F, C, FC, P 合板に対しては0°, 45°, 90°, P' 合板に対しては0°, 15°, 30°, 45°の試験体を順逆3体ずつ作製した。5 ton オルセン型試験機で荷重を加え、合板の対角線上に貼ったゲージ長30 mmのストレインゲージによって歪を測定した。

rolling shear 試験

Fig. 3-11 のように、5 cm×5 cmの6 mm P 合板の両面に2 cm×5 cm×6 cmのエゾマツ材を上下に1 cmずつずらして接着した。このような試験体を15°おきに4体ずつ作製した。5 ton オルセン型試験機で圧縮荷重を与えたが、このとき試験体が横方向に開くことのないようにエゾマツ材側面を軽くおさえた。荷重点の鉛直変位をストローク5 mm、1/1000 mm読みダイヤルゲージで測定し、その後破壊するまで荷重を加えた。

なお、すべての試片の接着には大日本インキ製プライアミンJ-402(メラミン共縮合尿素樹脂接

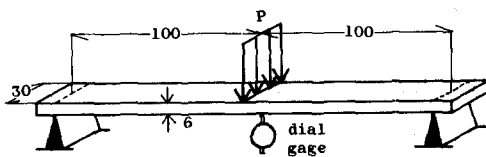


Fig. 3-8. Bending test specimen of veneer laminated wood or plywood. (unit: mm)

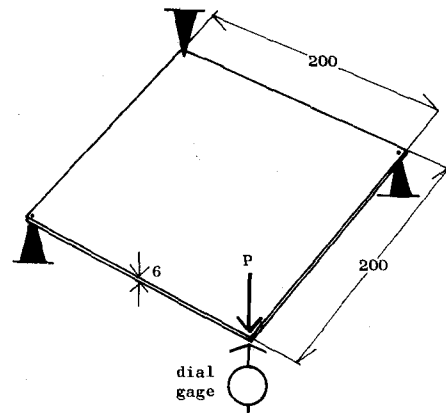


Fig. 3-9. plate shear test specimen of veneer laminated wood or plywood. (one point loading method, unit: mm)

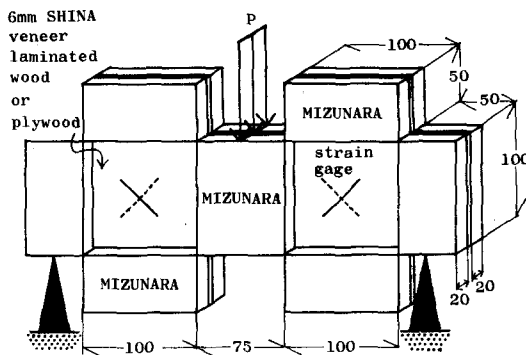


Fig. 3-10. Panel shear test specimen of veneer laminated wood or plywood. (unit: mm)

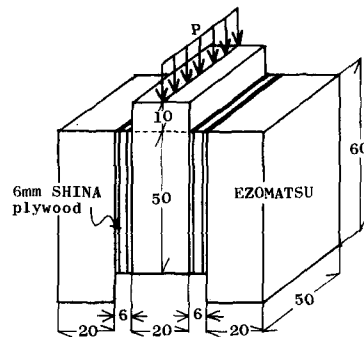


Fig. 3-11. Rolling shear test specimen of veneer laminated wood or plywood. (unit: mm)

着剤)を使用した。また、引張、圧縮、曲げの試片の個数は、5種(F, C, FC, P, P')の合板すべて、木取角度0°から90°まで15°おきに7種3体ずつである。

3.3 結果と考察

3.3.1 単板の強度性能

3.2.2 単板の試験方法によって測定した単板の性能の平均値を Table 3-1 に示す。

Table 3-1. Mechanical properties of veneers

	Thickness of veneer		
	1.5 mm	3.0 mm	3.0 mm/1.5 mm
Young's modulus of <i>L</i> -direction in bending of plate (10^3 kg/cm ²)	107.1	119.1	1.11
Young's modulus of <i>T</i> -direction in bending of beam (10^3 kg/cm ²)	112.7	108.5	0.96
Modulus of rupture of <i>L</i> -direction in bending of beam (kg/cm ²)	984.	919.	0.93
Tensile strength of <i>L</i> -direction (kg/cm ²)	811.	1008.	1.03
Tensile strength of <i>T</i> -direction (kg/cm ²)	44.0	23.8	0.54
Percents of lathe checks (%)	20.	50.	2.50
Spacing of lathe checks (mm)	1.0	1.0	1.00
Angle of lathe checks (degree)	45.	45.	1.00
Specific gravity	0.51	0.52	0.99
Moisture content (%)	9.8	10.1	0.97

L 方向曲げヤング係数 E_{bL}

曲げ試片は乾燥による狂いが大きく、全単板の約5%が測定不可能であった。裏割れ側に荷重をかけたが、荷重に対して凸なる試片ではやや高く、凹なる試片では幾分低く測定された。plate 曲げの *L* 方向のヤング係数は 1.5 mm では 72.4~133.8, 3.0 mm では 89.4~134.5, beam 曲げの 1.5 mm は 78.3~117.5, 3.0 mm は 68.9~135.7 $\times 10^3$ kg/cm² で、plate 曲げならびに 1.5 mm 単板の方が安定した値となった。しかし、バラツキが大きく、単板材質自体よりも狂いによる影響の方が強く、この方法によって E_{bL} を求めるには相当数の試片が必要であろう。

L 方向曲げ破壊係数 F_{bL}

測定値は 1.5 mm が 761~1365, 3.0 mm が 694~1297 kg/cm² となったが、 E_{bL} に比べてかなりバラツキが大きい。また、変形も大変形領域に入り、局部的欠陥によって破壊しているものが多いため、 F_{bL} の信頼度はかなり低いものと思われる。

L 方向および T 方向引張強さ F_{tL} , F_{tT}

L 方向試片は弯曲部で繊維にそって切れ目が入った後に中央部で引張破壊する 경우가多く、1.5 mm でとくに顕著で、 F_{tL} の値も若干低下している。したがって、試片の曲率をゆるくするとともに、握り部を補強する必要がある。一方、*T* 方向の 1.5 mm は 44.0, 3.0 mm は 23.8 kg/cm² で、試片のほぼ中央で破壊した。この値と裏割れ率とから素材の値を推定すると、

1.5 mm からは 53.0, 3.0 mm からは 49.2 kg/cm² となり, その差はわずか 7% で, 逆にこの測定値の妥当性が裏付けられている。

3.3.2 単板の裏割れ影響係数 $k(\theta)$

素材および単板性能を (3-1) 式に代入すると $k(\theta)$ が得られるが, 単板性能 ϕ_{90} の測定が極めて困難なため, 平行合板から対応する ϕ_{90} を推定し, その値から逆に $k(\theta)$ と素材性能 ϕ_{90} を計算した。すなわち, (3-1) 式において, 裏割れ率の異なる ($\alpha_F=0.2, \alpha_C=0.5, \alpha_{FC}=0.35$) 3種の平行合板の ϕ_{90} と α を既知, ϕ_{90} と $k(\theta)$ を未知とする 3つの方程式 (F, C, FC) をたて, 2つずつを連立して解き, それぞれの平均値を ϕ_{90} および $k(\theta)$ の値として採用した。

Fig. 3-12 に示されているように, $k(\theta)$ の値は, 引張と圧縮, ヤング係数と強さの差は少なく, $0^\circ \sim 15^\circ$ で急激に増加して 0.6~0.9 となるが, $30^\circ \sim 90^\circ$ では変化が少なく, 1 に近い値となった。 $k(\theta) > 1$ となることは理論上あり得ないのであるが, 試片作製, 測定および計算上の誤差によって生じたのであろう。

引張強さ F_{90} について考察すると, 0° では L 方向垂直応力 σ_L が支配的で, 破壊の主要因となるが, L 方向に対する裏割れの影響度は零であるから $k(0^\circ)=0$ となる。 0° から離れるにしたがって σ_L は減少するが, LT 面せん断応力 τ_{LT} および T 方向垂直応力 σ_T が増加し, いずれかが極限值に達すると破壊がおこり, この τ_{LT}, σ_T に対する影響度は 1 であるから, τ_{LT}, σ_T の増加にともなって $k(\theta)$ の値は上昇する。 τ_{LT} は 45° で最大となるのに対して, 90° では σ_T が支配的で, 破壊の主要因ともなるので, $k(90^\circ) \doteq 1$ となり, $F_{90,90}$ も α なる欠損断面をもつ素材の強さに等しい値 $F_{90,90} = (1-\alpha) F_{90,90}$ となると考えられる。圧縮, そしてヤング係数についても同様であろう。

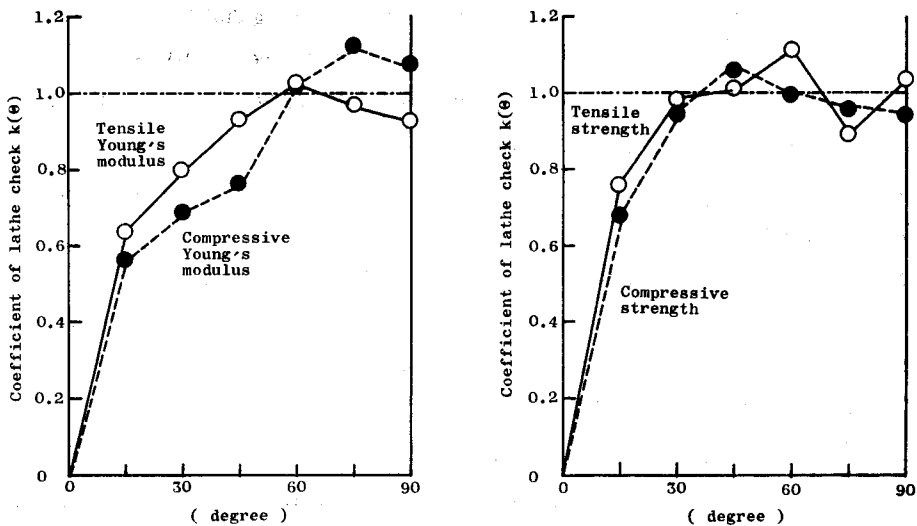


Fig. 3-12. Coefficients of lathe check $k(\theta)$.

3.3.3 合板の強度性能

ヤング係数 E

平行合板および直交合板の引張, 圧縮, 曲げヤング係数を Fig. 3-13 に示す。

平行合板の E は, 0° では引張, 圧縮, 曲げの別なく $E_{0^\circ} = 104 \sim 136 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ であるのに対し, $45^\circ \sim 90^\circ$ では3種の平行合板の間でかなりの差があるが, 裏割れ影響度の高いこの木取角度では裏割れ率の差がそのまま E の値の差として現われてくるためであろう。直交合板の E は, 引張および圧縮で $E_{0^\circ} = E_{90^\circ} = 58.5 \sim 65.5 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ と, 平行合板の約半分である。 45° を最小値としてほぼ対称となるが, 引張に比べて圧縮の E_{45° の方が若干高く, その異方度も幾分低い。曲げでは $E_{0^\circ} = 96.5 \sim 102.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ と, 平行合板よりやや低く, $0^\circ \sim 45^\circ$ で減少するが, $45^\circ \sim 90^\circ$ ではあまり変化しない。

つぎに, (3-7) 式の S_{11} , S_{22} 式を使って, 弾性主軸方向の E , G , μ から任意の木取角度のヤング係数 E_θ を計算して, 実測値と比較すると Fig. 3-13 のようになる。

引張 $E_{t\theta}$ の適合度 (計算値/実測値) は, 平行合板の 30° で若干低くなるが, 直交合板では平均 1.053 と比較的高い。平行合板の $15^\circ \sim 30^\circ$ では実測値, $45^\circ \sim 75^\circ$ では計算値の方が大きくなるが, 直交合板ではこのような定性的変化が認められない。すなわち, 平行合板の $45^\circ \sim 90^\circ$ の $k(\theta)$ は 1 に近く, 実測 E_{t90° から求めた計算 $E_{t\theta}$ が実測値を下回ることはないが, $15^\circ \sim 45^\circ$ の $k(\theta)$ は小さく, 裏割れ影響度も減少しているのので, 実測 E_{t90° の値から計算した値は過小となる。直交合板では, E_{t0° と E_{t90° の値の差が少なく, *face* と *core* が直交しているため裏割れ影

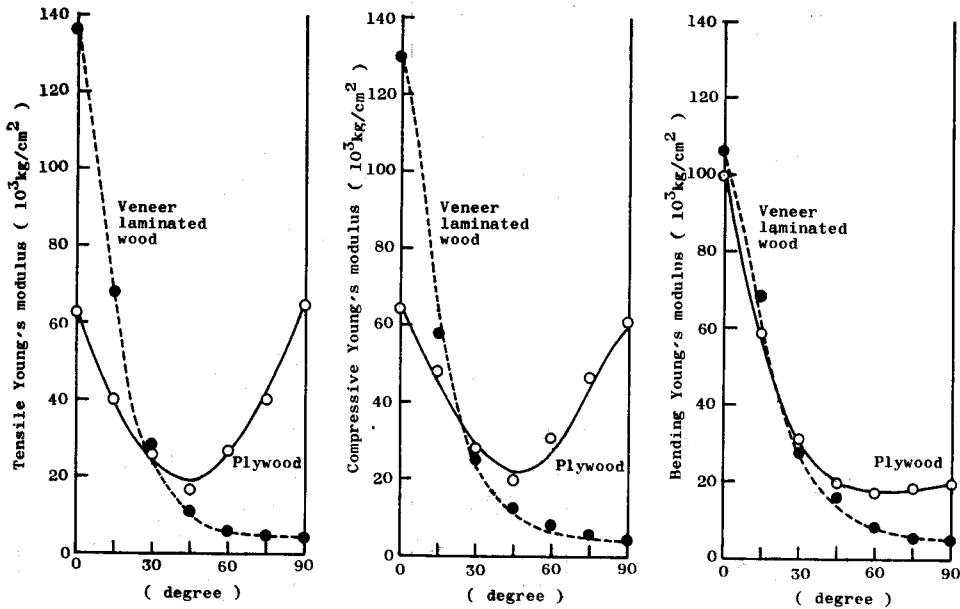


Fig. 3-13. Calculated curves and observed Young's moduli of veneer laminated wood and plywood.

響も著しく緩和されているから、計算値の適合度が高いのであろう。

圧縮 E_{22} の適合度は、平行合板で平均 0.848, 直交合板で 0.951 と、引張の場合に比べてその適合度は低い。裏割れ影響度にも若干差異があるため、適合性状にも幾分ずれが認められる。いずれにもせよ、圧縮の場合試片の端末拘束効果が低いこと、局部的面外変形のおそれなどによって、平行合板の実測値がバラツクのはやむをえないものと思われる。

曲げ E_{66} の適合度は、平行合板で平均 0.930, 直交合板で 0.951 と、圧縮に比べてやや高いが、その傾向は類似している。曲げの場合、 $15^\circ \sim 75^\circ$ では試片の幾何学的主軸と弾性主軸とがずれるため、曲げに捩り変形が付加され、*pure* な constant を測定することは困難で、この程度のバラツキは避けられないであろう。

したがって、平行合板に対しては、計算の基礎値となる E_{90} や μ の測定精度が低く、裏割れ影響も大きいので、(3-7) の計算式から得られる値は実測値を 15~25% 下回っている。一方、直交合板に対しては、 $E_1, E_2, G_{12}, \mu_{12}$ の値が比較的安定しており、裏割れ影響も小さいので、計算値は実測値に近く、実測のバラツキ等を考慮しても、誤差は $\pm 10 \sim 15\%$ 以内と判断される。

強さ(最大応力) F

平行合板および直交合板の引張、圧縮、曲げ強さ(最大応力および曲げ破壊係数) F を Fig. 3-14 に示す。

平行合板の F は、 0° で引張と曲げの値がほぼ等しく、 $F_0 = 963 \sim 1049 \text{ kg/cm}^2$ となり、圧縮の F_0 はこの値の約 $3/5$ で、その異方度もかなり低い。直交合板の F は、引張および圧縮の値が 0° と 90° でほぼ等しく、平行合板の F_0 の約 $1/2$ である。 45° を最小値としておおよそ

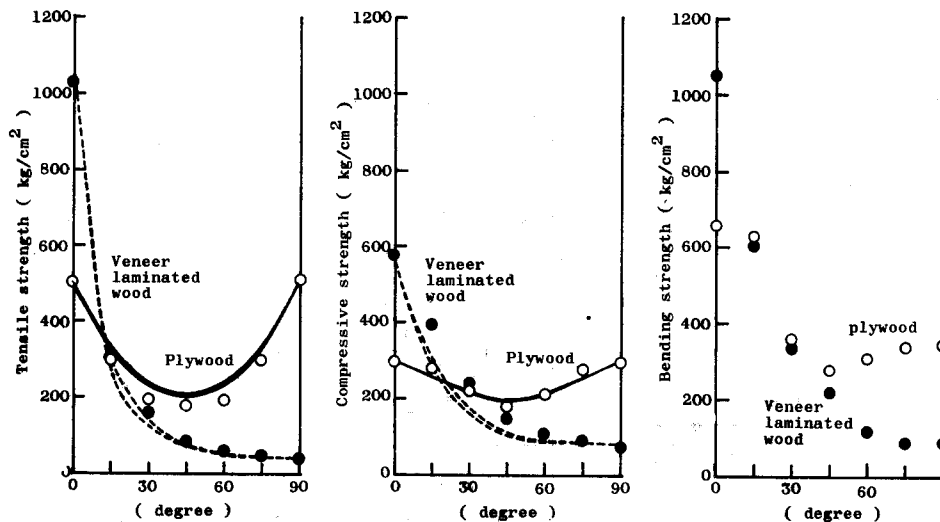


Fig. 3-14. Calculated curves and observed strength of veneer laminated wood and plywood.

Table 3-2. Coefficients (n) in Eq. (3-12)

Kind	In the case of tension				In the case of compression			
	n_0	n_t	n_n	n_s	n_0	n_t	n_n	n_s
<i>F</i>	0.	0.204	1.	2.399	0.	0.189	1.	2.499
<i>C</i>	0.	0.136	1.	2.990	0.	0.144	1.	2.852
<i>FC</i>	0.	0.169	1.	2.676	0.	0.169	1.	2.674
<i>P</i>	0.	0.369	1.	1.253	0.	0.353	1.	1.244
<i>P'</i>	0.	0.379	1.	1.260	0.	0.360	1.	1.233

(Remarks) *F*: Face-veneer laminated wood
C: Core-veneer laminated wood
FC: Face-core-veneer laminated wood
P: Plywood
P': Plywood

対称となるが、圧縮の異方度の方が低い。曲げの値は 45° で最小となるが、 $45^\circ \sim 90^\circ$ では若干の上昇が認められる程度である。

つぎに、(3-12)式を使って弾性主軸方向の F_1 , F_2 , F_{12} , μ_{12} から任意の木取角度の強さ F_θ を計算し、実測値と比較する。式中の4つの係数はTable 3-2に示されるように $0 < n_0 < n_t < n_n < n_s < 3$ となるが、このうち最大(n_s)と最小(n_0)の係数の場合の計算値とその実測値をFig. 3-14に示す。

適合度は 45° で最も低くなるが、引張の場合、平行合板では0.75~0.85で、係数 n_0 のとき最小となるのに対し、直交合板では1.25~1.40で、 n_s のときに最高となる。圧縮の場合、平行合板の適合度は引張の場合よりも低く、0.60~0.70となるが、直交合板では0.95~1.15と、引張より高い。このように係数によって適合度に差があるが、その差は高々7~8%であるから、(3-12)式の n 項を省略($n=n_0=0$)しても大きな影響はないであろう。

したがって、(3-12)式を使って強さ F_θ を計算する場合、平行合板では約-30%、直交合板では約+20%の誤差を見込まねばならないであろう。

Shear modulus G および shear strength τ

平行合板および直交合板の panel shear, plate shear, rolling shear に対する G および τ を Fig. 3-15, 16 に示す。

panel shear の場合、 $G_{pa.0^\circ} \doteq G_{pa.90^\circ}$ で、平行合板と直交合板の差もほとんどないが、 45° では平行合板が $G_{pa.0^\circ}$ に比べてわずかしき上昇しないのに対し、直交合板では約4.5倍にもなる。plate shear の場合も、 $G_{pa.}$ と同様に $G_{pl.0^\circ} \doteq G_{pl.90^\circ}$ で、平行合板と直交合板の差がないが、 45° で平行合板が約30%低下しているのに対し、直交合板は逆に約2倍となっている。rolling shear の場合は直交合板についてのみ測定したが、木取角度による差異は少なく、 $G_r = 2.18 \sim 2.67 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_r = 22.3 \sim 26.7 \text{ kg/cm}^2$ であった。また、引張型試片から得た τ_r は平均 27.6 kg/cm^2 , horizontal shear strength は平均 60.0 kg/cm^2 , 合板接着力は平均 31.1 kg/cm^2

で、その木破率は80~100%であった。

つぎに、(3-7)の S_{66} 式を使って弾性主軸方向の E, G, μ から任意の木取角度の G_{θ} を計算し、実測値と比較してFig. 3-15に示す。

45°の適合度は、平行合板の $G_{pa.45^\circ}$ が0.454, $G_{pl.45^\circ}$ が0.96となるのに対し、直交合板の $G_{pa.45^\circ}$ は1.033, $G_{pl.45^\circ}$ が0.921とかなり高い。このように、 E_1, E_2, G_{12} の高精度の測定が可能で、しかも E_1 と E_2 との差が小さい直交合板では適合度が高いが、 E_{0° と E_{90° との差が大き

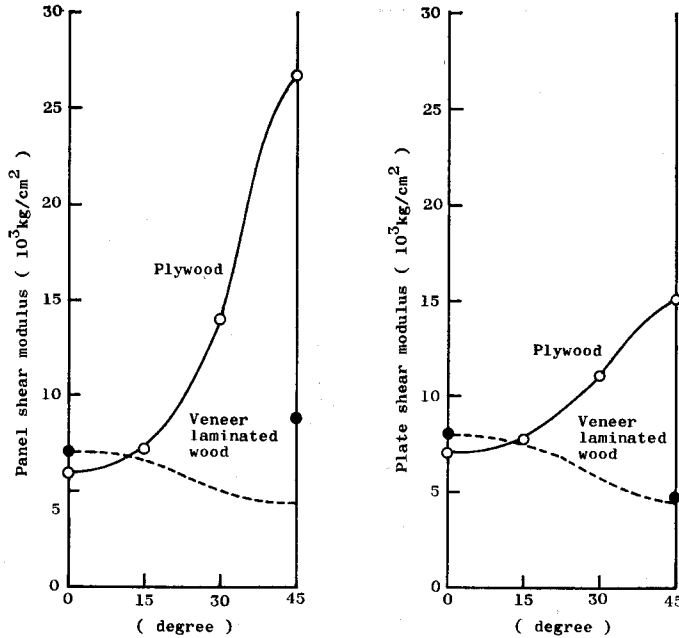


Fig. 3-15. Calculated curves and observed shear moduli of veneer laminated wood and plywood.

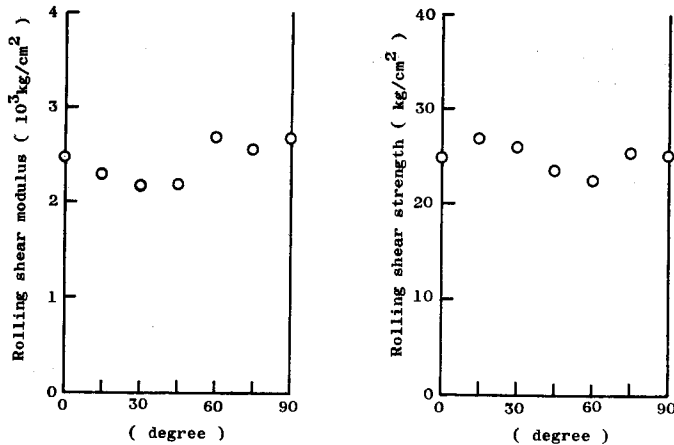


Fig. 3-16. Observed rolling shear moduli and strength of plywood.

い平行合板では、とくに、 E_{90° が材質上の欠点や裏割れ影響を受け易いため、その測定は困難であり、適合度もそれだけ低下するのであろう。

したがって、直交合板の G_0 は (3-7) 式を使って弾性主軸方向の値から正確に計算できるが、平行合板ではその精度はかなり低くなるものと思われる。

3.3.4 単板および合板の強度性能の比較

CURRY⁷⁾ は配合則を使って単板の強度性能 ϕ_0 から合板性能 ϕ_p を計算しているが、6 mm 3 ply (1.5+3.0+1.5) 合板の性能は *face* および *core* の性能 ϕ_f, ϕ_c から次のように求められる。

引張、圧縮の場合

$$\phi_p = 0.5 \phi_f + 0.5 \phi_c \quad (3-13)$$

曲げの場合

$$\phi_p = 0.875 \phi_f + 0.125 \phi_c \quad (3-14)$$

合板の予備試験結果、ならびに L および T 方向曲げヤング係数に対する配合則の適合性を Table 3-3 に示す。

(3-14) 式の右辺の ϕ_f, ϕ_c に 1.5 mm および 3.0 mm 単板の曲げ試験から得た L 方向曲げ試験から得た L 方向曲げヤング係数 E_{fbL}, E_{cbL} を代入して平行合板の E_{fbL} を計算すると、その適合度は 0.983 と極めて高い。また、Table 3-3 に示されているように、 F 合板と C 合板の間には

$$E_{fbT} = 0.0475 E_{cbL}, \quad E_{cbT} = 0.0348 E_{cbL}$$

なる関係があるので、この関係を使うと、直交合板の E_{pb1}, E_{pb2} は (3-14) 式から次のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} E_{pb1} &= 0.875 E_{fbL} + 0.125 \times 0.0348 E_{cbL} \\ E_{pb2} &= 0.875 \times 0.0475 E_{fbL} + 0.125 E_{cbL} \end{aligned} \right\} \quad (3-15)$$

Table 3-3. Basic mechanical properties of veneer laminated woods and plywoods

Kind	Specific gravity (γ_u)	Observed Young's modulus in bending		Calculated Young's modulus in bending		E_{bL-p} cal.	E_{bL-b} cal.	Observed modulus of rupture		Observed shear modulus G_{LT} (10^3 kg/cm ²)
		E_{bL}	E_{bT}	of plate of beam				F_{bL}	F_{bT}	
		(10 ³ kg/cm ²)		(10 ³ kg/cm ²)		E_{bL} obs.	E_{bL} obs.	(10 ³ kg/cm ²)		
<i>F</i>	0.65	103.8	4.9	107.6	121.4	1.040	1.125	968	104	7.10
<i>C</i>	0.55	111.4	3.8	118.5	108.8	1.058	1.052	995	81	6.96
<i>FC</i>	0.59	106.0	4.9	103.5	111.2	0.983	1.045	1045	97	6.73
<i>P</i>	0.58	96.5	21.9	96.1	99.8	0.979	1.011	697	366	8.68
<i>P'</i>	0.52	102.3	16.9					617	306	7.53

(Remarks) L, T, LT : L -direction parallel to the face grain, T -direction perpendicular to the face grain and LT -plane, respectively.

上式にも単板の E_{fbL} , E_{cbL} の値を代入すると, $E_{pb1}=94.2 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$, $E_{pb2}=18.7 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ の値が得られ, その適合度はそれぞれ 0.976, 0.854 である。このように, *face* の応力成分が支配的である (0.875/0.918) 1 方向の適合度は極めて高いのに対し, *face* と *core* の応力成分が比較的近似している (0.042/0.167, 0.125/0.167) 2 方向ではその適合度は幾分低下している。したがって, 配合則によって単板の E_{pbL} から平行合板および直交合板の主軸方向の曲げヤング係数を正確に計算できるものと思われる。ただし, 直交合板の 2 方向の値 E_{pb2} に対しては 10~20% の誤差を見込まねばならないであろう。

つぎに, (3-13, 14) 式の右辺の第 1 項に *F* 合板から得た *face* の性能を, 第 2 項に *C* 合板から得た *core* の性能をそれぞれ代入し, 平行 (*FC*) 合板と直交 (*P*) 合板の性能を計算してその適合度を検討する。

平行合板に対する適合度は木取角度にかかわらず極めて高い。すなわち, *face* と *core* の性能の差が小さく, その木取角度もほぼ一致しているため, 接着後も単板時の応力状態に近似しており, その性能は構成単板の値に近く, 配合則が成立し易い条件を備えている。しかし, 曲げのうち振り変形を伴うような場合は *pure constant* の測定が困難で, *free constant* を使うため, その適合度は若干低下している。

直交合板では弾性主軸方向の適合度は高いが, 傾斜方向では著しく低い。主軸方向の高適合度についてはすでに報告されているように, 直交する *face* と *core* の主軸方向の性能差が大きいため, 接着後も高性能の単板の方の応力のはるかに高く, その単板性能が主として合板性能に効いてくる。他方の単板の応力は極めて低いので無視してもさしつかえなく, そのため見かけの適合度が高くなっているものと考えられる。これに対して, 傾斜方向では *face* と *core* の座標軸方向の性能が比較的接近し, その応力成分も近いので, いずれの単板をも無視することができない。したがって, この場合, *face* と *core* の性能の単純な配合だけによっては, 接着による新しい応力状態をもつ直交合板の性能を計算することは困難であろう。

3.3.5 合板の引張ヤング係数 E_c

各種の応力状態において応力のつりあい条件式と接着条件式が得られれば, 構成単板の性能から合板の性能を計算することができる。

たとえば, 単軸引張応力状態における合板の性能は (3-3~10) 式によって計算されるが, この計算中に得られる *face* と *core* の *XY* 軸系および $\xi\eta$ 軸系の応力成分を Fig. 3-17 に示す。

Fig. 3-17 に示されているように, *face* の強度性能の方が *core* より幾分高いので, *XY* 軸系の垂直応力 σ_x が 1 (合板の垂直応力と等しい値) となる角度は 45° ではなく, σ_{fx} は 0° 側に, σ_{cx} は 90° 側に若干ずれている。同様に σ_{fy} , σ_{cy} , τ_{fxy} , τ_{cxy} の対称軸もすべて 90° 側に少しずつずれている。また, $\xi\eta$ 軸系でも $\sigma_x=1$ の角度は, σ_{fx} が 0° 側に, σ_{cx} が 90° 側に幾分ずれている。 σ_{fy} は 0° から 90° にわずかに上昇し, σ_{cy} は逆に減少し, $\tau_{f\xi\eta}$ および $\tau_{c\xi\eta}$ は 45° を軸としてほぼ対称となっている。

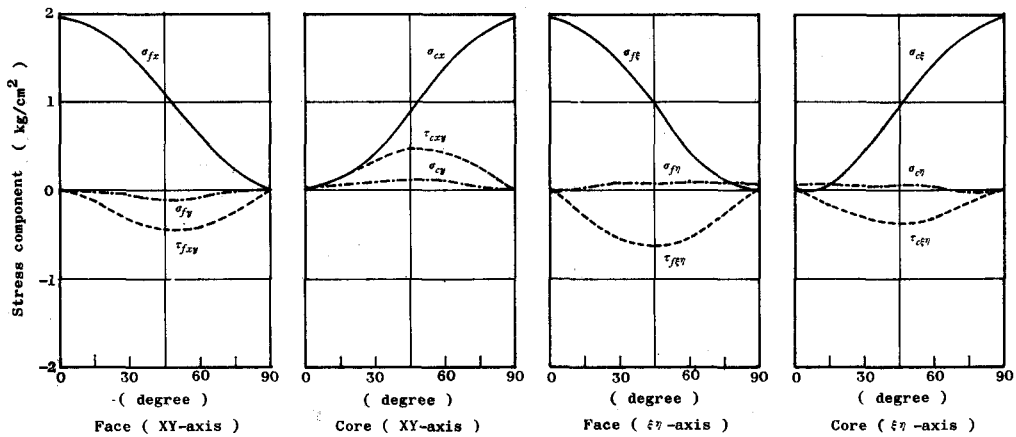


Fig. 3-17. Stress components of plywood under uniaxial stress condition.

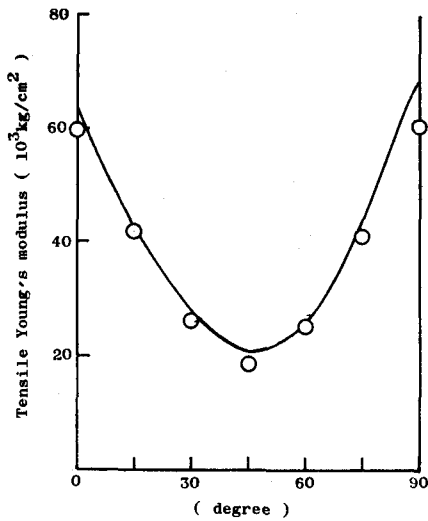


Fig. 3-18. Calculated curve and observed tensile Young's moduli of plywood.

得られた XY 軸系応力成分を (3-8) 式に代入して歪成分を求め、(3-10) 式を使って計算した引張ヤング係数を Fig. 3-18 に示す。

実測値に対する適合度は平均 1.100 となっているが、計算の基礎値にとった弾性定数の測定精度から判断して、この程度の誤差はやむえないであろう。さらに正確な解析をおこなうためには、裏割れや接着剤等の挙動による不確定変動因子を取り除いたより精度の高い解析の実験が必要である。

しかしながら、ある程度のパラッキの存在は木材にとって避けられないもので、実用上の見地に立てば、応力のつりあい条件式と接着条件式とにより、構成単板の性能から合板の応力成分および

強度性能を推定することが可能であると思われる。

3.3.6 合板の引張強さ F_t

前項で得られた $\xi\eta$ 軸系応力成分と各要素の強さを (3-11) 式に代入して計算した合板の引張強さを Fig. 3-19 に示す。

実測値に対する適合度は、 0° 、 90° では 1.120 と配合則の場合と同程度に、 $15^\circ \sim 75^\circ$ では 0.881 と幾分過小に計算されている。すなわち、主軸方向では荷重方向と一致する L 方向の単板の応力が支配的であるため、引張破壊は概ねその強さに依存し、それに直交する方向の単板は側面補強効果を示すにすぎない。これに対し、 $15^\circ \sim 75^\circ$ で合板の引張強さとして得られる値

は実際には構成単板のせん断強さにもとづく値である。破壊時には τ_{xy} 以外の成分の応力も高いが、未だその極限值には達しておらず、そのため直交する単板もある程度の補強効果をもつと考えられるから、単体の単純せん断によって求めた要素の強さを基準とした計算値よりは若干高くなるであろう。たとえば、裏割れについても、合板ではその影響の顕著な T 方向と、軽微な L 方向とが直交しているため、接着層の介在をも含めて、各単板は相互にその影響を緩和される結果となると考えられる。

したがって、合板構成時の要素強さはフリーの単板のときよりも若干向上することもあり、(3-18) 式による計算値は幾分小さくなる。そのため $15^\circ \sim 75^\circ$ の適合度は10%程度の低下をみるものと思われる。

3.4 構造用合板の強度性能の推定

試験結果と考察から構造用合板の強度性能について次のようなことが明らかにされた。

- (1) 単板の L 方向曲げヤング係数および T 方向引張強さは Fig. 3-3 および Fig. 3-4 の試験方法により測定可能であろう。
- (2) 単板の性能は (3-1) 式のように素材性能から単板の裏割れ率 α と影響係数 $k(\theta)$ の積を減じて求められる。 $k(\theta)$ は引張と圧縮ならびにヤング係数と強さによって若干の差があるが、木取角度 0° で0, 15° までに急上昇して0.6~0.9, 30° 以上では1に近い値を示している。
- (3) CURRY の配合則を用いて単板性能から平行合板および直交合板の性能を計算する場合、平行合板に対する適合度は木取角度にかかわらず極めて高いが、直交合板に対しては弾性主軸方向にかぎって適用可能であろう。
- (4) (3-7) および (3-12) 式を用いると、弾性主軸方向の値からそれに傾斜する方向の弾性係数および強さが求められるが、高い適合度も示す直交合板に比べて、平行合板では $\pm 20\%$ 程度の誤差を見込まねばならないであろう。
- (5) 単軸引張応力状態のような場合、合板の応力成分と歪成分はつりあい条件式 (3-3) と接着条件式 (3-4) によって *face* と *core* の基礎弾性定数から計算されるが、これらの成分から求めた引張ヤング係数と引張強さの計算精度はかなり高いものと判断される。
- (6) 以上のような総括的検討の結果、構造用合板の強度性能に対して次図のような推定法

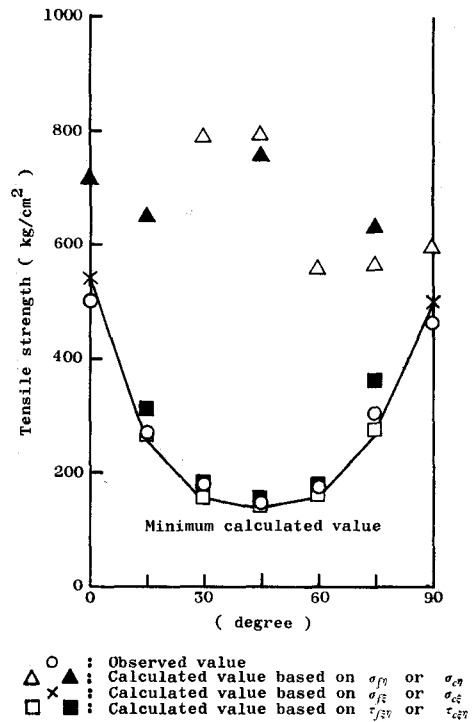
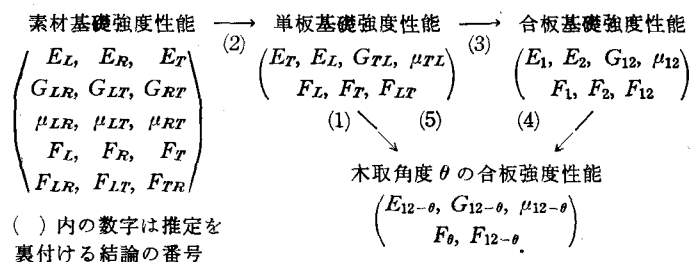


Fig. 3-19. Calculated values and observed tensile strength of plywood.

が可能であると考えられる。



すなわち、単板基礎強度性能のうち測定可能なものは E_{bL}, E_{iT} のみであるが (1)、素材基礎強度性能から、裏割れ率と影響係数による補正をおこなえば、単板性能の推定が可能である (2)。単板から合板基礎性能の推定は CURRY の配合則を用いれば容易であり (3)、木取角度 θ の合板強度性能は弾性主軸方向の性能から計算できるばかりでなく (4)、つりあい条件式と接着条件式を使って直接単板からも求められる (5)。このほか、素材、単板、合板の強度性能相互の関係比が既知の場合はこの比を用いて推定することができるであろう。

4. 合板ガセット接着接合における応力伝達と変形

本研究では、3. 構造用合板の強度性能で得た資料をもとに、合板ガセット接着接合における応力伝達と変形について定性的ならびに定量的検討を加えた。合板ガセット試験体の引張、曲げせん断における応力伝達の機構を調べるとともに、引張および圧縮を受ける矩形ガセットおよび三角形ガセットの変形を測定して、ガセット設計に対する基礎条件を求めた。

4.1 応力伝達と変形の機構

4.1.1 応力伝達機構と耐力

Fig. 4-1, 2, 3 のような合板ガセット接着接合の接合部変形は極めて小さいので、解析および設計上問題となるのは耐力の方である。そして、力の伝達に関与する合板ガセットの要素として、合板、構成単板 (とくに表板)、接着層、合板内接着層があげられるが、このうち合板と表板ではガセットに加えられる力と同種のもが作用するのに対して、二つの接着層には主として面内のせん断が働くと考えられる。この関係にもとづいて、合板ガセットの耐力 P および破壊箇所は、各要素の固有の強さから次のように決定される。

	耐 力	破 壊 箇 所	
1. $P_v > P_p$ のとき	$P = P_g$ (接着層)	}	(4-1)
2. $P_g > P_v > P_r$ のとき	$P = P_v$ (表板・合板内接着層)		
3. $P_g > P_r > P_v$ のとき	$P = P_r$ (表板・合板内接着層)		
4. $P_r > P_p$ のとき	$P = P_p$ (合板)		

ここで、 P_v, P_p, P_g, P_r は、それぞれ、表板、合板、接着層、合板内接着層から算出した耐力である。通常、 $P_p > P_v, P_g > P_r$ であり、合板内接着力よりも合板の RT 面のせん断強さ

(rolling shear strength) の方が低いので P_r の値としては rolling shear strength にもとづく値を採用する。

引張耐力

Fig. 4-1 のように合板ガセットに引張が作用する場合、表板と合板には主として引張が、両接着層には面内にせん断が働くので、各要素の引張耐力 T は次のように計算される。

$$\left. \begin{aligned} T_v &= F_v \times A_v \\ T_p &= F_p \times A_p \\ T_g &= F_g \times S_g \\ T_r &= F_r \times S_r \end{aligned} \right\} (4-2)$$

ここで

- F_v, F_p : 表板および合板の引張強さ
- F_g, F_r : 接着力および rolling shear strength
- A_v, A_p : 表板および合板の断面積
- S_g, S_r : 接着層および合板内接着層の面積

(4-2) 式のように求めた T_v, T_p, T_g, T_r の間の大小関係を調べて、(4-1) 式の4つの不等式から該当するものを選べば、合板ガセットの破壊形態と引張耐力が決定される。

曲げ耐力

Fig. 4-2 のように曲げが作用する場合、表板と合板には曲げが、両接着層には捩りが働くので、各要素の曲げ耐力 M は次式のように計算され、その大小関係から合板ガセットの破壊形態と曲げ耐力が決定される。

$$\left. \begin{aligned} M_v &= F_v \times Z_v \\ M_p &= F_p \times Z_p \\ M_g &= F_g \times I_{vg}/r_g \\ M_r &= F_r \times I_{vr}/r_r \\ M_g &= F_g \times k_g \times a_g^2 \times b_g \\ M_r &= F_r \times k_r \times a_r^2 \times b_r \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{円形接着層} \\ \text{矩形接着層}^{51)} \end{array} \quad (4-3)$$

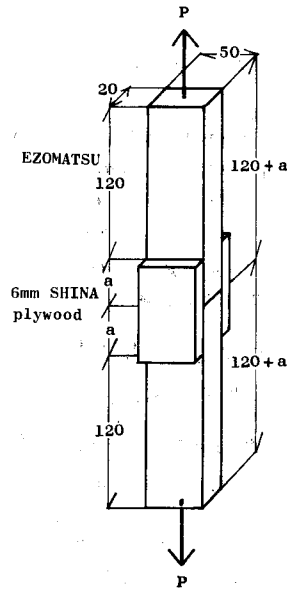


Fig. 4-1. Tension test specimen of plywood gusset. (unit: mm)

- Series 1: $\theta=0^\circ, a=10, 20, 30, 40, 50, 60$ mm
- Series 2: $a=20$ mm, $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$
- Series 3: $a=30$ mm, $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$
- θ : Angle of face veneer to loading direction

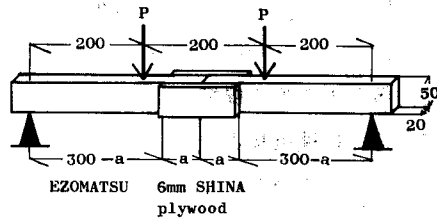


Fig. 4-2. Bending test specimen of plywood gusset. (unit: mm)

- Series 1: $\theta=0^\circ, a=10, 20, 30, 40$ mm
- Series 2: $a=20$ mm, $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$
- Series 3: $a=30$ mm, $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$
- θ : Angle of face veneer to loading direction

ここで

F_v, F_p : 表板および合板の曲げ破壊係数

Z_v, Z_p : 表板および合板の断面係数

I_{pv}, I_{pr} : 円形接着層の断面極2次モーメント

r_v, r_r : 円形接着層の断面2次半径

k_g, k_r : 矩形接着層の形状係数⁵⁰⁾

a_g, b_g, a_r, b_r : 矩形接着層の寸法

せん断耐力

Fig. 4-3 のようにせん断が作用する

場合、表板と合板には横断面に panel shear が、両接着層には rolling shear が働くので、各要素のせん断耐力 Q は次式のように計算され、その大小関係から合板ガセットの破壊形態とせん断耐力が決定される。

$$\left. \begin{aligned} Q_v &= F_{pv} \times A_v \\ Q_p &= F_{pp} \times A_p \\ Q_v &= F_v \times S_v \\ Q_r &= F_r \times S_r \end{aligned} \right\} \quad (4-4)$$

ここで F_{pv}, F_{pp} : 表板および合板の panel shear strength.

4.1.2 変形式の誘導

Fig. 4-4, 5 のようにガセットの寸法が大きい場合はその拘束効果とともに変形をも考慮する必要がある。この場合、母材およびガセットはともに弾性体であるから、力が加えられると両者は互いに他方の変形を拘束しつつ、自からも変形する。主として、母材は曲げ変形し、ガセットは引張および圧縮変形する。したがって、ガセットを弾性床、部材を有限長梁とみなすと、ガセット接合部における変形は弾性床上の有限長梁の変形と考えられる。

矩形ガセットの変形

Fig. 4-4 に示されている矩形ガセットの厚さ t およびヤング係数 E_g は一定で、幅 b も全長を通じて一定であるから、床係数 k_r も一定となる。したがって、矩形ガセットに対する基礎微分方程式は次のように表わされる。

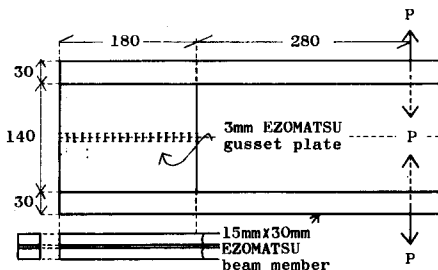


Fig. 4-4. Test specimen of rectangular plywood gusset. (unit: cm)

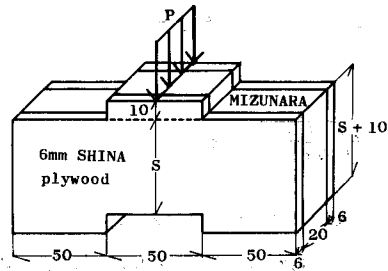


Fig. 4-3. Panel shear test specimen of plywood gusset. (unit: mm)

Series 1: $\theta=0^\circ, S=20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180$ mm

Series 2: $S=50$ mm, $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$

Series 3: $S=50$ mm, $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ (dotted line)

θ : Angle of face veneer to loading direction

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_r y = \frac{E_g t}{b} \cdot y \quad (4-5)$$

これより

$$\sqrt[4]{\frac{E_g t}{4E I b}} = \beta_r \quad (4-6)$$

とおけば、次の一般解が得られる。

$$y = e^{\beta_r x} (A \cos \beta_r x + B \sin \beta_r x) + e^{-\beta_r x} (C \cos \beta_r x + D \sin \beta_r x) \quad (4-7)$$

(4-7) 式は4つの積分定数をもち、この決定には4つの境界条件が必要であるが、Fig. 4-4の荷重側ガセット端の曲げモーメントとせん断力しか知られておらず、2つの境界条件式が不足している。

しかしながら、無限長梁に集中荷重およびモーメントがかかった場合の撓み曲線式、撓み角、曲げモーメントおよびせん断力はすでにTIMOSHENKO²⁵⁾らによって次式のように求められているので、この解を利用してガセット変形式を誘導する。

集中荷重 P のかかった場合

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{P\beta}{2k} \varphi(\beta x) \\ \frac{dy}{dx} &= -\frac{P\beta^2}{k} \zeta(\beta x) \\ M &= -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{P}{4\beta} \psi(\beta x) \\ Q &= -EI \frac{d^3 y}{dx^3} = -\frac{P}{2} \theta(\beta x) \end{aligned} \right\} \quad (4-8)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } \varphi &= e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ \psi &= -e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ \theta &= e^{-\beta x} \cos \beta x \\ \zeta &= e^{-\beta x} \sin \beta x \end{aligned}$$

モーメント M のかかった場合

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{M\beta^2}{k} \zeta(\beta x) \\ \frac{dy}{dx} &= \frac{M\beta^3}{k} \psi(\beta x) \\ M &= -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{2} \theta(\beta x) \\ Q &= -EI \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{M\beta}{2} \varphi(\beta x) \end{aligned} \right\} \quad (4-9)$$

すなわち、無限長梁の解(4-8, 9)式を用いて有限長梁(矩形ガセット)の解を得るためには、有限長梁の両端において、曲げモーメントおよびせん断力の総和が零になるように、変換

荷重 P_1, P_2 および変換モーメント M_1, M_2 を付加して、無限長梁の問題に変換すればよいと考えられる。Fig. 4-4 の矩形ガセットにおいて、集中荷重 P とモーメント M がかった場合の P_1, P_2 および M_1, M_2 は次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.5 \beta_r & 0.5 \beta_r \varphi(\beta_r l) & -0.5 & 0.5 \theta(\beta_r l) \\ -0.5 \beta_r \varphi(\beta_r l) & 0.5 \beta_r & -0.5 \theta(\beta_r l) & 0.5 \\ 0.5 & 0.5 \theta(\beta_r l) & 0.25/\beta_r & 0.25 \psi(\beta_r l)/\beta_r \\ 0.5 \theta(\beta_r l) & 0.5 & 0.25 \psi(\beta_r l)/\beta_r & 0.25/\beta_r \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} -0.5 P \theta(\beta_r l) & -0.5 M \beta_r \varphi(\beta_r l) \\ 0.5 P & -0.5 M \beta_r \\ -0.25 P \psi(\beta_r l)/\beta_r & -0.5 M \theta(\beta_r l) \\ -0.25 P/\beta_r & +0.5 M \end{Bmatrix} \quad (4-10)$$

上式より得られた P_1, P_2, M_1, M_2 と P, M から、重ね合わせ原理を用いて、矩形ガセット (有限長梁) の変形を求める。左端から x 離れた点の母材の撓み y_r は次のようになる。

$$y_r = \frac{P \beta_r}{2k_r} \varphi\{\beta_r(l-x)\} + \frac{M \beta_r^2}{k_r} \zeta\{\beta_r(l-x)\} + \frac{P_1 \beta_r}{2k_r} \varphi(\beta_r x) + \frac{P_2 \beta_r}{2k_r} \varphi\{\beta_r(l-x)\} + \frac{M_1 \beta_r^2}{k_r} \zeta(\beta_r x) + \frac{M_2 \beta_r^2}{k_r} \zeta\{\beta_r(l-x)\} \quad (4-11)$$

三角形ガセットの変形

Fig. 4-5 のような三角形ガセットの厚さ t およびヤング係数 E_g は一定であるが、幅 b_t は節点からの距離に比例して次のように変化する。

$$b_t = x \tan \alpha \quad (4-12)$$

ここで、 α は母材接合角度の 1/2 である。したがって、応力成分の変換と床係数 k_t の変化を考慮すると、三角形ガセットに対する基礎微分方程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_t y = \frac{E_g t \cos^3 \alpha}{\tan \alpha} \cdot \frac{y}{x} \quad (4-13)$$

となるが、この解を得ることは困難であるから右辺の変数 x を定数とみなして

$$\sqrt[4]{\frac{E_g t \cos^3 \alpha}{4EI \tan \alpha} \cdot \frac{1}{x}} = \beta_t \quad (4-14)$$

とおき、矩形ガセットと同型の微分方程式に

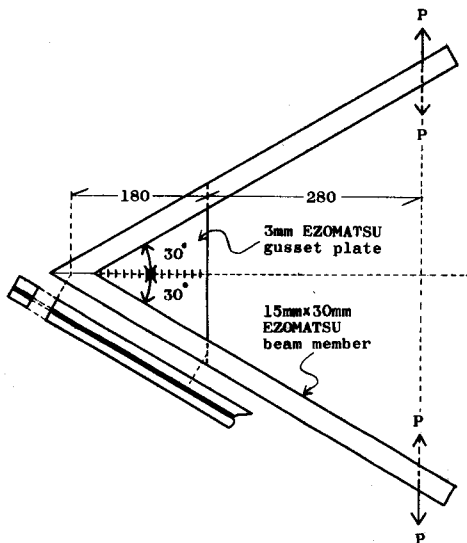


Fig. 4-5. Test specimen of triangular wood gusset. (unit: cm)

変形して、三角形ガセットの変形を求める。節点から x 離れた点の撓み y_t は次のようになる。

$$y_t = \cos \alpha \cdot \left[\frac{P\beta_t}{2k_t} \varphi \{ \beta_t(l-x) \} + \frac{M\beta_t^2}{k_t} \zeta \{ \beta_t(l-x) \} \right. \\ \left. + \frac{P_1\beta_t}{2k_t} \varphi(\beta_t x) + \frac{P_2\beta_t}{2k_t} \varphi \{ \beta_t(l-x) \} + \frac{M_1\beta_t^2}{k_t} \zeta(\beta_t x) + \frac{M_2\beta_t^2}{k_t} \zeta \{ \beta_t(l-x) \} \right] \quad (4-15)$$

上式によって得られる値は x 点の三角形ガセット幅をもつ矩形ガセットの撓み量であるから、節点側では過小に、荷重点側では過大に計算されている。したがって、この値は次のような方法で補正せねばならない。

三角形ガセットの荷重点側は幅が大きく、撓み量も大きいのに比べて、節点側は幅が小さく、撓み量も小さいので、主として荷重点側の過大計算撓み量を補正する。すなわち、構造物の実質的な節点とみなされる点、変位中心(零変位点、変位変換点)をこのガセットの変形を代表する点と考えると、この点のガセット幅をガセット右端の幅になるようにガセット寸法を縮小し、床係数を修正した後に撓み量を再計算する。この手続きは次のとおりである。

まず、(4-12)~(4-14)式を用いて k_t , β_t を定め、つぎに、(4-15)式の撓み量を零とおいた高次方程式の解を求めて、変位中心 R の位置を決める。これより、ガセット幅 b'_t と k'_t , β'_t は次のように修正される

$$b'_t = x \tan \alpha \cdot R/l \quad (4-16)$$

$$k'_t = \frac{E_g t \cos^3 \alpha}{\tan \alpha} \cdot \frac{R}{l} \cdot \frac{1}{x} \quad (4-17)$$

$$\beta'_t = \sqrt[4]{\frac{E_g t \cos^3 \alpha}{4EI \tan \alpha} \cdot \frac{R}{l} \cdot \frac{1}{x}} \quad (4-18)$$

このようにして求められた k'_t , β'_t を (4-15) の撓み式の k_t , β_t に代入すると、三角形ガセットの補正撓み式が得られる。

ガセット特性係数

矩形ガセットおよび三角形ガセットの変形計算において、有限長梁を無限長梁に変換する際必要な変換荷重 P_1 , P_2 と変換モーメント M_1 , M_2 はガセットの変形性状を決定する重要な要素であるが、 P_1 , P_2 , M_1 , M_2 はいずれも βl の関数である。したがって、 βl はガセットの変形特性を表わす係数と考えられるから、これをガセット特性係数と称し、記号 Γ で表わすことにする。 Γ は母材曲げ剛性 EI , ガセット引張剛性 $E_g t$, ガセット長 l , ガセット幅 b , 母材接合角度 2α から次のように計算される。

矩形ガセットの場合

$$\Gamma_r = \beta_r l = \sqrt[4]{\frac{E_g t \cdot l^4}{4EI \cdot b}} \quad (4-19)$$

三角形ガセットの場合

$$\Gamma_t = \beta_t l = \sqrt[4]{\frac{E_g t \cdot l^3 \cdot \cos^3 \alpha}{4EI \tan \alpha}} \quad (4-20)$$

4.2 材料と試験方法

4.2.1 材 料

合板ガセットの引張、曲げ、せん断試験に使用した合板は、3. 構造用合板の強度性能に使ったものと同質のシナ 3 ply 6 mm 合板で、その弾性係数と強さはすでに測定した値を採用した。

矩形ガセットおよび三角形ガセットのガセット板には北海道大学兩竜地方演習林産のアカエゾマツ 3 mm 厚の板を使用した。その比重は 0.40, 年輪幅 3.5 mm, 含水率は 10.6%, L 方向のヤング係数は $96.7 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ である。

母材には市販のエゾマツ材を使用した。その比重は平均 0.43, 含水率は 10.8%, L 方向ヤング係数は $110 \sim 140 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ であった。

4.2.2 合板ガセットの試験

引張試験

Fig. 4-1 のように、 $2 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} \times (12+a) \text{ cm}$ の 2 本のエゾマツ材を突付け、2 枚の $5 \text{ cm} \times 2a \text{ cm}$ のシナ 6 mm 合板を両側に添えてくぎ打ち接着した。Series 1 では合板の木取角度を 0° 一定として、ガセット長 a を 1, 2, 3, 4, 5, 6 cm と変動させた。Series 2 では $a=2 \text{ cm}$, Series 2 では $a=3 \text{ cm}$ として、木取角度を 15° ずつ変えていった。

5 ton オルセン型試験機を用いて引張荷重をかけて最大荷重を測定し、破壊形態とくに構成単板と接着層に注意を払って観察した。

曲げ試験

Fig. 4-2 のように引張と同様な試験体を作製したが、その母材は $2 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} \times 33 \text{ cm}$ のエゾマツ材、ガセットは $5 \text{ cm} \times 2a \text{ cm}$ の 6 mm シナ合板である。Series 1 では木取角度 θ を 0° として、 a を 1, 2, 3, 4 cm と変え、Series 2 では $a=2 \text{ cm}$, Series 3 では $a=3 \text{ cm}$ として、木取角度を 15° ずつ変動させた。

250 kg オルセン型試験機を用いて、スパン 60 cm の 3 等分点 2 点荷重をかけ、最大荷重を測定し、破壊形態を観察した。

せん断試験

Fig. 4-3 のように、 $3 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} \times (S+1) \text{ cm}$ のミズナラ材を 3 体並べて幅 15 cm とし、中央 1 体を 1 cm ずらし、両面に $15 \text{ cm} \times S \text{ cm}$ のシナ 6 mm 合板をくぎ打ち接着した。Series 1 では木取角度を 0° 一定として、せん断長 S を 2 cm から 18 cm まで 2 cm ずつ変えた。Series 2 および Series 3 では $S=5 \text{ cm}$ として、木取角度を 15° ずつ変動させた。Series 3 は Series 2 の試験体のガセット中央の上下突出部を 1 cm ずつ切り取って、ガセット上面を一直線にした

ものである (Fig. 4-3 の点線部)。

Sが14 cmまでの試験体には5 ton オルセン型試験機を、それ以上の試験体には150 t アムスラー型試験機を用いて圧縮荷重を加えた。このとき試験体が横方向に開かないよう軽く側面をおさえた。50 kg ごとに荷重点の鉛直変位をストローク5 mm, 1/1000 mm 読みのダイヤルゲージで測定した。局部的破壊が生じた後も荷重は上昇したので、完全に破壊するまで荷重をかけ、最大荷重を測定するとともに破壊形態を観察した。

4.2.3 矩形ガセットおよび三角形ガセットの試験

Fig. 4-5, 5 のように、ガセットにエゾマツ3 mm厚の板 ($E_g t = 29.0 \times 10^3 \text{ kg/cm}$), 部材にエゾマツ1.35 cm \times 3.0 cm 角 ($EI = 662 \sim 737 \times 10^3 \text{ kg/cm}$) 2本を使って、ガセットを部材間にはさんでくぎ打ち接着した。

250 kg オルセン型試験機を用いて、試験体の右端に引張および圧縮荷重をかけ、ガセット中央線上に1 cm 間隔で荷重方向に貼った表裏18枚ずつの10 mm ストレインゲージによって歪を測定した。

第1回目の試験終了後、矩形ガセットは外側から、三角形ガセットは内側(荷重側)から約3 cm ずつ切り取った。そして第2回目の試験をおこない、さらに3 cm ずつ切り取って試験をくり返した。

4.3 結果と考察

4.3.1 合板ガセットの引張耐力

合板ガセットの引張試験の結果を Fig. 4-6, 7, 8 に示す。

Fig. 4-6 に接着面積と最大引張荷重の関係が示されている。接着面積10 cm²までは $T_v > T_g$ で、接着層で破壊し、 T_g が最大荷重として現われている。15~30 cm²では $T_p > T_g > T_v > T_r$, 30 cm²では $T_p > T_g > T_r > T_v$ となるが、ともに表板と合板内接着層で破壊し、それぞれ T_v と T_r が最大荷重となると想定されるが、試験では T_v と T_r に近い値となっているのかかわらず、20 cm²ですでに合板の引張破壊が始まっている。このように最大荷重の計算基礎となっている定数とその有効面積の不確かさや、それに伴う誤差と大小関係の変化などによって、破壊形態にも多少の差が出てきていると考えられる。

木取角度と最大引張荷重の関係が Fig. 4-7, 8 に示されている。Series 2 は接着面積が約

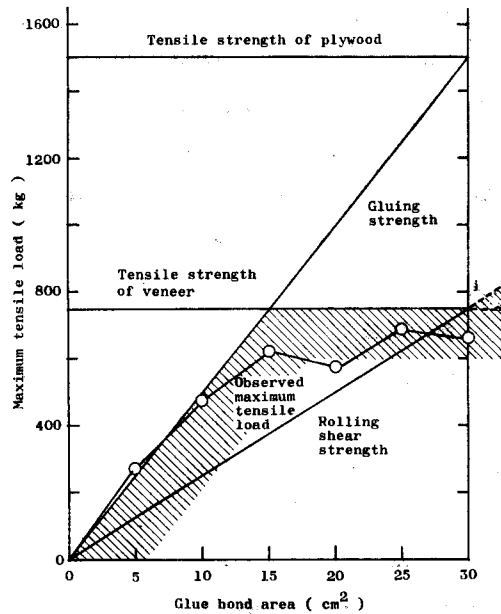


Fig. 4-6. Maximum load of gusset in tension, Series-1.

—Relation between maximum load and glue bond area—

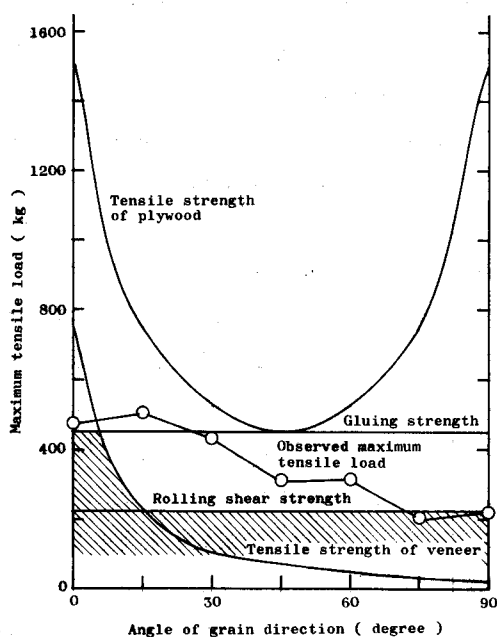


Fig. 4-7. Maximum load of gusset in tension, Series-2.

—Relation between maximum load and angle of grain direction—
(in the case of 10 cm² glue bond area)

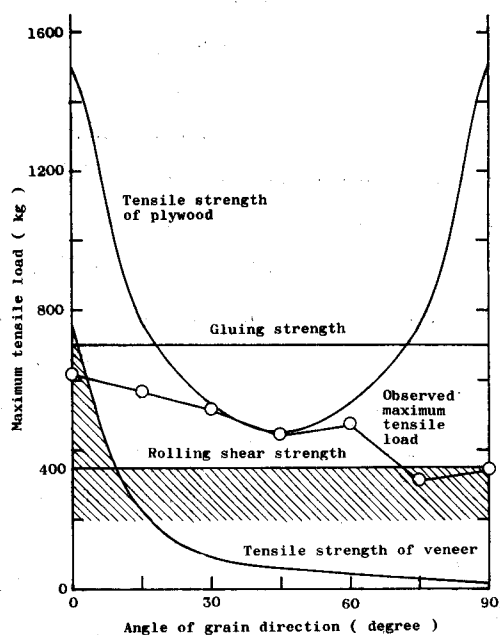


Fig. 4-8. Maximum load of gusset in tension, Series-3.

—Relation between maximum load and angle of grain direction—
(in the case of 15 cm² glue bond area)

9 cm², Series 3 約 14 cm² の場合で, Series 1 では T_p , T_r が変動因子であるのに対して, ここでは T_v , T_p が因子となる。0° では $T_v \geq T_p$ で, 表板あるいは接着層で破壊し, T_v または T_p が最大荷重として現われる。15°~90° では $T_p > T_v > T_r > T_v$, 表板と合板内接着層で破壊し, T_r が最大荷重となると予想されたが, 15°~30° では破壊荷重は T_r よりかなり高くなっている。すなわち, rolling shear に対する有効面積として母材の接着面積を設定しているが 90° から 15° にかけて母材突付け部のガセットの表板の繊維がしだいに突付け面と傾斜することになり, 破壊形状とも関連してその有効面積が増加が生じ, 実際の T_r の値の上昇をもたらすものと考えられる。

したがって, rolling shear の有効面積の設定などに問題が残っているが, 合板ガセットの引張耐力は, 合板と表板の引張強さ, 接着力, rolling shear strength から計算することができる。逆に, これらの値からガセットの寸法と木取角度を決定することも可能であると考えられる。Fig. 4-6, 7, 8 に斜線で示した境界線が引張耐力およびガセット設計の基準となる値である。

4.3.2 合板ガセットの曲げ耐力

合板ガセットの曲げ試験の結果を Fig. 4-9, 10, 11 に示す。

Fig. 4-9 に接着面積と最大曲げモーメントの関係が示されている。接着面積 5 cm^2 では $M_v \cong M_g$ で、接着層で破壊し、 M_g が最大曲げモーメントとして現われ、 10 cm^2 では $M_p > M_g > M_v > M_r$ で、表板と合板内接着層で破壊し、 M_v が最大曲げモーメントになり、 15 cm^2 以上では $M_r > M_p$ で、合板が曲げ破壊し、 M_p が最大曲げモーメントとして現われる。試験の破壊荷重はおおむねこれらの値に近いが、 M_v および M_p の値は引張強さから計算しているため、 15 cm^2 以上の計算値は少し高くなっていると考えられる。

木取角度と最大曲げモーメントの関係は Fig. 4-10, 11 に示されているが、Series 2 は接着面積が約 90 cm^2 、断面極2次モーメントが約 20 cm^4 、Series 3 はそれぞれ約 14 cm^2 、約 39 cm^4 の場合である。 0° では、Series 2 が $M_p > M_g > M_v > M_r$ で、表板と合板内接着層で破壊し、 M_v が最大曲げモーメントとして現われるのに対し、Series 3 は $M_g > M_p \cong M_r$ で、合板が破壊して M_p の値が現われている。その他の角度では Series 2, 3 とともに $M_g > M_p \cong M_r > M_v$ で、表板と合板内接着層または合板で破壊しているが、最大曲げモーメントとしては M_r に近い値が現われ、 15° から 90° へ向かって減少している。この傾向は最大引張荷重のときに認められたものと同じである。この場合も、母材突付け面におけるガセット合板繊維の傾斜による破壊面の母材側へのくい込みと母材接着による補強とによって、rolling shear に対する有効面積にも変化が生じ、 M_r の値もこれによって増減する。しかし、 M_r にもとづいて耐力の算定およびガセット設計をおこなえば大きな誤りはないであろう。

したがって、合板ガセットの曲げ耐力は引張耐力と同様、表板と合板の引張強さ、接着力、rolling shear strength から計算可能であり、逆にこれらの値から、ガセット設計も可能であろう。Fig. 4-9, 10, 11 の斜線部臨界線が曲げ耐力とガセット設計の基準値である。

4.3.3 合板ガセットのせん断耐力

合板ガセットのせん断試験の結果を Fig. 4-13, 14, 15 に示す。

せん断長ささと最大せん断荷重の関係は Fig. 4-12 に示されている。せん断長さ 2 cm では接着層剥離しているが、 4 cm 以上ではすべて合板がせん断破壊しており、その形態は、表板が繊維にそってすべっているのに対して、芯板は *beam action* によって波打つよ

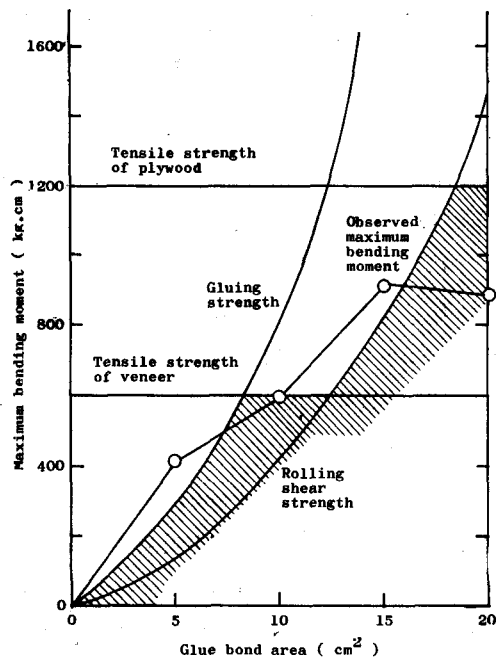


Fig. 4-9. Maximum bending moment of gusset, Series-1.

—Relation between maximum bending moment and glue bond area—

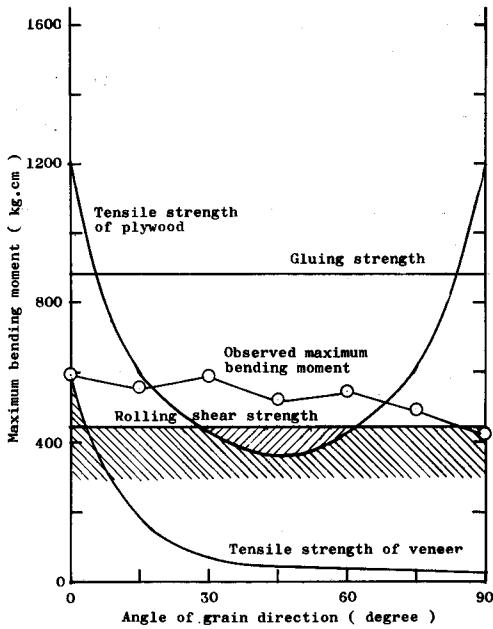


Fig. 4-10. Maximum bending moment of gusset, Series-2.

—Relation between maximum bending moment and angle of grain direction—
(in the case of 10 cm² glue bond area)

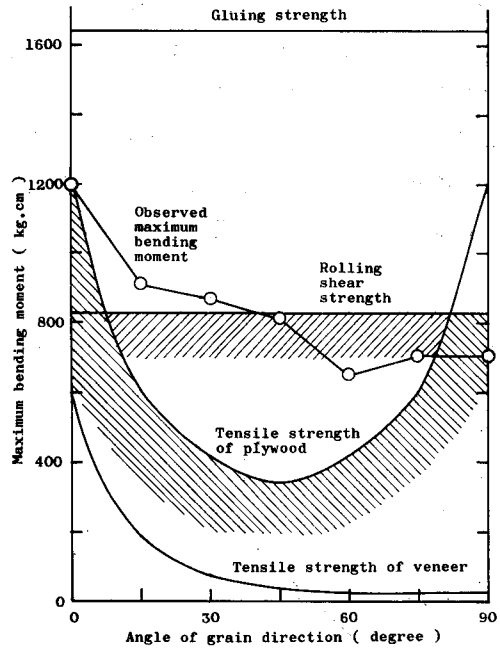


Fig. 4-11. Maximum bending moment of gusset, Series-3.

—Relation between maximum bending moment and angle of grain direction—
(in the case of 15 cm² glue bond area)

うに変形している。最大せん断荷重の増加は直線的で、その勾配を示す最大せん断応力 (panel shear strength) は 127~164 kg/cm² となり、block shear による値約 100 kg/cm² よりかなり高く、母材接着による補強効果が現われているものと思われる。

せん断長さとずれ変位の関係を Fig. 4-13 に示す。10 cm まではせん断長さの増加にともなわずれ変位が減少していくが、10 cm 以上ではほぼ一定な値約 0.12×10^{-4} cm に収束している。せん断長さが十分大である場合は局部的なずれのみが現われるのであろう。

木取角度と最大せん断応力の関係を Fig. 4-14, 15 に示す。Series 2 はガセット合板に直接的に荷重がかけられた場合、Series 3 は母材から間接的にかけられた場合である。Series 2 では最大せん断応力は、0°~15°で上昇し、30°~45°で最大となり、60°で減少するが、75°~90°では再び上昇している。block shear による弾性主軸方向の shear strength から計算した値 (曲線) と比較すると、25 kg/cm² 程度高く、母材接着によるものと考えられるが、とくに、ガセット表板繊維とせん断破壊面との角度が直角に近い 75°~90°では、引張および曲げの場合と同様その補強効果が著しく上昇しているのが認められる。

Series 3 の場合、0°と 90°では $Q_0 > Q_p = Q_r (=Q_v)$ で、合板または合板内接着層で破壊し最大せん断応力としては $Q_p = Q_r = Q_v = 100$ kg/cm² の値が現われている。15°~75°では $Q_0 >$

$Q_p (> Q_v) > Q_r$ で、表板と合板内接着層で破壊して、 $Q_r = 100 \text{ kg/cm}^2$ の値が現われ、接着面積不足のため Q_p (panel shear strength) の値を発揮するまでにいたらず、rolling shear の試験をおこなったようなことになっている。しかし、Series 3 の試験が母材補強した合板のせん断耐力を測定するのに対して、Series 2 の試験の方は接着面積が不足していたにせよ、合板ガセットにせん断が作用する場合をより忠実に再現している。

したがって、母材接着の補強効果など不確実なものが残っているが、合板ガセットのせん

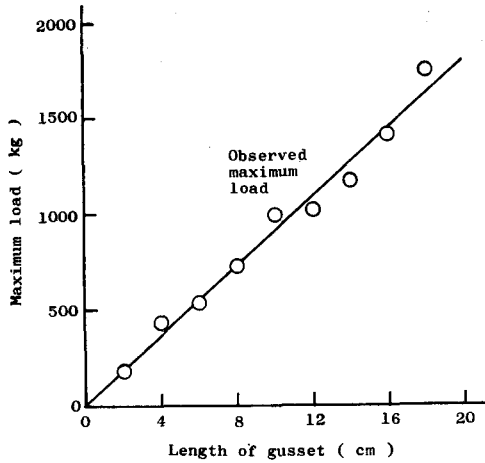


Fig. 4-12. Maximum shear load of gusset, Series-1.

—Relation between maximum load length of gusset—

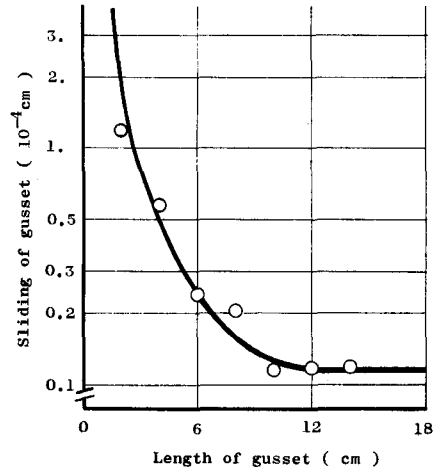


Fig. 4-13. Sliding of gusset, Series-1.

—Relation between sliding and length of gusset—

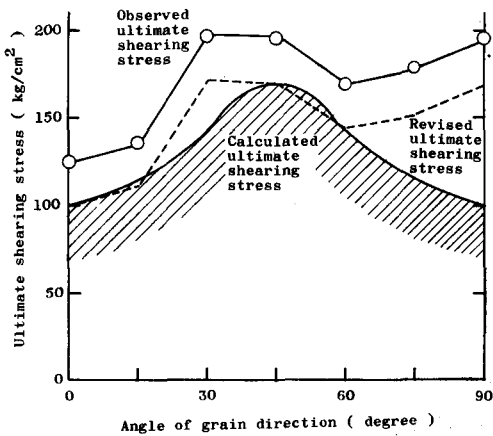


Fig. 4-14. Ultimate shearing stress of plywood, Series-2.

—Relation between ultimate shearing stress and angle of grain direction—

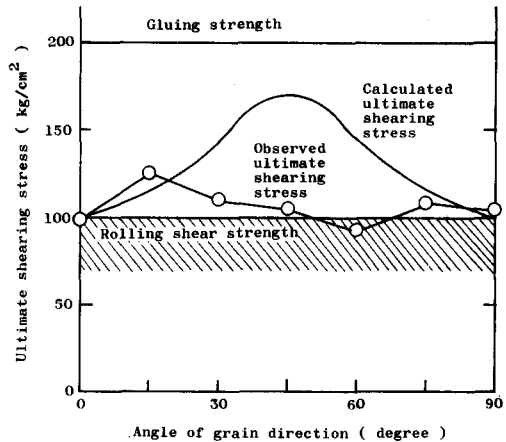


Fig. 4-15. Ultimate shearing stress of gusset, Series-3.

—Relation between ultimate shearing stress and angle of grain direction—

断耐力は、合板と単板の panel shear strength, 接着力, rolling shear strength から計算することができ、逆にこれらの値からガセット設計が可能であろう。Fig. 4-14, 15 の斜線部臨界線が耐力算定とガセット設計の基準値である。

4.3.4 ガセットの変形

Fig. 4-16 に引張荷重による矩形ガセットの歪分布を、Fig. 4-17 に引張および圧縮荷重による三角形ガセットの歪分布を示し、Fig. 4-18, 19 にはそれらの歪分布を片対数目盛で表わして計算歪と比較する。

Table 4-1 に引張荷重による矩形ガセットの総歪量 $\int_0^R e(X) dx$ が示されているが、引張側の総歪量の方が 10~20% 多い。しかし、Fig. 4-17 のように、引張荷重と圧縮荷重による歪分布の差異はほとんど認められない。

矩形ガセットの実測歪は、ガセット長 l が小さいとき ($l=2.4, 4.8$ cm) には弾性域における梁の単純曲げにみられるような直線分布を示し、中間のとき ($l=7.2, 10.8$ cm) には変位中心

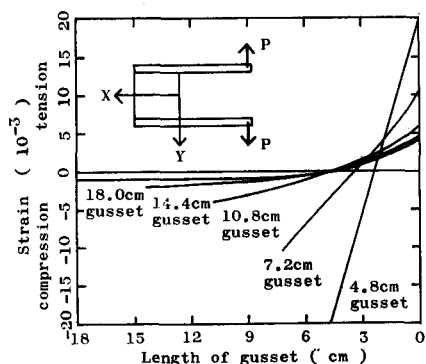


Fig. 4-16. Observed strain curves in rectangular gusset plate.

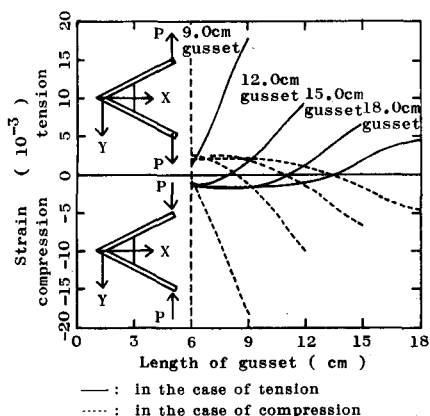


Fig. 4-17. Observed strain curves in triangular gusset plate.

を境とする折れ線分布を、大きいとき ($l=14.4, 18.0$ cm) には減衰型曲線分布を示している。この歪曲線の変化にともなって、Table 4-2 に示す変位中心 R の位置も移動するが、 l が 10.8 cm 以上になると一定値 (約 4.7 cm) に収束している。

三角形ガセットの場合も矩形ガセットと類似の歪分布を示すが、ガセット幅が変化するため、その歪曲線の変化率はさらにきつくなり、変位中心も l の増加とともに一定の割合で移動している。

Table 4-1. Values of $\int_0^R e(X) dx$ in rectangular gusset plate

Length of gusset (cm)	$\int_0^R e(X) dx (10^{-6} \text{ cm})$	
	Tension side	Compression side
2.4	510	400
4.8	250	250
7.2	185	175
10.8	145	130
14.4	110	95
18.0	105	95

(Remarks) $e(X)$: strain in X-direction parallel to loading direction
 R : zero displacement point

Table 4-2. Distances between zero displacement point R and gusset edge of loading side in rectangular and triangular gusset plates

Rectangular gusset plate				Triangular gusset plate			
Length of gusset (cm)	Observed value (cm)	Calculated value (cm)	Cal. Obs.	Length of gusset (cm)	Observed value (cm)	Calculated value (cm)	Cal. Obs.
2.4	1.25	1.20	0.96	3.0	—	1.69	—
4.8	2.35	2.48	1.06	6.0	—	2.58	—
7.2	3.45	3.61	1.05	9.0	3.20	3.16	0.99
10.8	4.70	4.68	0.99	12.0	3.90	3.40	1.06
14.4	4.75	4.74	0.99	15.0	4.30	3.77	0.86
18.0	4.70	4.69	0.99	18.0	4.60	4.03	0.86

Fig. 4-18, 19 に示されているように、ガセット長が小さいときの計算歪は、その歪量、曲線性状ともに、実測歪に近似しているが、ガセット長の大きいとき ($l=18.0$ cm) には、節点側の計算歪が零に収束しているのに対して、実測歪は未だ収束しておらず、若干の歪量の差が認められる。変位中心の位置については、Table 4-2 に示されているように、矩形ガセットでは計算と実測がよく一致しているが、三角形ガセットでは計算値の方が幾分小さく、荷重側によっている。また、Table 4-3 の荷重側の最大引張歪の適合度 (計算/実測) は、ガセット長の増加にともなって、矩形ガセットでは 1.33~1.74、三角形ガセットでは 0.65~1.52 へとそれぞれ上昇している。

以上の実測と計算の結果から、ガセットの変形について次のようなことが考えられる。ガ

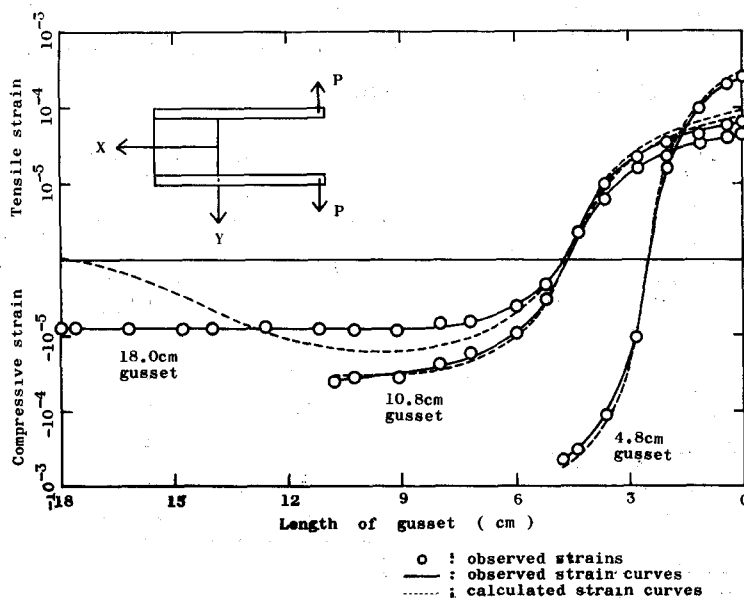


Fig. 4-18. Strain curves in rectangular gusset plate.

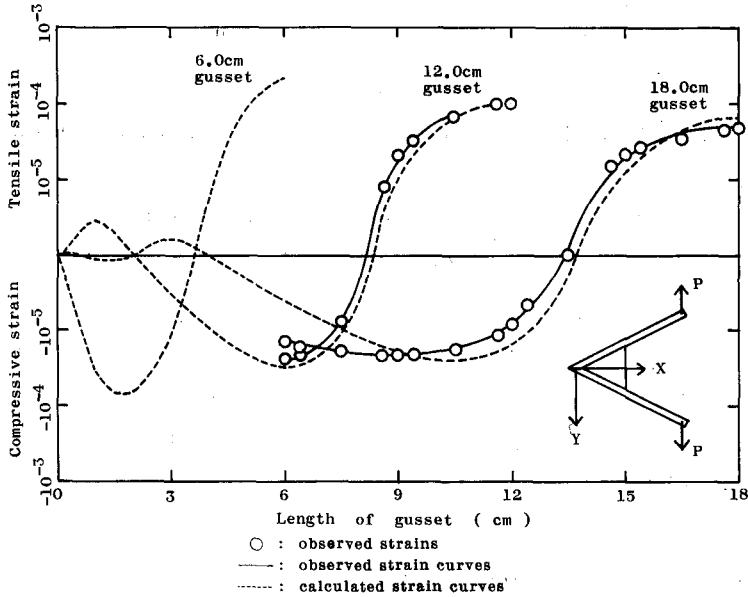


Fig. 4-19. Strain curves in triangular gusset plate.

Table 4-3. Tensile strains at gusset edge of loading side in the rectangular and triangular gusset plates

Rectangular gusset plate				Triangular gusset plate			
Length of gusset (cm)	Observed value (10^{-6})	Calculated value (10^{-6})	Cal. Obs.	Length of gusset (cm)	Observed value (10^{-6})	Calculated value (10^{-6})	Cal. Obs.
2.4	800	1060	1.33	3.0	—	540	—
4.8	205	283	1.40	6.0	—	175	—
7.2	108	143	1.32	9.0	180	117	0.65
10.8	61	89	1.74	12.0	93	95	1.03
14.4	48	79	1.67	15.0	64	81	1.27
18.0	45	78	1.74	18.0	46	69	1.52

セット長が小さいときは、ガセット剛性が母材に比べて非常に低いために母材の拘束が強く、その変形は母材の挙動に支配されている。したがって、母材にかかった力そのままガセット端に集中力およびモーメントとして作用し、ガセットはこのような外力条件をもつ梁と類似の挙動を示し、その歪分布は最大引張歪から最大圧縮歪へと線形の分布となる。ガセット長がある程度長くなれば、ガセット剛性も上昇して母材変形を拘束することが可能となり、弾性床上の有限長梁に似た挙動を示す。その変形性状は、未だ荷重側から節点側へと単調に変化しているが、ガセット長がさらに大きくなると、もはや単調には減少せず、引張歪と圧縮歪をくり返しながら減衰して零歪に向かって収束する。その挙動は弾性床上の無限長梁に相当すると考えられる。

ガセット長の増加とともにガセット部の歪は振動収束し、荷重側の変位中心までの距

離と総歪量が定まってくる傾向にある。矩形ガセットでは荷重点までの距離が等しく、外力条件が定まっているため、変位中心は一定値に収束するが、三角形ガセットでは荷重点までの距離が変わるため外力条件も変化するので、変位中心は一定の比率で増加することになるのである。

弾性床上の有限長梁とみなしたガセットの変形計算式による歪量は実測よりも高い傾向にあるが、この原因としてはガセットの床係数の評価にあると考えられる。(4-5, 13)の微分方程式において、床係数の方向として幅方向のみを取りあげているが、ガセットの長さ方向の拘束も若干はあるはずであるから、実際の床係数は幾分高くなっているであろう。また、母材の中立軸間のガセット幅を使って床係数を計算しているが、接着状態が良好であることなどから判断して、ガセット幅としては母材との接着部をのぞいた幅を採用した方が実状にあらうと思われる。したがって、この接着条件からも床係数が若干上昇することになるので、計算歪量も幾分低くしなければならないであろう。

4.3.5 ガセット特性係数と変位中心の関係

ガセットの変形の性質が明らかにされたが、変位中心 R の位置はガセット変形あるいはガセット効果を表わす一つの指標と考えることができる。一方、前述したように、変形計算において変形特性を表わすガセット特性係数 Γ を用いているが、この係数はガセットおよび母材の寸法形状とその性能から定まるから、 Γ と R の関係があらかじめわかっているならば、ガセット効果を容易に推測することができると考えられる。

Fig. 4-20, 21 のような矩形および三角形ガセットを想定し、部材長および荷重点をそれぞれ 100 cm, 右端と定めて、 EI , E_0I , S , α を次のように変化させて、変位中心 R の位置を計算する。ただし、母材は剛性 EI のみをもち、幅およびせいがないと仮定する。

$$EI: 1 \sim 3000 (10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2)$$

$$E_0t: 1 \sim 1000 (10^3 \text{ kg/cm})$$

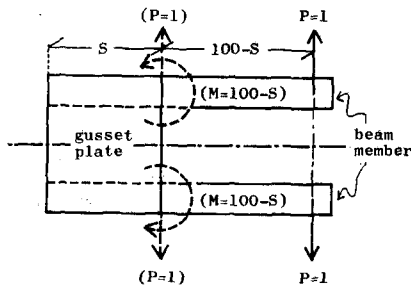


Fig. 4-20. Rectangular gusset for calculation.

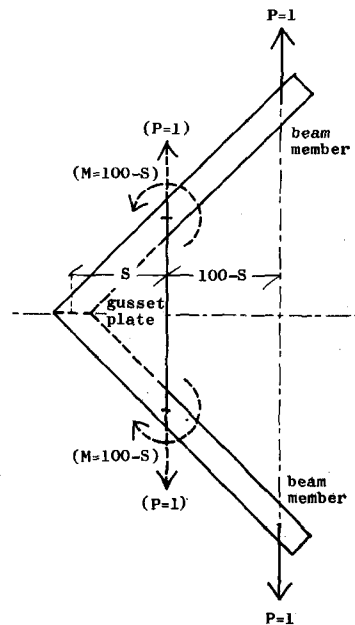


Fig. 4-21. Triangular gusset for calculation.

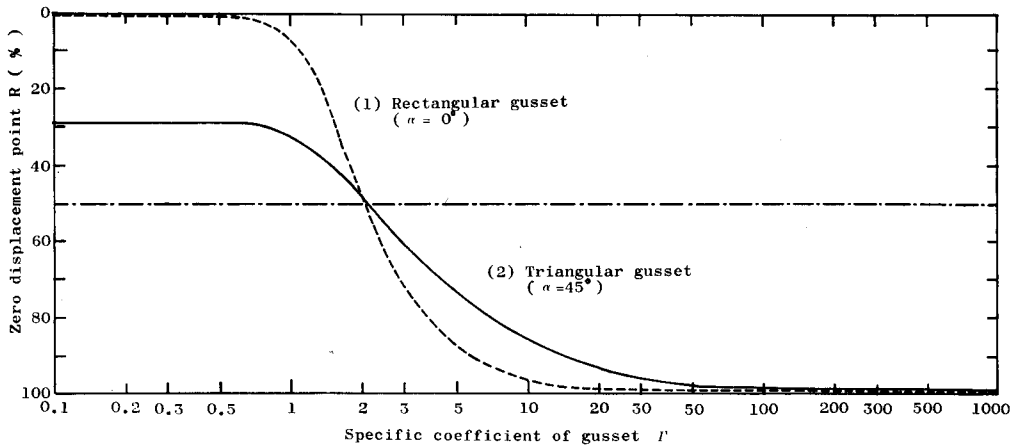


Fig. 4-22. Relation between zero displacement point R and specific coefficient of gusset Γ .

S : 10~100 (cm)

α : 0~90 (度)

Fig. 4-22 に Γ と R の関係が片対数目盛を用いて示されているが、点曲線 (1) は矩形ガセット ($\alpha=0^\circ$)、実曲線 (2) は三角形ガセット ($\alpha=45^\circ$) の場合の $\Gamma \sim R$ 曲線である。その他の角度の曲線も曲線 (2) にほぼ一致する。

曲線 (1) において、 $\Gamma < 0.6$ では $R \doteq 0$ (節点)、 $0.6 < \Gamma < 1.4$ では $0 < R < 20$ となって、変位中心 R はガセットの内側 (荷重側) に動き始め、 $1.4 < \Gamma < 3.0$ では $20 < R < 70$ で、 $\Gamma \doteq 20$ 、 $R \doteq 50$ を変曲点として最も激しく移動する。 $3.0 < \Gamma < 30$ では $70 < R < 100$ で、再び緩やかになり、 $30 < \Gamma$ では $R \doteq 100$ と、ガセットの右端まで移動する。

曲線 (2) においては、 $\Gamma < 0.6$ で $R \doteq 29$ とほぼ一定である。 $0.6 < \Gamma < 1.5$ では $29 < R < 40$ と R は荷重側にゆっくり移動し、 $1.5 < \Gamma < 3.0$ では $40 < R < 60$ で、 $\Gamma \doteq 2.0$ 、 $R \doteq 50$ を変曲点として激しく動き、 $3.0 < \Gamma < 100$ では $60 < R < 100$ で、再び緩やかになり、 $100 < \Gamma$ では $R \doteq 100$ に向かって収束していく。

$\Gamma < 0.6$ の場合、矩形ガセットでは $R \doteq 0$ に収束するのに対して、三角形ガセットでは $R \doteq 29$ に収束しているが、この理由は明らかではない。しかし、ガセットの厚さとヤング係数が一定であるから床係数は幅に逆比例し、その床係数の強さの分布を表わす三角形の重心の位置が約 33 であることから判断すると、変位中心はこの重心に何らかの関係があるものと思われる。ただし、実際の構造物においては母材の接着幅などによってガセットの非接着部がかなり小さくなるため、 Γ の値ははるかに大きくなって、Fig. 4-22 の値をそのまま採用するわけにはいかない。

4.3.6 合板ガセットの剛性効果

一般に、合板ガセットの寸法は構造物全体に比べて小さいので、構造物の変形に対するそ

の影響は無視され、幾何学的な交点を剛節点として変形が計算されているが、木造山形ラーメンなどがセット寸法がかなり大きいものでは、その剛性効果がある程度期待できるのではないかと考えられる。

宮島ら^{65,66)}は Fig. 4-23 のような試験体を用いて、ガセット合板剛性、母材剛性、母材接合角度、接着面積と接手効率との関係を明らかにしているが、幾何学的節点から計算した試験体の変位量は実測値よりはるかに大きく、合板ガセットの剛性効果が少ないことが示されている。この剛性効果を推定するために、ガセットの変位中心を試験体の節点として修正計算した変位量と幾何学的節点から計算した変位量を比較する。Fig. 4-23 のような荷重条件における荷重点から 10 cm の位置の単位荷重あたりの鉛直変位量を Fig. 4-24, 25, 26, 27 に示す。

ガセット合板剛性

母材に 5 cm×5 cm 角のエゾマツ集成材を用いて Fig. 4-23. Plywood gusset specimen. $\theta=2\alpha=90^\circ$, $L=l=15$ cm として、合板厚を 3, 6, 9, 12, 15 mm と変えた場合の鉛直変位量を Fig. 4-24 に示す。

実測値は合板剛性の増加にともなってほぼ一定の割合で低下している。右端の若干の上昇は母材剛性のバラツキによるものであろう。計算値は母材剛性のバラツキが大きいためかなり振動するが、実測値と同じく低下の傾向にある。変位中心を用いた計算値は比較的実測値に近く、とくに合板剛性の高い場合はガセットの剛性効果が大きいので、幾何学的節点による計算値にくらべてその適合度ははるかに高く、両計算値の間には 30% 程度の差がある。

母材剛性

ガセット厚を 9 mm, $l=15$ cm, $\theta=90^\circ$ として、母材幅を 1~10 cm と変えた場合の鉛直変位量を Fig. 4-25 に示す。

実測値および計算値はともに母材剛性の増加にともなってほぼ直線的に低下している。母材剛性が高ければガセット効果が低いので、実測値と計算値の差は少ないが、母材剛性の低いところでは逆にガセットの剛性効果が高いから、変位中心による計算値が実測値に近いのに対して、幾何学的節点による計算値は約 50% も過大に算出されている。

母材接合角度

母材断面を 5 cm×5 cm, ガセット厚を 9 mm, $l=15$ cm として、母材接合角度を 0° , 30° , 60° , 90° , 120° , 150° と変えた場合の鉛直変位量を Fig. 4-26 に示す。

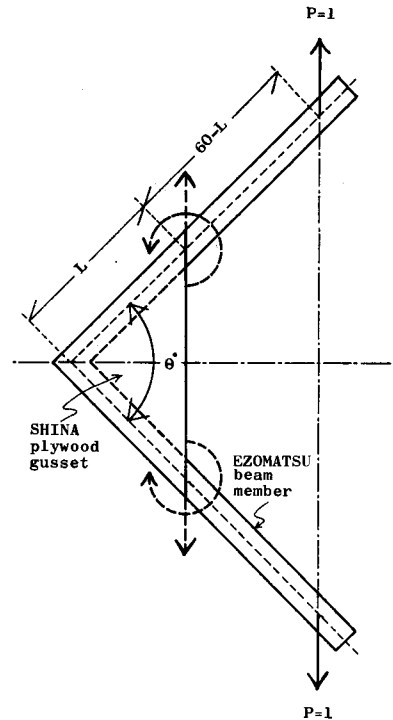


Fig. 4-23. Plywood gusset specimen.

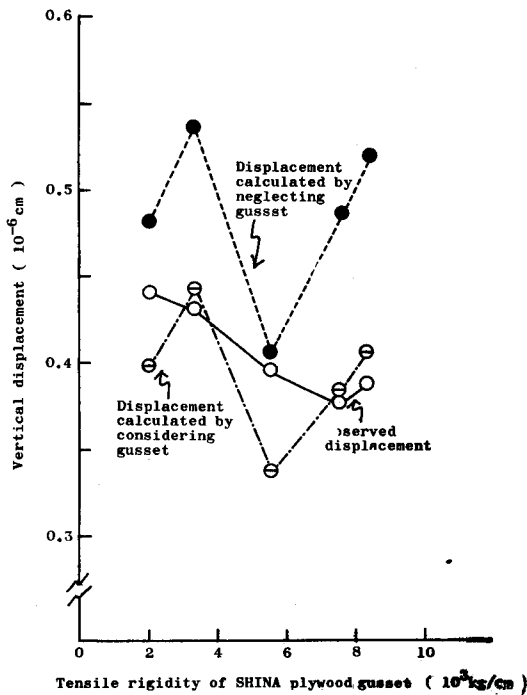


Fig. 4-24. Relation between vertical displacement and tensile rigidity of SHINA plywood gusset.

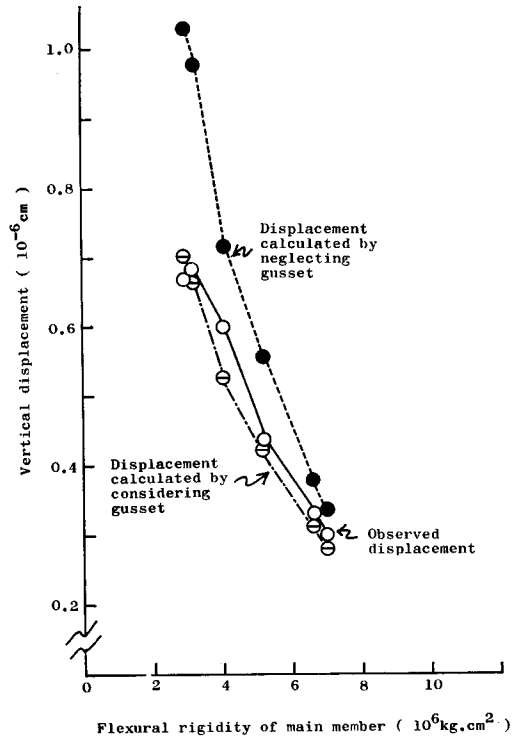


Fig. 4-25. Relation between vertical displacement and flexural rigidity of main member.

鉛直変位量は角度の増加にともなって一定の割合で低下している。角度が大きいときはガセットの剛性効果が低く、幾何学的節点と変位中心が近いから、計算値と実測値の差は小さい。それに対して角度が小さいときは剛性効果も高く、変位中心は幾何学的節点から大きく離れており、両計算値の差は非常に大きくなり、変位中心による値は実測値に近いが、幾何学的節点からはほとんど計算不可能といえるほどの誤差が生じている。

ガセット長 (接着面積)

母材断面を $5\text{ cm} \times 5\text{ cm}$ 、ガセット厚を 9 mm 、 $\theta = 90^\circ$ として、ガセット長を $10, 12.5, 17.5, 20\text{ cm}$ と変えた場合の鉛直変位量を Fig. 4-27 に示す。

実測値および計算値はともにガセット長の増加にともなってそれぞれともなって一定勾配で低下しているが、実測値の勾配にくらべて計算値の方がはるかに緩い。しかし、変位中心から計算した値の方が比較的急で、実測値に近くなっている。

以上4つの場合の鉛直変位量から判断して、ガセット合板剛性が高い程、母材剛性が低い程、母材接合角度が小さい程、そしてガセット長が長い程、ガセットの剛性効果が高く、正確にガセット構造物の変形を計算するためには変位中心節点とした修正計算をおこなわねばならないであろう。

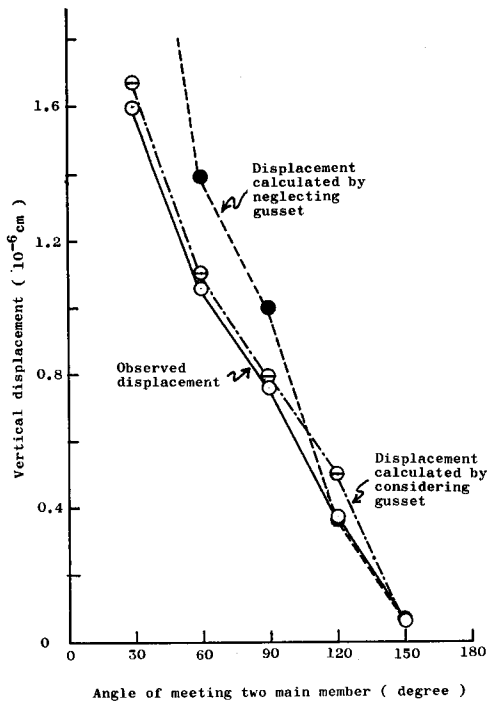


Fig. 4-26. Relation between vertical displacement and angle of meeting of two main member.

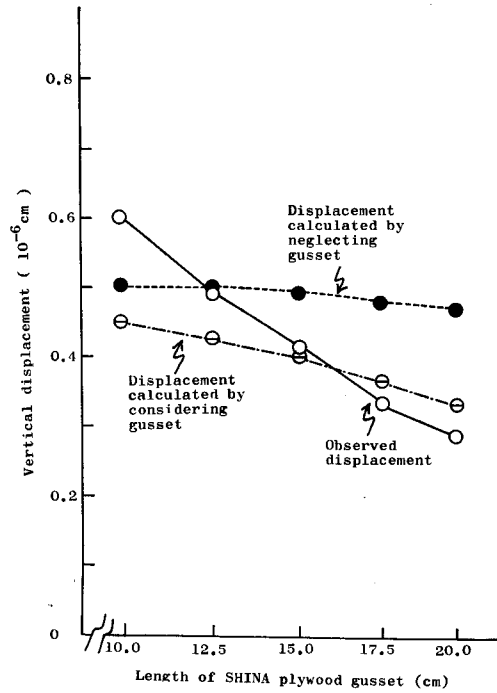


Fig. 4-27. Relation between vertical displacement and length of SHINA plywood gusset.

この4種の試験から、剛性および強度の両面から適切と判断される合板ガセットの特性係数を計算すると $\Gamma > 1$ となるが、この値から変位中心 R の位置を推測すると約30%となる。前述したように、実際の構造物においては母材の寸法をも考慮せねばならないから、 Γ の値は1よりも大きく、 R も30%よりは高くなり、構造物の変形計算においてガセット寸法の30%程度を部材長から減らしてもなお安全側の変形計算がおこなえるものと判断される。

4.4 応力伝達および変形とガセット設計

ガセットの試験結果および考察から、次のようなことが明らかにされた。

(1) 合板ガセット構造物において、加えられた力は部材、接着層、表板、合板内接着層、合板全体の順に伝えられるから、力の種類および大きさと構成要素の強度性能が与えられると(4-1~4)式を用いて耐力を計算することができ、逆に、これらの値からガセットの設計が可能である。この場合、合板および構成単板の強さと接着力のほかに、rolling shear strength が重要な強度性能としてあげられる。

(2) ガセット接合部の歪分布は、ガセット長の増加にともなって、直線、折れ線、曲線、振動収束曲線状に変化し、変位中心の位置は一定値に収束しているので、この変形計算は弾性床上の有限長梁の変形とみなすことができる。これより誘導した変形計算式の精度は十分ではないが、その曲線性状ならびに変位中心の位置は実測に近似しているので、ガセットの変形計

算式として妥当なものと考えられる。

(3) ガセットの変形特性を表わす特性係数 Γ と変位中心 R との間には Fig. 4-22 のような関係がある。 $\Gamma < 0.6$ では、矩形ガセットが $R \doteq 0\%$ 、三角形ガセットが $R \doteq 29\%$ で、 $1.5 < \Gamma < 3.0$ ではともに $\Gamma \doteq 2.0$ 、 $R \doteq 50\%$ を変形点として激しく移動し、矩形ガセットは $30 < \Gamma$ で三角形ガセットは $100 < \Gamma$ でそれぞれ $R \doteq 100\%$ に向かって収束している。

(4) 木造山形ラーメンなど合板ガセットの寸法がかなり大きいものではガセットの剛性効果を期待することができるが、その効果は母材にくらべて合板の剛性が高い程、母材接合角度が小さい程、そしてガセットの寸法が大きい程、それぞれ上昇する。この剛性効果を考慮してガセットの変位中心 R を構造物の節点とみなして構造計算をおこなえば、かなり精度の高い変形を求めることができるであろう。

5. 木造フィンクトラスにおけるガセット効果

本研究は、4. 合板ガセット接着接合における応力伝達と変形で得た資料をもとに、合板ガセット接着法による木造フィンクトラスにおける剛性および強度に対するガセット効果を調べることと、その適正な設計法を得るためにおこなったものである。まず小型フィンクトラスの解析試験をおこない、その結果を参考にして部材とガセットを設計した実大フィンクトラスの剛性および破壊試験をおこなって、そのガセット効果と設計法を検討した。

5.1 部材応力および変形の計算と設計

5.1.1 部材応力の計算

SUDDARTH⁴⁷⁾ はトラスの部材応力の計算に撓角式を導入して、高精度の2次応力を得ている。この計算法を参考にして、フィンクトラスの部材応力を次のように計算する。

はじめに、荷重はすべて節点にかかっているとして、軸方向力(1次応力)を数式解法を用いて計算し、部材の軸方向伸縮量を求める。つぎに、この伸縮量から WILLIOT の変位図法を使って節点変位 Δ_{ij} を求め、同時に部材角 R_{ij} を求めて次の撓角式に代入する。

ij 部材の i 端の曲げモーメント

$$M_{ij} = \frac{2E_{ij}I_{ij}}{L_{ij}} (2\theta_i + \theta_j - R_{ij}) + M_{fej} \quad (5-1)$$

$$R_{ij} = \frac{3\Delta_{ij}}{L_{ij}}$$

ここで $E_{ij}I_{ij}$ は曲げ剛性、 L_{ij} は部材長、 θ_i 、 θ_j は節点角、 M_{fej} は材端曲げモーメント R_{ij} を既知、 θ_i 、 θ_j を未知とする (5-1) の曲げモーメント式が部材数の2倍個得られ、これらの式から節点数と同数の節点方程式が得られる。

$$\theta_i \sum k_{ij} S_{ij} + \sum k_{ij} T_{ij} \theta_j - \sum k_{ij} U_{ij} R_{ij} + \frac{\bar{M}_i}{2EI} = 0 \quad (5-2)$$

$$S_{ij} = \frac{2L_{ij} + 3X_{ij}}{L_{ij}^2}, \quad T_{ij} = \frac{L_{ij} + 3X_{ij}}{L_{ij}^2}, \quad U_{ij} = \frac{L_{ij} + 2X_{ij}}{L_{ij}^2}$$

ここで S_{ij} , T_{ij} , U_{ij} は節点の形状と部材寸法 L_{ij} およびガセット寸法 X_{ij} によって定まる係数, k_{ij} は部材の剛比 ($E_{ij}I_{ij} = k_{ij}EI$), \bar{M}_i は節点における既知モーメント

この節点方程式を解けば, 未知節点角 θ が得られ, これを (5-1) 式に代入すると曲げモーメントが求められ, せん断力も次式によってただちに計算される。

$$V_{ij} = \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}} \quad (5-3)$$

以上のようにして求められた曲げモーメントとせん断力から, 各節点の水平方向力, 鉛直方向力, モーメントのつりあいを再検討して, 軸方向力を修正する。この値とはじめの軸方向力を比較して, 両者が十分に近づくまでこの操作をくり返して, 2次応力(曲げモーメントとせん断力)を決定する。

5.1.2 変形の計算

仮想仕事法によって, トラスの変位 δ は次のように表わされる。

$$\delta = \sum \frac{N\bar{N}}{EA} l + \sum \frac{M\bar{M}}{EI} l + \sum q \frac{Q\bar{Q}}{GA} l + \sum \bar{M}A_n + \sum \bar{M}A_m + \sum \bar{Q}A_q \quad (5-4)$$

ここで $N, \bar{N}, M, \bar{M}, Q, \bar{Q}$ は荷重および仮想単位荷重による軸方向力, 曲げモーメント, せん断力, A_n, A_m, A_q は N, M, Q による接合部の軸方向変位, 回転変位, せん断変位, E, G はヤング係数とせん断弾性係数, A, I, l は断面積, 断面2次モーメント, 部材長, q は形状係数(矩形断面の場合 6/5)

5.1.3 部材およびガセットの設計

所与の荷重条件において, トラスの部材およびガセットの寸法を決定するためには, 各部材に作用する軸方向力, 曲げモーメント, せん断力が求められていなければならない。

はじめに, 節点をピンとしてトラスの各部材の軸方向力(1次応力) N_0 を, 各部材の両端剛として単一部材の曲げモーメント M_0 をそれぞれ計算し, 次式を用いてトラスの部材寸法を決定する。

$$\frac{N_0}{A \times f_t \text{ or } f_c} + \frac{M_0}{Z \times f_b} \leq 1 \quad (5-5)$$

$$A = bh, \quad Z = bh^2/6$$

ここで, f_t, f_c, f_b は引張, 圧縮, 曲げ許容応力度, A は断面積, Z は断面係数, b は部材幅, h は部材せい

つぎに, 決定された部材寸法で, 節点が点剛節(ガセット寸法が零)されているトラスにおいて, (5-1~3) 式を用いて軸方向力 N_1 , 曲げモーメント M_1 , せん断力 Q_1 を計算する。

このようにして、ガセットの外力が N_1 , M_1 , Q_1 と決ったところで、4. 合板ガセットにおける応力伝達と変形でのべた設計法 (4-1~4) を使って、ガセットの寸法と木取角度を決定する。

引張に対する設計式

$$A_g \geq N_1 / f_{gt} \quad (5-6)$$

$$(A_g = b_g \times t_g)$$

曲げに対する設計式

$$Z_g \geq M_1 / f_{gb} \quad (5-7)$$

$$(Z_g = t_g \times b_g^2 / 6)$$

せん断に対する設計式

$$A_g \geq N'_1 / f_{gs} \quad (5-8)$$

ガセットの接着に対する設計式

$$\left. \begin{aligned} \frac{N_1}{S_g \times f_g} + \frac{M_1 \times r_g}{I_{pg} \times f_g} &\leq 1 \quad (\text{円形接着層}) \\ \frac{N_1}{S_g \times f_g} + \frac{M_1}{k_g \times a_g^2 \times b_g \times f_g} &\leq 1 \quad (\text{矩形接着層}) \end{aligned} \right\} \quad (5-9)$$

ガセット合板の rolling shear に対する設計式

$$\left. \begin{aligned} \frac{N_1}{S_r \times f_r} + \frac{M_1 \times r_r}{I_{pr} \times f_r} &\leq 1 \quad (\text{円形接着層}) \\ \frac{N_1}{S_r \times f_r} + \frac{M}{k_r \times a_r^2 \times b_r \times f_r} &\leq 1 \quad (\text{矩形接着層}) \end{aligned} \right\} \quad (5-10)$$

ここで、 f_{gt} , f_{gb} , f_{gs} はガセット合板の引張、曲げ、せん断許容応力度、 f_g , f_r は許容接着力と許容 rolling shear strength, A_g は断面積、 S_g , S_r は接着面積、 Z_g は断面係数、 I_{pg} , I_{pr} は断面極 2 次モーメント、 r_g , r_r は断面 2 次半径、 k_g , k_r は形状係数、 a_g , b_g , t_g , a_r , b_r , t_r はガセット寸法、 N'_1 は軸方向力から換算したせん断力以上の (5-6~10) 式から計算されるガセット寸法のうち、最大値が仮の設計寸法として採用される。

このようにして決定された寸法の部材とガセットをもつトラスにおいて、(5-1~3) 式を用いて再び軸方向力 N_2 , 曲げモーメント M_2 , せん断力 Q_2 を計算し、(5-6~10) の設計式によってガセット寸法を再検討する。この手続きをくり返して、軸方向力 N , 曲げモーメント M , せん断力 Q によってガセットに過剰な応力が作用していないことが確認されたとき、その部材とガセットの寸法をトラスの設計寸法として採用する。

5.2 材料と試験方法

5.2.1 材 料

フィンクトラスの形状および寸法は Fig. 5-1, 2, 3 に示すとおりである。小型トラス 1~

Table 5-1. Dimensions of gussets for wooden fink trussed rafters

Location of gusset	Angle of grain direction of gusset (degree)			Length of gusset (cm)					Glue bond area of gusset (cm ²)				
	Truss 3, 4	Truss 5, 6	Truss 7-12	Truss 3-8	Truss 9, 10	Truss 11, 12	Truss 13, 14	Truss 15-18	Truss 3-8	Truss 9, 10	Truss 11, 12	Truss 13, 14	Truss 15-18
AF (AG)	30	30	30	6.30	7.30	8.00	14.40	16.20	25.2	28.0	32.0	129.6	115.2
AD (AE)	30	30	30	6.30	7.50	9.30	15.60	20.40	8.0	13.0	18.7	99.4	61.0
BF (CG)	0	90	45	9.70	14.90	20.10	23.20	38.80	22.9	43.9	64.6	310.4	185.6
BD (CF)	0	90	45	8.42	12.92	17.42	26.00	31.00	36.0	54.0	72.0	248.0	208.0
FA (GA)	0	90	45	2.00	2.00	2.00	4.00	4.00	8.0	8.0	8.0	32.0	32.9
FD (GE)	0	90	45	4.00	5.00	6.00	12.00	12.00	8.0	12.0	16.0	96.0	96.0
FB (GC)	0	90	45	2.00	2.00	2.00	4.00	4.00	8.0	8.0	8.0	32.0	32.0
DA (EA)	0	90	45	4.64	5.80	6.96	11.60	14.00	8.1	12.5	17.5	72.0	52.0
DF (EG)	0	90	45	4.64	5.80	6.96	11.60	14.00	8.1	12.5	17.5	72.0	52.0
DB (EC)	0	90	45	4.62	5.21	5.80	10.40	11.60	18.5	20.8	22.3	92.8	83.2
DE (ED)	0	90	45	4.62	5.21	5.80	10.40	11.60	18.5	20.8	22.3	92.8	83.2

12の部材はすべて2 cm×4 cm角のエゾマツ人工乾燥材で、最大節径比20%以下のもの、実大トラス13~18の部材はすべて4 cm×8 cm角、4 plyエゾマツ集成材である。各部材はトラスに組み立てる前に、中央集中荷重方式によって、曲げ剛性 EI とヤング係数が測定され、曲げ破壊係数 σ_b は次のようにして推定された⁷⁶⁾。

$$\sigma_b \doteq 0.006 E$$

この結果、小型トラスのヤング係数および曲げ破壊係数は $E=100\sim150\times10^3 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma=600\sim900 \text{ kg/cm}^2$ 、実大トラスの値は $E=110\sim160\times10^3 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_b=660\sim960 \text{ kg/cm}^2$ であった。各トラスとも、合掌材に最強のもの、陸梁にそれに次ぐもの、そして斜材には残りの材料が選ばれた。

節点の接合には、小型トラス1, 2ではボルトを、3~8および実大トラス13~16では合板

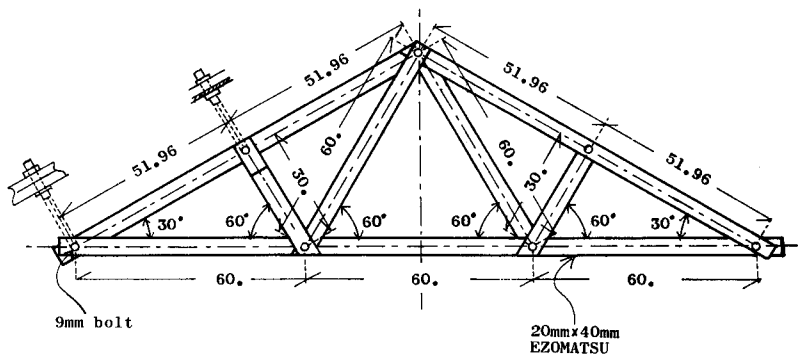


Fig. 5-1. Small scale wooden fink trusses joined with bolts (Truss 1 and 2). (unit: cm)

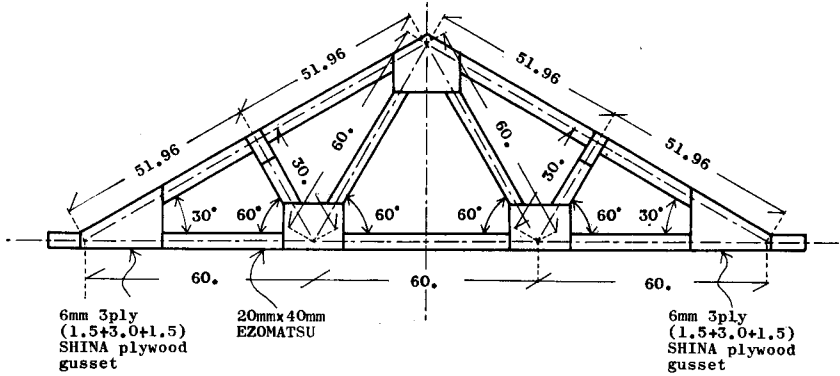


Fig. 5-2. Small scale wooden fink truss joined with glued plywood gussets (Trusses 3 to 12). (unit: cm)

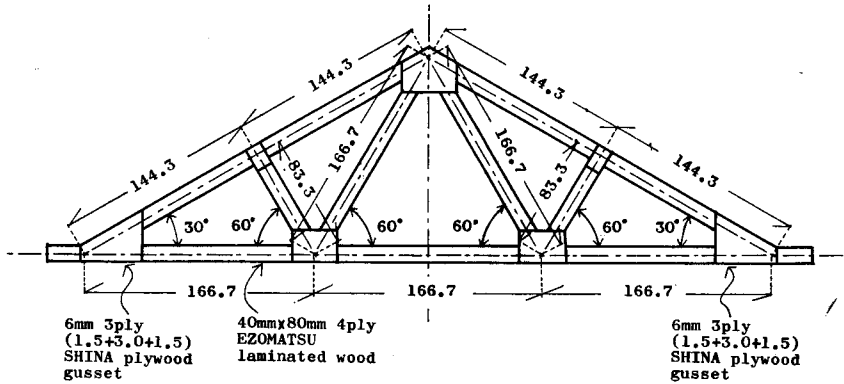


Fig. 5-3. Full scale wooden fink truss joined with glued plywood gussets (Trusses 13 to 18). (unit: cm)

ガセットを用いたが、接合部の詳細を Table 5-1 および Fig. 5-1~4 に示す。接合に用いたガセット合板は、3. 構造用合板の強度性能で使用したものと同質のシナ 6 mm 合板である。

小型トラス 3~8 では、ガセットの形状と寸法を一定として、木取角度を 0° , 90° , 45° と変化させ、トラス 7~12 では、木取角度を 45° として、合掌尻ガセットの長さを 9.0, 13.5, 18.0 cm と変え、他のガセットも同じような割合で変化させた。実大トラス 13~16

では、ガセットにシナ 6 mm 合板を使って、木取角度を 45° と定め、合掌尻ガセットの寸法を 31.0 cm, 26.0 cm の 2 種類とし、他のガセットもこれに近い比率とした。トラス 17, 18 は 15, 16

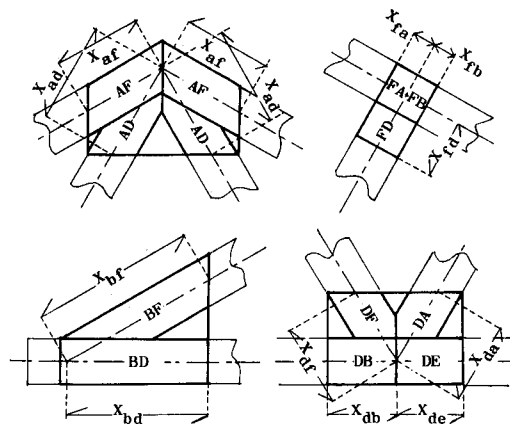


Fig. 5-4. Details of gussets of wooden fink trusses.

のガセットと同じ形状、寸法、木取角度で、ワランの6 mm 合板を使用した。

5.2.2 試験方法

試験は2体を1組として、4点圧縮荷重方式でおこなった。すなわち、2体のトラスに4本の10 cm×20 cm 角のミズナラ集成材のもやを渡して、この4本のもやに5 ton 油圧ジャッキ2台で等しい荷重を加えた。なお、トラスの側面および各部材間に振れ止めを設置して、トラスの横だおれと各部材の横だおれ座屈を防いだ。

小型トラスの変形量は、陸梁中央点と左右1/3分点で、ストローク30 mm、1/100 mm 読みのダイヤルゲージを用いて、比例限度まで荷重50 kg ごとに測定した。実大トラスでは比例限度まで荷重100 kg ごとに測定するとともに、0.5 mm 読みのものさしで破壊荷重まで測定を続けた。このうち、トラス15についてはFig. 5-5に示すように、18枚の10 mm ストレインゲージから歪を測定した。

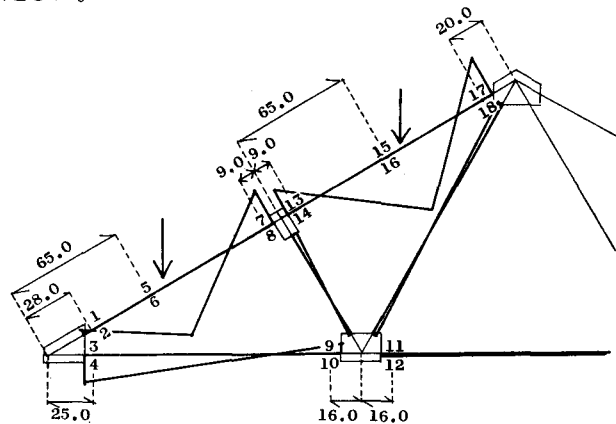


Fig. 5-5. Locations of measuring points 1~18 in the members of Truss 15. (unit: cm)

5.2.3 実大フィンクトラスの設計荷重

スパン5 m、勾配30°、トラス間隔0.9 mの場合の屋根トラスの設計荷重を計算する。

札幌を想定して積雪による設計荷重を考えてみると、最大積雪量は1.5 mで、その70%を長期積雪量とみなす。屋根勾配とトタンぶきを考慮すると、屋根に積る長期積雪量はさらにその65%、約70 cmとなる。この積雪の比重を0.25とすると、長期積雪荷重は175 kg/m²で、これにトラスの自重と屋根材料の換算重量25 kg/m²を加えると、総鉛直荷重は200 kg/m²となる。したがって、トラス1体に対する総鉛直荷重は200 kg/m²×5 m×0.9 m=900 kgで、短期換算設計荷重は1,800 kgとなる。

5.3 結果と考察

5.3.1 部材応力

5.1.1 部材応力の計算でのべた方法を用いてトラス3~18の部材応力を計算したが、第1回目の計算で平均97%の収束性が得られたので、この値を計算値として採用した。またこの

計算から得られた各節点の角変化のオーダーは 10^{-3} radian/kg であるのに対して、軸方向力、曲げモーメント、せん断力による節点ガセットの変形のオーダーは 10^{-5} radian/kg であるからガセットの変形を無視してもさしつかえないものと判断される。

トラス 1, 7, 15 に単位荷重がかけられた場合の軸方向力図, 曲げモーメント図, せん断力図を Fig. 5-6, 7, 8 に示す。

軸方向力はボルト接合トラスを含めてほぼ同様な分布をしている。合掌材では圧縮力が働き、下部合掌材で最大となっているのに対して、左右の陸梁には最大引張力が働き、中央ではその 1/2 の引張力が作用している。他の斜材における軸方向力はかなり低くなっている。ボルト接合トラス 1 はピン接合されているから、曲げモーメントは節点で零、合掌材中央荷重点で最大となり、陸梁と斜材には直接荷重がかかっていないので零となる。これに対して、ガセット接着接合トラス 7, 15 は剛接合されているから、合掌材のガセット端でも曲げモーメントは大きくなる。曲げモーメントの値は部材長の短い小型トラス 7 では荷重点とガセット端で近似するが、実大トラス 15 では部材長が長いので荷重点で最大となる。他の弦材のうち、左右

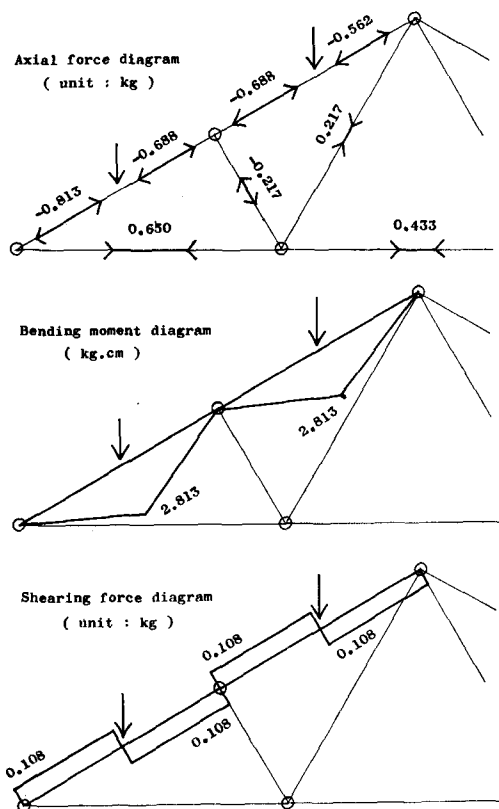


Fig. 5-6. Axial force diagram, bending moment diagram and shearing force diagram of wooden fink truss. (Truss 1)

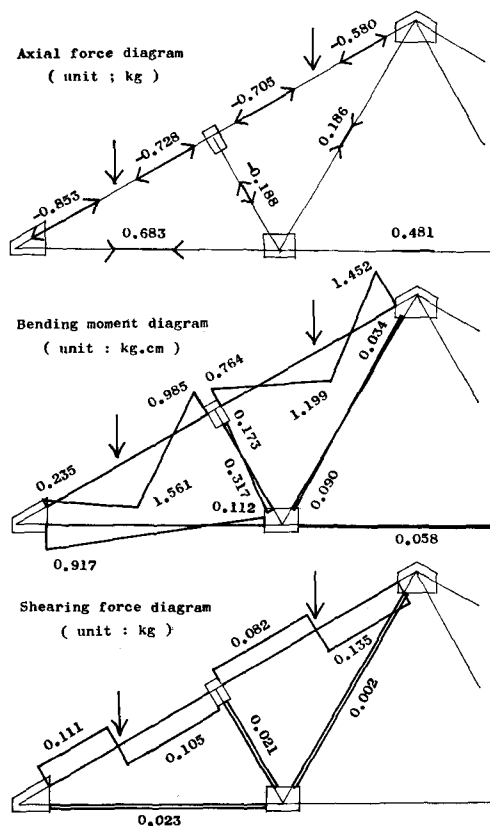


Fig. 5-7. Axial force diagram, bending moment diagram and shearing force diagram of wooden fink truss. (Truss 7)

陸梁の合掌尻の値が高くなっている。

つぎに、(5-1~3) を用いてトラス 15 の部材応力を計算し、実測値と比較して Table 5-2 に示す。

軸方向応力については応力の比較的低い点 11, 12, 15, 16 で、曲げ応力についても応力の低い点 1, 2, 9, 10, 11, 12 で、その適合度(計算/実測)が低い、そのほかの応力の高い点での適合度は高いので、(5-1~3) の計算精度はかなり高いものと判断される。

この計算と実測によると、合掌材と陸梁の応力が高く、他の斜材はこれに比べてかなり低い。このうち、軸方向応力は下部合掌材で最高、ついで下部合掌材、陸梁左右部、中央部の順に高く、他の斜材は合掌材の 1/5 以下である。曲げ応力は、部材長が長くて中央に荷重を受ける上部合掌材で最高で、この部材では荷重点ばかりでなく、ガセット端部の応力も高い。下部合掌材の応力もこれに近く、直接荷重を受けない陸梁でも合掌尻ガセット端の応力は比較的高い。それに対して、他の斜材および陸梁中央部の応力はかなり低い。

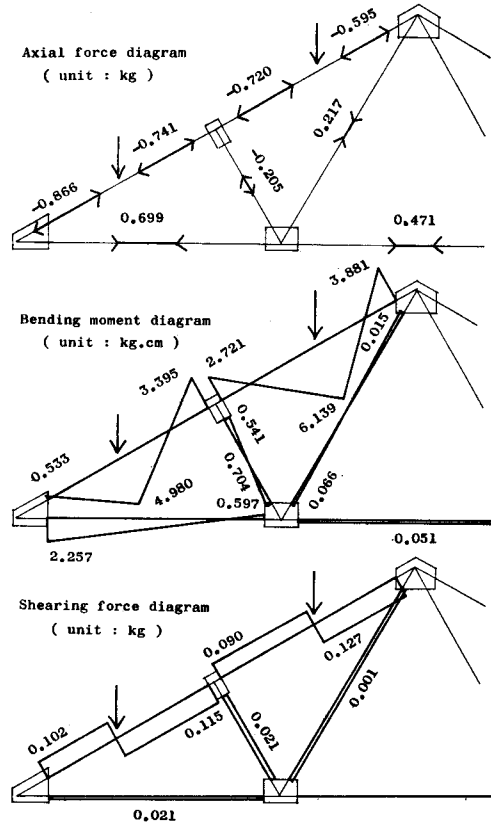


Fig. 5-8. Axial force diagram, bending moment diagram and shearing force diagram of wooden fink truss. (Truss 15)

Table 5-2. Axial and bending stresses in members of Truss 15 (load: 10^3 kg, stress: kg/cm^2)

Location of measuring	Calculated stress		Observed stress		Cal./Obs.	
	Axial stress	Bending stress	Axial stress	Bending stress	Axial stress	Bending stress
1, 2	-26.60	0.81	-25.51	4.24	1.043	0.191
3, 4	21.46	48.72	16.46	37.61	1.304	1.295
5, 6	-26.60	84.24	-26.32	79.15	1.011	1.064
7, 8	-22.76	63.93	-17.76	51.66	1.282	1.238
9, 10	21.46	10.86	15.07	3.90	1.424	2.786
11, 12	14.45	1.16	6.25	0.07	2.309	16.667
18, 14	-22.12	51.46	-18.30	53.82	1.209	0.956
15, 16	-22.12	62.80	-12.26	54.45	1.805	1.153
17, 18	-18.28	71.94	-15.33	64.92	1.192	1.108

5.3.2 陸梁中央点の撓み量

5.1.2 変形の計算でのべた方法によって求めた変形量と軸方向力、曲げモーメント、せん断力から、Fig. 5-9 のようなフィンクトラスの変形図が描かれる。また、陸梁中央点の変位置を Table 5-3 に示す。

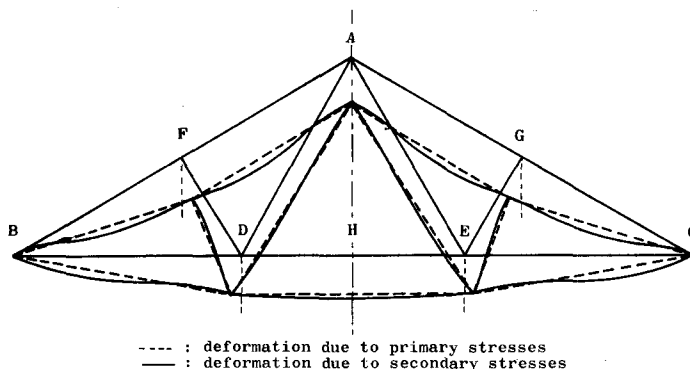


Fig. 5-9. Exaggerated deformation of the wooden fink truss.

Table 5-3. Results of tests of wooden fink trussed rafters (deflection per 10³ kg load at midspan of lower chord)

Truss No.	Deflection calculated from				Observed deflection (4) (cm)	Cal./Obe.	
	Axial force (1)	Revised axial force (2)	Sliding of gusset (3)	(3) (1)		(1) (4)	(2) (4)
	(cm)	(cm)	(cm)				
1	0.204	—	2.646	12.970	2.850	14.55	—
2	0.227	—	3.161	13.925	3.338	14.94	—
3	0.227	0.233	0.022	0.097	0.255	0.890	0.921
4	0.233	0.239	0.022	0.095	0.221	1.054	1.081
5	0.235	0.242	0.022	0.094	0.188	1.250	1.287
6	0.246	0.252	0.022	0.090	—	—	—
7	0.215	0.221	0.022	0.105	0.189	1.129	1.169
8	0.223	0.226	0.022	0.099	0.243	0.918	0.942
9	0.269	0.277	0.018	0.068	0.317	0.858	0.874
10	0.281	0.288	0.018	0.065	0.235	1.196	1.226
11	0.269	0.278	0.016	0.060	0.207	1.300	1.343
12	0.259	0.259	0.016	0.064	0.257	1.004	1.043
13	0.206	0.233	0.011	0.047	0.236	0.873	0.981
14	0.204	0.232	0.011	0.047	0.227	0.899	1.022
15	0.142	0.164	0.011	0.067	0.190	0.747	0.863
16	0.141	0.163	0.011	0.067	0.181	0.729	0.901
17	0.146	0.168	0.011	0.065	0.192	0.760	0.875
18	0.145	0.167	0.011	0.065	0.191	0.759	0.874

初期軸方向力(1次応力)と2次応力によって修正した軸方向力の差は全部材平均2.3%で、両者から計算した陸梁中央点の撓み量の差も高々5%である。また、(5-4)のトラス変形計算式に示される曲げモーメントおよびせん断力による撓み量はそれぞれ4%、2%ほどに過ぎず、せん断によるガセットのずれ変位(Fig. 4-13)から計算した撓み量も3~10%程度と考えられる。以上の計算結果から、トラス全体の変形に対しては軸方向力が支配的であり、曲げモーメントとせん断力はむしろ節点間の部材変形に対して重要な因子となるものと判断される。

剛性試験におけるトラスの荷重~撓み曲線は、ボルト接合トラスではボルト穴のずれなどによる初期変形のため、100 kgまでの撓み量が異常に大きいのが、200 kg以上ではほぼ直線的な関係を示している。小型のガセット接合トラスも、50 kgまでは試験体が装置に密着していないため不安定な挙動を示すが、50~200 kgでは撓み量の変化率が徐々に減少し、200 kg以上では線形関係を示すようになる。実大トラスの場合、試験装置の状態が良好で、負荷と同時に線形関係が実現されており、除荷後の残留撓みも極めて少ない。

陸梁中央点における1 tonあたりの撓み量をTable 5-3に示す。ボルト接合トラスでは接合部のずれ変形が非常に大きいので、撓み量は極めて大きく、ピン計算による撓み量の13倍以上である。小型のガセット接合トラスの実測撓み量は軸方向力または修正軸方向力から計算した値に近く、ガセットの寸法および木取角度による差はほとんど認められない。また、接着の不良なトラス6, 7, 8(木破率0%)の撓みも他のトラスと差がないことから、接着の良否も撓み量にはほとんど影響を与えないものと判断される。実大トラスの撓み量の適合度は小型トラスの場合よりやや低く、軸方向力(1次応力)に比べて修正軸方向力から計算した撓み量の適合度の方が幾分高くなっている。

5.3.3 トラスの耐力

木造フィンクトラスを構成する部材、合板ガセットおよび接着層の各部の耐力は、そこに作用する引張、圧縮、曲げ、せん断応力と、それらに対応する材料の強さから決定され、これらの最小値がトラスの耐力として採用される。トラス1~18では、次の3つの破壊形態が予想される。

合掌材の曲げ破壊

頂点接着層のせん断破壊(rolling shear)

合掌尻ガセットのせん断破壊(panel shear)

この3つによる破壊荷重は(5-5~10)式によって逆算することができるので、その値をTable 5-4に示す。

計算によると小型トラスでは、トラス3~8はガセット寸法を一定として、木取角度を0°、90°、45°と変えているので、panel shear strengthの低い3~6(0°、90°)は合掌尻ガセットでせん断破壊し、7, 8(45°)ではせん断耐力が高いため、頂点(むね)の接着層で剝離することになる。7~12は45°木取りで、ガセット寸法を変化させており、接着面積の小さい7~10は頂点

Table 5-4. Results of tests of wooden fink trussed rafters (maximum load)

Truss No.	Maximum load (kg) calculated from						Observed maximum load (kg)	Calculated.		Type of failure	Wood failure (%)
	Heel gusset		Peak gusset		Upper chord Secondary stress	Observed.					
	Primary stress	Secondary stress	Primary stress	Secondary stress (C) (R)		Primary stress		Secondary stress			
1	1554.					2016.					
2	1554.					1682.					
3	1554.	1502.	1871.	1565.	1204.	2619.	1440.	1.079	1.043	HS	100
4	1554.	1502.	1871.	1575.	1206.	2492.	1340.	1.160	1.121	HS	100
5	1554.	1477.	1871.	1571.	1209.	2532.	1450.	1.072	1.019	HS	100
6	1554.	1554.	1871.	1617.	1210.	2432.	1120.	1.388	1.388	HS	0
7	2643.	2517.	1871.	1573.	1210.	2789.	1270.	1.473	1.239	PG	0
8	2643.	2513.	1871.	1571.	1209.	2744.	1820.	1.028	0.812	PG	0
9	4054.	3950.	2887.	1791.	1321.	2745.	2000.	—	0.808	UB	100
10	4054.	3828.	2887.	1774.	1307.	2010.	2120.	—	0.948	UB	100
11	5467.	6356.	4042.	2189.	1543.	2090.	2090.	—	0.999	UB	100
12	5467.	6042.	4042.	2279.	1574.	2120.	2120.	—	0.979	UB	100
13	9414.	8914.	16628.	7173.	5030.	2534.	—	—	—	—	—
14	9414.	8915.	16628.	7173.	5030.	2605.	4020.	—	0.648	UB	100
15	6393.	5936.	12194.	6137.	4403.	4142.	4560.	—	0.908	HS	100
16	6393.	5936.	12194.	6137.	4403.	4014.	—	—	—	—	—
17	7478.	6943.	9755.	4928.	3537.	3553.	4760.	—	0.746	HG	100
18	7478.	6943.	9755.	4928.	3537.	3561.	—	—	—	—	—

(Remarks) HS : shear failure at heel gusset, HG : failure at glued layer of heel gusset, PG : failure at glued layer of peak gusset, UB : bending failure at upper chord.
(C) : in the case of circular glued layer, R : in the case of rectangular glued layer.

接着層で破壊するが、面積の大きい11, 12は合掌材で曲げ破壊することになる。実大トラスの場合はガセット寸法がすべて十分であるから、合掌材で曲げ破壊すると予想される。

試験結果によると、小型トラスの場合は9, 10をのぞけば予想された形態と荷重で破壊している。3~6は合掌尻ガセットでせん断破壊し、panel shear strengthが破壊荷重として現われている。9, 10は頂点接着層と予想されたにもかかわらず、合掌材で曲げ破壊しており、ガセット部の接着力やその有効断面の評価に不正確なものがあつたのであろう。接着層を矩形と仮定すると著しく低く算定され、円形としても幾分低い値となる。9~12は合掌材で曲げ破壊し、破壊荷重も比較的計算値に近いが、軸方向圧縮と曲げとの複合応力状態に対して(5-5)のような破壊条件式が必ずしも有効であるかどうか疑問が残る。

実大トラスはすべて合掌材の荷重点下で曲げ破壊すると予想されたが、14は合掌材曲げ、15は合掌尻ガセットのpanel shear、18は合掌尻ガセットのrolling shearでそれぞれ破壊している。破壊荷重は合掌材の曲げ破壊から計算した値よりかなり高く、(5-5)の破壊条件式ならびに曲げ破壊係数の算定に少し問題があると考えられる。15の破壊荷重はpanel shear strengthから6,393 kgと算定されるにもかかわらず、実測荷重は4,560 kgであり、部材長の長い合掌尻ガセットに対しては、せん断のほか曲げの影響をも考慮せねばならないのであろう。17は合掌尻ガセットのrolling shearによって破壊しているが、これはラワン合板の低いrolling shear strengthに帰因するものと考えられる。その応力はわずか9 kg/cm²にしか達しておらず、シナ合板の値25 kg/cm²に比べると著しく低い。換言すればrolling shear strengthがガセット耐力の重要因子であることの証拠でもある。

5.3.4 設計法の検討

5.1.3 部材およびガセットの設計でのべた方法を用いて、部材断面とガセット寸法および木取角度を決めた実大フィンクトラス13~18について、剛性および強度の両面から検討する。

荷重~撓み曲線はおおむね直線関係を示し、負荷~除荷を数回くり返しても撓み量の増加はほとんど認められない。短期換算設計荷重1,800 kgでの陸梁中央点の撓み量は0.3~0.4 cmで、スパン500 cmの1/1,200~1/1,500となり、設計基準の限界値よりはるかに少ない。また、ボルト接合トラスなどに比べて、合板ガセット接着接合トラスの変形量は著しく少なく、軸方向力からかなり正確な変形計算が可能であろう。

破壊荷重は4,020, 4,560, 4,760 kgで、設計荷重1,800 kgの2.2~2.6倍となり、このほかの破壊していないトラスに対してはこれ以上の耐力を期待できるから、十分な安全率をもっていると判断される。

したがって、この設計法によると変形と耐力に対して十分安全な設計が可能であると考えられる。

5.4 ガセット効果と設計法の検討

試験結果と考察から、木造フィンクトラスにおけるガセット効果とその設計法について次

のようなことが明らかにされた。

(1) 撓角法を用いて計算すると、単位荷重あたりの節点の角変化は 10^{-3} radian のオーダーであるのに対して、ガセットの変形のオーダーは 10^{-5} radian 程度で、無視できるほど小さく、接合状態は剛に近いものと思われる。したがって、力の伝達が完全になって、部材の性能が十分に発揮されるようになる。とくに、曲げに対する部材耐力は著しく向上する。

(2) 合板ガセット接着法による木造トラスにおいては接合効率が著しく高いため、その部材およびガセットの応力と変形の予測が可能で、とくに、撓角式を導入した SUDDARTH の計算式を用いれば、かなり正確な部材応力を求めることができる。また、軸方向から計算すれば精度の高いトラス変形が得られる。4. 合板ガセットにおける応力伝達と変形にもとづいて、(5-5~10) 式を用いて計算すれば、おおよそのガセットの応力とトラスの耐力を求めることが可能であろう。

(3) 木造フィンクトラスにおいて、応力の高い部材は合掌材と陸梁で、とくに合掌材には直接荷重がかかる場合が多く、曲げによる応力もかなり高い。したがって、これらの部材を接合するむねと合掌尻のガセットにも大きな力が働くが、むねガセットには曲げと引張が作用するので十分なガセット寸法を、合掌尻ガセットには主としてせん断が作用するから 45° 木取りの合板を準備せねばならない。また、rolling shear strength は合板ガセット接合の基礎となる値として十分な強さが要求される。

(4) 本研究で提案した方法によって部材およびガセットを設計した。実大フィンクトラスの短期換算設計荷重における陸梁中央点の撓み量はスパンの $1/1,200 \sim 1/1,500$ 、破壊荷重は設計荷重の $2.2 \sim 2.6$ 倍であったことより、部材および合板の性能から安全な設計が可能であると考えられる。

6. 合板パネルにおけるガセット効果

本研究は主として合板パネルにおけるガセット効果を推定するためにおこなったものであるが、同時に、変形の近似計算式の誘導をおこなった。パネルの形状および荷重条件は最も単純な、正方形単面パネルの対辺中央に引張集中荷重が作用した場合とした。

6.1 パネル変形計算式の誘導

棒材と板材が結合したパネル構造は、棒材に着目すると板材によって弾性的に拘束された骨組、逆に板材に着目すると棒材によって弾性支持された壁板と考えることができる。これらの場合、骨組は主として板材から引張および圧縮変形に対応する反力を受けるが、壁板は棒材から曲げ変形に対応する反力を受ける。パネルの変形を表わすこの二つの関係は厳密には同一の微分方程式によって表わされるが近似解を求める過程で若干異なる形となっている。

6.1.1 骨組とみなした場合

骨組の変形

Fig. 6-1(a) のような荷重条件の骨組の荷重方向 (X 方向) 変位 $y(X)$ および直角方向 (Y

方向 (Y 方向) 変位 $y(Y)$ は次のように計算される。

$$\left. \begin{aligned} y(X) &= \frac{1}{EI} \left\{ 2l(\bar{M}_1 - \bar{M}_2) M_0 - \frac{Pl^2}{8} (\bar{M}_1 - \bar{M}_2) - x(l-x) M_0 \right. \\ &\quad \left. + \frac{Px^3(l-x)}{3l} + \frac{Pl^2x}{24} + \frac{Px(l-2x)(l^2-2lx-2x^2)}{12} \right\} \\ y(Y) &= \frac{1}{EI} \left\{ 2l(\bar{M}_1 - \bar{M}_2) M_0 - \frac{Pl^2}{8} (\bar{M}_1 - \bar{M}_2) - x(l-x) M_0 \right\} \end{aligned} \right\} \quad (6-1)$$

$$\text{ここで, } \bar{M}_1 = f \times \left\{ \frac{2EI}{l} (2\theta_1 + \theta_2) - \frac{x(l-x)^2}{l^2} \right\}$$

$$\bar{M}_2 = f \times \left\{ \frac{2EI}{l} (\theta_1 + 2\theta_2) + \frac{x^2(l-x)}{l^2} \right\}$$

$$M_0 = f \times Pl/16$$

$$\theta_1 = (a_{10} \cdot a_{22} - a_{20} \cdot a_{11}) / (a_{11} \cdot a_{22} - a_{21} \cdot a_{12})$$

$$\theta_2 = (a_{11} \cdot a_{20} - a_{12} \cdot a_{10}) / (a_{11} \cdot a_{22} - a_{21} \cdot a_{12})$$

$$a_{10} = -\frac{1}{2EI} x(l-x)^2, \quad a_{20} = \frac{1}{2EI} x^2(l-x)$$

$$a_{11} = a_{22} = 3l, \quad a_{12} = a_{21} = l$$

f は節点の状態を示す係数で、ピンのとき $f=0$ 、剛のとき $f=1$ となり、 EI は部材の曲げ剛性、 l は部材長である。

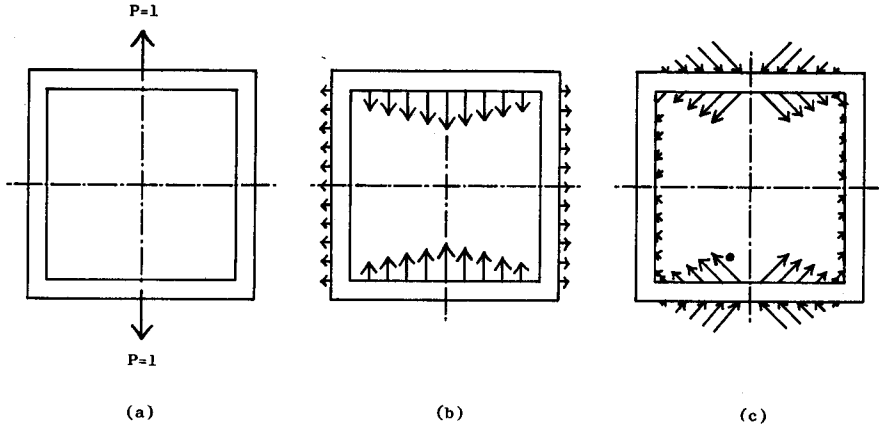


Fig. 6-1. Model for calculating deformation of panel.
—in the case of the frame—

板の反力

(6-1) 式の棒材の変位 $y(X)$ および $y(Y)$ に対応する板の反力は次のようになる。

対辺方向 (Fig. 6-1 (b)) の反力

$$\left. \begin{aligned} P_p(X) &= -E_p t(X) / l \times y(X) \\ P_p(Y) &= -E_p t(Y) / l \times y(Y) \end{aligned} \right\} \quad (6-2)$$

隣辺方向 (Fig. 6-1 (c)) の反力

$$\left. \begin{aligned} P_{\theta}(X) &= -\sqrt{2} E_{\theta} t(XY) \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{l-x} \right) \times y(X) \\ P_{\theta}(Y) &= -\sqrt{2} E_{\theta} t(XY) \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{l-x} \right) \times y(Y) \end{aligned} \right\} \quad (6-3)$$

ここで、 $E_p t(X)$, $E_p t(Y)$, $E_{\theta} t(XY)$ は X , Y および XY 方向の引張剛性である。

パネルの変形

荷重 P による変位 (6-1) に板の対辺および隣辺方向の反力 $P_p(X)$, $P_p(Y)$, $P_{\theta}(X)$, $P_{\theta}(Y)$ による変位を加えれば、パネルの X および Y 方向の変位が求められる。

6.1.2 壁板 (弾性床上の有限長梁) とみなした場合

弾性床上の有限長梁の X 方向変位

Fig. 6-2 (a) の荷重条件の弾性床上の有限長梁の変形は、次の微分方程式によって表わされる。

対辺方向 (X 方向)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_p(X) y = -\frac{2E_p t(X)}{l} y \quad (6-4)$$

隣辺方向 (XY 方向)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_{\theta}(XY) y = -\sqrt{2} E_{\theta} t(XY) \left(\frac{1}{x} - \frac{1}{l-x} \right) \quad (6-5)$$

ここで、 $k_p(X)$, $k_{\theta}(XY)$ は X および XY 方向の床係数である。

(6-4) 式から

$$\sqrt[4]{\frac{E_p t(X)}{2EI l}} = \beta_{\theta}(X) \quad (6-6)$$

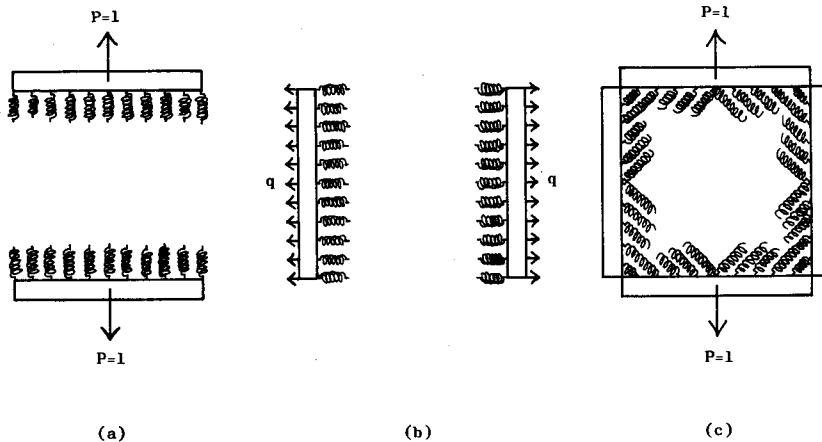


Fig. 6-2. Model for calculating deformation of panel.
—in the case of the beam on the elastic foundation—

(6-5) 式から

$$\sqrt[4]{\frac{\sqrt{2} E_g t (XY)}{2EI} \left(\frac{1}{x} - \frac{1}{l-x} \right)} = \beta_p (XY) \quad (6-7)$$

とおき、4.1.2 ガセットの変形式の誘導でのべた手続きを用いて、(6-4, 5) の微分方程式を解けば、次のようなパネルの X 方向変位が得られる。

$$y(X) = \frac{P\beta_p}{2k_p} \varphi \left\{ \beta_p \left(\frac{l}{2} - x \right) \right\} + \frac{Q\beta_p}{2k_p} \left[\varphi(\beta_p x) + \varphi \left\{ \beta_p (l-x) \right\} \right] \\ + \frac{M\beta_p^2}{k_p} \left[\zeta(\beta_p x) + \zeta \left\{ \beta_p (l-x) \right\} \right] \quad (6-8)$$

ここで、 Q , M は有限長梁の両端に付加する変換集中荷重およびモーメントである。上式中の k_p , β_p には (6-4~7) 式の $k_p(X)$, $k_g(XY)$, $\beta_p(X)$, $\beta_g(XY)$ を用いる。

Y 方向変位

(6-8) 式の X 方向変位にポアソン比 μ_{XY} を乗ずれば板の Y 方向変位が求められるが、この変位に対応する等分布荷重 $q(Y)$ が棒材に Fig. 6-6(b) のように作用すると仮定すると、 $q(Y)$ は次のような値となる。

$$q(Y) = \frac{\mu_{XY} E_p t (Y)}{l} \int_0^l y(X) dx \quad (6-9)$$

$q(Y)$ の等分布荷重による有限長梁の Y 方向変位 $y(Y)$ は (6-8) 式と同様にして求められるが k_p , β_p には $k_p(Y)$, $k_g(XY)$, $\beta_p(X)$, $\beta_g(XY)$ の値を用いる。

$$y(Y) = \frac{q(Y)}{2k_p} \left[\theta(\beta_p x) - \theta \left\{ \beta_p (l-x) \right\} \right] + \frac{Q\beta_p}{2k_p} \left[\varphi(\beta_p x) + \varphi \left\{ \beta_p (l-x) \right\} \right] \\ + \frac{M\beta_p^2}{k_p} \left[\zeta(\beta_p x) + \zeta \left\{ \beta_p (l-x) \right\} \right] \quad (6-10)$$

パネルの変形

(6-1) 式から得られた Y 方向変位は、(6-9) 式と同じ手続きを用いて、再び X 方向荷重に変換され、この荷重と最初の荷重とから X 方向の変位が計算される。このような手続きをくり返し、この変位が所定の値に収束したとき、その値をパネルの X 方向および Y 方向の変位として採用する。

6.2 材料と試験方法

合板パネルの形状および寸法は Fig. 6-3 に示すとおりである。棒材には 2 cm × 4 cm 角のエゾマツ 2 枚、板材にはシナ 3 ply 4.5 mm (1.5+1.5+1.5) 合板を使って、尿素樹脂接着剤 (プライアミン J-402) を用いてくぎ打ち接着した。くぎの長さは 3.6 mm で、12 cm² あたり 1 本の割合である。合板の 1 および 2 方向と 45° 方向のヤング係数 E および引張剛性 Et は次のとおりである。

$$E_1 = 114.0 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2, \quad E_1 t = 48.5 \times 10^3 \text{ kg/cm}$$

$$E_2 = 58.1 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E_2 t = 24.7 \times 10^3 \text{ kg/cm}$$

$$E_{12-45^\circ} = 25.0 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E_{12-45^\circ} = 13.4 \times 10^3 \text{ kg/cm}$$

200 kg のレバーマシンを用いて、対辺棒材中央握み金具を通して引張荷重をかけた。合板の表裏両面に貼った 80 枚のストレインゲージによって、縦および横方向と対角線 (45°) 方向の歪を測定するとともに、対辺棒材間の変位をストローク 5 mm, 1/1000 mm 読みのダイヤルゲージで測った。

6.3 結果と考察

6.3.1 合板パネルにおける歪分布

6.2 材料と試験方法でのべた方法で合板パネルの歪を測定したが、X, Y, XY, XY の 4 軸上の周辺側 3/4 点における 8 つの予備測定歪量は、上下、左右、対角ともにおおむね対称であり、1 方向および 2 方向の荷重はパネル中央にほぼ正確にかけられたものと判断される。また、ダイヤルゲージによる実測歪とも近似している。1 方向および 2 方向荷重による X, Y, XY 軸上直角方向の実測歪分布を Fig. 6-4 に示す。

合板パネルの中心の歪を比較すると X (荷重) 方向では 1 方向荷重より 2 方向荷重による歪の方が 10~15% 高いのに対して、Y (直角) 方向では 1 方向荷重による歪の方が高く、XY (対角) 方向では 2 方向荷重による歪の方が 30~40%。高い X 方向歪はいずれの荷重の場合もパネル中央 (30 cm) で最も大きく、22.5~15.0 cm を変曲点として周辺 (0 cm) に向かって歪零まで減少している。それに対して Y 方向歪は中央から周辺まであまり変化せず、歪量も X 方向歪に比べると極めて小さい。XY 方向歪も X 方向歪と同じ傾向を示しており、その歪量は X 方向歪と Y 方向歪から合成できるものと思われる。したがって、次項以降では信頼度の高い X 方向歪についてのみ検討を加えることにする。

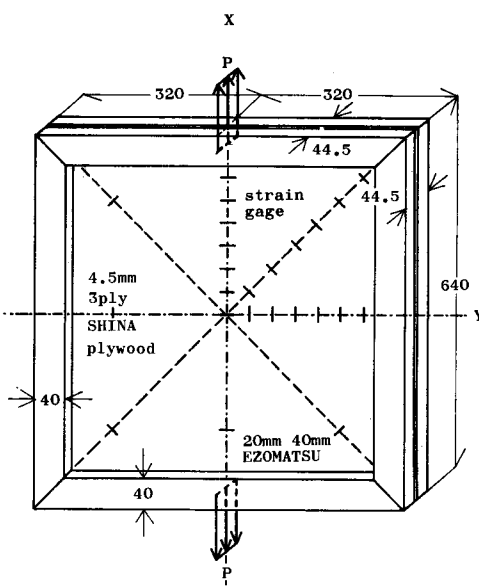


Fig. 6-3. Plywood panel specimen.

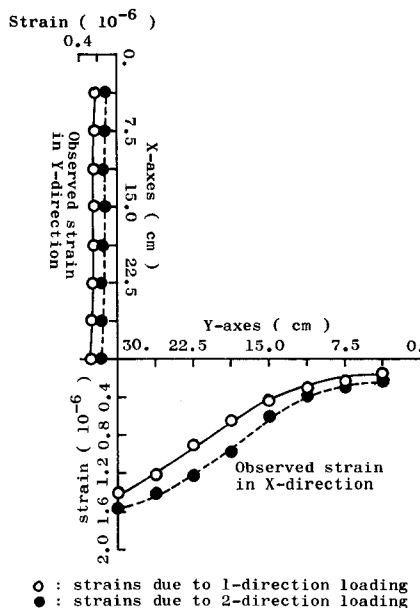


Fig. 6-4. Observed strain distribution in plywood panel.

6.3.2 骨組とみなしたパネルの変形

骨組のみに対辺中央引張集中荷重が作用するとき、荷重方向にかかわらず X 方向歪は節点剛では 12.3×10^{-6} 、ピン(単一梁)では 49.3×10^{-6} であるのに対して、合板のみに一様な引張分布荷重が作用するときは、1方向荷重で 0.344×10^{-6} 、2方向荷重で 0.675×10^{-6} である。両者の歪を比較すると(骨組/合板)、1方向荷重の場合、骨組の節点が剛のとき 35.9、ピンのとき 143.7 で、2方向荷重の場合はそれぞれ 18.2, 72.9 である。しかるに、合板パネルに構成された場合、骨組および合板の剛性比はこれらの値の逆数と考えられるので、本試験に用いた合板パネルでは荷重の大部分が合板によって負担されているものと判断される。

一方、6.1.1 骨組とみなした場合の合板パネルの変形計算では、骨組の変形を板の反力によって修正しているから、骨組の変形が大きい(剛性が低い)ほど板の反力による修正誤差が大きくなって、実際のパネルの変形と離れてくる。前述したように、本試験に用いた合板パネルでは骨組の剛性の方が著しく低いため、(6-1~3) 式の計算誤差が大きくなって、適正な値を得ることはできなかった。

6.3.3 弾性床上の有限長梁とみなしたパネルの変形

6.1.2 弾性床上の有限梁とみなした場合の(6-4~10)の計算式を用いて求めた合板パネルの変形を Fig. 5-5, 6 に示す。計算式中の修正項(6-9, 10)式の値は極めて小さい(1%以下)ので無視した。なお、この合板の引張剛性は $E_1 t = 48.5 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ 、 $E_2 t = 24.7 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ 、 $E_{12-45^\circ} t = 13.4 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ で、その比は 1, 0.51, 0.28 となる。

有限長梁(stiffener)の端末拘束がない場合

有限長梁の変形拘束要素として合板のみをとりあげて、直交する stiffener の端末拘束を無視して計算した X 方向歪を Fig. 6-5, 6 の上図に示す。

1方向荷重による計算歪は、パネル中央において、対辺と隣辺方向の床係数($X+XY$)から計算すると 0.78×10^{-6} 、対辺方向床係数(X)からは 1.12×10^{-6} 、隣辺方向床係数(XY)からは 1.61×10^{-6} となる。その逆数すなわち拘束度の比は 1, 0.69, 0.48 である。それに対して、周辺での計算値は $X+XY$, X , XY の順に 0, -0.14×10^{-6} , 0 となるが、この負歪は荷重と逆方向で、中央歪の約 12.5% に相当する。2方向荷重による計算歪は、中央でそれぞれ 1.02×10^{-6} , 1.89×10^{-6} , 1.62×10^{-6} 、その拘束度の比は 1, 0.54, 0.63 となるのに対して、周辺では 0, -0.34×10^{-6} , 0 で、負歪は中央歪の約 18% である。1方向荷重の場合とくらべると、 X と XY の値が逆転している。

両方向荷重による中央歪の比(2方向/1方向)は、 $X+XY$ で 1.32, X で 1.69 となるのに対して、合板剛性の逆数は 1.67, 1.96 で、その比がそのまま歪の方向比として現われているわけではないようである。

Fig. 6-5, 6 の上図に示されているように、1方向荷重の場合、実測中央歪 1.28×10^{-6} に対する適合度は、 $X+XY$ で 0.61, X で 0.88, XY で 1.27 となる。実測周辺歪を零とみなすと

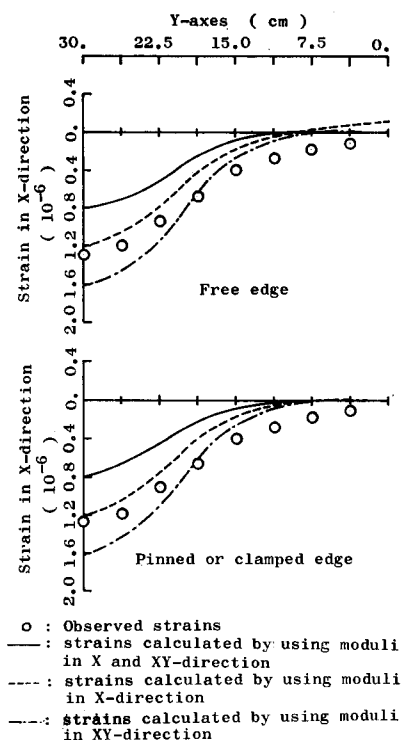


Fig. 6-5. Observed and calculated strains in plywood panel due to 1-direction loading.

(in the case of the beam on the elastic foundation)

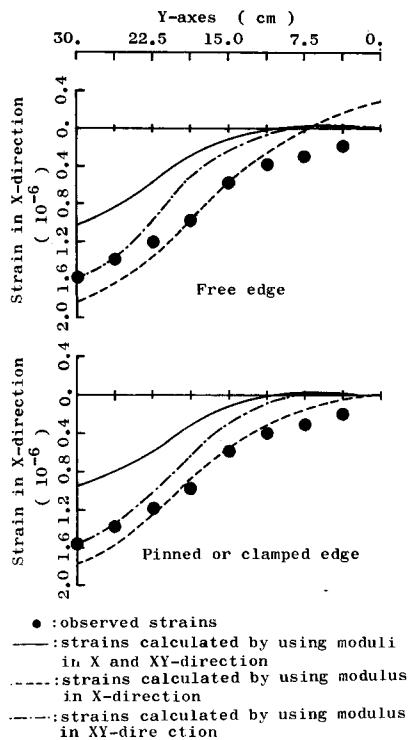


Fig. 6-6. Observed and calculated strains in plywood panel due to 2-direction loading.

(in the case of the beam on the elastic foundation)

その適合度は $1, \infty, 1$ となる。また、歪曲線に関しては、 $X+XY$ では歪量が実測よりかなり低い、その曲線性状は実測に似ており、 X では周辺のはね上りをのぞけば、歪量、性状ともに近似しているが、 XY では曲線の変化率が幾分きつ、中央で実測歪を上回っている。それに対して、2方向荷重の場合も同様の傾向を示し、実測中央歪 0.54×10^{-6} に対する適合度はそれぞれ $0.66, 1.23, 1.05$ となり、実測周辺歪 0 に対しては $1, \infty, 1$ となる。歪曲線も1方向荷重の場合と同様であるが、 X の歪量の方が XY よりも高く、しかも実測歪よりも高くなっている。

有限長梁 (stiffener) 端末が拘束されている場合

有限長梁の変形拘束要素として、合板のほかに梁の端末の鉛直 (X) 方向の拘束をも考慮して計算した X 方向歪を Fig. 6-5, 6 の下図に示す。

1方向荷重によるの計算歪は、中央では、 $X+XY, X, XY$ の順に、 $0.77 \times 10^{-6}, 1.10 \times 10^{-6}, 1.58 \times 10^{-6}$ となり、その拘束度の比は $1, 0.70, 0.49$ となるが、周辺の歪量はすべて零である。2方向荷重の場合、中央の計算歪はそれぞれ $1.01 \times 10^{-6}, 1.84 \times 10^{-6}, 1.58 \times 10^{-6}$ で、

拘束度の比は1, 0.55, 0.64となり、周辺の歪量はすべて零である。両荷重の中央歪の比は、 $X+XY$ が1.31, X が1.67で、端末拘束のない場合とほとんど差がない。

計算歪の適合度は Fig. 6-5, 6 の下図に示されているように、1方向荷重の場合、実測中央歪 1.2×10^{-6} に対する適合度は、 $X+XY$ で0.60, X で0.87, XY で1.23となるのに対して2方向荷重の場合の実測中央歪 1.54×10^{-6} に対してはそれぞれ0.66, 1.20, 1.03となる。

計算歪曲線の性状に関して、有限長梁の端末拘束がない場合と比べると、 $X+XY$ および XY の周辺側の歪にはかなりの差があるが、中央附近の歪にはほとんど差がない(2%以下)。 X でも周辺の拘束ではね上がり止められているため、歪量が減少しているが中央附近の歪量には差がない(3%以下)。また、実測歪曲線と比べると、 $X+XY$ では歪量が少ないが、類似の性状であり、 X の歪曲線が最も実測に近く、 XY では勾配がかなり急である。

また、有限長梁の変形拘束要素として、合板とともに、梁の端末の鉛直方向拘束および回転拘束をも考慮して計算した場合の歪量および歪曲線性状も鉛直方向拘束のみの場合の値および性状とほとんど差がない。

すなわち、有限長梁の長さが大きく、合板の剛性の方が高いパネルにおいては、合板の床係数が大きいと、端末が拘束されていない場合でも端末附近の変位および回転角はそれ程大きくはない。それに端末の鉛直方向拘束が加わると、端末変位が零になり、回転角も微小になるが、さらに回転拘束を加えても、その効果はあまり付加されず、パネルの歪量および曲線性状にも差が現われないのであろう。

以上の検討結果を合板の床係数の方向に着目して要約すると次のとおりである。

1. $X+Y$ (対辺と隣辺方向の床係数) から計算した歪は実測歪より60~70%も低い。
2. X (対辺方向床係数) の計算値は、端末拘束のない場合の周辺でのね上りをのぞけば、実測歪に近似している。荷重方向の差異(剛性の変化)によって、その適合度に変動が認められるが、この合板パネルに対しては適合度が最も高い。
3. XY (隣辺方向床係数) の計算値は端末拘束条件の差異によってほとんど変わらないが、荷重方向の差異によってその適合度はかなり変化する。

以上のように、 $X+XY$ では実測歪よりはるかに少ないことから、 X および XY の拘束効果がすべて発揮されているとは考えられない。 X はパネルの荷重方向と同方向の対辺間の合板の床係数で、その剛性は XY に比べてかなり高いので、拘束効果はかなり高いと判断される。これに対して、 XY は荷重方向と異なる隣辺間の床係数で、剛性は X よりかなり低く、しかもその支持となる隣辺 stiffener の曲げ剛性もそれ程高くはないので、その拘束効果はかなり低いものと思われる。

有限長梁(stiffener)の端末拘束状態について検討すると、端末拘束のない場合の X から計算されるような周辺での歪のね上りは実測では認められない。すなわち、stiffener(有限長梁)の曲げ剛性は低いが、その引張剛性はかなり期待することができること、合板の剛性に

くらべて有限長梁 (stiffener) が長いことなどから、端末の拘束状態はかなり高く、鉛直方向さらには回転もほぼ完全に拘束されると考えてもよいであろう。

したがって、本試験に用いたような合板パネルの変形を計算する場合、有限長梁の端末の鉛直方向または回転が拘束されているとして、対辺方向の合板の床係数を用いて計算すると、実測歪に近い値が得られるであろう。

6.4 ガセット効果と変形の近似計算法

トラスやラーメンなどに使われるガセット板では、その寸法は構造物および部材に比べて小さく、部材の変形に対する剛性効果が多少あるにしても、それが目的ではなく、部材相互の接合と節点での変形拘束が本来の要求である。

合板パネルにおいては、合板の寸法は棒材 (stiffener) の長さに等しく、その寸法を考慮すると合板の剛性は棒材に比べてかなり高くなるので、棒材の接合効率 (ガセット効果) は十分であると判断される。しかるに、合板パネルではむしろ隣辺方向の変形に対する剛性効果が問題となる。この剛性効果に関与する因子としては、荷重条件、合板剛性の方向差、棒材と合板の剛性差があげられるが、その効果は、周辺での荷重条件が対称に近づく程、隣辺方向剛性が高くなる程、そして棒材曲げ剛性が高くなる程、上昇すると考えられる。ただし、棒材曲げ剛性の上昇は同時に接合効率の低下をも招くので、全体的なガセット効果は必ずしも上昇するとはいえない。

合板パネルの変形計算に対して2つの方法を誘導したが、その適合度はパネル構成や荷重条件などによる差異があり、いずれの方法もすべての条件に対して適用可能であるというわけではない。

骨組とみなした計算式では、棒材変形を板の反力によって補正しているため、棒材のみの変形が大きい (棒材剛性が低い) 場合は補正による誤差が大きくなってその精度が低下するので、この計算式の適用範囲は棒材剛性が板材にくらべてかなり高い場合に限られるであろう。

弾性床上の有限長梁とみなした計算式では、床係数として対辺および隣辺方向の値を採用しているが、この値は荷重条件、合板剛性の方向差、棒材と合板の剛性差によって変動するため、この計算式の適合度もパネル構成によって上下する。しかし、本研究に用いたような合板パネルに対しては、この計算式を使って、有限長梁の端末条件を鉛直方向拘束、または回転拘束とし、対辺方向の床係数を採用すれば、近似的な変形を計算することができるであろう。

7. 結 論

これまで、木構造の耐力に対する信頼度は必ずしも高いとはいえず、その最大の理由は、接合法と、それにもとづく効率、さらには変形推定の不確かさのためと思われる。たとえば接合金物ではその局部におけるめり込みを伴う変形が支配的で、しかも定量的予測が困難であり、その復元性についてもほとんど期待できないようである。

これに対して、合板ガセット接着接合法は本論でものべたように、その剛域判断については必ずしも十分とはいえないが、変位中心の存在などガセットの力学特性に対する実験的および理論的検討によってかなり明確な機構解析が可能である。したがって、この方法によれば、接合効率およびその局部ならびに構造物全体の变形と復元性を予測し得るものと考えられる。

なお、本論でものべたが、とくに重要なことは、木構造物の各種部材と接合部に使用する合板の、樹種と材質にかかわる基本的なデーターを確実に把握しておくことであり、さらに、各種加工条件による損傷などの耐力低減率についても（たとえば裏割れ影響係数）適確な判断を与える資料を整えねばならない。

これら一連の樹種と材質に関する基礎資料については、その要求性能によって選択的に実験されねばならないが、本研究では、まずその基本的事項としてのガセット接着接合の機構と変形および効率についての推定方法を明らかにした。

実際の構造物においては不確定な因子が多く、小規模なモデル実験からその変形および耐力を予測することは困難ではあるが、ガセット接着接合の機構にもとづく木造フィンクトラスおよび合板パネルなどの解析をとおして、実大構造物の基本的な変形挙動に対する認識と設計に対する指針を得た。

本研究で明らかにされたもののうち、とくに重要と思われる事項を次に列記する。

(1) シナ単板（平行合板）と 3 ply 6 mm (1.5+3.0+1.0) 合板の弾性係数ならびに強さの間には次のような関係がある。

合板の引張および圧縮における 1 方向と 2 方向のヤング係数 E はほぼ等しく、単板の L 方向ヤング係数の約 $1/2$ であり、合板の 1 方向曲げヤング係数は $1.7E$ 程度で、単板の値に近い。panel shear および plate shear に対する合板の弾性主軸方向の shear modulus G はおおむね等しいが、主軸と 45° をなす G_{45} は、panel shear では約 $4.5G$ 、plate shear では約 $2G$ である。rolling shear modulus は主軸との角度にかかわらず約 $1/3G$ である。

合板の 1 方向および 2 方向の引張強さ F はヤング係数の約 $1/125$ 、圧縮強さはその約 $2/3$ で、それぞれ単板の強さの約半分である。合板と単板の 1 方向の曲げ破壊係数はほぼ等しく、引張強さの約 1.5 倍である。合板の主軸方向の panel shear strength は約 $1/5F$ で、 45° の値はこの約 1.7 倍となるが、rolling shear strength は角度によって変わらず約 $1/20F$ である。

このような関係と理論的な計算を用いると、合板の強度性能を次のように推定することができると思われる。単板の基礎強度性能のうち測定可能なものは L 方向曲げヤング係数、 T 方向引張強さなどに限られるが、素材の性能から裏割れ率と影響係数による補正をおこなえば、単板性能の推定が可能である。単板から合板基礎性能の推定は CURRY の配合則を用いれば容易であり、弾性主軸方向以外の性能も JENKIN 式や弾性エネルギーによる強さ式を用いれば主軸方向の性能から計算できるばかりでなく、つりあい条件式と接着条件式を使えば、直接単板からも求めることができるであろう。

(2) 合板ガセットに伝達される力は面外変形を伴う場合をのぞくと、引張、圧縮、曲げ、せん断の4種類で、その伝達経路は、接着層、表板、合板内接着層、合板の順であると考えられるので、力の種類および大きさと構成要素の強度性能から耐力を計算することができ、逆にこれらの値からガセットの設計が可能である。この場合、合板ガセット接着接合の基礎となる rolling shear とも関連して十分なガセット寸法をとるとともに、引張および曲げに対しては 0° の、せん断に対しては 45° の木取りを採用することが望ましい。

ガセット部の変形は、近似的には、弾性床上の有限長梁の変形とみなすことができ、その変形特性を表わす特性係数 Γ とガセットの剛性効果を示す変位中心 (零変位点) R の間には Fig. 4-22 のような関係があることが確認された。この $\Gamma \sim R$ 曲線を用いて、ガセット構成要素の形状および寸法と強度性能からガセットの剛性効果を推測して、構造物の変形を計算することができるが、その精度はきわめて高いことが示された。

(3) 合板ガセット接着法による木造トラスにおける接合効率 は極めて高く、その部材およびガセットの応力と変形の予測が可能である。とくに、撓角式を導入した SUDARTH の計算式を用いれば、かなり正確に部材応力を求めることができ、軸方向力から計算すれば、精度の高いトラスの変形量が得られる。また、(2) でのべたように、ガセットの強度性能からトラスの耐力を計算することも可能であることが確認された。

木造フィンクトラスにおいて、応力の高い部材は合掌材と陸梁で、この部材を接合するむねと合掌尻のガセットにも大きな力が働く。むねガセットでは曲げと引張に対して十分なガセット寸法を、合掌ガセットではせん断に対して 45° 木取りの合板を準備せねばならない。また rolling shear strength は合板ガセット接着接合の基礎値として十分な強さが要求される。

以上のような計算法にもとづいて、設計された実大フィンの短期換算設計荷重における陸梁中央点の撓みはスパンの $1/1,200 \sim 1/1,500$ 、破壊荷重は設計荷重の $2.2 \sim 2.6$ 倍で、十分な安全性が示された。

(4) 合板パネルにおけるガセット効果に関して、棒材を接合するというのみに着目すると、その剛性および強度の両面での接合効率はきわめて高い。それに対して、隣辺棒材間のパネル変形に対する剛性効果に着目すると、周辺の荷重条件が対称に近い程、隣辺方向の合板剛性が高い程、そして棒材の曲げ剛性が高い程、その効果は上昇すると考えられる。

合板パネルの変形を近似的に計算する場合、骨組とみなした計算法は合板に比べて棒材の剛性がかなり高いようなパネルにしか適用できないのに対して、弾性床上の有限梁とみなした計算法は、荷重条件、合板剛性の方向差、棒材と合板の剛性の差などによって、その適合度に差があるが、通常の合板パネルに対しては有限長梁の端末条件をピンまたは剛として、床係数には対辺方向の値のみを採用すれば、おおよその変形を推定計算することが可能であると思われる。

文 献

- 1) A. I. T. C.: Timber construction manual. 5-1~59 (1966).
- 2) ANDERSON, L. O. and L. W. WOOD: U. S. For. Serv. Res. Paper FPL-12 (1964) (cited by MAKU's 71).
- 3) —————: Stressed-skin and sandwich-panel units. F. P. J. 14-5 (1964).
- 4) BEOSEND, D. W. and R. T. PRESTON: Some causes of variability in the results of plywood shear tests. F. P. L. R-1615 (1946).
- 5) BOHANNAN, B. and M. L. SELBO: Evaluation of commercially made end joints in lumber by three test methods. U. S. For. Serv. Paper FPL-41 (1965).
- 6) BOYD, J. S. and H. GIESE: Secondary stresses in glued trusses. Agr. Eng. 36-11 (1955).
- 7) CURRY, W. T.: The strength properties of plywood, (1) Comparison of 3-plywoods of standard thickness. F. P. R. Bull, No. 29 (1953).
- 8) —————: —————, (2) Effect of geometry of construction. F. P. R. Bull, No. 33 (1954).
- 9) —————: —————, (3) The influence of the adhesive. F. P. R. Bull, No. 39 (1957).
- 10) CURTIS, J. O.: Ill. Agr. Exp. Sta. C 812 (1959).
- 11) —————: Ill. Agr. Exp. Sta. B 654 (1959).
- 12) D. F. P. A.: Plywood rigid frame design manual. Douglas fir plywood association, Tacoma (1962).
- 13) DOYLE, D. V.: Performances of nail-glued joints of plywood to solid wood. U. S. For. Serv. Res. Note, FPL-042 (1964).
- 14) DROW, J. T.: Effect of moisture on the compression, bending and shear strength and on the toughness of plywood FPL-1519 (1945).
- 15) FREAS, A. D.: The bending strength and stiffness of plywood. FPL-1304 (1956).
- 16) HANSEN, H. J.: Timber engineer's handbook (1948).
- 17) HEEBINK, T. B. and H. B. MARCH and C. B. NORRIS: Buckling of flat plywood plates in compression, shear or combined compression and shear. A single stiffener perpendicular to stress. F. P. L. 1553-B (1946).
- 18) HERMAN, R. F. S.: The elasticity of wood and plywood. F. P. R. Spec. Rept. No. 7, London (1948).
- 19) HOYLE, Jr. R. J.: EMSR lumber "Will it make good roof trusses?" F. P. J. 15-9 (1965).
- 20) KALINA, M.: Die Scherbeanspruchung in Knotenplatten aus Sperrholz bei geleimten Fachwerträgen. Holz als Roh- und Werkstoff 23, 395 (1965).
- 21) KARLSEN, G. G.: Wooden structures. (1967).
- 22) KRUEGER, G. P. and R. F. BLOMQUIST: Performance of rigid and flexible adhesive in lumber joints subjected to moisture content changes. U. S. For. Serv. Note, FPL-076 (1964).
- 23) KUENZI, E. W. and G. H. STEVENS: Determination of mechanical properties of adhesives for use in the design of bonded joints. U. S. For. Serv. Note, FPL-0-11 (1963).
- 24) LISKA, J. A.: Methods of calculating the strength and modulus of elasticity of plywood in compression. F. P. L. 1315 (1942).
- 25) MARCH, H. W. and E. N. KUENZI and W. J. KOMMER: Method of measuring the shearing moduli in wood. F. P. L. 1301 (1942).
- 26) MARCH, H. W.: Stress-strain relations in wood and plywood considered as orthotropic materials. F. P. L. R 1503 (1942).
- 27) —————: Buckling of flat plywood plates in compression, shear or combined com-

- pression and shear. F. P. L. 1316-A, 1316-B, 1316-C (1942~1943).
- 28) MARWODT, L. J. and A. D. FREAS: Approximate methods of calculating the strength of plywood. F. P. L. 1630 (1950).
 - 29) MOLEOD, A. M. and W. A. SAUBORN and L. A. YOLTEN and R. S. PHILLIPS: A comparison of shearing strength of glued joints at various grain directions as determined by four methods of test. F. P. L. Rept. 1522 (1956).
 - 30) N. F. P. A.: National design specification for stress-grade lumber and its fastenings (1968).
 - 31) NORRIS, C. B. and P. E. MCKINNON: Compression, tension and shear tests on yellow poplar plywood panels of sizes that do not buckle with tests made at various angles to the face grain. F. P. L. 1328-C (1945).
 - 32) ——— and ———: The effect of veneer thickness and grain direction on the shear strength of plywood. F. P. L. 1801 (1948).
 - 33) ———: Comparison of standard block-shear test with the panel shear test. F. P. J. 7-9 (1957).
 - 34) ——— and A. W. Voss: Buckling of flat plywood plates in compression, shear or combined compression and shear. F. P. L. 1316-D, 1316-E, 1316-F, 1361-G, 1631-H, 1361-I (1943, 1945).
 - 35) ——— and L. A. RINGELLSTELLER: ———: A single stiffener parallel to stress. Face grain of plywood at to its edges. F. P. L. 1553-A, 155-C (1947).
 - 36) QUIRK, J. T. and T. T. KOZLOWSKI and R. F. BLOMQUIST: Location of failure in adhesive-bonded butt joints. U. S. For. Serv. Note, FPL-0177 (1967).
 - 37) ——— and ——— and ———: Effects of adhesive formulation and age on strength of bonded but joints. U. S. For. Serv. Note, FPL-0178 (1967).
 - 38) ——— and ——— and ———: Contribution of end-wall and lumber bonding to strength of butt loints. U. S. For. Serv. Note, FPL-0179 (1968).
 - 39) RADCLIFFE, B. M.: The design of timber roof trusses with nail-glued connections. Amer. Soc. Mech. Eng. Paper No. 56-A-180 (1956).
 - 40) ——— and A. SLIKIN: Effect of variable on performanse of trussed raffters. Res. Rept. 21, Agr. Exp. Sta. Spt. Michigan State Univ. (1964).
 - 41) RICHARDS, D. B.: High-strength corner joints for wood. F. P. J. 12-9 (1949).
 - 42) RINGELLSTELLER, L. A.: Buckling of flat plywood plate in compression, shear or combined compression and shear. F. P. L. No. 1316-J (1949).
 - 43) SCHRIEVER, W. R. & A. T. HANSON: Snow loads and strength of small roofs in canada. F. P. J. 16-3 (1964).
 - 44) SLIKIN, A and B. M. RADCLIFFE: Deflection and creep characteristics of trussed rafters with metal plate fasteners. F. P. J. 15-11 (1965).
 - 45) SMITH, C. B. and C. B. NORRIS and L. A. RINGELLSTELLER: Buckling of stiffend, flat plywood plate in compression. A single stiffener parallel to stress. F. P. L. 1553-B (1947).
 - 46) ——— and ——— and T. B. HEEBINK: The effective stiffness of a stiffener attached to a flat plywood plates. F. P. L. 1557 (1946).
 - 47) SUDDARTH, S. K.: The design of glued joints for wood trusses and frames. Res. Bull. Wood Res. Lab. Purdue Univ. No. 727 (1961).
 - 48) ———: Determination of member stresses in wood truss. Res. Bull. Wood Res. Lab. Purdue Univ. No. 714 (1961).
 - 49) ———: A hydraulic test facility for timber structures. F. P. J. 6-5 (1956).
 - 50) TIMOSHENKO, S. P. and J. N. GOODIER: Theory of elasticity (1951).
 - 51) ——— and J. M. GERE: Theory of elastic stability (1961).
 - 52) ———: Strength of materials, Part 2 Advanced theory and problems (1951).

- 53) TRAYER, G. W.: Plywood as structural covering for frame walls and wall units. F. P. L. R 1025 (1934).
- 54) U. S. D. A.: Wood handbook (1955).
- 55) WILKINSON, T. L.: Moisture cycling of trussed rafter joints. U. S. For. Serv. Res. Note, FPL-61 (1966).
- 56) —————: Longtime performance of trussed rafter, initial evaluation. U. S. For. Serv. Res. Note, FPL-93 (1968).
- 57) 相川新一: 木構造の接合金具. 鹿島建設技術研究所出版部 (1962).
- 58) 浅野猪久夫, 都築一雄: 合板の強度異方性について. 材料, 12, 121 (1963).
- 59) 福田武雄: 木構造学. 技報堂 (1955).
- 60) 後藤一雄: 木構造の計算. 相模書房 (1965).
- 61) 林 毅: 弾性主方向を傾斜させて用いた直交異方性板の特性について. 日本航空学会誌, 2-4 (1954).
- 62) 久田俊彦: 建築大系 15. 木構造・特殊構造 (1968).
- 63) 葛生直生, 大熊幹章: わく組構造パネルの機械的性質. 木材誌, 16-1 (1970).
- 64) 満久崇磨: 建築部材としての合板の研究とその利用. 木材研究, 38 (1967).
- 65) 宮島 寛: 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1報), シナ合板に関する基礎試験. 北大演報, 25-1 (1967).
- 66) 宮島 寛, 松本弘毅: 同 (第1報その2), ラワン合板に関する基礎試験, 北大演報, 26-2 (1968).
- 67) 宮島 寛: 同 (第2報), 合板ガセット接着法による門形ラーメンならびに方づえつきラーメンの剛性および強度. 北大演報, 16-1 (1968).
- 68) 宮島 寛, 藤井 毅: 同 (第3報), 木造フィンクトラスの剛性と強度に対するガセット効果について. 北大演報, 16-1 (1968).
- 69) 宮島 寛: 同 (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について. 北大演報, 16-1 (1968).
- 70) 日本建築学会: 木構造設計基準・同解説 (1961).
- 71) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書 JASS 11. 木工事図解 (1969).
- 72) 大熊幹章: 合板の機械的性質に関する研究. 東大演報, No. 63 (1967).
- 73) 佐々木 光, 満久崇磨: 合板パネルのせん断剛性試験におけるひずみの分布. 木材研究, 33 (1964).
- 74) 沢田 稔, 畑 建一: 合板の弾性に関する研究 (第1報), 三層合板の引張と曲げにおける異方性. 木材誌, 5-2 (1959).
- 75) 沢田 稔, 近藤孝一, 畑 建一: 同 (第2報), 多層合板の引張と曲げにおける異方性. 木材誌, 5-4, (1959).
- 76) 沢田 稔: 木材梁に関する研究 (第1報), 矩形断面梁の破壊条件と破壊係数. 林試研報, 71 (1954).
- 77) 沢田 稔: 木質平面材料の強度性能. 木材誌, 16-6 (1970).
- 78) 関谷文彦: 木材強弱論. 朝倉書店.
- 79) 杉山英男, 鈴木克臣: 木質系プレハブパネルのせん断耐力と剛性に及ぼすパネル構成諸因子の影響について (第1報). 建築学会昭和43年度大会学術講演梗概集 (1968).
- 80) 杉山英男, 鈴木克臣: 開口を有する木質系プレハブパネルのせん断耐力と剛性. 建築学会昭和44年度大会学術講演梗概集 (1969).
- 81) 高見 勇: 合板パネルおよびプレート剪断剛性試験について. 木材誌, 10-1 (1964).
- 82) 高見 勇: 合板のポアソン比について. 林試研報, 188 (1966).
- 83) 高見 勇: 合板の強さについて (1). 林試研報, 208 (1968).
- 84) 高見 勇: 合板の剪断性能に関する基礎的研究. 林試研報, 225 (1969).
- 85) 高見 勇: 構造用合板の許容応力度について. 木材工業, 21-9 (1966).
- 86) 竹山謙三郎: 木構造. 丸善出版 (1960).
- 87) 都築一雄, 浅野猪久夫: 合板の座屈について (第1, 2, 3報). 第17, 18, 19回日本木材学会大会研究発表要旨 (1967~1969).
- 88) 上田恒司: 木質平面材料の弾性定数に関する研究 (第1報), ラワン合板の弾性定数. 北大演報, 16-1

(1969).

- 89) 山井良三郎: 合板の許容応力度について. 木材工業, 22-7 (1967).
90) 山井良三郎: 同 (2). 木材工業, 22-8 (1967).
91) 山井良三郎: 耐力壁としての木質パネル. 木材工業, 22-11 (1968).

Summary

1. Purpose and scope

In this paper, the mechanical properties of the joints with glued plywood gussets are presented.

The load-carrying capacities of wooden structures are usually not so high, depending on a low efficiency for both stiffness and strength of the joint. As for the wooden structures joined with the steel fasteners or connectors, the major portion of the deformation is due to the slidings and the sinkings of the joints, it is very difficult to estimate the efficiency.

In the previous investigations, it was recognized that the wooden structures joined with glued plywood gussets had a high efficiency for the stiffness. Though it is difficult to estimate the efficiency and the rigid zone of the joint exactly, the actual behaviors of the gusset can be analysed experimentally and theoretically by using the method of finding the characteristic points such as zero displacement points R .

The experimental and theoretical investigation is performed in the following three steps.

1. Mechanical properties of plywood as an orthotropic material
2. Behavior of gusset as an elastic foundation
3. Mechanical behavior of gusset as a structural joint

2. Mechanical behavior of joint with glued plywood gusset

All forces applied to the wooden structures joined with glued plywood gussets are transmitted through the timber members to the plywood gussets mainly as the tensile, compressive, bending and shear forces. These forces act on the glue bond areas between members and gusset plates, on the face veneers, on the glue layers in the plywoods and on the core veneers in order. The stresses produced by these forces are tensile, compressive and shearing ones acting on the plane of plywood as shown in Fig. 3-1. In order to determine the strength and deflection of the joint with glued plywood gusset, the mechanical properties of the plywoods and veneers constructing gusset plates should be previously obtained. These properties are as follows:

- (a) Young's modulus and strength in tension
- (b) Young's modulus and strength in compression
- (c) Shear modulus and strength in panel shear
- (d) Shear modulus and strength in rolling shear
- (e) Shearing strength in glue layer or in glue bond area

3. Mechanical properties of plywood

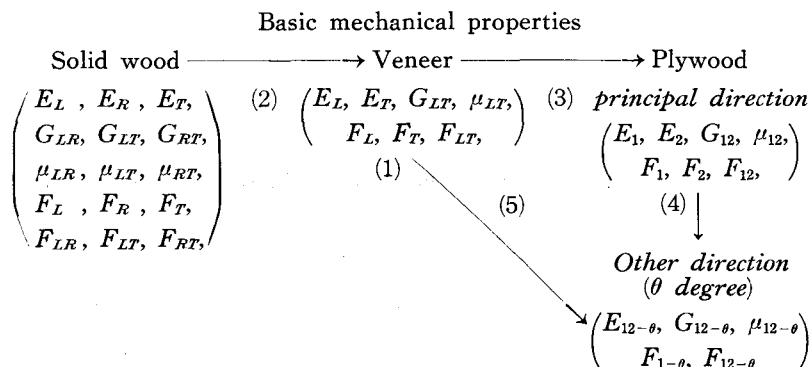
The materials used in the test were rotary cut veneers of SHINA (*Tilia* sp.) 1.5 mm and 3.0 mm in nominal thickness and their specific gravity was about 0.51. The lathe check in 1.5 mm veneer was about 20% and in 3.0 mm 50%, and the number of lathe checks was about 10/cm.

Three types of veneer laminated wood and one type of plywood were made from two kinds of veneer with urea-formaldehyde resin. They are:

1. F-veneer laminated wood (1.5+1.5+1.5+1.5)
2. C-veneer laminated wood (3.0+3.0)
3. FC-veneer laminated wood (1.5+3.0+1.5)
4. P-plywood (1.5+3.0+1.5) (unit: mm)

The nominal thickness was 6 mm and their average specific gravity was 0.65, 0.54, 0.59 and 0.58, respectively.

Before fabrication of the plywoods, Young's moduli and moduli of rupture of the veneers in L -direction (parallel to the grain, Fig. 3-3) in bending and tensile strength in L - and T -directions (perpendicular to the grain, Fig. 3-4) were measured (Table 3-1). The specimens with face grain inclined 0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75° or 90° to the edges cut from the veneer laminated woods and the plywoods were tested in tension (Figs. 3-5 and 6), compression (Fig. 3-7), bending (Fig. 3-8), plate shear (Figs. 3-9), panel shear (Fig. 3-10) or rolling shear (Fig. 3-11). The test results are shown in Figs. 3-2 to 19 and Tables 3-2 and 3. Relationships among them are summarized as follows.



where E , G and μ are Young's modulus, shear modulus and Poisson's ratio, respectively, and F is strength. The suffix L , R and T show the longitudinal, radial and tangential direction, respectively.

Among the basic mechanical properties of the veneers, only $E_{\delta L}$ in bending and F_{iT} in tension (Table 3-1) were experimentally obtained (1), then the other properties may be determined from those of the solid woods by using the Eq. 3-1 with the percentage of lathe check α and the coefficient $k(\theta)$ (Fig. 3-12) (2). The properties of the plywoods in the principal (1- and 2-) directions are calculated from the properties of the veneers by using CURRY's formulas (Eqs. 3-13 and 14) (3), and the properties in the other directions were calculated by using JENKIN's formulas (Eqs. 3-7 and

12, Figs. 3-13 to 15) (4). Under the uniaxial stress conditions, the properties of the plywood were obtained from the properties of the veneers in the principal directions observing the equilibrium in stress and strain under gluing condition (Eqs. 3-3 and 4, Figs. 3-17 to 19) (5).

4. Stress transmission and deformation of joint with glued plywood gusset

Three types of specimen shown in Figs. 4-1 to 3 were made from 6 mm SHINA plywoods (1.5+3.0+1.5) and tested in tension, bending and shear. The relations between the maximum loads P and the glue bond areas or the angles θ of the plywood gusset plates are shown in Figs. 4-6 to 15. Then the mechanism of stress transmission mentioned in chapter 2 is verified and the following basic conditions for the design of plywood gussets are presented.

	Maximum load	Failure
1. If $P_v > P_g$,	$P = P_g$	Glue bond area
2. If $P_g > P_v > P_r$,	$P = P_v$	Veneers and glue layers in plywood
3. If $P_g > P_r > P_v$,	$P = P_r$	Veneers and glue layers in plywood
4. If $P_r > P_p$,	$P = P_p$	Plywood

where P_v , P_p , P_g and P_r are the maximum loads based on veneer strength, plywood strength, shearing strength in glue bond area and rolling shear strength, respectively, and usually $P_p > P_v$, $P_g > P_r$. In the case of tension, bending or shear, the maximum loads P are calculated from Eq. 4-2, 3 or 4.

In the design, we should take care of the follows: the shearing strength in glue bond area and the rolling shear strength do not vary in all angles, while the tensile strength and the compressive strength are the maximum in 0° (or 90°) and the panel shear strength is the maximum in 45° . Therefore, it is advisable to use 0° -plywood against tensile force and 45° -plywood against shear force.

The strains in the glued rectangular (Fig. 4-4) and triangular (Fig. 4-5) gusset plates were measured by means of electrical resistance strain-gages located on the center lines of the gusset plates. As shown in Figs. 4-16 to 19, in proportion to the increase of the gusset length, the strain distribution changed from a linear type to a curved type and finally to an oscillatory converged type, and the location of the zero displacement point R converged at a certain point in the rectangular gusset plate and transferred with a certain rate in the triangular one (Table 4-2).

From the strain distributions, it may be assumed that the gusset plate behaves as an elastic foundation and the beam member as a beam with finite length on the foundation. The strains calculated by Eq. 4-11 based on this assumption were slightly larger than the observed ones, but the types of the strain distribution and the locations of the zero displacement point R calculated were similar to observed ones.

The deformation in the gusset plate may be obtained by substituting the following coefficient of gusset Γ into Eq. 4-11.

$$\Gamma = \sqrt[4]{\frac{E_g t l^3 \cos \alpha^3}{4EI \tan \alpha}}$$

where $E_g t$, l , EI and α are the tensile rigidity of gusset plate, length of gusset, flexural rigidity of beam member and meeting angle of two beam members, respectively. The location of R may be regarded as an index representing the effect of gusset plate to the joint efficiency. Then the relationship between Γ and R of the gusset was obtained (Fig. 4-22). According to the relationship, it may be possible to estimate the effect of gusset plate to the joint efficiency from the configuration, dimensions and mechanical properties of gusset. And by regarding R as the panel point, the displacements of the wooden structures joined with the glued plywood gussets were computed with sufficient accuracy (Figs. 4-23 to 27).

5. Effect of gussets to wooden fink trussed rafters joined with glued plywood gussets

W-type trussed rafters with a slope of 30° and 1.8 m span were used for this study. The members consisted of 2-cm by 4-cm EZOMATSU (*Picea* sp.) kiln-dried. The specific gravity was about 0.46 and Young's moduli 100 to 150×10^3 kg/cm². In the full scale tests, the trussed rafters with 5 m span were made from 4-cm by 8-cm EZOMATSU laminated woods. Six types of joint method were used and their details are shown in Table 5-1 and Fig. 5-4.

1.8 m span test trussed rafter (Figs. 5-1 and 2)

1. 9-mm ϕ bolts
2. 0° -SHINA plywood gussets
3. 90° -SHINA plywood gussets
4. 45° -SHINA plywood gussets

Full scale test trussed rafter (Fig. 5-3)

5. 45° - SHINA plywood gussets
6. 45° - LAUAN (*Shorea* sp.) plywood gussets

All 6-mm plywood gussets were nail-glued to the both sides of the members by using urea-formaldehyde resin.

The trussed rafters were tested in a pair, and the loads were applied at the centers of the distance between panel points of the upper chords by using two hydraulic jacks with 5 ton capacities. The displacements were measured at five points for each trussed rafter using dial gages with 30 mm stroke and 1/100 mm readings. The strains were measured at 18 points on the chords of the full scale test trussed rafters by means of electrical resistance strain gages (Fig. 5-5).

From the results, it was found that all panel points could be considered as rigid joints and the deformation of the plywood gussets were negligible. The member stresses measured coincided closely with those calculated by the method introduced by SIDDARTH (Eqs. 5-1 to 3), and the values of deflection measured at the midspan of the lower chord agreed with those computed by Eq. 5-4 with sufficient accuracy (Figs. 5-2 and 3).

When the loads were applied on the upper chords, the stresses in the upper and lower chords were higher than those in the other members, and then the bending and compressive stresses are introduced in the upper chords and the tensile stresses in the

lower chords. Consequently the tensile forces were mainly served at the peak gusset and the shear forces at the heel gussets. The maximum loads P for trussed rafters were computed from these forces and the formulas for load-bearing capacities of the plywood gussets. The maximum loads P computed were approximately agreed with the observed loads (Table 5-4).

At the short time design load 1,800 kg, the values of deflection at the midspan of the lower chord in the full scale tests were 1/1,200 to 1/1,500 times the span, and the maximum loads 2.2 to 2.6 times the design load. Therefore, it might be concluded that the trussed rafters designed had sufficient safety.

6. "Gusset-effect" of plywood in plywood panel construction

As shown in Fig. 6-3, the plywood panel consisted of 60-cm by 60-cm SHINA plywood and of four pairs of 2-cm by 4-cm by 60-cm EZOMATSU stiffeners. The plywood had 4.5 mm thickness (1.5+1.5+1.5) and Young's moduli $114 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ in 1-direction and $58 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ in 2-direction. The kiln-dried stiffeners with Young's modulus $142 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ were nail-glued to the plywood using urea-formaldehyde resin.

A tensile load was applied at the centers of the upper and lower stiffeners, and the strains of the plywood were measured by means of electrical resistance strain gages located on the center lines and on the diagonal lines (Fig. 6-3).

As shown in Figs. 6-4 and 5, the strains in X -direction parallel to the loading-direction were maximum at the center and minimum at the center of free edge, and those in Y -direction were very small in comparison with the formers.

By regarding the panel behaving as the frame construction (Eqs. 6-1 to 3) or as the beam on the elastic foundation (Eqs. 6-4 to 10), the deformation of the panel was calculated and compared with the observed value. In the case of the frame condition, the deflection of the panel could not be predicted with accuracy and its agreement varied with the rigidities of the plywood and of the stiffeners and the load conditions (Figs. 6-4 to 6). But in the case of the beam condition on the elastic foundation, the agreement was good for deformation and strain value at the center of the panel. Considering the results, Eqs. 6-1 to 3 may be useful only when the rigidities of stiffeners are considerably higher than those of the plywood. Eqs. 6-4 to 10, although their applicabilities vary with the rigidities of the stiffeners and of the plywoods and the load condition, may be useful to the plywood panels with the construction similar to the test panels, by using the pinned or clamped edge condition of the stiffeners and the modulus of the foundation in X -direction.