

鋼板ボルト締め集成材フレーム の非線形解析

- 新林産試験場集成材フレームの実大部分実験について -

小 松 幸 平

Nonlinear Analysis of Glulam Frame Structure Jointed with Bolts and Steel Gusset Plates

Kohei KOMATSU

A full-size destructive test on a part of glulam frame structure of new Hokkaido Forest Products Research Institute's workshops was done to make sure the performance of the structures (Refer to Figures 1, 2 and Photo 1).

Test results were compared with results computed by using newly developed finite element method which can take the effects of individual bolt location in each joint, nonlinearity of bolt's load-slip relation, and so on into consideration (Refer to Figures 3 to 6 for FEM concept adopted).

Good coincidences between computed results and experimental results were obtained as shown in Figures 7 to 11. The specimen failed suddenly at P=36.5 ton as glulam member split into two parts as shown in Photo 2. Joint- and joint- (Refer to Fig.6 for element number) were likely to be responsible to the failure.

The FEM analysis concluded that the joint- was the most critical part because the bolts in the joint- sustained about 2.5 times force compared with the bolts in the joint- as shown in Fig. 12.

新しい林産試験場の集成材骨組み構造の実大部分実験を行い、その構造性能を確認した（第1, 2図及び写真1参照）。接合部内での各ボルトの位置、ボルトの非線形荷重 - すべり関係等を考慮できる有限要素法を新たに開発し（第3図から第6図まで参照）、解析結果と実験結果を比較した結果、両者はよく一致した（第7図から第11図参照）。

試験体は、P=36.5tonで集成材が二つに裂けるように突然破壊した（写真2）。接合部 とが破壊に関与していると思われたが、有限要素法の結果、接合部 のボルトは接合部 に比べ2.5倍の力を負担しており（第12図参照）、接合部 が最もクリティカルであると結論づけられた。

1. はじめに

北海道立林産試験場の新しい建物の中には、床面積1000 m²の集成材構造建築物が4棟含まれている。その建方に際しては、構造躯体である集成材架構の剛性・

耐力を実大部分実験によって確認した¹⁾。

本研究は、実験に際して観察された鋼板ボルト締め集成材フレームの非線形挙動を有限要素法によって解析した結果について報告するものである。

2. 実験

2.1 実大部分実験条件の決定

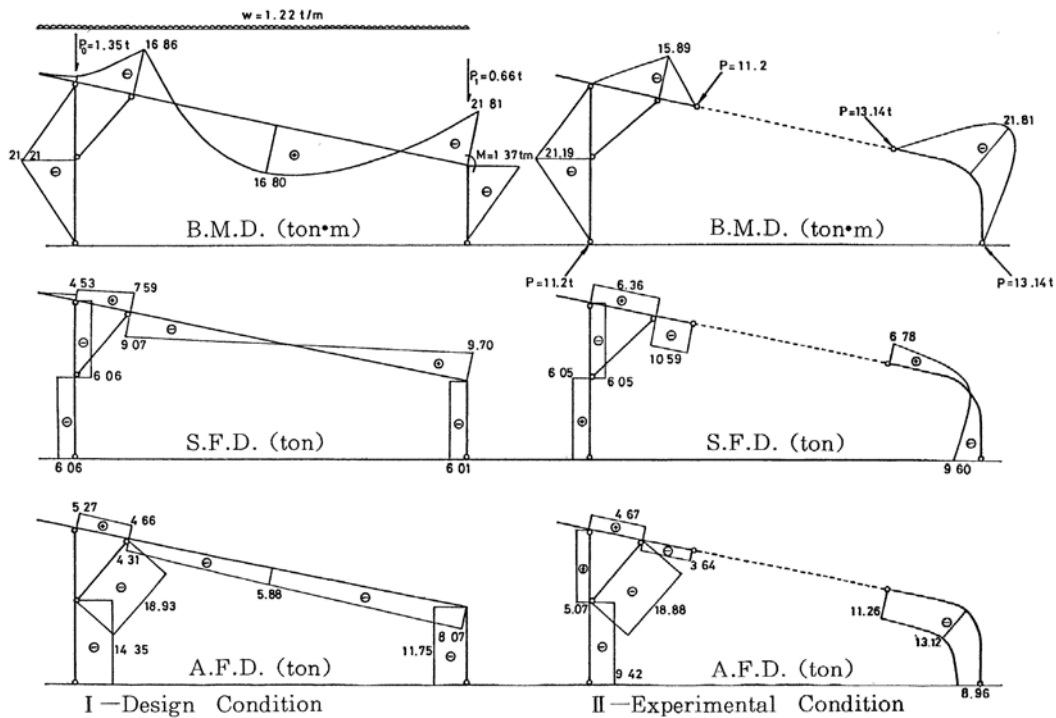
建物の設計に際しては、旭川の垂直最深積雪量として $h_s = 1.3\text{m}$ という値が採用された。その結果、集成材の断面、接合部の構造等は、長期積雪荷重条件における構造計算によって決定された。第1図に実大部分実験によって発生する応力分布と設計条件による応力分布の比較を示す¹⁾。

本論文で報告する試験体は、柱—梁—方杖^{はり}接合部を含むように、実際の骨組み構造における梁のモーメントがゼロになる付近で部材を切断した分割試験体である。この試験体の部材両端を結ぶ線上に圧縮力 $P = 11.04\text{ton}$ を作用させることによって、少なくとも柱—梁—方杖接合部付近のモーメント分布に関しては、設計条件を満足することができた。

2.2 供試試験体

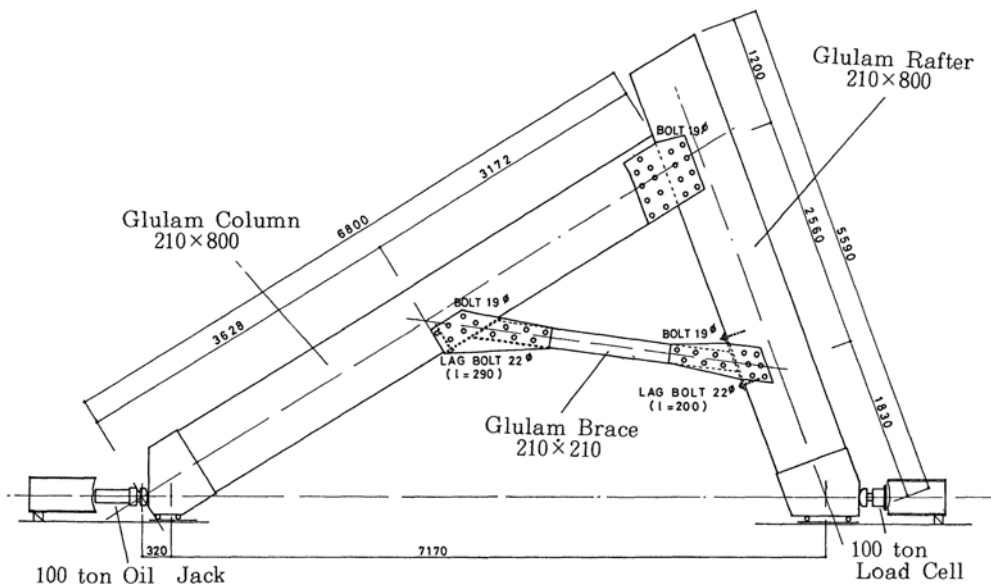
第2図に柱—方杖—梁接合部試験体の構造詳細を示す。供試集成材は、厚さ20mmのエゾ・トドマツラミナを40層積層接着したもので、ラミナの縦接合にはスカーフジョイントが用いられた。柱、梁部材の断面は幅が210mm、材せいが800mmである。方杖には210mm×210mmの集成材が使用された（すべての接着にはレゾルシノール樹脂接着剤が用いられた）。柱の長さは実際の構造におけるものとほぼ等しく6.8m、一方梁部材の長さは約5.6mである。梁部材の軒先部分は、試験体を立て上げた時の高さが試験室のクレーンの有効高さを下回るように、実際より若干短く切断した。

試験体の部材両端を結ぶ線上に圧縮力 $P = 11.04\text{ton}$ を作用させることによって、柱—方杖接合部における最大モーメントは設計値に等しくなるが、梁側荷重点と方杖の間（第2図中のロードセル側）で設計条件よ



第1図 集成材骨組み構造における応力分布（I—設計条件 II—実験条件）

Fig.1 Comparisons of stresses distributions on the glulam frame structure. Left-hand side figure (I) shows design condition determined by snow load of 1.3m deep. Right-hand side (II) shows experimental condition. Load was applied to realize at least similar moment distribution between design condition and experimental one.



第2図 柱-方杖-梁接合部試験体の構造詳細

Fig. 2 Detail of test specimen cut from actual glulam frame structure to estimate structural performance of the column-brace-rafter joints composed of bolts with steel gusset plates.

りやや厳しいせん断力が発生する。部材の許容応力度を検定した結果、梁側部材（方杖—反力点間）においてせん断応力度が許容値を幾分オーバーすることが分かった。

2.3 試験方法

試験体は、試験室のコンクリート床上に平行に並べた2本のH型鋼による反力フレーム（全長11m）の間にローラーを介して静置し、反力フレームの一端に取り付けた容量100tonの油圧ジャッキによって圧縮力を与えた。与えた荷重の大きさは、反力フレームの他端に取り付けた容量100tonのロードセルによって検出した。

荷重点間変位は、両荷重点間（標点間距離：7.17m）に掛け渡した合板ボックスビームの一端に取り付けた摺動型変位計（ストローク：150mm両面に装着）によって測定した。また3箇所^{しゅう}の接合部において、「接合金物と集成材との相対すべり変形」を測定するための摺動型変位計を必要個数セットした。部材の歪み度については、ゲージ長さ20mmのペーパーベース・ストレーンゲージを必要枚数所定の位置に張り付けて検出

した。ロードセルからの荷重値、変位計の出力、ならびに部材の歪み度はすべてマイコン制御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。

試験の実際の状況を写真1に示す。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—1〔長期設計荷重レベル〕

0→11ton→0

サイクル—2〔長期設計荷重2倍レベル〕

0→22ton→0

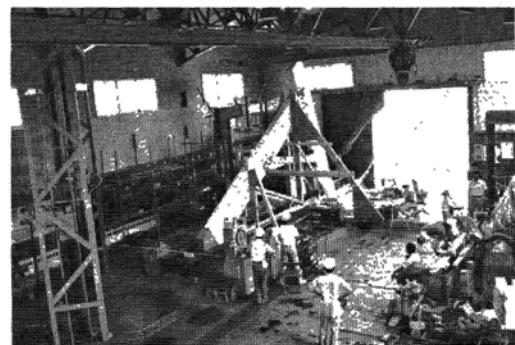


写真1 集成材フレームの実大実験の状況

Photo 1 Photo showing whole view of full-size test on glulam frame structure.

サイクル—3 [破壊試験]
0→破壊まで

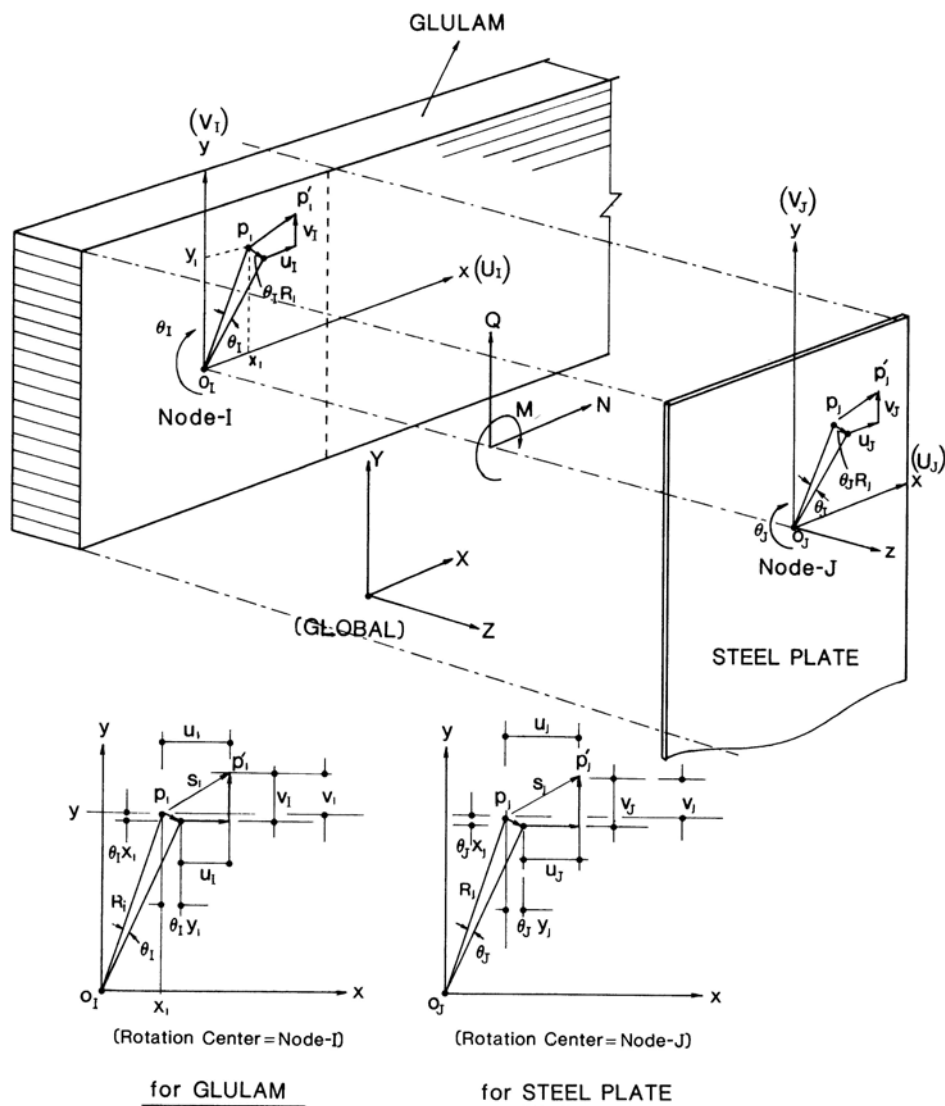
3. 解析

3.1 非線形解析の考え方

本研究では、接合部の実際の寸法、接合部内での接合金物の位置、及び接合金物の非線形挙動等を考慮に

いた骨組み構造解析の手法を提案する。有限要素化の考え方は、Foschi²⁾がメタルプレート接合トラスの解析で提案したものと基本的には同じである。

ここで考える接合要素は第3図に示すように、集成材側節点Iと鋼板ガセット側節点J間の相対変位による歪みエネルギーを蓄え得る大きさのない仮想の要素である。節点I、もしくはJには $i=1\sim n$ (節点Jに



第3図 集成材側節点Iと鋼板ガセット側節点Jとの相対変位によって定義される接合要素の変位

Fig. 3 Figure for explaining joint element's displacements defined by the relative values between node-I in glulam member and node-J in steel gusset plate.

については、 $j=1\sim n$ 個の接合金物が配置され、その位置は節点Iを原点とする局所座標系 (x_i, y_i) で定義される(節点Jについては x_j, y_j)。

いま1個の接合金物が占める点を P_i (集成材側) と P_j (鋼板ガセット側) とする。 P_i と P_j は荷重の作用する前は完全に重なり合っている。すなわち $(x_i, y_i) = (x_j, y_j)$ である。しかし、一度荷重が作用すると P_i 点は u_i, v_i だけ変位し、 P_j 点は u_j, v_j だけ変位する。接合部内では剛体変位のみ考えるとすれば、 P_i, P_j 点の動きは、局所座標系で定義されたI, J節点の節点変位 (U_i, V_i, θ_i) , ならびに (U_j, V_j, θ_j) によって次のように表現される。

集成材側I節点に属するi番接合金物の P_i 点

$$u_i = U_i + \theta_i y_i \dots\dots\dots 1)$$

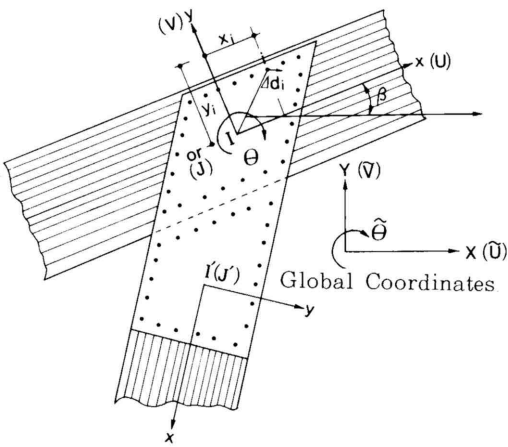
$$v_i = V_i - \theta_i x_i \dots\dots\dots 2)$$

鋼板ガセット側J節点に属するj番接合金物の P_j 点

$$u_j = U_j + \theta_j y_j \dots\dots\dots 3)$$

$$v_j = V_j - \theta_j x_j \dots\dots\dots 4)$$

ただし、局所座標系は接合部の剛心に原点を取り、その接合部が属する集成材の繊維平行方向とx軸方向が一致するように、第4図のように定義する。



第4図 接合金物の位置を定義するための局所座標系と骨組み全体の全体座標系の関係
Fig. 4 Relation between local coordinate for determining location of fasteners and global coordinate for frame system.

さて、i番接合金物の相対すべり量 $(P_j$ と P_i の相対変位) のx, y方向成分を第3図より次式で定義する。

$$d_{xi} = u_j - u_i = (U_j - U_i) + (\theta_j - \theta_i) y_i \dots\dots\dots 5)$$

$$d_{yi} = v_j - v_i = (V_j - V_i) - (\theta_j - \theta_i) x_i \dots\dots\dots 6)$$

ただし、 $(x_i, y_i) = (x_j, y_j)$ である。i番接合金物の実際の相対すべり量 d_i は角度 ϕ_i の方向を向いており、次式で算定される。

$$d_i = \sqrt{d_{xi}^2 + d_{yi}^2} \dots\dots\dots 7)$$

$$\phi_i = \tan^{-1}(d_{yi}/d_{xi}) \dots\dots\dots 8)$$

x軸から角度 ϕ_i の方向に変位するi番接合金物の荷重 P_i とすべり d_i 関係は、Foschi²⁾に従って次の3パラメーターEXP関数で仮定する。なお、この式に用いられる3つのパラメーターは、弾性床理論^{3)~8)}ならびに、接合金物に関する降伏理論⁹⁾¹⁰⁾等を利用して合成する。概要についてはAPPENDIXに示す。

$$P_i = (P_{oi} + K_{ui} d_i) \{1 - \exp(-K_{si} d_i / P_{oi})\} \dots\dots 9)$$

節点IJで結ばれた接合部要素に蓄えられる歪みエネルギー U_e は、

$$U_e = \sum_{i=1}^n P_i \phi_i d_i / 2 \dots\dots\dots 10)$$

n: 接合部内における接合金物の数

式10)に式1)~9)を代入すれば、 U_e は節点変位 $\{U, V, \theta\}$ で表現されるが、式9)が非線形であるため、通常の方法では U_e の計算が不可能である。そこで、解析の全過程を幾つかの小区間に区分し、おのおのの小区間においては力とすべりの関係が線形であるとする「区分的線形理論 (Stepwise linear theory)」を採用する。ある小区間内で接合金物に作用する力の増分 ΔP_i とすべりの増分 d_i がすべり係数 K_i を介して次式で定義されるものとする。

$$K_i = P_i / d_i \dots\dots\dots 11)$$

したがって、接合要素内に蓄えられる歪みエネルギーの増分は、

$$U_e = \sum (P_i d_i / 2)$$

$$= 1/2 (K_i d_i^2)$$

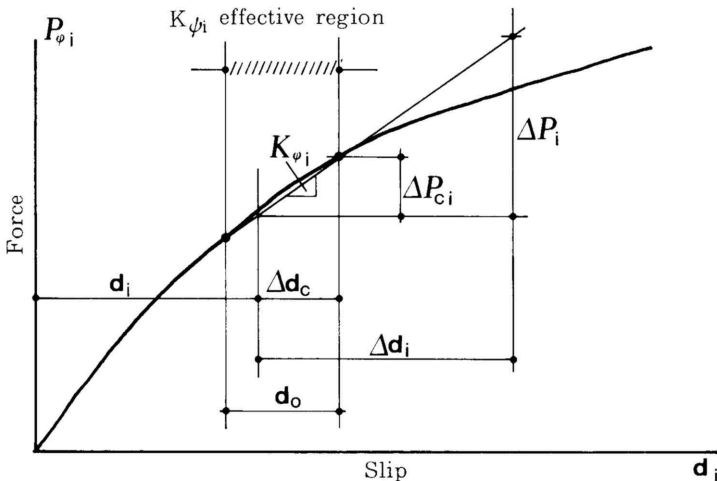
$$= 1/2 (K_i d_{xi}^2 + K_i d_{yi}^2) \dots 12)$$

式12) に式1) ~ 6) を代入し, Castiglianoの定理を適用すれば, 接合要素における節点力増分が次式で得られる。

$$\{\Delta N_i, \Delta Q_i, \Delta M_i, \Delta N_j, \Delta Q_j, \Delta M_j\}^T = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial(\Delta U_e)}{\partial(\Delta U_i)}, \frac{\partial(\Delta U_e)}{\partial(\Delta V_i)}, \frac{\partial(\Delta U_e)}{\partial(\Delta \theta_i)}, \frac{\partial(\Delta U_e)}{\partial(\Delta U_j)}, \\ \frac{\partial(\Delta U_e)}{\partial(\Delta V_j)}, \frac{\partial(\Delta U_e)}{\partial(\Delta \theta_j)} \end{array} \right\}^T \dots\dots\dots 13)$$

式13) の結果, $\{F\} = [K] \{ \}$ より, 接合要素の剛性マトリックス $[K]$ が以下のように定まる。

$$\begin{pmatrix} \Delta N_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_i \\ \Delta N_j \\ \Delta Q_j \\ \Delta M_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K & 0 & KY & -K & 0 & -KY \\ & K & -KX & 0 & -K & KX \\ & & KXY & -KY & KX & -KXY \\ \text{Symm.} & & & K & 0 & KY \\ & & & & K & -KY \\ & & & & & KXY \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta U_i \\ \Delta V_i \\ \Delta \theta_i \\ \Delta U_j \\ \Delta V_j \\ \Delta \theta_j \end{pmatrix} \dots\dots\dots 14)$$



第5図 区分的線形理論におけるすべり係数の定義。すべり係数の有効範囲において許容されるすべり増分と外力増分によって実際に生じたすべり増分の関係
 Fig.5 Slip modulus K_{ϕ_i} as a secant modulus defined in the range of the "stepwise linear theory". This figure shows schematically relation between possible slip increment d_{ci} and actual slip increment d_i caused by applied load increment.

ただし:

$$K = K_i \quad KX = K_{ixi}^2 \quad KY = K_{iyi}$$

$$KXY = K_{iyi}^2 + K_{ixi}^2$$

接合部の剛性マトリックスが既知となれば, 接合部を1つの要素と見なして通常の有限要素法によって骨組み全体の剛性方程式を組み立て, 増分法による非線形解析が可能となる。

3.2 数値計算手法の概要

本研究で採用した数値計算手法は, 鉄骨用の弾塑性解析プログラムで用いられている塑性ヒンジを個々に追跡していく方法¹¹⁾ (r_{min} 法とも呼ばれている¹²⁾) を参考にしたもので, 個々の接合金物のP-d曲線の折れ点を追跡してゆく方法を新たに開発した。その概要は以下のとおりである。

合成された各接合金物の $P_i - d_i$ 曲線をN等分の小区間に区分し, d_i の値に応じて該当するすべり係数 K_i を割線モジュラスとして求める (第5図参照)。

接合要素を含めた骨組み全体の剛性マトリックス

$[K_G]$ を組み立て, 仮定した適当な外力増分 $\{F_0\}$ に対して全体剛性方程式を解く。

すなわち,

$$\{U_0\} = [K_G]^{-1} \{F_0\} \dots\dots\dots 15)$$

得られた節点変位増分 $\{U_0\}$ の内, 接合要素に関連するものを用いて各接合金物のすべり量を求める (式1) - 7) 参照)。

第5図を参考に: 仮定した外力増分によって各接合金物では, d_i のすべり増分 (力としては P_i) が発生する。しかし, すべり係数 K_i の有効範囲内で許容される最大のすべり増分は d_{ci} (力としては, P_c) であり, 仮定

した荷重増分を r_i 倍して $r_i \Delta d_i = \Delta d_{ci}$ となるように修正する必要がある。この r_i としては、各接合金物の r_i の内、ゼロを除く最小のものが骨組み全体として正解を与える。すなわち、

$$r_{\min} = \text{Min} \{ \Delta d_{ci} / \Delta d_i, \dots \dots \dots \Delta d_{ci} / \Delta d_i \} \dots \dots \dots (16)$$

区分的線形理論の範囲内では、外力増分とすべり増分は比例関係にあるから、式(16)で得られた r_{\min} が外力増分の修正係数となる。

- ⑤ 得られた修正係数 $r = r_{\min}$ を変位増分、及び外力増分に掛けて、今回のステージでの正解を得る。

$$\{U_G\} = \{U_G\} + r \{ \Delta U_G \} \dots \dots \dots (17)$$

$$\{F_G\} = \{F_G\} + r \{ \Delta F_G \} \dots \dots \dots (18)$$

- ⑥ 今回のステージでの各接合金物のすべり量の正解を得る。

$$d_{xi} = d_{xi} + r \Delta d_{xi}$$

$$d_{yi} = d_{yi} + r \Delta d_{yi}$$

$$d_i = \sqrt{d_{xi}^2 + d_{yi}^2}$$

$$\phi_i = \tan^{-1} (d_{yi} / d_{xi}) \dots \dots \dots (19)$$

- ⑦ ①に戻って次のステージの計算を行う。

3.3 数値計算モデル

第6図に数値計算に用いた有限要素モデルを示す。

第1表に要素の入力データを示す。接合要素については、各接合金物の座標値とP—d曲線合成のためのパラメーターが必要である。パラメーターについては、APPENDIXに示した。

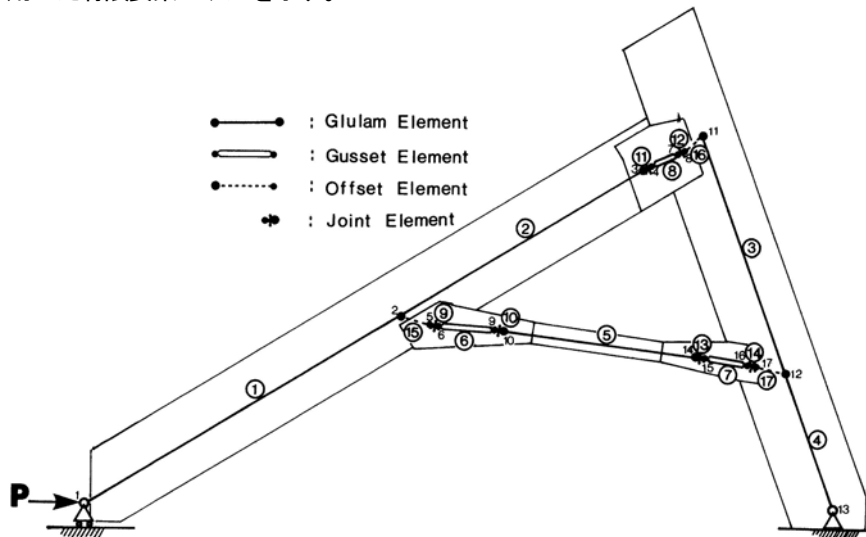
なお、オフセット要素というのは、集成材要素の節点（梁の中立軸にとる）と鋼板ガセット要素の節点が1点で交わらない場合、偏心の影響を考慮に入れるため導入した剛体要素である¹³⁾。

計算プログラムに用いた言語はBASICで、コンパイル後実行させた。使用した計算機はNEC—PC 9801Eで、計算時間は、各ステージにおけるFDへの出力も含めて、約1時間程度であった。

4 結果及び考察

4.1 荷重点変位

第7図に荷重点における荷重—変形関係を示す。図中の実曲線は3サイクル片振り試験の包絡線で、試験体の表裏で測定された変形値を平均したものである。一方、図中の一点鎖線は部材がすべて部材軸線の交点でピン接合されていると仮定して、通常の有限要素法で計算した値である。実際の接合部はピン接合とは言い難いものであったが、長期設計荷重レベルまでは計



第6図 有限要素解析モデル
Fig. 6 Model for nonlinear finite element analysis.

第1表 有限要素モデルの入力データ (第6図参照)
Table 1. Input data for Finite Element Model (Refer to Fig. 6)

No.	M. O. E. (ton/cm ²)	材 幅 Width (cm)	材 せい Depth (cm)	要 素 の 種 類 Kind of Element	
1	100	21.0	80.0	集成材	Glulam
2	2100	1.8	40.0	鋼板ガゼット	Steel Gusset
3	2100	1.8	50.0	鋼板ガゼット	Steel Gusset
4	2100	1.8	75.0	鋼板ガゼット	Steel Gusset
5	100	21.0	80.0	方杖	Brace
6	1	1.0	1.0	接合部	Joint
7	10000	21.0	80.0	オフセット	Offset

算値と実測値との適合性はほぼ妥当なものであり、通常の許容応力度設計には、ピン接合仮定を適用すれば十分であることが分かる。

一方、印で示した非線形解析の結果は全体的にやや変形を小さめに評価しているようである。この原因については、接合部の変形挙動の結果と合わせて考察する。

4.2 接合部における相対すべり変位

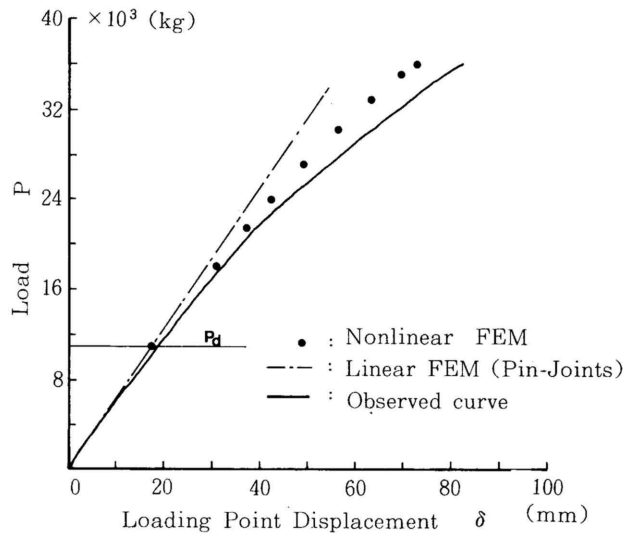
供試試験体には、大きく分けて3箇所に接合部があるが、梁と柱を接合している部分に比べ、方杖両端の接合部の方の変形が大きかった。

第8図は、方杖両端の接合部における鋼板ガゼットと方杖（集成材）間の相対すべりの実測値と計算値の比較を示す。方杖には非常に大きな軸圧縮力が作用し、接合部では繊維平行方向のすべりが主で、回転はほとんど認められなかった。実測値は、A、Bとも表裏4個の変位計の平均値で表した。一方、計算値は、接合要素ととて同じ結果が得られたので1本の破線で表した。実測値と計算値の適合性は比較的良好である。なお、接合部の番号は、第6図に示す要素番号を意味する。

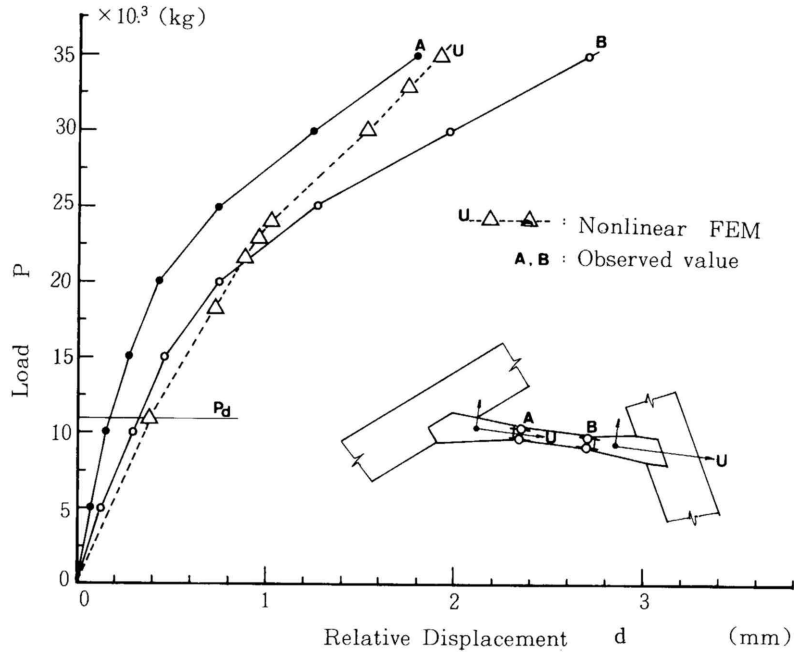
第9図は方杖と梁との接合部における鋼板ガゼットと梁（集成材）との相対すべりの実測値と計算値の比較を示す。変形の実態は、集成材側面（繊維直交方向）へのめり込みが主体で、繊維平行方向のすべり

はほとんど測定されなかった。A点とB点ですべりに若干の差が認められたが、回転が生じるほどではなかった。計算値UIはA点の実測値と非常に良く一致している。

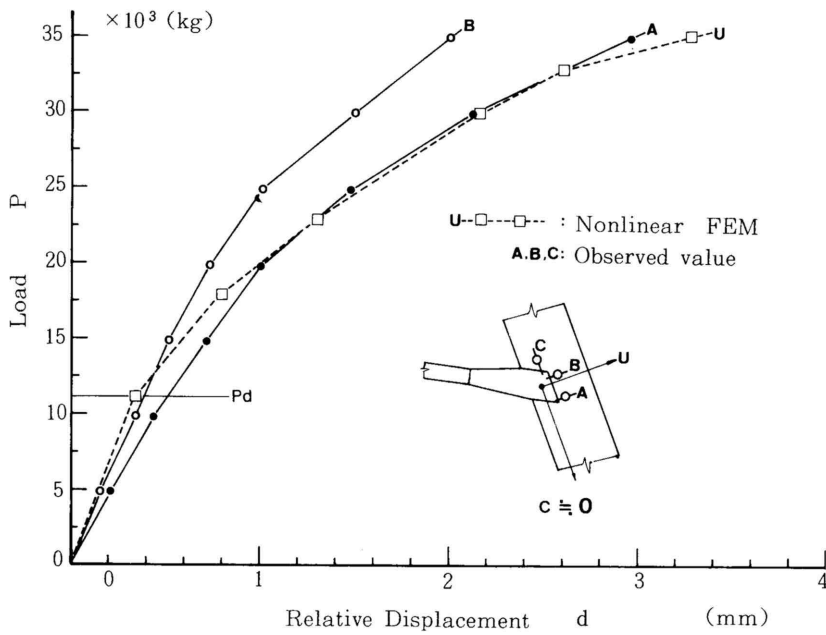
第10図は方杖と柱との接合部における鋼板ガゼットと柱（集成材）との相対すべりの実測値と計算値の比較を示す。この接合部では、集成材の繊維平行方向と方杖との接合角度が接合部より浅いため、繊維平行方向のすべり（C点）も若干発生している。この場合も計算値UIはA点の実測値と非常に良く一致している。



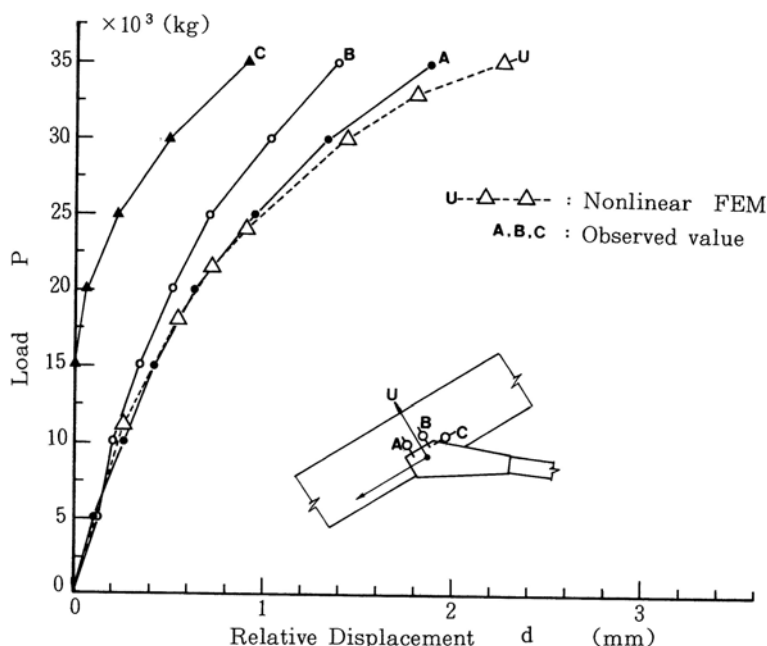
第7図 節点変位と荷重の関係
Fig.7 Load vs. loading point displacement. Comparisons between analysis and experiment.



第8図 接合部 及び接合部 における鋼板ガセットと方杖との相対変位
 Fig.8 Load vs . relative displacement between brace and steel gusset plates at joint- and joint - . (Refer to Fig.6 for joint-element number)



第9図 接合部 における鋼板ガセットと梁との相対変位
 Fig.9 Load vs . relative displacement between rafter and steel gusset plates at joint- . (Refer to Fig.6 for joint-element number)



第10図 接合部⑨における鋼板ガセットと柱との相対変位
 Fig.10 Load vs. relative displacement between column and steel gusset plates at joint - ⑨. (Refer to Fig. 6 for joint-element number)

第11図は梁と柱を接合している接合部⑪と⑫における鋼板ガセットと集成材との相対すべりを一括して示したものである。接合部⑫においては、繊維平行方向のすべりはほとんど測定されず、繊維直交方向のすべりも他に比べて小さかった。計算値Uと実測値A, Bとの適合性は妥当なものと言える。一方、接合部⑪では、実測値D, E, Fの動きから外力が20tonを超えたあたりから、接合部に回転変形が生じてきたことが分かる。図には計算による相対回転角の計算値と実測値の比較を示していないが、破壊直前のP=35tonで実測値が 5×10^{-3} radian, 計算値がその1/2程度で、いずれも小さい値であった。

以上の接合部における変形状態から、供試試験体の非線形挙動の多くは、方杖接合部におけるすべりに起因しているものと推定される。接合部のすべりに関する計算値と実測値の適合度は非常に良好であり、本研究で開発した解析手法に大きな間違いはないものと考えられる。したがって、荷重点変位がやや小さく計算された原因の1つは、“公称100ton/cm²”という集成

材のヤング係数が、実際には幾分低かったためではないかと推定される。

4.3 ボルトに作用する力と終局耐力

本研究で開発した非線形有限要素法の最大の特徴は、接合金物1本1本に作用する力を終局耐力に至るまで、詳細に追跡できる点にある。

供試試験体は外力がP=36.5tonに達した時点で、突然梁部材が2つに縦に裂けるように破壊した。写真2はその破壊形態の全体像を示す。写真からも推定されるように、破壊は接合部⑫の割裂、もしくは、接合部⑭のボルト穴からのせん断、のいずれか

が原因で発生したものと考えられる。前報¹⁾では、この破壊のメカニズムを連続体用弾性FEMによる解析結果から論じたが、本報では、破壊箇所と考えられる2箇所の接合部に属するボルトに作用していた力とその方向に注目して検討を加える。

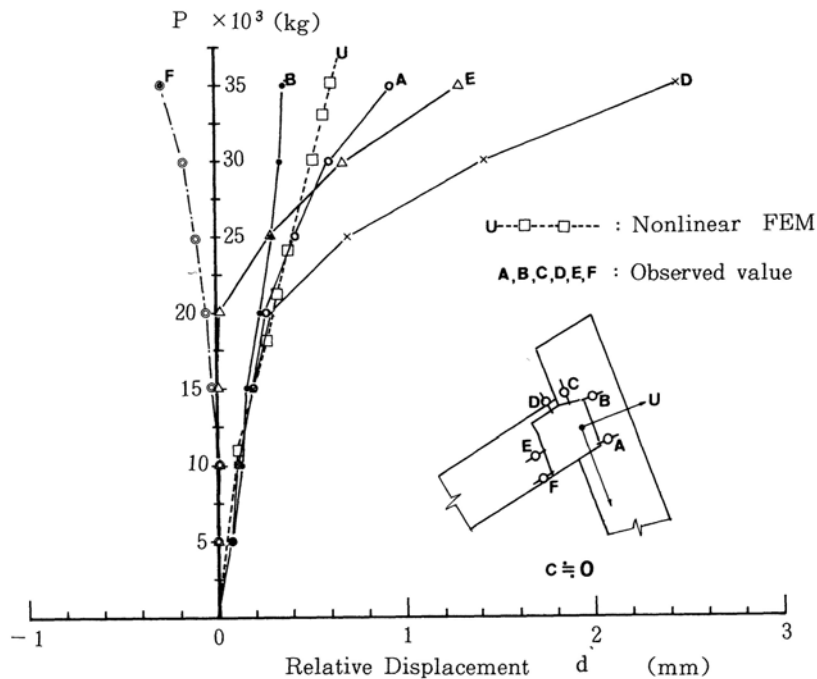
第12図はP=36.1ton時に接合部⑫と⑭の各ボルトに作用していた力(合力)とその方向をベクトル的に示したものである。矢印に付けた数字は、ボルトの力 f_R を力の方向を平均した場合の短期許容耐力 f_θ で割った値である。P=36.1tonという値は、ほぼ終局耐力 $P_u=36.5$ tonに等しいので、 f_R/f_θ という値は、個々のボルトに関する“荷重係数(終局荷重/許容荷重)”¹¹⁾と考えることができる。ただし、ボルトの短期許容荷重 f_θ は現行の木構造設計規準に従って次式で算定した。

$$f_\theta = 2 \times 230d^2 \times 1.25 \times k_\theta$$

k_θ : 力の方向による修正係数

1.25 : 鋼板使用による割増し

d : ボルト径 (1.9cm)



第11図 接合部⑪及び接合部⑫における鋼板ガセットと柱及び梁との相対変位
 Fig.11 Load vs. relative displacement between column and steel gusset plates as well as rafter and steel gusset plate at joint - ⑪ and joint - ⑫. (Refer to Fig. 6 for joint-element number)



写真2 試験体の破壊状況

Photo 2 Failure phenomena of specimen.
 Photo shows both joint-⑭ and joint-⑫ are likely to be critical parts for initial failure.

第12図より、方杖と梁を接合している接合部⑭に属するボルトの荷重係数は、接合部⑫のその平均2.5倍であることが分かる。これより、接合部⑭のボルトが先に終局耐力に達し、ボルト穴から「面内すべり

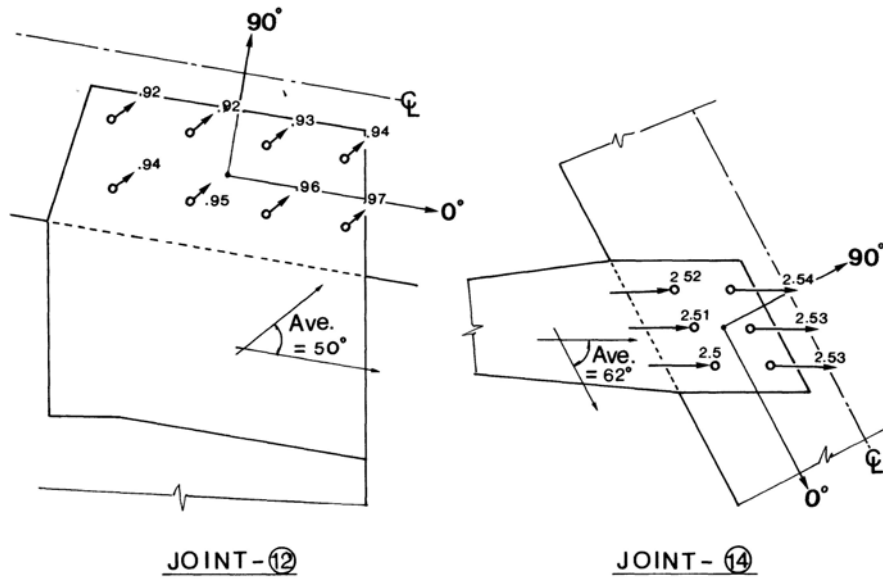
型せん断破壊」が発生し、クラックは下から上へ伝播し、柱—梁接合部の割裂応力の影響を受けて、最終的に梁部材が2つに縦に裂けるように破壊したのではないかと推定される。

なお、前報¹⁾の弾性FEM解析の結果では、荷重 $P_u = 36.5\text{ton}$ が作用した時、接合部⑫の最大横引張応力度は推定強度の約50%程度の値であったのに対し、接合部⑭の最大せん断応力度の方は推定強度の約90%近くに達しており、本研究での推論を支持する結果となっている。

5 むすび

新林産試験場の集成材棟の集成材フレームの柱—梁—方杖接合部に関する実大部分実験の結果を新たに開発した非線形有限要素法によって解析し、以下に要約する結論を得た。

1. 接合部内でのボルトの位置、ボルトの非線形荷



第12図 接合部⑫及び接合部⑭のボルトに作用していた力。

Fig.12 Forces on the bolts in joint-⑫ and joint-⑭ where possibility of fracture was presumed. Figure near each allow indicates a sort of "load factor of bolt" which defined as f_R/f_θ . f_R is force on the bolt computed at nearly ultimate load. f_θ is allowable load estimated for the average load angle.

- 重—すべり関係，鋼板ガセットの寸法と剛性，部材軸線のずれ等を考慮した解析によって，各接合部の相対変位を終局耐力に至るまで正確に求めることができた。
2. 破壊の発生した接合部に属するボルトの力とその方向を検討した結果，方杖—梁接合部のボルトが先に終局耐力に達し，この接合部より破壊が先行した可能性が高いことが分かった。

謝 辞

本研究は，筆者が北海道立林産試験場在職中に，以下の諸氏と行った共同実験¹⁾によって得た成果に，新たに解析的検討を加えたものである。

複合材試験科 長原芳男，前田典昭，北村維朗
強度科 堀江秀夫，宮野 博，古屋 剛，
米田昌世

サンモク工業(株) 堀江和美

実験を通じてお世話になった上記の皆様，並びに複合材試験科の皆様に深く感謝の意を表します。

文 献

- 1) 小松幸平ほか8名：“新林産試験場集成材フレームの実大部分実験 その1 柱—梁—方杖接合部に関する実験”，日本木材学会北海道支部講演集，第17号，pp.24—28，1985
- 2) Foschi, R.O：“Analysis of Wood Diaphragms and Trusses. Part II : Truss-Plate Connections”，Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.4, No.3, pp.353—362, 1977
- 3) 沢田 稔：“ボルト接合材の2面せん断におけるすべり係数の誘導”北大木材加工学研究室研究資料（未公表），June 27, 1976
- 4) 沢田 稔：“鉄板側材を有する釘着材の1面せん断におけるすべり係数とせん断耐力”，北大木材加工学研究室研究資料（未公表），Nov. 13, 1976
- 5) Hirai, T.; Sawada, M.：“Nominal Bearing-Stresses of Bolted Wood-Joints

[J. Hokkaido For. Prod. Res. Inst. Vol. 1, No. 1, 1987]

at Apparent Proportional-Limits”, Mokuzaï Gakkaishi, Vol.28, No.9, pp. 543-547, 1982

6) Hirai, T.; Sawada, M.: “Linear Load-Slip Relationship of Bolted Joints of Glued-Laminated Lumber”, Mokuzaï Gakkaishi, Vol.28, No.10, pp.609-613, 1982

7) 平井卓郎, 沢田 稔: “側材に鋼板を用いたボルト接合部のせん断耐力 荷重が材軸方向に作用する場合”, 木材学会誌, Vol.28, No.11, pp.685-694, 1982

8) Hirai, T.: “Nonlinear Load-Slip Relationship of Bolted Wood-Joints with Steel Side-Members III Advanced numerical analysis based on the generalized theory of a beam on an elastic foundation”, Mokuzaï Gakkaishi, Vol.31, No.3, pp.165-170, 1985

9) Larsen, H. J.: “K. W. Johansen’s Nail Tests”, Bygningsstatistiske Meddelelser, Vol.48, No.1, pp.9-30, 1977

10) Larsen, H. J.: “The yield load of bolted and nailed joints”, IUFRO—5 Congress, 1973

11) 京都大学金多研究室著: “BASICによる建築構造計算Ⅱ”, 学芸出版社, 1983

12) 鷺津久一郎他4名共著: “有限要素法ハンドブックⅡ応用編”, 培風館

13) 川井忠彦他2名共著: “薄板構造解析”, コンピューターによる構造工学講座Ⅱ—7—A, 培風館, 1973

14) 沢田 稔: “木材の変形挙動” 材料, Vol.32, pp.838-847, 1983

APPENDIX

ボルト2面せん断接合部のP—d曲線の合成

1. 集成材の縦圧縮強さ (沢田の提案¹⁴⁾により, ヤング係数より推定)
 - 0度方向

$$f_{u-0} = 3.7 \times 10^{-3} E_w \dots\dots\dots A1)$$
 - 90度方向

$$f_{u-90} \doteq f_{u-0} / 2 \text{ (面圧耐力の比より}^8)) \dots\dots\dots A2)$$
2. 集成材—ボルト間のBearing Constant k (平井の研究より⁷⁾⁸⁾)
 - 0度方向, 初期

$$k_{s-0} = E_w / (3.16 + 10.9d) \dots\dots\dots A3)$$
 - 0度方向, 終期

$$k_{u-0} \doteq 0 \dots\dots\dots A4)$$
 - 90度方向, 初期

$$k_{s-90} \doteq k_{s-0} / 2 \dots\dots\dots A5)$$
 - 90度方向, 終期

$$k_{u-90} \doteq k_{s-90} / 7 = k_{s-0} / 14 \dots\dots\dots A6)$$
3. 弾性床理論^{3)~8)}における μ の計算
 - 0度方向, 初期

$$\mu_{s-0} = [dk_{s-0} / 4 (E_s I_s)_s]^{0.25} \dots\dots\dots A7)$$
 - 0度方向, 終期

$$\mu_{u-0} \doteq 0 \dots\dots\dots A8)$$
 - 90度方向, 初期

$$\mu_{s-90} \doteq [dk_{s-0} / 8 (E_s I_s)_s]^{0.25} \dots\dots\dots A9)$$
 - 90度方向, 終期

$$\mu_{u-90} \doteq [dk_{s-0} / 56 (E_s I_s)_u]^{0.25} \dots\dots\dots A10)$$

ここで, ボルトの終期曲げ剛性は⁸⁾
 $(E_s I_s)_u = (E_s I_s)_s / 55$ と仮定。
4. すべり係数の計算³⁾⁴⁾
 - 0度方向, 初期

$$K_{s-0} \doteq 4 \mu_{s-0}^3 (E_s I_s)_s \dots\dots\dots A11)$$
 - 0度方向, 終期

$$K_{u-0} \doteq 0 \dots\dots\dots A12)$$
 - 90度方向, 初期

$$K_{s-90} \doteq 4 \mu_{s-90}^3 (E_s I_s)_s \dots\dots\dots A13)$$

90度方向, 終期

$$K_{u-90} \doteq 4\mu^3_{u-90} (E_S I_S)_u \dots\dots\dots A14)$$

5. 降伏荷重⁹⁾¹⁰⁾

0度方向

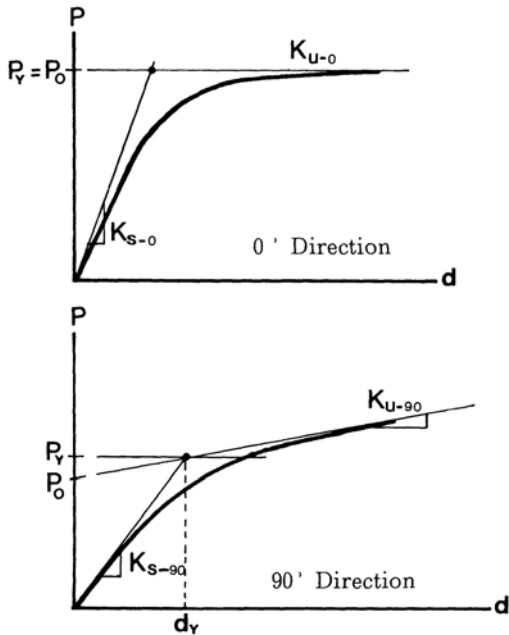
$$P_{y-0} = (f_{u-0} \times dl) \dots\dots\dots A15)$$

90度方向

$$P_{y-90} = (f_{u-90} \times dl) \dots\dots\dots A16)$$

dl : ボルトの投影面積

以上から, 0度及び, 90度方向加力時におけるボルトの荷重P—すべりd曲線は第A1図に示すような, 3パラメーター—EXP関数で表現される。すなわち,



第A1図 合成されたボルトのP—d関係
Fig. A 1 Exp-type load-slip characteristics of bolt composed of 3 parameters. These parameters are derived by using theory of beam on the elastic foundation for initial and final slip modulus and by dowel yield theory for bolt yield load.

0度方向

$$P = P_0 \{1 - \exp(-K_{S-0}d/P_0)\} \dots\dots\dots A17)$$

$$P_{0-0} = P_{y-0}$$

90度方向

$$P = (P_{0-90} + K_{u-90}d) \times \{1 - \exp(-K_{S-90}d/P_{0-90})\} \dots\dots\dots A18)$$

$$P_{0-90} = P_{y-90} \{ (1 - K_{u-90}/K_{S-90}) \} \dots\dots\dots A19)$$

φ度方向のP—d関係はFoschi²⁾の提案に従って, パラメーターをHankinson式で合成する。

$$P_{0-\phi} = P_{0-0}P_{0-90} / (P_{0-0}\sin^2\phi + P_{0-90}\cos^2\phi) \dots\dots\dots A20)$$

$$K_{S-\phi} = K_{S-0}K_{S-90} / (K_{S-0}\sin^2\phi + K_{S-90}\cos^2\phi) \dots\dots\dots A21)$$

ただし, $K_{u-\phi}$ についてはHankinson式が適用できないので次の式で仮定した。

$$K_{u-\phi} = K_{u-90}2\phi/\pi \dots\dots\dots A22)$$

数値解析に際しては, 以下の具体的な数値を用いた。

$$d = 1.9\text{cm (ボルト径)} \quad l = 21\text{cm}$$

$$E_w = 100\text{ton/cm}^2$$

その結果, 得られた基本的パラメーターは以下のとおり。

$K_{S-0} = 40600\text{kg/cm}$	$P_{y-0} = P_{0-0} = 7380\text{kg}$
$K_{S-90} = 24130\text{kg/cm}$	$P_{y-90} = 3691\text{kg}$
$P_{0-90} = 3380\text{kg}$	$K_{u-90} = 2000\text{kg/cm}$

—農林水産省 林業試験場—
(前試験部 複合材試験科)
(原稿受理 昭61. 11. 20)