

挿入型鋼板ガセットとシアプレート コネクターを用いた集成材軒肩接合部 の許容応力度設計と接合部の実大実験

小松 幸平 長原 芳男
前田 典昭 北村 維朗
堀江 和美^{*1}

Working Stress Design of Glulam Eaves Joint Composed of Insert - Type Steel Gusset Plates with Shear Plate Connectors and Verification Test on the Full Size Joint Specimens

Kohei KOMATSU
Noriaki MAEDA
Kazumi HORIE^{*1}

Yoshio NAGAHARA
Tadao KITAMURA

BIFUKA district forestry office is a building made of glued laminated timber (glulam) of Todomatsu (*Abies Sachalinensis*; so called Hokkaido spruce) and to be completed in October, 1985.

Photo - 1 shows a perspective view of this forestry office after completion, in which three hinged glulam portal frames are used to ensure a wide floor area for the office with no interior walls or columns. The portal frame was structurally designed for the snow load as shown in Fig. 2

We cooperated with structural engineers for developing new type eaves joint suited to the use of small diameter todomatsu logs taken from thinning operation. Schematic diagram of the eaves joint developed are shown in Figs. 3 and 7. Plan of location of shear plate connectors determined according to the AITC manual is shown in Fig. 6. Background theory used for designing the joint is shown in Fig. 5- (a), (b), Fig. 8 and equations (a), (b), from (1) to (11). Numerical data in checking connector force is shown in Tables - 1 to 4.

Full size joint specimens were made and tested to failure to verify if our design was correct, as well as to obtain a consensus of the district building inspector. The configuration of the specimen tested is shown in Fig. 9, Photos 4 and 5.

Test results relating to the rigidity are shown in Table - 5, Figs. 11, 12, and 13. Strength properties and descriptions of failure phenomena are shown in

Table - 6 and Photos 6 and 7 .

It was concluded that the eaves joint developed showed very satisfactory properties both in rigidity and strength .

美深林務署はトドマツ集成材による建物で、1985年10月完成予定である。

写真1は林務署の完成予想図を示すが、建物には3ヒンジ剛節骨組構造が用いられ、内部に壁や柱のない広い事務室空間を確保している。架橋の構造は第2図に示すように、積雪荷重で設計された。

我々はトドマツ小径間伐材の利用に適した新しいタイプの軒肩接合部の開発の面で、構造家と協力した。開発した軒肩接合部の構造模式図を第3図及び第7図に示す。米国木構造協会(AITC)のマニュアルに準じて決定したシアプレートコネクターの配置平面図を第6図に示す。接合部の設計において利用した基礎理論については、式(a)、(b)並びに、式(1)~(11)に示す。コネクターに作用する力については、第1~4表に示す。

設計の妥当性を確かめ、同時に、建築主事の理解を得るため、軒肩接合部の実大試験体を製造し強度試験を行った。供試体試験体の形状寸法等を第9図、写真4、5に示す。剛性に関する試験の結果を、第5表、第11~13図に示す。強度性能並びに破壊性状については、第6表及び写真6、7に示す。

結論として、開発した軒肩接合部は剛性、耐力両面において非常に満足すべき性能を発揮した。

1. はじめに

1985年10月完成予定の美深林務署新庁舎は、トドマツを始めとする地元産出材を全面的に使用した集成材構造建築物である。

建物の延床床面積は約597m²で写真1に示す建物左側の事務室平屋部分は、トドマツ間伐材ラミナを使用した通直集成材の梁と柱を、表題に示した接合法によって軒肩部で剛に接合したタイバー付き3ヒンジ山形ラーメン構造である。

我が国では、集成材によるラーメン構造の場合、こ

れまではもっぱら湾曲集成材が用いられてきた。しかし、今回の建設計画においては、比較的径の小さいトドマツ間伐材を使うことが最大のテーマであったため、大径良質材から採れる幅広ラミナを必要とする湾曲集成材アーチの製造は困難と考えられ、表題に示した集成材構法が開発された。

本論文は、この集成材構法の許容応力度設計方法と、その設計方法にもとづいて製造された軒肩部の実大試験体に対する耐力実験について報告するものである。

なお、この論文の内容の一部については、日本木材学会第35回大会(1985年4月東京)で発表した。

2. 実大部分実験条件の決定

2.1 設計条件と実大実験の関係

美深林務署新庁舎平屋部分の構造計算は長期積雪荷重、並びに、地震荷重に対して行われた。その結果、

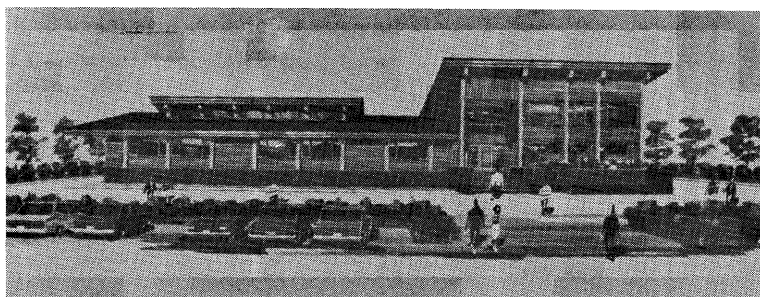


写真1 美深林務署完成予想図

Photo1 A perspective of BIFUKA district forestry office . Portal Frames in the left hand side of this photo are composed of the jointmethod studied in this report .

長期積雪荷重条件において発生する応力値が支配的で、その値で部材断面、及び、接合部の構造が決定されることになった。

当场集成材共同研究チームは、トドマツ間伐材で従来型の湾曲集成材を作ることは難しいとの考えに立ち、それに代わるものとして、通直集成材を鋼板ガセットとボルトで現場接合する構法を提案した。そして、実大実験で接合部の安全性を確かめ、建築主事の理解が得られればその構法を採用するという方針を固めた。

実大実験の趣旨から言えば、設計条件における応力分布を忠実に再現し得る試験方法を採用すべきであったが、設備の面でそれは不可能であった。検討の結果、第1図に示す実大部分実験を行うことによって、少なくとも、柱-梁接合部の鋼板ガセットが負担するねじりモーメントの値を近似的に再現し得ることが分かった。

2.2 実験条件と設計条件における応力分布の比較
実施設計を担当した設計事務所（中原建築設計事務所・旭川市）の構造計算書によれば、長期積雪荷重条件における荷重の組み合わせは以下のとおりである。

梁 自重 44.1kg/m
 固定荷重 60kg/m²
 積雪荷重 315kg/m²
 （最深積雪量 $h_s = 150\text{cm}$ ）

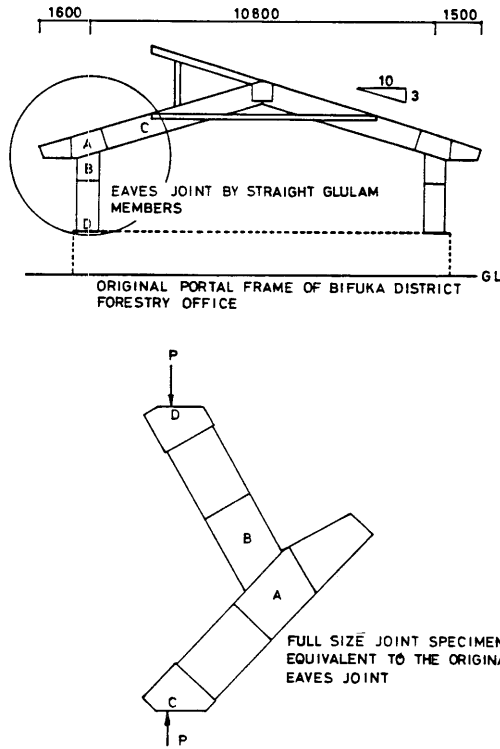
荷重負担幅 $B = 3.64\text{m}$
 分布荷重 $w = (315 + 60) \times 3.64 + 44.1$
 $= 1410\text{kg/m} = 13.827\text{kN/m}$

トップサイドライト部分の荷重（梁追加部分の荷重を集中荷重で置き換える）
 $P_1 = 3180\text{kg} (31.185\text{kN})$
 $P_2 = 1940\text{kg} (19.025\text{kN})$

第1図に示す加力方法を採用することによって発生する応力分布（これを実験条件による応力分布と呼ぶ）と設計条件による応力分布の比較を第2図に示す。

設計条件の場合、集成材フレームは接合部の大きさ等を考慮せず、部材中心線が一点で交わるタイバー付き3ヒンジラーメン構造として計算された。

一方、実験条件の場合は、接合部の大きさを考慮し、鋼板ガセット部分を剛域と考えて、仮想仕事法によ



第1図 美深林務署集成材骨組架構における原構造と接合部実大試験体との関係

Fig. 1 Relation between original glulam portal frame in BIFUKA district forestry office and full size joint specimen.

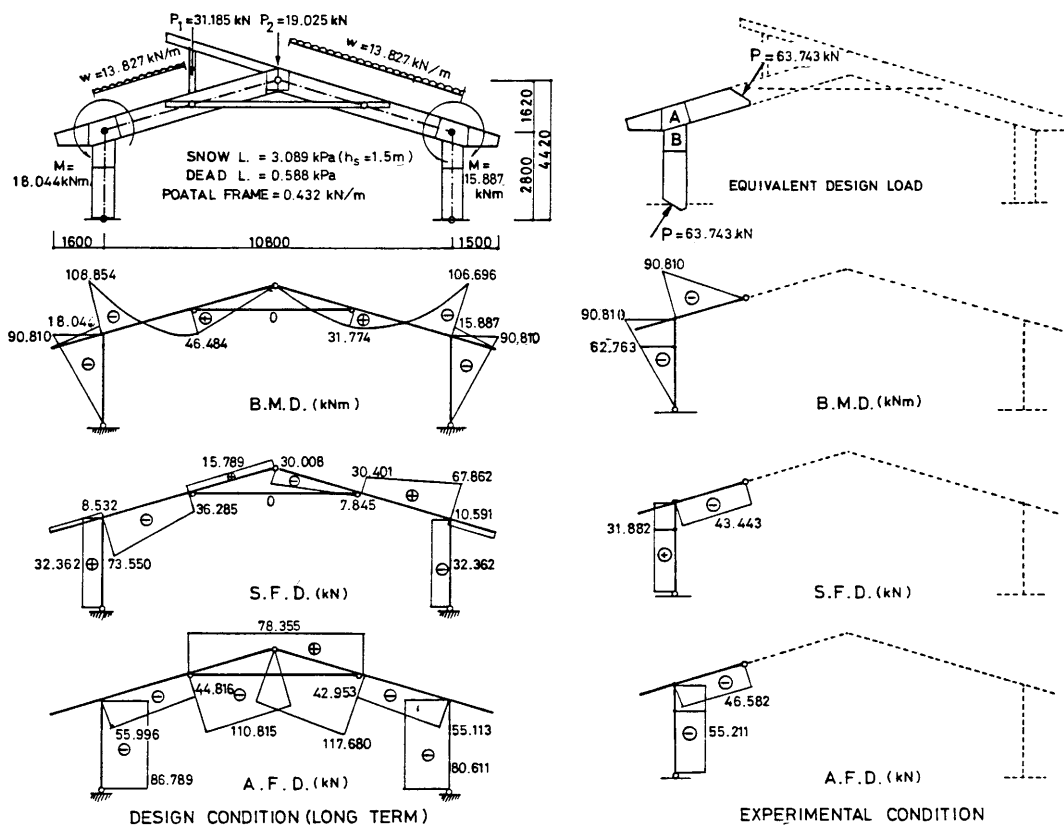
て骨組の変形を計算した。

2.3 実験条件における部材応力度の検定

「くの字型試験体」の両端に圧縮力 $P = 6.5\text{ton}$ （63.743kN）を作用させることによって、第2図に示す応力分布が得られ、接合部鋼板ガセットにおけるねじりモーメントが $M = 9.26\text{tm}$ （90.810kNm）となって、長期積雪荷重における設計値に等しくなる。しかし、軸力、せん断力分布において、設計条件と実験条件とで若干の食い違いが生じるので、実験条件での部材応力度についての検定結果を以下に示す。

[実験条件における部材応力度の検定]

トドマツ集成材の許容応力度¹⁾（曲げ、引張） $f_b = f_t = 115\text{kg/cm}^2 = 11.278\text{MPa}$ （圧縮） $f_c = 80\text{kg/cm}^2 = 7.845\text{MPa}$ （せん断） $f_s = 9\text{kg/cm}^2 = 0.883\text{MPa}$



第2図 設計条件と実験条件における応力分布の比較

Fig. 2 Comparisons between stress distribution in design condition and experimental condition .

(柱側)

最大モーメント $M_{max} = 6.40tm = 62.763kNm$

最大せん断力 $Q_{max} = 3.25t = 31.872kN$

最大軸力 $N_{max} = -5.64t = -55.310kN$

$$l = h/a = 3.46 = 19.5 / 3.46 = 5.64$$

$$= l_k / i = 285 / 5.64 = 50.6 > 30$$

$$= f_c / f_k = 1 / (1.3 - 0.01)$$

$$= 1 / (1.3 - 0.01 \times 50.6) = 1.259$$

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{f_c}{f_b} \cdot \frac{M}{Z_e}$$

$$= \frac{1.259 \times 55.310}{0.195 \times 0.7} + \frac{7.845 \times 62.763 \times 6}{11.278 \times 0.195 \times 0.7^2}$$

$$= 0.510 + 2.741 = 3.252 < f_c = 7.845MPa \text{ (可)}$$

(梁側)

最大モーメント $M_{max} = 9.26tm = 90.81kNm$

最大せん断力 $Q_{max} = 4.43t = 43.443kN$

最大軸力 $N_{max} = -4.75t = -46.582kN$

$$i = h/a = 3.46 = 19.5 / 3.45 = 5.64$$

$$= l_k / i = 197 / 5.64 = 34.9 > 30$$

$$= f_c / f_k = 1 / (1.3 - 0.01)$$

$$= 1 / (1.3 - 0.01 \times 34.9) = 1.052$$

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{f_c}{f_b} \cdot \frac{M}{Z_e}$$

$$= \frac{1.052 \times 46.582}{0.195 \times 0.7} + \frac{7.845 \times 90.810 \times 6}{11.278 \times 0.195 \times 0.7^2}$$

$$= 0.359 + 3.967 = 4.326 < f_c = 7.845MPa \text{ (可)}$$

[J. Hokkaido f. For. Prod. Res. Inst. 409 (2) 1986]

$$\tau = 1.5 \cdot \frac{Q}{A_e} = \frac{1.5 \times 43.443}{0.195 \times 0.7}$$

$$= 0.477 < f_s = 0.883 \text{MPa (可)}$$

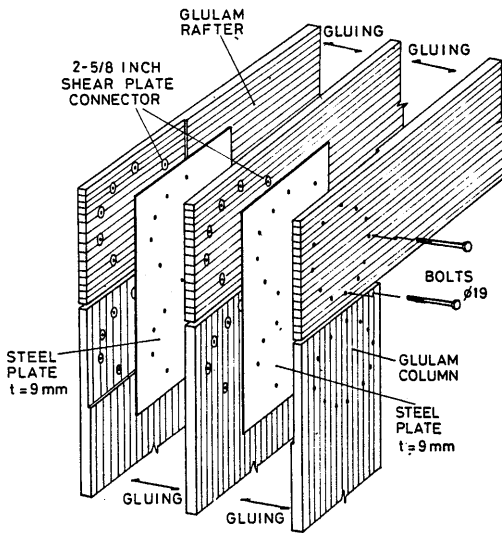
よって、実験条件の場合、部材で破壊する可能性はほとんどないと考えられる。

3. 柱-梁接合部の設計

3.1 接合部の構造

第3図に示す模式図に従って、接合部の構造を説明する(文中の数字は設計条件に対応するもの)。

- (1) 比較的径の小さいトドマツ間伐木(主体は胸高直径26cm, 49年生のもの)から採れる平割ラミナ(製材時45mm×93mm, 乾燥後40mm×88mm)を22層積層接着して、厚さ70mm, 幅700mm(部材材せいに相当する)の集成原板を作る。
- (2) 鋼板ガセット(厚さ9mm)が入る部分を欠き込む。
- (3) 写真2に示すように、所定の位置にシアプレートコネクター(後述)を埋め込む。
- (4) 集成原板3枚をターンバックルで圧縮接着して梁



第3図 柱-梁接合部の構造模式図

Fig. 3 Schematic diagram for explaining the structural characteristic points in column-rafter joint (eaves joint) composed of 2-5/8 inch shear plate connectors and insert-type steel gussets plates.

もしくは柱部材を完成させる。ただし、鋼板ガセットが入る部分は接着しない。

(5) 梁と柱を別々に現場へ搬入し現場で鋼板ガセットを挿入し、19mmボルトを通して、接合部を完成させる。

3.2 シアプレートコネクターの原理

シアプレートコネクターは主に、北米とオセアニアにおいて使用されている接合金物で、写真3に示すように、普通、木材と鋼板との接合に用いられる。

一般に、ボルトだけで接合した接合部にせん断力が作用すると、接合界面付近の木部に大きな圧縮応力度が集中する。この圧縮応力度はボルトに働くせん断力

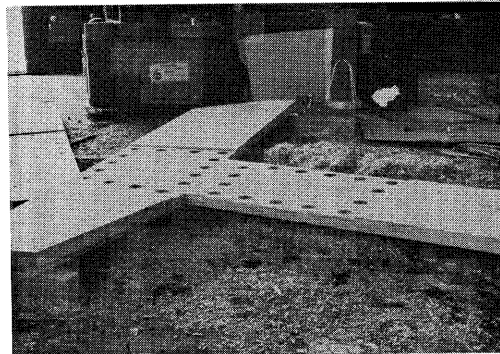


写真2 シアプレートコネクターを埋め込んだ集成原板

Photo 2 Photograph showing glued laminated board of thickness 65 mm with shear plate connectors embedded (three glued laminated boards make one rafter or column member as shown in Fig. 3).

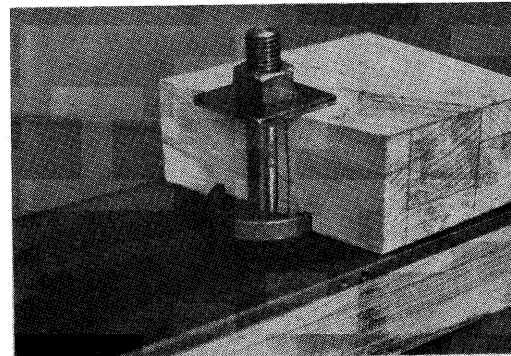


写真3 シアプレートコネクターの一般的な使い方(鋼板と木材との接合)

Photo 3 General method for using a shear plate connector between steel plate and timber.

をボルトの投影面積で割った値に比例するので、接合界面付近のボルト径を大きくして、木部に作用する圧縮応力度を小さくすれば、接合部の耐力を増強させることが可能である。

しかし、局部的に直径の異なるボルトというのは施工面から考えて現実的ではない。シアプレートコネクターの場合、木材と鋼板の接合界面の木部に、広い耐圧面積が得られる鉄の円盤（シアプレート）を埋め込み（写真3参照）、木部に作用する圧縮応力度を小さくして、接合部の耐力増大を図っている。

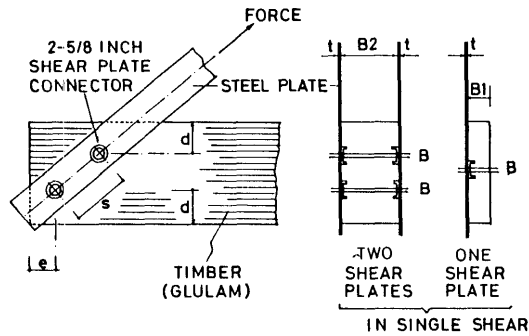
3.3 シアプレートコネクター使用に関する細則

シアプレートコネクターを使用する場合、「材厚」、「端あき」、「へりあき」、「コネクター相互の間隔」等に細かい制限が決められている。この点に関しては、米国木構造協会（American Institute of Timber Construction 略してAITCと呼ぶ）が使用樹種別、コネクターの種類別に詳細な設計用マニュアルを出している²⁾。各国の現状から見て、このマニュアルに準拠して設計するものが最も一般的、且つ、信頼性が高いと考えられ、本研究においても、AITCのマニュアルに準拠して許容応力設計を行った。

第4図に本研究で使用した $2\frac{5}{8}$ インチ（直径約67mm）シアプレートコネクターをトドマツに対して使用する場合の制限項目を示す。ただし、トドマツという樹種はAITCのマニュアルにはないので、安全側を考慮して最も弱いCグループ（スプリューズ等のグループ）の制限値を使用した。

3.4 $2\frac{5}{8}$ インチシアプレートコネクターの許容耐力

日本建築学会編、木構造設計規準・同解説³⁾第2編「集成木材構造設計規準・同解説」L.706.1項によれば、「ジベル（コネクター）の耐力は（原則として）実験にもとづくものの……、耐力について信頼すべきデータがある場合は実験によらなくてもよい……」とされている。今回の場合、信頼すべきデータとして、1984年3月、農林水産省林業試験場木材利用部構造性能研究室で実施された $2\frac{5}{8}$ インチ（直



s : コネクター相互の間隔（心々）	173mm
Spacing between adjacent connectors (center to center)	
d : へりあき（コネクターと材側縁との距離）	70mm
Edge distance (distance between side edge to connector)	
e : 端あき（コネクターと木口端との距離）	140mm
End distance (distance between end surface to connector)	
B ₁ : コネクター1個の場合の最小材厚	38mm
Minimum member thickness for one shear plate in single shear	
B ₂ : コネクター2個の場合の最小材厚	67mm
Minimum member thickness for two shear plates in single shear	
B : ボルト径	19mm
Minimum bolt diameter	
t : 最小鋼板厚さ	4.5mm
Minimum thickness of steel plate	

第4図 $2\frac{5}{8}$ インチシアプレートコネクターをトドマツに対して使用する場合の使用細則（AITCのマニュアル²⁾に準拠）

Fig.4 Specifications in using the $2\frac{5}{8}$ inch Shear Plate connector to TODOMATSU [Abies; so-called Hokkaido spruce] (from AITC manual²⁾).

径約67mm)シアプレートコネクターの実験データ（エゾマツに関する各10体の平均値⁴⁾を用いて、コネクターの長期許容耐力を以下のように決定した。

（繊維平行方向加力時最大耐力平均値）

$$P_{\max-0} = 4500\text{Kg} = 44.130\text{kN}$$

（繊維直交方向加力時最大耐力平均値）

$$P_{\max-90} = 2400\text{Kg} = 23.536\text{kN}$$

日本建築センターの内部規定⁵⁾によれば、木質系構造部材の許容耐力の評定規準は様々であるが、多くの場合、長期許容耐力は実験で得られた最大耐力 P_{\max} の平均値の $\frac{1}{4}$ の線に落ち着くように見受けられる。

$2\frac{5}{8}$ インチシアプレートコネクターの長期許

容耐力に対しても、この通例を適用すれば、以下に示す長期許容耐力が得られる。

$$f_{90} = 44.130 / 4 = 11.033 \text{ kN}$$

(繊維平行方向加力)

$$f_{90} = 23.536 / 4 = 5.884 \text{ kN}$$

(繊維直交方向加力)

3.5 設計方針

接合部の構造は、基本的には「鋼板ガセットーボルト締め接合」であると見なし、「集成木材構造設計規準・同解説」L・71項「接合部の設計」L703.2式～L703.4式³⁾を適用して設計した。

第5図(a)に示すような一般の鋼板ガセットーボルト締め接合では、接合部の一方の回転中心に作用する全ねじりモーメント MはL703.2式で算定される。

$$M = M_t + M_Q / 2$$

$$M_Q = (Q_A e + Q_B e) = 2Q_A e$$

$$M = M_t + Q_A e \dots \dots \dots (L703.2)$$

L703.2式の主張するところを、第5図(b)の軒肩接合部の場合に適用すると、

$$M_Q = Q_B e_B + (N_A \cos \beta - Q_A \sin \beta) e_A \dots \dots \dots (a)$$

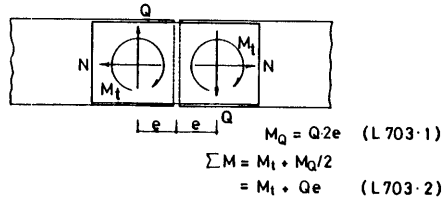
よって、

$$M = M_t + \{Q_B e_B + (N_A \cos \beta - Q_A \sin \beta) e_A\} / 2 \dots \dots \dots (b)$$

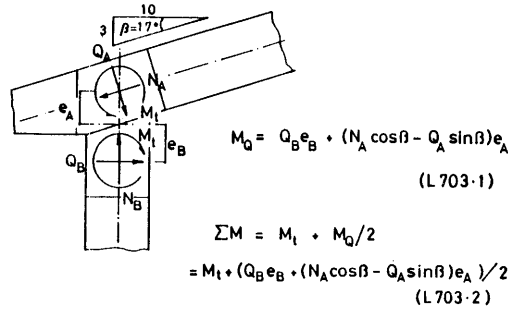
式(b)の Mをボルト接合によって受け持つわけであるが、単なるボルトだけでは耐力が不足するため、写真3に示す「シアーフレートコネクタ」を鋼板ガセットと集成材の接合界面に埋め込み耐力を増強させる。

第6図に3.3で詳述したAITCの使用規準²⁾を順守して決定したコネクタ配置の平面図を示す。詳細については3.7～3.8で述べるが、1せん断面あたり15個のコネクタが必要であった。ただし、接合部は

(a)



(b)



第5図(a) 鋼板添え板ボルト接合における力の釣合い³⁾
 Fig.5(a) Equilibrium of generalized forces acting on ordinary bolted splice joints (from Timber Construction Design Standard by Architectural Institute of Japan³⁾)
 (b) 柱・梁軒肩接合部における力の釣合い
 (b) Equilibrium of generalized forces acting on eaves jointing glulam portal frame.

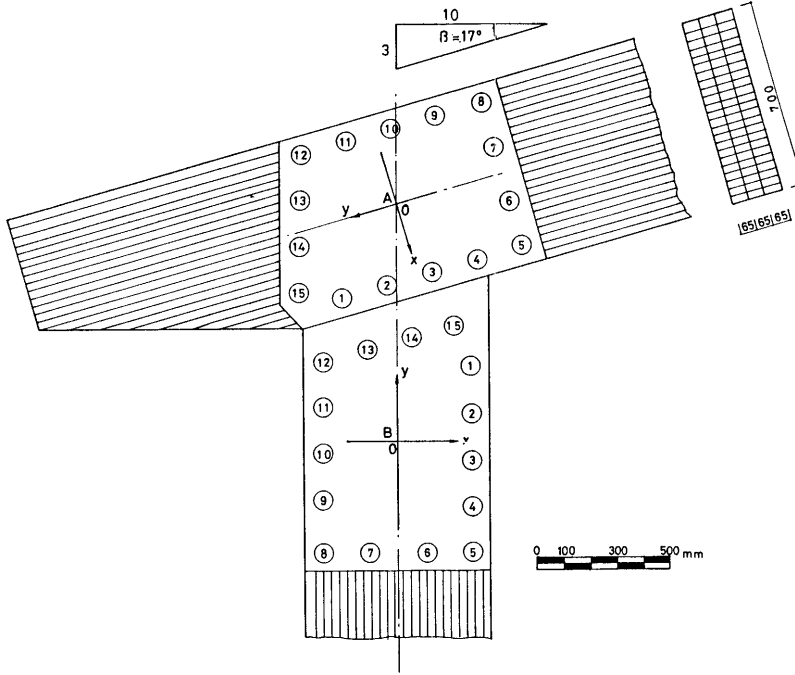
第7図の断面図に示すように、3枚の集成原板と2枚の鋼板ガセットから成り、接合部としては「4重の1面せん断」の形で外力に抵抗する。

3.6 コネクタに働く力の算定³⁾

コネクタに作用する力としては、第8図に示すように、モーメント Mによる力、せん断力Qによる力、軸力Nによる力の3つを考慮する。以下では、第7図に示す「4重の1面せん断」のうち、1つのせん断面について考える。

[1]

- モーメント Mに . よって1個のコネクタに作用する力 : F M i
- せん断力Qによって1個のコネクタに作用する力 : F Q i
- 軸力Nによって1個のコネクタに作用する力 : F A i



第6図 AITC²⁾の使用細則を順守して決定したコネクター配置の平面図
Fig.6 Plan of connector locations determined by following the AITC manual²⁾

ただし;

$$FM_i = M / S_{p-i} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_{p-i} = I_p / r_i = r_i^2 / r_1 \dots \dots \dots (2)$$

$$FQ_i = Q / n \dots \dots \dots (3)$$

$$FA_i = N / n \dots \dots \dots (4)$$

r_i = 回転中心から i 番コネクターまでの距離
 $i = 1 \sim n$

$n = 1$ せん断面あたりのコネクター数

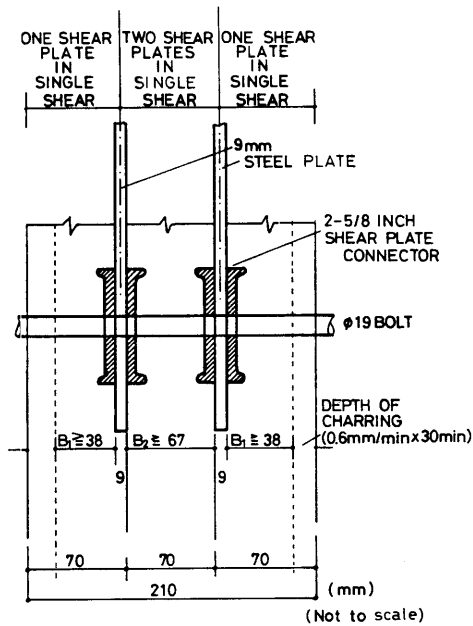
[2]

第8図に定義したように、軸力の方向は集成材の繊維平行方向(0度)、せん断力の方向は集成材の繊維直交方向(90度)とする。 FM_i を繊維平行方向分力 FMV_i と、繊維直交方向分力 FMH_i に分解し、 FQ_i と FA_i に重ね合わせる。

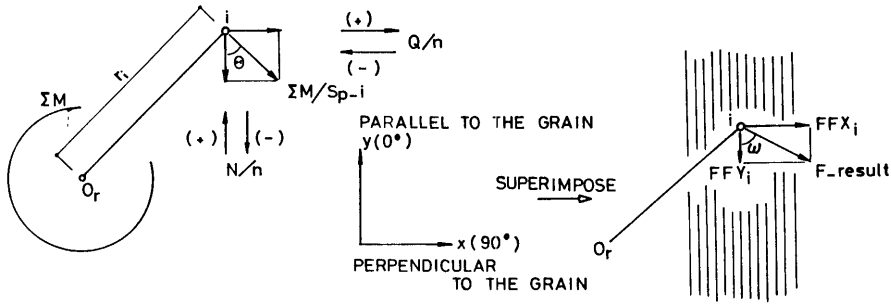
$$\begin{aligned} \text{繊維平行方向合力 } F F Y_i &= FMV_i + FA_i \\ &= FM_i \cos \theta_i + FA_i \dots \dots (5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{繊維直交方向合力 } F F X_i &= FMH_i + FQ_i \\ &= FM_i \sin \theta_i + FQ_i \dots \dots (6) \end{aligned}$$

$$\text{ただし, } \theta_i = \arctan (FMH_i / FMV_i) \dots \dots \dots (7)$$



第7図 接合部の構造断面図
Fig.7 Cross sectional view of the eaves joint composed of 3 glulam boads and 2 steel gusset plates. In this joint, shear plate acts as "single shear" in each shear plate.



第8図 i番コネクターに作用する各種の力と、それらを合成した合力
Fig.8 Forces acting on an i-th connector and a resultant force by superimposing them.

[3]

FFY_iとFFX_iを合成して、1個のコネクターに作用している合力F_{result}を求める。

$$F_{result} = \sqrt{FFX_i^2 + FFY_i^2} \dots\dots\dots (8)$$

[4]

繊維方向とω度の角度をなす方向に力を受けるコネクターの許容耐力f_ωは次の「ハンキンソン式」²⁾で算定する。

$$f_{\omega} = \frac{f_0 \cdot f_{90}}{f_0 \sin^2 \omega + f_{90} \cos^2 \omega} \dots\dots\dots (9)$$

ただし；

f₀ = 繊維平行方向許容耐力

f₉₀ = 繊維直交方向許容耐力

$$= \arctan (FFX_i / FFY_i) \dots\dots\dots (10)$$

[5]

個々のコネクターについて、F_{result}、f_ωを算定し、F_{result}がf_ω以下に納まっているかどうかを検定する。

$$\text{検定: } F_{result-i} < f_{\omega-i} (i=1 \sim n) \dots\dots\dots (11)$$

$$N_A = 55.996 \text{ kN} \quad e_A = 360 \text{ mm} \quad e_B = 520 \text{ mm}$$

$$Q_B = 32.362 \text{ kN} \quad N_B = 86.789 \text{ kN} \quad 17^\circ$$

第1表にコネクターの座標値と式(1)～式(4)で算定した力を示す。また、第2表に式(5)～式(11)で算定したコネクター耐力の検定結果を示す。

[実験条件の場合]

第9図の「接合部-A」で最大モーメントが発生するので、この部分について検定を行う。作用する力は第2図に示すように；

$$M_t = 90.810 \text{ kNm} \quad Q_A = 43.443 \text{ kN}$$

$$N_A = 46.582 \text{ kN} \quad e_A = 360 \text{ mm} \quad e_B = 520 \text{ mm}$$

$$Q_B = 31.872 \text{ kN} \quad N_B = 55.211 \text{ kN} \quad 17^\circ$$

第3表に各コネクターの座標値と式(1)～式(4)で算定した力を、また第4表に式(5)～式(11)で算定したコネクター耐力の検定結果を示す。

第2表及び第4表より、すべてのコネクターにおいて、F_{result}/f_ωの値が1以下であり、設計条件、実験条件ともに接合部耐力は許容耐力以内に収まっていることが確認された。

3.7 コネクター耐力の検定

[設計条件の場合]

接合部に作用する力は第2図に示すように；

$$M_t = 90.810 \text{ kNm}$$

$$Q_A = 73.550 - 8.532 = 65.018 \text{ kN}$$

4. 実験

4.1 供試試験体の概要

柱-梁軒肩接合部階式試験体の構造詳細を第9図に示す。供試集成材は、トドマツ造林木より採材した平割ラミナ(33mmx65mm)を、レゾルシノール樹脂接着剤によ

第1表 コネクタ座標値及びコネクタに作用する力 (第6, 8図参照)

Table -1 Coordinates of connector and forces acting on each connector in case of the design condition shown in Fig. 2. [refer to Fig. 6, Fig. 8, eq. (1), eq. (2), eq. (3) and eq. (4) for symbols used]

i	X_i (cm)	Y_i (cm)	r_i (cm)	S_p (cm)	θ_i (deg.)	FM_i (kN)	FQ_i (kN)	FA_i (kN)
1	28.0	28.4	39.9	580.0	45.4	4.276	1.089	0.932
2	28.0	11.1	30.1	768.0	21.6	3.226	1.089	0.932
3	28.0	- 6.2	28.7	806.6	12.5	3.079	1.089	0.932
4	28.0	- 23.5	36.6	632.8	40.0	3.923	1.089	0.932
5	28.0	- 40.8	49.5	467.5	55.5	5.305	1.089	0.932
6	10.7	- 40.8	42.2	548.4	75.3	4.521	1.089	0.932
7	- 10.7	- 40.8	42.2	548.4	75.3	4.521	1.089	0.932
8	- 28.0	- 40.8	49.5	467.5	55.5	5.305	1.089	0.932
9	- 28.0	- 22.5	35.9	644.0	38.8	3.854	1.089	0.932
10	- 28.0	- 5.2	28.5	812.2	10.5	3.050	1.089	0.932
11	- 28.0	12.1	30.5	758.3	23.4	3.275	1.089	0.932
12	- 28.0	29.4	40.6	569.7	46.4	4.354	1.089	0.932
13	- 11.4	34.4	36.2	638.3	71.7	3.883	1.089	0.932
14	5.2	39.4	39.7	582.0	82.5	4.266	1.089	0.932
15	21.8	44.4	49.5	467.5	63.8	5.305	1.089	0.932

第2表 コネクタ耐力の検定 (第8図参照)

Table -2 Estimation of connector loads for checking if they are not exceeding the allowable values in case of the design condition shown in Fig. 2. [refer to Fig. 8, eq. (5), eq. (6), eq. (8), eq. (9), eq. (10) and eq. (11) for symbols used]

i	FMV_i (kN)	FMH_i (kN)	FFX_i (kN)	FFY_i (kN)	F_{result} (kN)	ω (deg.)	$f\omega$ (kN)	$F_{result}/f\omega$
1	- 3.001	3.050	4.129	- 2.069	4.619	63.4	6.590	0.70
2	- 3.001	1.187	2.275	- 2.069	3.079	47.7	7.551	0.41
3	- 3.001	- 0.667	0.422	- 2.069	2.108	11.4	10.679	0.20
4	- 3.001	- 2.520	- 1.432	- 2.069	2.520	34.8	8.659	0.29
5	- 3.001	- 4.374	- 3.295	- 2.069	3.883	57.8	6.874	0.57
6	- 1.147	- 4.373	- 3.295	- 0.216	3.295	86.3	5.992	0.55
7	1.147	- 4.374	- 3.295	- 2.079	3.893	57.7	6.884	0.57
8	3.001	- 4.374	- 3.295	3.932	5.129	39.9	8.188	0.63
9	3.001	- 2.412	- 1.334	3.932	4.158	18.7	10.160	0.41
10	3.001	- 0.559	0.530	3.932	3.972	7.6	10.876	0.37
11	3.001	1.294	2.383	3.932	4.599	31.2	8.993	0.51
12	3.001	3.148	4.236	3.932	5.786	47.1	7.590	0.76
13	1.226	3.687	4.776	2.157	5.237	65.7	6.482	0.81
14	- 0.559	4.227	5.305	0.373	5.325	86.0	5.992	0.89
15	- 2.334	4.766	5.845	- 1.402	6.011	76.5	6.139	0.98

て22層積層接着したもので、ラミナの縦接合には12mmミニフィンガージョイント(水性ビニルウレタン樹脂接着剤使用)を用いた。

柱、梁部材は、厚さ65mmの集成原板を3枚積層接着(レゾルシノール樹脂接着剤使用)したもので、その仕上がり断面は幅が195mm、材せいが700mmと、設計より幅が15mm薄い。柱の長さは実際の構造におけるものとほぼ等しいが、梁部材は第2図に示す梁のモーメントがゼロになる位置の近くで切断した。なお、試験体は同じ寸法、形状のものを3体、当场複合材試験科で

製造した。

4.2 試験方法

試験の原理は「くの字型試験体」の両端に圧縮力Pを作用させることによって、 $M=Pe$ (eはモーメントアーム; $e=1425mm$) なるねじりモーメントを第9図における「接合部 - A」に生じさせるというものである。

試験体は当场開発試験室に備え付けの100ton型油圧試験機(アムスラー型、有効高さ4.5m)の中に長柱座屈試験用のピン支点治具を介して型に静置し、

100ton油圧ジャッキによって圧縮力を与えた。与えた荷車の大きさは試験機の荷重表示盤より読み取って、マイクロコンピューターに手動入力した。

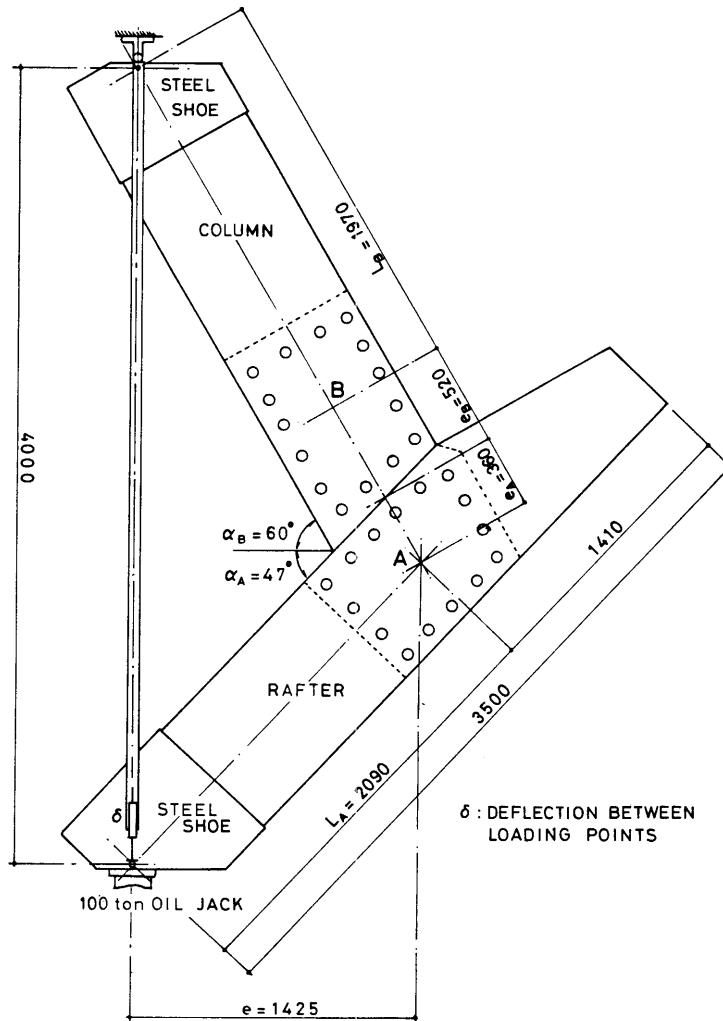
荷重点間変位は、両荷重点間（測定区間4m）に掛け渡した製材の一端に取り付けられた摺動型変位計（ストローク100mm：両面に装着）によって測定した。

この外に、いずれの試験体においても、「鋼板ガセットと集成材との相対回転変形」を測定するため、摺動型変位計を必要個数セットした。また、力を受けた部材の歪み度については、ゲージ長さ20mのペーパーベース・ストレインゲージを必要枚数、所定の位置に張り付けて検出した。

荷重値、変位計の出力、並びに部材の歪み度は、荷重刻み500k gごとにマイコン制御（荷重値は手動入力）のデータ収録システムを通じてデータファイルに収録した。

第10図(a),(b)に試験体-2及び試験体-3における、変位計の取り付け位置並びにストレインゲージの張り付け位置を示す(試験体-1の場合、剛性試験時に試験機操作を誤り、破壊試験時以外のデータは不確実であるので図を掲載していない)。

写真4、写真5に試験の実際の状況を示す。試験体-1の場合、一度荷重点でめり込みによるせん断破壊が起こったので、帯鉄でせん断クラックを接着補修後再試験を行った。



第9図 柱-梁軒肩接合部試験体の構造と載荷及び変位測定方法
Fig. 9 Configuration of the column - rafter eaves joint specimen, and method for loading and deflection measurement.

なお、剛性・強度試験は以下に示す繰り返し荷重サイクルで行った。

[サイクル]	[荷重値 kN]
(1) 長期設計荷重レベル	0 → 63.743 → 0
(2) 長期設計荷重 2 倍レベル	0 → 127.486 → 0
(3) 長期設計荷重 3 倍レベル	0 → 191.230 → 0
(4) 破壊試験	0 → 破壊

第3表 コネクタ座標値及びコネクタに作用する力 (第8, 9図参照)

Table - 3 Coordinates of connector and forces acting on each connector in case of experimental condition shown in Fig. 2 and Fig. 9. [refer to Fig. 8, Fig9, eq. (1) , eq. (2) , eq. (3) , eq. (4) and eq. (7) for symbols used]

i	X _i (cm)	Y _i (cm)	r _i (cm)	Sp (cm)	θ _i (deg.)	FM _i (kN)	FQ _i (kN)	FA _i (kN)
1	28.0	28.4	39.9	580.00	45.4	4.276	0.726	0.775
2	28.0	11.1	30.1	768.0	21.6	3.226	0.726	0.775
3	28.0	- 6.2	28.7	806.6	12.5	3.069	0.726	0.775
4	28.0	- 23.5	36.6	632.8	40.0	3.913	0.726	0.775
5	28.0	- 40.8	49.5	467.5	55.5	5.296	0.726	0.775
6	10.7	- 40.8	42.2	548.4	75.3	4.521	0.726	0.775
7	- 10.7	- 40.8	42.2	548.4	75.3	4.521	0.726	0.775
8	- 28.0	- 40.8	49.5	467.5	55.5	5.296	0.726	0.775
9	- 28.0	- 22.5	35.9	644.0	38.8	4.187	0.726	0.775
10	- 28.0	- 5.2	28.5	812.2	10.5	3.050	0.726	0.775
11	- 28.0	12.1	30.5	758.3	23.4	3.266	0.726	0.775
12	- 28.0	29.4	40.6	569.7	46.4	4.344	0.726	0.775
13	- 11.4	34.4	36.2	638.3	71.7	3.883	0.726	0.775
14	5.2	39.4	39.7	582.0	82.5	4.256	0.726	0.775
15	21.8	44.4	49.5	467.5	63.8	5.296	0.726	0.775

第4表 コネクタ耐力の検定 (第8, 9図参照)

Table - 4 Estimation of connector loads for checking if they are not exceeding the allowable values in case of the experimental condition shown in Fig. 2 and Fig. 9. [refer to Fig. 8, Fig.9 + eq. (5) , eq. (6) , eq. (8) , eq. (9) , eq. (10) , and eq. (11) for symbols used]

i	FMV _i (kN)	FMH _i (kN)	FFX _i (kN)	FFY _i (kN)	F _{result} (kN)	ω (deg.)	fω (kN)	F _{result} /fω
1	- 3.001	3.040	3.766	- 2.226	4.374	59.5	6.786	0.64
2	- 3.001	1.187	1.912	- 2.226	2.932	40.7	8.120	0.36
3	- 3.001	- 0.667	0.059	- 2.226	2.226	1.5	11.023	0.20
4	- 3.001	- 2.520	- 1.795	- 2.226	2.854	38.9	8.277	0.34
5	- 3.001	- 4.374	- 3.648	- 2.226	4.266	58.6	6.825	0.63
6	- 1.147	- 4.374	- 3.648	- 0.373	3.668	84.2	6.011	0.61
7	1.147	- 4.374	- 3.648	1.922	4.119	62.2	6.639	0.62
8	3.001	- 4.374	- 3.648	3.776	5.247	44.0	7.836	0.67
9	3.001	- 2.412	- 1.687	3.776	4.138	24.1	9.679	0.43
10	3.001	- 0.559	0.167	3.776	3.776	2.5	11.013	0.34
11	3.001	1.294	2.020	3.776	4.286	28.1	9.287	0.46
12	3.001	3.148	3.874	3.776	5.413	45.7	7.698	0.70
13	1.226	3.687	4.413	2.001	4.844	65.6	6.492	0.75
14	- 0.559	4.217	4.943	0.216	4.952	87.5	5.992	0.83
15	- 2.334	4.756	5.482	- 1.559	5.698	74.1	6.198	0.92

5. 試験結果並びに考察

5.5 設計荷重レベルでの剛性について

第5表に試験体 - 1, 2, 3の各荷重レベルでの荷重点間変位量を示す。第11~13図に荷重 (P) - 荷重点間変位量 () の関係を連続曲線として示す (ただし, 試験体 - 1の剛性試験レベルにおけるP - 曲線には, 機械操作に起因する誤りがあったため, 最後の破壊試験の部分P - 曲線のみ信用できる)。

第5表における計算値は, 第9図の「接合部A ~ B間」(e_A + e_B = 880mm) を剛域, 接合部の固定度

は完全剛節, そして, 梁及び柱を片持梁と仮定し, 以下に示す諸式で計算した。

$$\begin{aligned}
 e &= b + s + a \quad \text{[荷重点間変位量]} \\
 b &= (P / 3 E I) (\cos^2 A L_A^3 \\
 &\quad + \cos^2 B L_B^3) \dots \dots \dots \text{[曲げ]} \\
 s &= (P / G A) (\cos^2 A L_A \\
 &\quad + \cos^2 B L_B) \dots \dots \dots \text{[せん断]} \\
 a &= (P / E A) (\sin^2 A L_A \\
 &\quad + \sin^2 B L_B) \dots \dots \dots \text{[軸力]} \\
 &\dots \dots \dots (12)
 \end{aligned}$$

Table - 5 Deflection between two loading points calculated and / or observed at certain load level (unit in mm) .

荷重レベル Load level	長期設計荷重レベル Design load for long term [snow + dead load] $P_d = 63.743 \text{ kN}$			長期設計荷重 2 倍レベル Load as much as twice of design load for long term $2 P_d = 127.486 \text{ kN}$		
	計算値 δ_e	実験値 δ_o	実験値/計算値 δ_o / δ_e	計算値 δ_e	実験値 δ_o	実験値/計算値 δ_o / δ_e
試験体-1 Specimen-1	4.98	3.44	0.691	9.96	7.72	0.775
試験体-2 Specimen-2	4.98	5.37	1.078	9.96	13.25	1.330
試験体-3 Specimen-3	4.98	4.58	0.920	9.96	12.63	1.268

δ_e : Deflection calculated with eq. (12) providing that 1) joint - A and - B are fixed rigidly, 2) region between A and B is "rigid zone", 3) rafter and column member deform as cantilever beam subjected to bending moment, axial force and shear force. (refer to Fig. 9)

δ_o : Deflection observed between two loading points (refer to Fig. 9)

δ_o / δ_e : Joint efficiency which indicates how the rafter - column joint is close to an ideal rigid joint .

----- [式 (12) の計算に用いた定数] -----

$$\begin{aligned}
 L_A &= 2090 \text{ mm} & L_B &= 1970 \text{ mm} & d_A &= 47^\circ \\
 \theta_B &= 60^\circ & E &= 80000 \text{ kg/cm}^2 = 7.845 \text{ GPa} \\
 &= 1.2 & G &= E/18 = 0.436 \text{ GPa} \\
 A &= 0.7 \times 0.195 = 0.1365 \text{ m}^2 \\
 &= 0.195 \times 0.7^3 / 12 = 5.57375 \times 10^{-3} \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

第5表において、試験体 - 1 の実測値は破壊試験時の変形量で、繰り返し荷重時に発生した残留変形量を差し引いた値である。

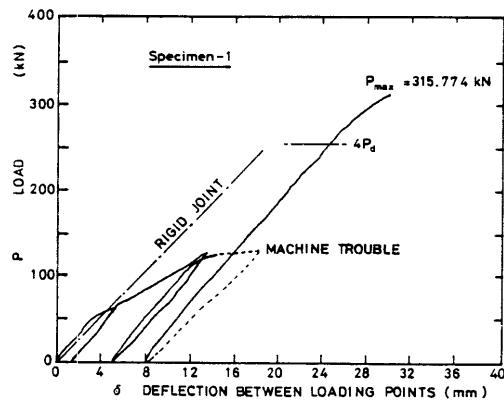
一方、試験体 - 2, 3 の実測値は、繰り返し荷重試験における包終曲線上の値、いわゆる「処女変形時」の変形量に相当する値である。いずれの試験体においても、長期設計荷重レベルでの変形量は、完全剛節と仮定した計算値より小さいか、ほぼ等しい (第11~13 図参照)。

長期設計荷重の2倍の荷重レベルでは、剛節仮定は成立し難い。しかし、弾性計算で推定される変形に対し、変形量の増加はわずかである。また、このように大きな鉛直荷重が建物に作用することは一般的には考えられないことより、剛性は十分満足すべきものであ

たと言えよう。

以上の結果より、今回実験した「挿入型鋼板ガセットとシアプレートコネクターを用いた接合構法 (仮称)」は、積雪1.5mの長期設計荷重に対して、「剛節仮定」の成立が確認された。

5.2 集成材梁せい方向のひずみ度分布について 第14図は試験体 - 2 における「接合部 - A」で測定



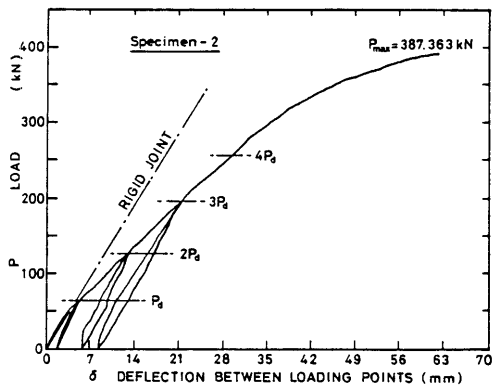
第11図 荷重 (P) - 変位 () 曲線 (試験体-1)

Fig. 11 Load (P) - deflection () curve

(Specimen - 1)

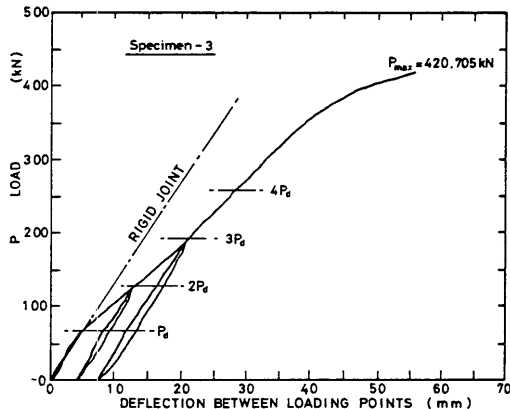
Dot and dash line in the figure show P - relation calculated with eq. (12) providing that the joint is perfectly rigid .

[J . Hokkaido For . Prod . Res . Inst . 409 (2) 1986]



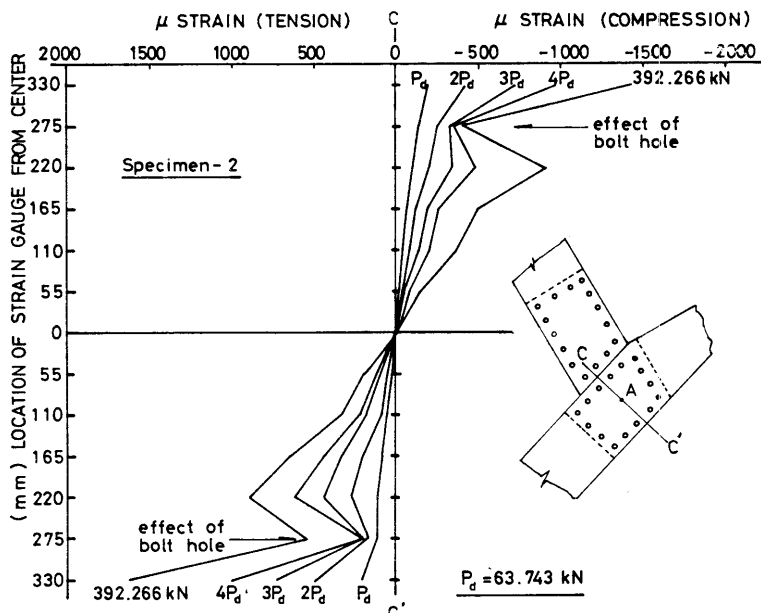
第12図 荷重(P)一変位(δ)曲線(試験体-2)
Fig. 12 Load (P) - deflection (δ) curve (Specimen - 2)

Dot and dash line in the figure show P - relation calculated with eq. (12) providing that the joint is perfectly rigid.



第13図 荷重(P)一変位(δ)曲線(試験体-3)
Fig. 13 Load (P) - deflection (δ) curve (Specimen - 3)

Dot and dash line in the figure show P - relation calculated with eq. (12) providing that the joint is perfectly rigid.



第14図 集成材の繊維平行方向ひずみ度の分布
Fig. 14 Distribution of fiber strain parallel to the grain of glulam rafter measured along C - C' line at joint -A shown in the sub - figure ,

された繊維平行方向ひずみ度の梁せい方向分布を示す。名測定値は、表裏2枚のゲージの値を平均したものである。

部材は曲げ、圧縮の複合応力を受けているにもかかわらず、ひずみ度分布は曲げ応力だけを受けたような

形を呈している。いわゆる「中立軸」は、破壊荷重に至るまで梁せいのほぼ真ん中に位置し、圧縮の影響はほとんどなかったと判断できる。また、中立軸の移動も認められず、部材の大部分が弾性域の状態です試験体は終局耐力を迎えたと推定される。なお、図中一部のひずみ度が極端に小さいのは、そのゲージの近くにボルト穴があって、垂直応力の「逃げ」があったためと考えられる。

以上の結果より、今回決定された集成材断面は部材応力に対してはかなり余裕

があったものの、コネクタの許容耐力に支配されて、やむなく不経済な断面となったことが分かる。この点はボルト、コネクタといった従来型機械的接合法の大きな短所と言われており⁶⁾、今後通直集成材同士の接合法を開発していく上で、解決されるべき重要な研

第6表 - (a) 接合部回転角による荷重点変位が全変形量に占める割合 (試験体 - 2)

Table-6 (a) Estimation of joints rotation, sum of displacement at loading points due to joint rotations and their percentage in the to total deflection between two loading points. (for Specimen - 2)

P (kN)	θ_A ($\times 10^{-3}$ rad.)	θ_B	$\Sigma \Delta_i$	δ_o (mm)	δ_e	Pct (%)
63.743	0.485	0.440	1.13	6.15	5.03	18
127.486	1.650	2.150	4.48	14.54	10.06	31
191.230	2.561	3.564	7.18	22.27	15.09	32
254.973	3.697	4.553	9.78	29.90	20.12	33
294.200	4.515	4.435	10.84	34.05	23.21	32
333.426	5.136	4.964	12.25	38.56	26.31	32
387.363	10.090	0.240	14.70	45.26	30.57	32

第6表-(b) 同上, 試験体-3について

Table-6(b) Ditto, for Specimen-3

P (kN)	θ_A ($\times 10^{-3}$ rad.)	θ_B	$\Sigma \Delta_i$	δ_o (mm)	δ_e	Pct (%)
63.743	0.379	0.093	0.63	5.66	5.03	11
127.486	2.000	0.660	3.50	13.56	10.06	26
191.230	3.210	1.863	6.42	21.51	15.09	30
254.973	4.242	2.852	8.88	29.00	20.12	31
294.200	4.545	3.795	10.24	33.46	23.21	31
333.426	4.864	4.759	11.66	37.97	26.31	31
392.266	5.621	7.322	15.29	46.25	30.95	33
420.705	5.150	10.770	18.07	51.26	33.20	35

θ_A : 接合部Aの回転角
rotation at joint-A

θ_B : 接合部Bの回転角
rotation at joint-B

$\Sigma \Delta_i = \Sigma \theta_i L_i \cos(\alpha_i - \theta_i / 2)$ $i=A, B$ (回転角による荷重点変位: 式については, 第9図及び第A1図を参照) (Sum of displacement at loading points due to rotation of joints. Refer to Fig.9 and Fig.A1 for this equation)

δ_o : 全変形量(実測変位)
total deflection
observed

δ_e : 弾性変形量(計算値)
elastic deflection
calculated by eq.(12)

$Pct = (\Sigma \Delta_i / \delta_o) \times 100$
percentage

究課題である。

5.3 接合部の回転変形の影響について

接合部実大試験体の変形挙動は長期設計荷重レベルまでは完全剛節と見なすことが出来たが, 荷重レベルが高くなると, いわゆる半剛節挙動が認められた。これは, 接合部の回転変形に起因するものと考えられ, 集成材と鋼板ガセットとの相対変位の実測値より, かなり粗い精度ではあるが, 接合部の回転変形が試験体の全変形量に占める割合を算定した。なお, 接合部の回転変形量の算定方法については, APPENDICES-一に示した。

第6表-(a)・(b)は接合部の回転変形が試験体の全変形量に占める割合を表したものである。長期設計荷重レベル ($P_d = 63.743\text{kN}$) の場合, 回転変形が試験体の全変形量に占める割合は11~18%であった。

この結果は長期設計荷重レベルまでは完全剛節と見なせるという上述の結論とやや矛盾する。この理由としては, 微小な相対変位の測定誤差, 回転角算定式の妥当性, 及び, 変形計算において採用した剛域仮定並びにヤング係数の妥当性などに原因があったように思える。

一方, $2P_d$ 以上の高い荷重レベルの場合, 接合部の回転変形が試験体の全変形量に占める割合は26~35%程度で, その値は終局耐力までほぼ一定であるという結果が得られた。在来の木造骨組構造では, 全変形量はほとんど接合部の変形に支配されると言われている⁷⁾ことから見ると, 本研究で実験した接合構法は, 機械的接合法としてはかなり剛性の高い構法であると言える。

6. 強度性能並びに破壊性状について

第7表に試験体 - 1, 2, 3の設計荷重, 破壊荷重, 破壊荷重と設計荷重の比, 並びに, 破壊性状等をまとめて示す。

試験体 - 1の場合, 荷重点に鋼鉄製の「脚」をはかせずに試験したため, 荷重端での局所的なめり込みからせん断クラックが発生し, 梁部材のせん断破壊を招いた。試験体 - 2, 3の場合は荷重点に鋼鉄製の「脚」をはかせたため, 部材のせん断破壊を防止できた。

破壊試験中の観察によれば, コネクター部分の集成材表面に割裂が発生した時点で荷重は急激に低下し, 以後荷重は上昇しなかった。破壊試験においては, 割裂発生時の荷重をもって終局耐力と見なし, 試験体が最終的に崩壊するまで試験を続行しなかった。

割裂発生箇所は写真6に示すように, 15番及び8番コネクターで, この2箇所は回転中心に対し互いに点対称の位置にある点が興味深い。この結果は, 3.7 「コネクター耐力の検討」において, 15番コネクター

第7表 軒肩接合部実大試験体における破壊実験の結果
Table -7 Destructive test results on full size eaves joint specimens .

	長期設計荷重 Design load for long term Pd(kN)	破壊荷重 Ultimate load Pmax(kN)	比 Ratio (safety factor) Pmax/Pd	破壊性状 Failure phenomena
試験体 - 1 Specimen-1	63.743	315.774	4.95	荷重点における局所めり込み破壊に起因する梁部材(接合部-A側)のせん断破壊。せん断破壊部分を帯鉄で接着補強後, 再試験したが効果なし。 Shear failure in the rafter (joint-A side) due to crushing at loading point. Retested after repairing the damaged part by gluing with steel strips, but failed.
試験体 - 2 Specimen-2	63.743	387.363	6.08	接合部-Aの15番, 8番コネクターの割裂破壊が直接の原因となって急激に荷重が低下。その時の荷重を終局耐力とみなした(部材の破断には至らず)。 Splitting of glulam at No.15 and 8 connectors caused fatal drop of load. The load was determined as ultimate load (no collapse of glulam member occurred).
試験体 - 3 Specimen-3	63.743	420.705	6.60	接合部-Aの15番, 8番コネクターの割裂破壊が直接の原因となって急激に荷重が低下。その時の荷重を終局耐力とみなした(部材の破断一部発生)。 Splitting of glulam at No.15 and 8 connectors caused fatal drop of load. The load was determined as ultimate load (fracture of glulam member occurred in part).

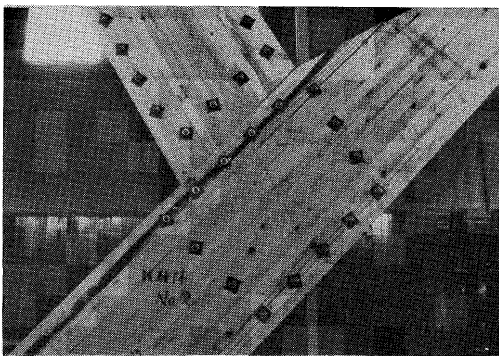


写真6 試験体 - 2及び3における破壊形態。15番及び8番コネクターにおける, 集成材表面での割裂(写真は試験体 - 2)
Photo6 Typical failure type on the Specimens 2 and 3 Splitting of glulam surfaces at 15th and 8th connector were observed (Photo shows the example of Specimen 2)

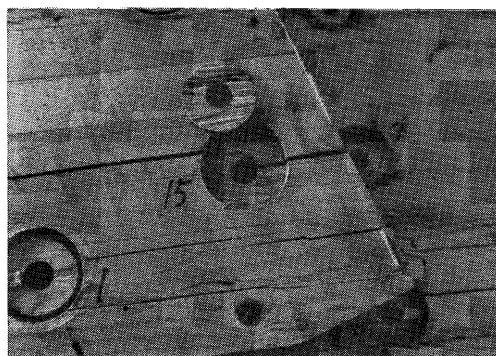


写真7 15番コネクターにおける集成材の割裂状況の詳細
Photo 7 Detail of split crack starting from 15th connector. This connector sustained the most severe connector load as shown in Tables 2 and 4.

が最も厳しい応力状態にあるという計算結果を一応裏づけているが、8番コネクタの破壊までは予想できなかった。その理由は、変形がすみ回転中心が徐々に移動し、コネクタに作用する力の内容が変化したためと推定され、許容応力度設計の限界を示している。なお、写真7に15番コネクタ付近での破壊形態の詳細を示す。

強度に関する安全率 P_{max} / P_d はいずれの試験体においても4倍以上の極めて高い値を示した。また、破壊警告音の発生から終局耐力に至るまでの間、試験体の破壊性状は非常に粘り強く、接合部として理想的な強度性能を発揮した。

7. むすび

本論文は、北海道中川郡美深町、美深林務署新庁舎の集成材骨組構造を支える梁と柱の接合部の許容応力度設計の方法と、接合部の実大実験について報告した。

柱-梁接合部の構造は、基本的には「鋼板ガセット-ボルト締め接合」であると見なし、「集成木材構造設計規準・同解説」に示された計算式を適用して接合部の許容応力度設計を行った。そして、設計の妥当性を確認し、あわせて建築主事の理解を得るため、接合部の実大部分試験体を製造し、剛性・耐力実験を行った。

剛性については、長期設計荷重レベルまでは「完全剛節」と仮定できることを確認した。また、耐力についても、4.95~6.6倍という高い安全率が得られた。

以上、今回の「挿入型鋼板ガセットとシアプレートコネクタを用いた接合構法（仮称）」は小径トドマツ間伐木を原材料とする通直集成材の接合法として、剛性、耐力とも、設計条件を十分満足する極めて優秀なものであることが確認された。

謝 辞

シアプレートコネクタの許容耐力決定のために、貴重な生データを提供して下さった農林水産省 林業試験場 構造性能研究室 神谷文夫氏に深謝します。また、接合部の設計に際し、有益な御助言と、御指導

を賜った中原建築設計事務所 板東寿夫構造室長、同室 国松 誠の両氏に感謝いたします。

文 献

- 1) 昭和55年建設省告示1799号, “集成材の許容応力度”
- 2) American Institute of Timber Construction: "Timber Construction Manual. 2nd Edition section 5, "Fastenings and Connections", (1974).
- 3) 日本建築学会: 「木構造設計規準・同解説」, 第2編, “集成木材構造設計規準・同解説 L・7 接合部の設計”, 丸善, (1973).
- 4) 神谷文夫: シアプレートコネクタに関する実験データ(未公表資料). この資料をもとに, 以下の報告が公表されている.
 - a) 神谷文夫, 大平 章: “スプリットリング, シアプレートを用いた集成材接合部の耐力”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.21063, (1984).
 - b) 日本住宅・木材技術センター: 昭和58年度技術開発推進事業報告書, 「集成材構造」, pp.81~127, (1984).
- 5) 日本建築センター: “低層建築物の構造耐力の性能評定”, ビルディングレター, No.163, pp.40~50, (1983).
- 6) Prime, G. N.: “Investigation of Nail-Plate Joints for Timber”, School of Engineering, Report No.232, Auckland University, (1980).
- 7) 後藤一雄: 「木構造の計算」, 鹿島出版会 (1980)

APPENDICES-I

本論文で使用した主な記号の定義と説明, 並びに, 単位換算表を第A1表に示す。

APPENDICES-II

接合部の回転変形による荷重点変位の算定法
(Evaluation of displacement at loading points

第A1表 記号の説明及び単位換算表

Table-A1 List of symbols used in this report and conversion table for unit

f_{ω}	= 繊維方向と ω 度の方向に力を受けるシアーフレートコネクタの長期許容耐力. 式(9), 第8図.	Allowable connector load for long term service with angle ω of load to grain. eq.(9). Fig.(8)
ΣM	= 接合部の回転中心に作用する全ねじりモーメント	Sum of torsional moment acting at rotation center
FM_i	= ΣM によって1個のコネクタに作用する力. 式(1)	Force per connector due to ΣM . eq.(1)
FQ_i	= せん断力 Q によって1個のコネクタに作用する力. 式(3)	Force per connector due to shear force Q . eq.(3)
FA_i	= 軸力 N によって1個のコネクタに作用する力. 式(4)	Force per connector due to axial force N . eq.(4)
r_i	= 回転中心から i 番コネクタまでの距離	Distance from rotation center to the i -th connector
n	= 1 せん断面あたりのコネクタの数	Number of connector per one shear plane
FFX_i	= 1 個のコネクタに作用する合力の X 方向分力	X-component of resultant force F_{result}
FFY_i	= 1 個のコネクタに作用する合力の Y 方向分力	Y-component of resultant force F_{result}
F_{result}	= 1 個のコネクタに作用する合力. 式(8), 第8図	Resultant force acting on a connector. eq.(8), Fig.(8)
δ_e	= 荷重点間変位量. 式(12), 第5表	Deflection between loading points. eq.(12), Table-5
L_i, α_i	= 軒肩接合部試験体の部材長さ, 開き角度. 第9図 ($i = A, B$)	Length and opening angle of eaves joint. Fig.9
θ_i	= 回転中心A, B回りの回転角. APPENDICES-II, 第6表 ($i = A, B$)	Angle of rotation at joint-A,B. Table-6, APPENDICES-II
θ_i	= 式(7)で定義される角度. 第8図	Angle defined by eq.(7). Fig.(8)
β	= 屋根勾配, 式(a), (b). 第5図-(b)	Roof slope. eq.(a). eq.(b). Fig.5-(b)
e, e_i	= モーメントアーム, せん断偏心距離 ($i = A, B$)	Moment arm, or eccentricity in shear coupling moment

力 (Force)			応力 (Stresses)		
Kgf	N	kN	Kgf / cm ²	kN / m ²	MPa
1	9.80665	9.80665×10^{-3}	1	98.0665	98.0665×10^{-3}
101.97162	1000	1	10.197162	1000	1

(GPa = 1000MPa)

due to joint rotations)

第A1図に示すように, 梁, 柱部材と鋼板ガセットとは回転中心A, Bを軸に剛体的に回転変形を起こすものと仮定する。

試験体-1での測定結果から, ねじりモーメントの小さい接合部での相対変位は値が小さく, 回転角 θ_B の変動も大きかった。そこで, 比較的安定した測定値である θ_R と θ_A から逆に θ_B を決定した。

剛体変形のみ考えれば, 回転角 θ_B と回転角 θ_A の和は, 柱と梁との相対開き角 θ_R に等しい(厳密には, 軸力, せん断力による相対変位の影響, 及び, 材同士の影響で等しくはない)。

$$\theta_R = \theta_A + \theta_B \dots \dots \dots (A1)$$

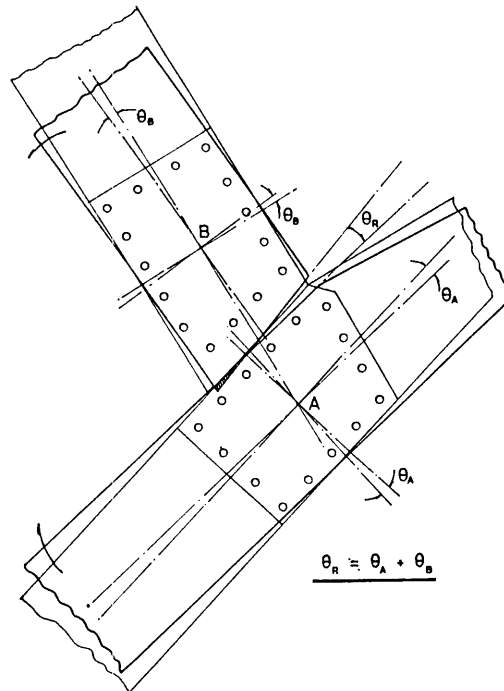
$$\theta_B = \theta_R - \theta_A \dots \dots \dots (A2)$$

θ_R, θ_A の算定法と P- θ 関係のグラフを第A2図, 第A3図に示す。

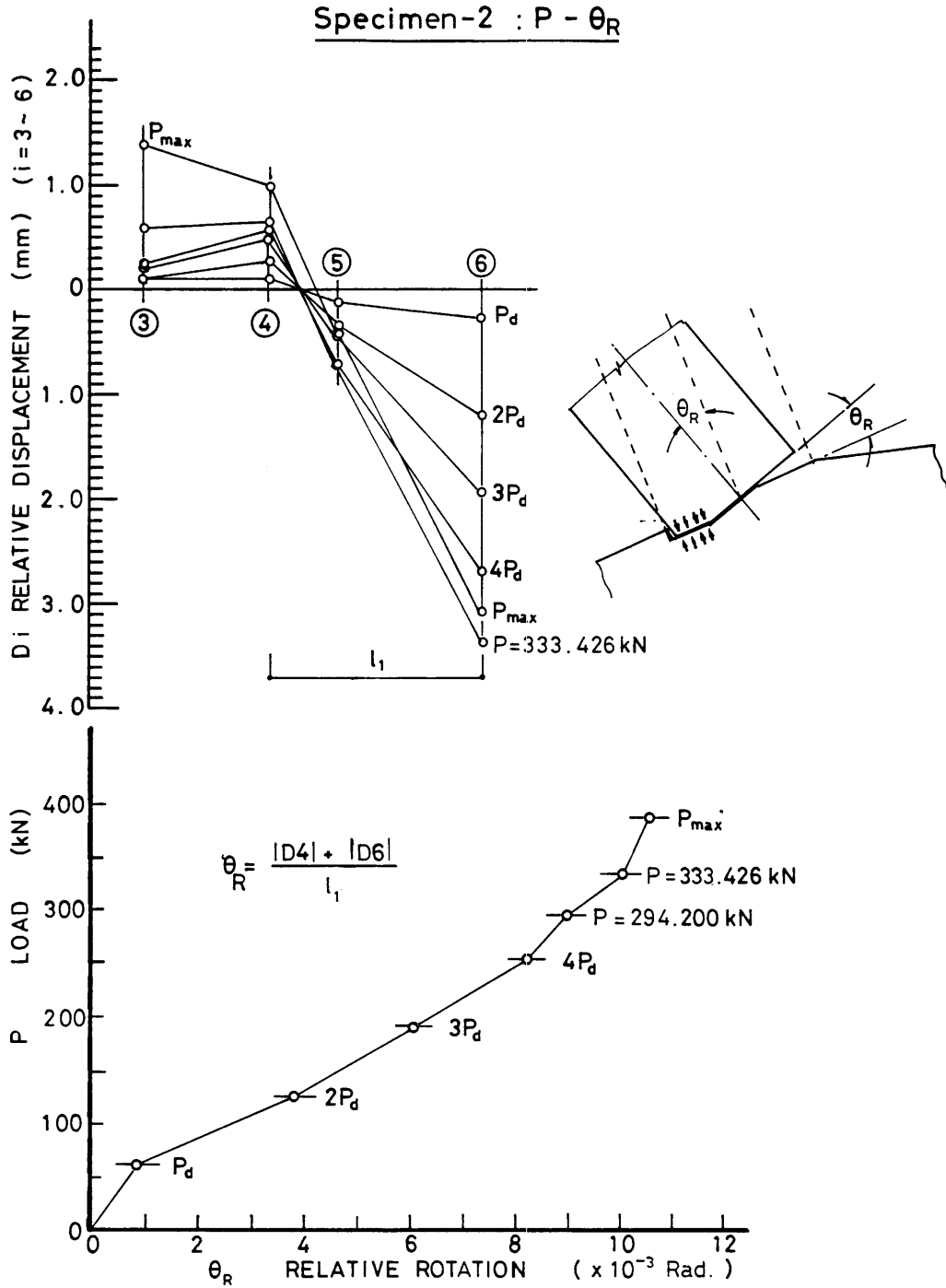
θ_B, θ_A が分かれば, 第A4図の幾何学的関係より, 回転による荷重点変位を次式で算定できる。

$$\delta_i = L_i \cos(\theta_i - \theta_i / 2) \dots \dots \dots (A3)$$

ただし, $i = A, B$



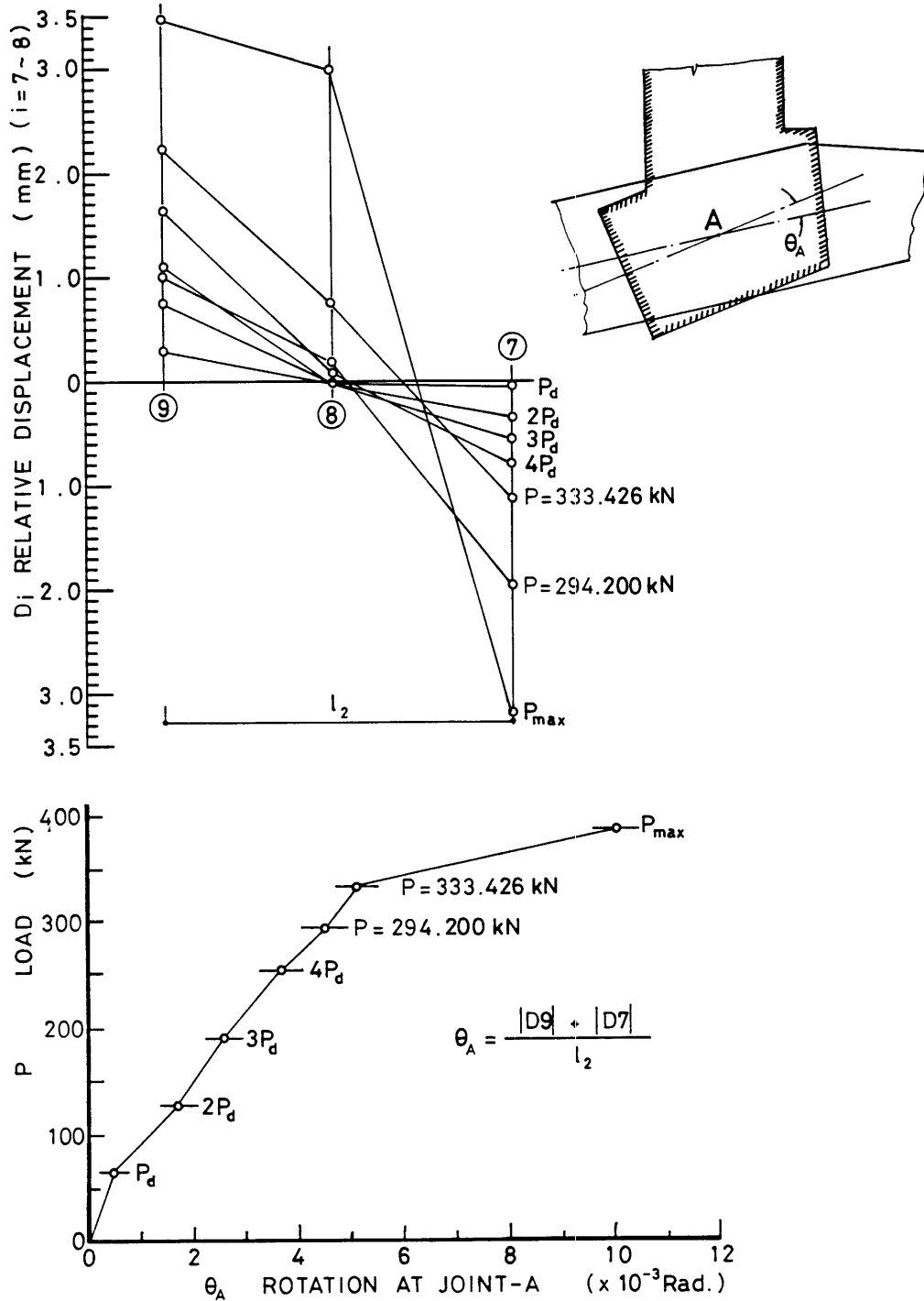
第A1図 鋼板ガセットと集成材の相対回転角 θ_A, θ_B 及び柱-梁部材の相対開き角 θ_R の定義
Fig. A1 Definition of joint rotation θ_A, θ_B relative to the steel gusset plates and glulam member, as well as opening angle θ_R relative to the column and the rafter.



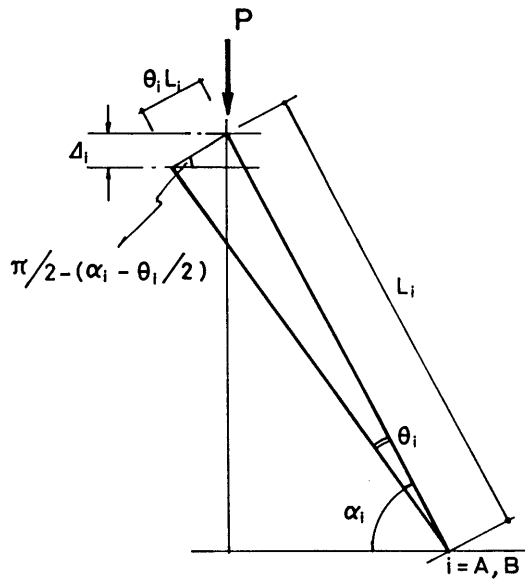
第A2図 柱-梁間相対開き角 θ_R の決定法と P - θ_R 関係

Fig. A2 Determination of opening angle θ_R relative to the column and the rafter, and P - θ_R relation.

Specimen - 2: P - θ_A



第A3図 回転中心A回りの回転角 θ_A の決定とP - θ_A 関係
 Fig. A3 Determination of joint rotation θ_A around the rotation center A, and P - θ_A relation.



第A4図 回転角 θ_i による荷重点変位 Δ_i 算定のための図

Fig. A4 Figure for determining loading point displacement Δ_i due to joint rotation θ_i ($i = A, B$)

- 試験部 複合材試験科 -
- *1 サンモク工業株式会社 -
(原稿受理 昭60.9.25)

*1 Sanmoku Lumber Industry Co., Ltd.

