



Title	2層釘着梁の曲げ剛性と強度
Author(s)	沢田, 稔; SAWADA, Minoru
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 33(1), 139-166
Issue Date	1976-03
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/20959
Type	departmental bulletin paper
File Information	33(1)_P139-166.pdf



2層釘着梁の曲げ剛性と強度

沢 田 稔*

Stiffness and Strength of Two-Layered Wood Beams Connected with Nails

By

Minoru SAWADA*

目 次

緒 言	139
1. 理論計算式	140
1.1 釘着材の一面剪断理論	140
1.2 釘着梁の曲げ変形理論	143
2. 釘着梁試験	147
2.1 初期剛性試験	147
2.2 曲げ破壊試験	155
2.3 釘面圧試験	161
3. 考 察	163
結 言	164
文 献	165
Summary	165

緒 言

釘着接合法は、その接合部に局部的変位の生ずる点で特徴的である。それは一般に剛接合とみられている接着接合法に比して著しく複雑な力学的挙動をしめす。しかし、この工法は、やわらかい木質材料に対してのみ適用できるものであり、特殊な設備を必要としない比較的簡易な現場の手法として古くからおこなわれてきた。とくに、近年、専ら釘着工法を用いて住宅を建てる所謂「枠組壁工法」がオープン化されたこともあって、にわかに釘着工法の技術問題に対する関心が高まってきたように思われる。著者も、かねてから釘着構造の局部変形と耐力機構に興味をもってしたが、たまたま、釘着材の一面剪断に関する原田理論¹⁾を適用することによって、ある程度まで解析が可能であるとの見通しをえた。無論、この種の研究として

1975年6月30日受理

* 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.

は、まだ初歩的段階ではあるが、その最も単純な条件として、2層釘着梁の曲げ剛性を予測するばあいの問題点のいくつかをとりあげて、理論的ならびに実験的検討を加えてみた。その結果、釘着重ね梁の層間りによって支配される変形挙動が、釘面圧定数 (effective foundation depth) の関数である「り係数 (slip modulus)」によってかなりののでいどまで説明されることを知った。しかも、この釘面圧定数は、その応力レベルの高低によって大きく変動することも見かけ上明らかとなった。したがって、本報告では、主として、この点に注目し、初期剛性試験 (低応力レベル) との関連において考察した。

なお、この研究をおこなうに当り、木材加工学教室宮島寛助教授をはじめ教室員各位の御協力をえた、また、実験においては、当時講座専攻生であった円谷典幸 (十條製紙 K.K.)、および中谷浩 (大学院学生) 両君の熱心な協力をえた、ここに記して謝意を表する。

1. 理論計算式

1.1 釘着材の一面剪断理論

釘着重ね梁の曲げ変形は、無釘着重ね梁と接着梁との中間的なものとしてとらえられる。このことは、釘着梁の釘着境界面での層間りの発生によって説明される。そして、そのり発生機構は、主として、釘の材面めり込みと、これに対応して生ずる釘自体の曲げ変形からとめることができよう。

1.1.1 り係数 (slip modulus) K_s の誘導

原田¹⁾は、木材に打込まれた釘を「弾性床上の梁」と仮定してその一面剪断における変形機構を解析している。すなわち、 y を釘の材面めり込み量、 E を材のヤング係数、 σ を面圧応力、 P を加圧力、 $A_N = t \cdot d$ を一様面圧時の釘受圧面積 (t = 釘の打込み深さ; d = 釘径) とすれば、つぎの関係が成立するものとした。

$$y = \alpha \frac{\sigma}{E} = \frac{P\alpha}{EA_N} \quad (1)$$

ここに、 α = 釘面圧定数 (原田によれば、「面圧凹み係数」) である。(1) 式から明らかなように、この原田の与えた α は、釘面圧を受けたときの有効材長にあたるものである。これと全く同様の概念が、のちに、KUENZI²⁾ によっても与えられ、「effective foundation depth (有効弾性床深さ)」と呼んでいる。

さて、 θ = 傾斜; M = 釘の受ける曲げモーメント; F = 剪断力として、一面剪断における変形を考えると、釘を弾性床上の梁とみれば

$$E_s I_s \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E \cdot d}{\alpha} y = 0 \quad (2)$$

ここに、 $E_s I_s$ = 釘の曲げ剛性; $I_s = \pi d^4 / 64$; $E \cdot d / \alpha = k$ = 床係数

つぎに、 $\mu = \sqrt[4]{\frac{E \cdot d}{4E_s I_s \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_s I_s}}$ とおいて (2) を解けば、

$$y = a'A + b'B + c'C + d'D$$

$$A = \cosh \mu x \cos \mu x; \quad B = \frac{1}{2} (\cosh \mu x \sin \mu x + \sinh \mu x \cos \mu x)$$

$$C = \sinh \mu x \sin \mu x; \quad D = \frac{1}{2} (\cosh \mu x \sin \mu x - \sinh \mu x \cos \mu x) \quad (3)$$

(3) から $y = \frac{\alpha}{E} \sigma$; $\theta = \frac{dy}{dx}$; $\frac{M}{E_s I_s} = -\frac{d^2 y}{dx^2}$; $\frac{F}{E_s I_s} = -\frac{d^3 y}{dx^3}$ がえられる

いま、 $F = r \cdot t \cdot d \cdot \sigma_m$ (r = 釘着部における釘数; σ_m = 一様面圧応力) とすれば、(3) の両辺に $E/\alpha \sigma_m$ をかけて、 $Ea'/\alpha \sigma_m = a$ のように、その係数を変えてかき改めると、

$$\begin{pmatrix} A & B & C & D \\ -2D & A & 2B & C \\ C & D & -A & -B \\ 2B & C & 2D & -A \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma}{\sigma_m} \\ \frac{E\theta}{\mu \alpha \sigma_m} \\ \frac{2\mu^2 M}{d \cdot \sigma_m} \\ \frac{2\mu F}{d \cdot \sigma_m} \end{pmatrix} \quad (4)$$

したがって、釘着時の釘の材端条件と、接合境界面での連続条件とを境界条件にとって、(4) 式から係数 a, b, c, d を定めればよい。

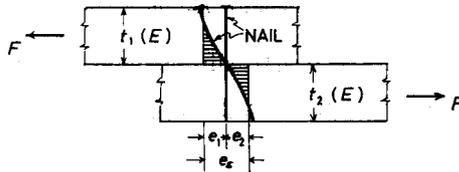
つぎに、以上の一面剪断における原田理論から、2材釘着時の層間ずれに関する「ずれ係数 (slip modulus)」 K_s を誘導すると、

(i) 等厚等材質の2材貫通釘着のばあい

図-1 において

$$K_s = E_s I_s \mu^3 \tanh \mu t \cdot \varphi \quad (5)$$

ここに、 $\varphi = (1 - \beta^2)/(1 - \beta\gamma)$; $\beta = \sin \mu t / \sinh \mu t$; $\gamma = \cos \mu t / \cosh \mu t$



$$K_s = E_s I_s \mu^3 \tanh \mu t \cdot \varphi; \quad E_s I_s = \text{stiffness of nail}$$

$$\mu = \sqrt[4]{\frac{Ed}{E_s I_s \alpha}}; \quad \alpha = \frac{E}{P} t \cdot d \cdot e = \text{effective foundation depth}$$

$$E_1 = E_2 = E; \quad t_1 = t_2 = t$$

図-1 一面剪断における層間ずれと釘の変形

Fig. 1. Interlayer slip and nail deflection on a nailed joint.

なお、WILKINSON^{3,4)}は、原田より数年おくれて発表された KUENZI²⁾の解(原田の解と同様であるが最終式の表し方が異なっている)からつぎのような近似式を提案している。すなわち、 $E/\alpha = k_0$ (bearing constant) が材の比重と比例関係にあるとし、かつ、 $\mu t \geq 2$ となるばあい が実用上一般的であるとの前提に立って、(6)式

$$K_s = E_s I_s \cdot \mu^3 \quad (6)$$

を与えている。また、一面剪断試験から K_s をもとめて (6) 式に代入し、 k_0 値を逆算している。しかし、著者の計算では、 $\mu t = 2$ のばあい $\tanh \mu t = 0.9640$; $r^2 = 0.0629$; $rq = -0.0277$; $\varphi = 0.9118$ となり、 $\tanh \mu t \cdot \varphi = 0.8790$ 、したがって、(6)式からもとめられる K_s は約 12% ほど過大評価していることになる。それ故、たとえ $\mu t \geq 2$ を条件とするばあいでも、(7)式の形を

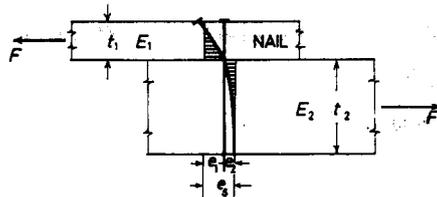
$$K_s = E_s I_s \cdot \mu^3 \tanh \mu t \quad (7)$$

とすべきであろうと思われる。

(ii) 材質および材厚の異なる 2 材の貫通釘着のばあい ($t_2 =$ 釘の打込深さとみてもよい) これは一般的な一面剪断で、図-2 にその例をしめした。

このばあい、 $\mu_1 = \sqrt[4]{E_1 d / 4 E_s I_s \alpha_1}$; $\mu_2 = \sqrt[4]{E_2 d / 4 E_s I_s \alpha_2}$; $\omega = \mu_1 / \mu_2$ とおき、かつ、 $\mu_1 t_1 \geq 2$; $\mu_2 t_2 \geq 2$ での K_s を近似的にもとめると (8) 式がえられる。

$$K_s = \frac{4 E_s I_s \cdot \mu_1^3}{(1 + \omega^2) (\coth \mu_1 t_1 + \omega \coth \mu_2 t_2)} \quad (8)$$



$$K_s = \frac{F}{e_s} = \frac{4 E_s I_s \mu_1^3}{(1 + \omega^2) (\coth \mu_1 t_1 + \omega \coth \mu_2 t_2)}; \mu_1 t_1 \geq 2; \mu_2 t_2 \geq 2 \quad \omega = \frac{\mu_1}{\mu_2}$$

図-2 一面剪断における送り係数 (K_s)

Fig. 2. Slip modulus (K_s) on a nailed joint.

以上から明らかのように、この送り係数 (slip modulus) K_s は釘のヤング係数 (E_s)、釘径 (d)、釘の打込深さ (t)、材のヤング係数 (E) および釘面圧定数 (有効弾性床深さ) α の関数としてもとめられるものである。

1.1.2 材中に打込まれた釘の端末条件

上にのべた一面剪断理論は、釘頭および材中に打込まれた釘の端末が、いずれも自由端条件にあるとの仮定に立ったものである。しかし、果してこの仮定がどこまでの精確さをもって成立しうるかは明らかではない。また、打込み釘の「有効長さ」についても現在までのところほとんど検討されていない。しかし、後述するように、直接面圧試験からもとめられる α と、

一面剪断試験結果からの逆算値 α との間には、かなりの差がみとめられるようなのでこんご検討を加えねばならない重要な課題であろう。

1.2 釘着梁の曲げ変形理論

釘着梁の横断面内における垂直応力ならびに剪断応力の分布については、その打込み釘が弾性床上の梁として挙動すると見做しうる応力レベルの範囲内において前述の理論を用いて解析することができる。しかし、その方法はきわめて複雑な内容となり、釘着梁の曲げ変形を論ずるうえで必ずしも実際的なものとは言いがたい。したがって、釘着梁の断面内応力分布を単純化したかたちで仮定し、その曲げモーメントの内容について考察したいいくつかの理論と、これにもとづく撓み計算式についてのべる。

1.2.1 スパン全域に等間隔で釘着したばあい

このばあいの誘導方法には、つぎにのべるような2つの方式がある。

(i) 釘着拘束による一体梁条件での曲げモーメント M のスパン内分布をもとめる方式、これは、菱田・真能⁵⁾が、層間迂りを伴なう多層重ね梁の一般解としてもとめたものである。すなわち、構成メンバーの材質および厚さをすべて等しくとり、加えられる曲げモーメントを M_i 、層間迂りにより各メンバーに個別に生ずる曲げモーメントを m_i 、釘の拘束による一体梁条件での曲げモーメントを M として、 n 層重ね梁では、

$$M_i = \sum_{i=1}^n m_i + M \quad (9)$$

さらに、このばあいの剪断による曲率変化を考慮して、つぎの微分方程式を導いている

$$\frac{d^2 M}{dx^2} - \beta^2 M = -\beta^2 M_i \quad (10)$$

ここに

$$\beta^2 = \frac{GH}{kE \sum I_i} \quad (10.1)$$

さて、この理論を図-11のような、一樣釘着条件の2層釘着梁で、中央集中荷重条件のものに適用してみると、 t =個材の厚さ； A_0 =個材の断面積； m =半スパン当りの釘着配置数； r =一釘着部位での釘数； e_s =層間迂り； K_s =迂り係数； l =スパンとすれば、 $k=6/5$ ； $H=2t$ ； $\sum I_i=2I_0$ ； $I_0=A_0 t^2/12$ ； $G=q/\gamma$ ； $q=F/a$ ； $a=l/2m$ ； $\gamma=e_s/t$ ； $e_s=F/(rK_s)$ ；の関係がある。

ここで、 $u=\beta l/2$ とおけば、 $K_0=EA_0/l$ として $u=\sqrt{5mrK_s/K_0}$ が計算される。

したがって、このばあいの M のスパン内分布は、支点を原点にとって

$$M_x = \frac{Pl}{4} \left[2x_0 - \frac{\sinh 2ux_0}{u \cosh u} \right] ; \quad x = x_0 l \quad (11)$$

また、この釘着梁のスパン中央撓み δ_N をもとめると、

$$\delta_N = \frac{1}{4} \left[1 + 9 \frac{u - \tanh u}{u^3} \right] \delta_0 = \phi_N \delta_0 \quad \delta_0 = \frac{Pl^3}{48(2EI_0)} \quad (12)$$

(ii) 一様な釘着条件のもとで、図-3にしめすような釘拘束による断面内応力分布を仮定し、かつ、この拘束力が軸力として個材に作用し、この軸力のスパン内分布を連続的であるとして解く方式、これは、GOODMAN⁶⁾によって解が与えられているもので、いま、この軸力を F であらわせば、その微分方程式は (13)

$$\frac{d^2F}{dx^2} - c_1F = -c_2M_t \quad (13)$$

のように表わされる。これを上の例にあてはめると、 $c_1=16mrK_n/EA_0l$ ； $c_2=3c_1/4t$ となって、 $v=l\sqrt{c_1}/2=\sqrt{4mrK_n/K_0}$ とおけば、

$$F_x = \frac{3Pl}{16t} \left[x_0 - \frac{\sinh 2vx_0}{2v \cosh v} \right]; \quad x = x_0l \quad (14)$$

また、釘着梁のスパン中央撓み δ_N は、(15) 式で表わされる。

$$\delta_N = \phi_N \delta_0 = \frac{1}{4} \left[1 + 9 \frac{v - \tanh v}{v^3} \right] \delta_0 \quad (15)$$

ここで、上述の u と v を比較してみると、 $v=2u/\sqrt{5}$ となって、 $v < u$ である。このことは、等価一体梁条件での菱田らの M と、GOODMAN の $F \cdot t$ とが内容的に相異なるものであることをしめしている。しかし、そのいずれが理論的に妥当であるかについては、現在のところ明確な判断をくだしえない。それは、菱田らの M 誘導に関しておこなった剪断変形に対する仮定および GOODMAN の F 誘導に関して与えた断面内に一様に分布する応力仮定 (図-3) は、ともに実際の変形条件とは異なるものと考えられるからである。

1.2.2 釘着部の有効配置理論 (辻井理論)^{7,8,9)}

この理論は、主材間に「つなぎ」として腹材を配置する所謂「透かし梁理論」を主体としたものである。したがって、釘着梁は、その腹材をもたず、釘着配置だけを問題とすることになるわけである。

さて、釘着部の有効剛比を k_e とすると、

$$k_e = \frac{K_n}{K_0} \cdot r \quad (16)$$

の関係が与えられ、かつ、その半スパン当り m ケの釘着配置にあたっては、等間隔で、釘着部の釘拘束力にもとづく曲げモーメントがどの釘着部でも相等しくなるための条件をもとめたものといえる。これを辻井理論では「等応力配置」および「有効配置」と呼んでいる。その曲げ変形機構としては、層間迂りに対応する剪断撓みと、等価一体梁条件での曲げ撓

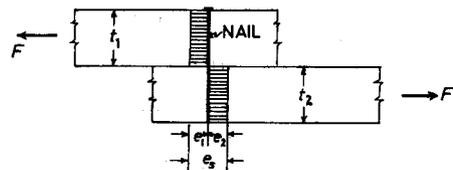


図-3 一面剪断における一様応力および歪分布の仮定

Fig. 3. Assumption of uniformly distributed stresses and strains on a nailed joint.

みの組合わせとして説明される。その意味では、前述した2つのばあいと本質的な差はないが、スパン全域にわたって等間隔に釘着配置するものと異なり、より有効な配置条件を見いだすことによって、配置数が同じであっても、その剛性効果が高いとする点に特徴があるといえよう。

つぎに、図-12を例にとり、その釘着配置のもとめ方をのべると、 x_0 =特性点として

$$x_0 = \frac{2+3k_e}{6(2m-1)k_e} \left[\sqrt{1 + \frac{12(2m-1)k_e}{(2+3k_e)^2}} - 1 \right] \quad (17)$$

スパン中央からの第1釘着点を x_1 で表わせれば

$$x_1 = x_0 + a_0 \quad (18)$$

$$a_0 = \frac{1-2x_0}{2m+1} = \text{釘着間隔} \quad (19)$$

これらにより、 m ケの釘着配置が定まるわけである。また、その中央集中荷重条件でのスパン中央撓み δ_N はつぎのように表わされる。

$$\delta_N = \phi_N \cdot \delta_0 = \left[1 - 9a_0 \sum_{j=1}^m x_j(1-x_j) \right] \delta_0 \quad (20)$$

ここに、

$$\delta_0 = Pl^3/48(2EI_0)$$

この理論は、つなぎの有効配置という点で他より優れていると考えられるが、そのさい、いかにして適確な k_e 値を定めるかが重要な鍵となる。したがって、このばあいも、迂り係数 K_e の評価が設計計算の基礎となることに注目すべきであろう。

1.2.3 スパンの対称区間に局部的に等間隔釘着したばあいの近似計算

一面剪断における層間迂り e_s は、これまでのべてきたように原田理論からもとめることができる。ただし、このばあい、釘の両端末を自由端条件としてとり扱っている。しかし、果して、材中に打込まれた釘に対して、つねにこの条件が成立するかどうかは必ずしも明らかではない。

このことは、さらに適確な実験によって確認すべき重要な課題といえよう。

さて、このばあい、面圧応力 σ の分布から局部的釘拘束モーメントをもとめなければならないが、その精確

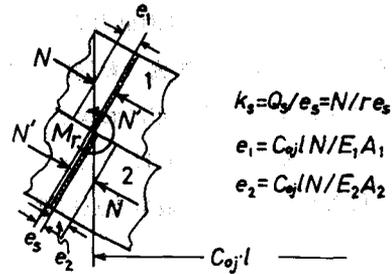


図-4 2層釘着梁の釘着部における変位

Fig. 4. Deformations at a nailed joint for a two-layered beam.

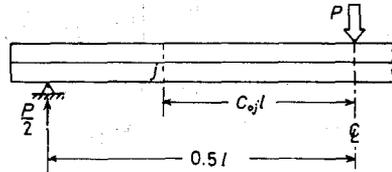


図-5 2層釘着梁の荷重条件と釘着部位 (j)

Fig. 5. Loading condition and nail location (j) of a two-layered beam.

計算は著しく複雑なものとなる。そこで、実際には図-3のような釘面圧応力の一様分布は存在しないのであるが、便宜上、 σ_m を一様面圧応力と見做して拘束モーメントを決めることとする。

すなわち、等材質、等厚2材貫通釘着梁を例にとれば、その層間変位 e_s は次式であらわ

$$e_s = \frac{F}{rK_s} \quad (21)$$

される。図-5にしめすような、中央集中荷重条件で考えると、ある釘着部位 j での全層間変位はつぎのようになる。図-4から

$$\begin{aligned} e_1 + e_2 + e_s &= \int_{(1-x_{0j})^{1/2}}^{t/2} \frac{M \cdot t}{2EI_0} dx \\ &= \frac{Pl^2 t}{8EI_0} C_{0j}(1-C_{0j}) \end{aligned} \quad (22)$$

$$\text{ここに、} \quad e_1 = e_2 = N_j C_{0j} / K_0; \quad N_j = F_j \quad (23)$$

したがって、

$$\frac{2}{K_0} \left[C_{0j} + \frac{K_0}{2rK_s} \right] N_j = \frac{3Pl}{2tK_0} C_{0j}(1-C_{0j}) \quad (24)$$

つぎに、この釘拘束力 N が、等間隔配置を含むいかなるばあいも均等分布すると仮定する。この仮定は、無論一般的にみて正しくはない。しかし、計算を単純化するために、実際の分布の平均値で均等分布におきかえて近似計算することとした。

したがって、図-11のように、釘着配置の位置番号を定め、そのうち、どの位置をえらんで釘着しても、その最も支点に近い部位番号を n であらわし、半スパン当りの配置数を m とすれば、

$$\sum_{j=1}^n 2e_j + e_s = \frac{3Pl}{2tK_0} \sum_{j=1}^n C_{0j}(1-C_{0j}) \quad (25)$$

いま、 $\varphi_s = K_0/2rK_s$ とおくと、

$$N = \frac{3Pl}{4t} \cdot \frac{C_{0n}(1-C_{0n})}{\left[\varphi_s + \sum_{j=1}^n C_{0j} \right]} \quad (26)$$

このばあい、いうまでもなく、 N による釘拘束モーメント $M_r = Nt$ であらわされる。

(26) 式を用いてこの釘着梁スパン中央撓み δ_N をもとめると (27) のようになる。

$$\delta_N = \phi_N \cdot \delta_0 = \left[1 - 18 \frac{Nt}{Pl} \sum_{j=1}^n C_{0j}(1-C_{0j}) \right] \delta_0 \quad (27)$$

この近似計算式の適用性については、実験的検討による以外道はないが、少なくとも、釘着梁のうち一様釘着条件 (図-11) の実験結果から逆算されるり係数 K_s を、菱田らの理論式ま

たは GOODMAN の理論式に代入して、その結果、これら両式からの δ_N の計算値が実測値に一致すれば、一応間接的証明となるものと判断した。

なお、以上にのべた4種の計算法を一括して表-1にかかげた。

表-1 2層釘着梁における中央撓み (δ_N) の理論計算式
Table 1. Theoretical center deflection (δ_N) of a two-layered beam

Mark	Basic constants	$\delta_0 = Pl^3/48(2E_0I_0)$	
		$\phi_N = \delta_N/\delta_0$	Remarks
H	$u = \sqrt{5mrK_s/K_0}$	$\frac{1}{4} \left[1 + 9 \frac{u - \tanh u}{u^3} \right]$	HISHIDA & MANO (1959)
G	$u = \sqrt{4mrK_s/K_0}$	$\frac{1}{4} \left[1 + 9 \frac{v - \tanh v}{v^3} \right]$	GOODMAN (1969)
*T	$k_e = rK_s/K_0$	$1 - 9a_0 \sum_{j=1}^m x_j(1-x_j)$	TSUJII (1957)
S	$\varphi_s = K_0/2rK_s$	$1 - 18t_0 \frac{N}{P} \sum_{j=1}^m C_{0j}(1-C_{0j})$	SAWADA (1974)

m =number of nailing joints; r =number of rows; $K_0=E_0A_0/l$; l =span; E_0A_0 =tensile stiffness of member; K_s =slip modulus= $E_sI_s\mu^3 \tanh \mu t$; E_sI_s =stiffness of nail; t =thickness of member; d =nail diameter; $t=t_0l$; $\mu=\sqrt[4]{E_0d/4E_sI_s\alpha}$; α =effective foundation depth (cm); * $x_0=\frac{2+3k_e}{6(2m-1)k_e} \left[\sqrt{1+\frac{12k_e(2m-1)}{(2+3k_e)^2}} - 1 \right]$; $x_1=x_0+a_0$; $a_0=\frac{1-2x_0}{2m+1}$ =spacing of nailing joints;

つぎに、これらの計算式が、どのように実験と対応するか、また、そのばあいの応力レベルの問題や、材質特性値とみられる釘面圧定数 (有効弾性床深さ=effective foundation depth) α のもつ意義とその数値的評価などについても検討を加えることにする。

2. 釘着梁試験

2.1 初期剛性試験

この試験は、低応力レベルでおこなったものであり、著者の近似計算式の適用性を検討することに重点がおかれた。

2.1.1 試験方法

使用した樹種は、エゾマツおよびトドマツであるが、MAXWELL の相反定理を実証するための参考試験では、他にミズナラおよびハルニレも用いた。

(i) 試料 2層釘着梁の初期剛性試験に供した試料の基礎材質は表-2に一括してしめした。表からも明らかなように、両樹種とも、かなり優良材質のものである。また、その断面寸法と材長は、エゾマツで、 $1.8 \times 5.0 \times 90 \text{ cm}^3$ 、トドマツで、 $2.0 \times 10 \times 90 \text{ cm}^3$ を標準寸法として製作した。

(ii) 撓み曲線の測定法 撓み測定点を図-8にしめした釘着予定位置1から8までのうち

表—2 試験梁材料の基礎材質

Table 2. Basic properties of test specimens

Species	Test beams	b (mm)	u (%)	r_u	E (t/cm ²)	G (t/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	σ_{bp} (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	$\frac{\sigma_{bp}}{\sigma_b}$
Yezo- matsu	A	1.1	9.0	0.48	144						
	B	1.2	9.5	0.42	107						
	C	1.6	10.0	0.43	111						
	D	2.2	10.4	0.43	110						
Todo- matsu	1	3.1	9.1	0.43	120	6.1	486	57	610	903	0.68
	2	3.0	9.6	0.41	96	6.2	433	71	470	806	0.58
	3	2.2	9.4	0.41	140	5.7	519	71	627	971	0.65
	4	2.6	9.0	0.40	120	5.6	442	58	524	846	0.62
	5	2.6	9.0	0.38	108	5.0	412	64	509	765	0.67
	6	2.6	9.1	0.39	114	5.8	451	61	577	838	0.69
	7	2.9	9.1	0.40	105	5.8	437	81	553	822	0.67
	8	3.0	9.6	0.43	128	5.9	490	63	609	954	0.63
	9	2.3	9.5	0.42	101	5.7	418	65	513	795	0.65
	10	2.2	9.5	0.42	123	6.2	457	65	617	895	0.69
	11	3.8	9.3	0.42	104	6.2	471	75	540	754	0.72
	12	2.1	9.3	0.42	133	5.6	485	59	593	866	0.68
	13	2.3	9.4	0.44	126	6.5	514	72	637	942	0.68

b =average width of annual rings; u =moisture content; r_u =specific gravity; E =Young's modulus; G =shear modulus; σ_c =compressive strength; τ =shear strength; σ_{bp} =bending stress at proportional limit; σ_b =bending strength.

8を除く8点についてもとめた。このばあい MAXWELL の相反定理により、設定したダイヤルゲージ (10⁻² mm 刻み, ストローク 30 mm) はスパン中央1ヶである (図-6 参照)。

(iii) 初期剛性試験の進め方: 釘着梁の初期剛性試験は、すべて死荷重方式 (重錘) によったが、スパン $l=80$ cm で中央集中荷重を用いた。このばあい、個材のみでは、その曲げ応力度は、80~100 kg/cm² までとした。したがって単純重ね梁 (無釘着) では 40~50 kg/cm² となるわけである。

また、試験は、個材→重ね材→釘着材→重ね材→個材の順序をとったもの3種 (表-3 参照) と、個材→重ね材→釘着材の順でおこなったもの5種である。

さらに、(27) 式からの撓み曲線の計算のために表-4を使用した。

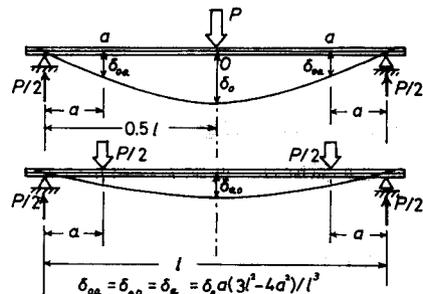


図-6 MAXWELL の相反定理による撓み曲線の測定法

Fig. 6. Measuring method of deflection curve using the MAXWELL's Reciprocal Theorem.

表-3 初期剛性試験方法

Table 3. Bending test method on a lower stress level

Test No.	<i>m</i>	Type of nail locations			Remarks
		I	II	III	
1	0	0	0	0	member 1
2	0	0	0	0	member 2
3	0	0	0	0	layered (no nails)
4	1	+8	+1	+4	nailed
5	2	+7	+2	+5	↑ increasing ↓ decreasing
6	3	+6	+3	+3	
7	4	+5	+4	+6	
8	5	+4	+5	+2	
9	6	+3	+6	+7	
10	7	+2	+7	+1	
11	8	+1	+8	+8	
12	7	-8	-1	-4	
13	6	-7	-2	-5	
14	5	-6	-3	-3	
15	4	-5	-4	-6	
16	3	-4	-5	-2	
17	2	-3	-6	-7	
18	1	-2	-7	-1	
19	0	-1	-8	-8	(layered no nails)
20	0	0	0	0	member 2
21	0	0	0	0	member 1

Test beams	Yezomatsu Todomatsu	A No. 1	B No. 2	C No. 3
------------	---------------------	---------	---------	---------

+ : additional nail
 - : draw nail

表-4 φ_{ij} の値
 Table 4. Values of φ_{ij}

(unit: 10^{-2})

<i>j</i> \ <i>i</i>	0	1	2	3	4	5	6	7
0	100	97.754	91.406	81.543	68.750	53.613	36.719	19.652
1	0.092	0.118	0.115	0.108	0.102	0.098	0.096	0.094
2	0.246	0.243	0.231	0.216	0.205	0.197	0.192	0.189
3	0.343	0.342	0.337	0.323	0.307	0.295	0.287	0.283
4	0.422	0.423	0.423	0.420	0.409	0.393	0.383	0.377
5	0.483	0.486	0.490	0.496	0.499	0.492	0.479	0.471
6	0.527	0.531	0.539	0.550	0.563	0.574	0.575	0.565
7	0.554	0.557	0.567	0.582	0.601	0.623	0.646	0.660
8	0.563	0.566	0.577	0.593	0.614	0.639	0.670	0.707

$\delta_{i0} = \varphi_{i0}\delta_0; \delta_{ij} (1 - \varphi_{ij}M_r)$

(iv) 釘着方法 この試験で使用した丸釘は、エゾマツ材では N 50 ($d=2.77$ mm), トドマツ材では N 65 ($d=3.05$ mm) である。その材幅方向の釘着位置は、エゾマツでは 図-7 のとおりであり、トドマツでは $r=4$ となるわけで、釘相互間の心々距離は同じく 2.5 cm である。先孔については、エゾマツで 2.5 mm, トドマツでも同様とした。釘の長さは、2材の厚さ合計にほぼ等しくなるよう予じめ切断したものをを用いた。

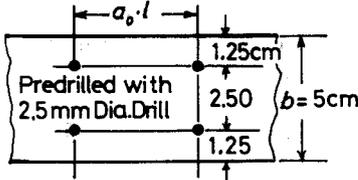


図-7 釘着方法 (エゾマツ)
Fig. 7. Nailing method (Yezo-matsu)

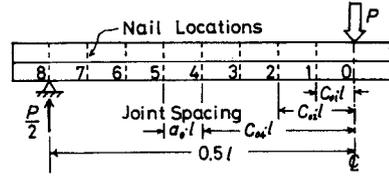


図-8 2層釘着梁の釘着配置
Fig. 8. Nail locations of a two-layered beam.

2.1.2 試験結果

(i) MAXWELL 相反定理の成立, 単材および重ね材での理論値と実測値の比較を表-5に, また, 釘着梁 (エゾマツ) の各種釘着条件での例については表-6に示した。これらによると, 支点に近づくにつれて若干適合度は低下するが, 全体としてきわめて良好な一致をしめたものと言えよう。このことから, 少なくとも, 初期剛性試験においては, MAXWELL の相反定理が成立することが明らかとなった。

表-5 単材および無釘着重ね梁の撓み曲線における理論値と実測値の比較

Table 5. Comparison of observed with theoretical deflection curves of solid or layered beams (no nails)

		— values of $\delta_{i0(ob)}/\delta_{i0(ea1)}$ —								
	i	0	1	2	3	4	5	6	7	Number of Specimens
Solid Beams	P		0.996	0.994	0.990	0.982	0.976	0.962	0.939	10
	Q		0.996	0.994	0.990	0.995	0.985	0.969	0.964	4
	U		0.995	0.995	0.992	0.989	0.986	0.978	0.923	8
Layered Beams (no nails)	P + P	0.989	1.001	1.002	1.003	1.004	0.989	1.006	0.968	6
	P + Q	0.985	0.991	0.983	0.969	0.956	0.922	0.913	0.918	4
	P + U	0.992	0.999	0.997	0.988	0.983	0.972	0.990	0.962	6
	Q + Q	0.998	1.002	0.989	0.976	0.962	1.007	0.942	0.794	3
	Q + U	1.018	1.002	1.006	1.003	1.014	1.035	1.056	1.085	3
	U + U	0.965	0.998	0.997	1.002	1.018	1.031	1.045	1.016	8
	P + Q + U	1.023	0.976	0.963	0.955	1.000	1.028	1.052	1.036	1
P + P + P	0.816	1.023	0.987	0.998	0.984	0.933	1.015	0.946	1	
Grand Av.		0.983	0.997	0.995	0.991	0.991	0.988	0.988	0.956	(54)

P=Yezo-matsu (*Picea jezoensis*); Q=Mizu-nara (*Quercus mongolica* var. *grosseserrata*); U=Haru-nire (*Ulmus davidiana* var. *japonica*), air dried.

表-6 釘着梁撓み曲線における計算値と実測値の比較 (エゾマツ)

Table 6. Comparison of observed with calculated deflection curves of nailed beams (Yezo-matsu)

Test beams	Nailing conditions	ϕ_{0j}		ϕ_{2j}		ϕ_{4j}		ϕ_{6j}	
		Av.	C.V.%	Av.	C.V.%	Av.	C.V.%	Av.	C.V.%
A	15	0.987	1.50	0.997	2.47	0.983	5.24	1.001	12.59
B	15	0.984	1.64	0.977	1.28	0.960	4.10	0.936	9.14
C	15	0.984	2.00	0.986	1.31	0.955	4.41	0.932	13.06

$$\phi_{ij} = \delta_{ij \text{ exp}} / \delta_{ij \text{ cal}}$$

(ii) 初期がり係数 (initial slip modulus) K_s 前述した各種の釘着条件についておこなった初期剛性試験でのスパン中央撓み δ_N の実測値から釘拘束力 N を一定と仮定した著者の近似計算式により初期がり係数 K_s を逆算した。そのうち、一様釘着の条件にあたるものについては、表-7のとおりである。これで見ると、その値は、3.3~7.4 (t/cm) の間に分散し、平均的には、約 5.0 をしめた。また、これらの値から α を換算してみると同表にみるように、0.6~1.7 (cm) となって、見かけ上かなり小さな値となることがわかる。

表-7 初期がり係数 (K_s) と換算釘面圧定数 (α)Table 7. Initial slip modulus (K_s) and computed effective foundation depth (α)

Test beams	d (mm)	r	m	E (t/cm ²)	N (kg)	K_s (t/cm)	α (cm)	Nail locations
A	2.77	2	8	144	12	7.43	0.582	①~⑧
B	2.77	2	8	107	12	5.09	0.717	"
C	2.77	2	8	111	12	5.79	0.626	"
D	2.77	2	4	110	21	4.27	0.931	②④⑥⑧
1	3.05	4	8	113	11	5.15	0.933	①~⑧
2	3.05	4	8	94	11	4.15	1.035	"
3	3.05	4	8	135	10	5.63	0.989	"
4	3.05	4	4	112	21	6.51	0.676	①②③④
5	3.05	4	4	110	20	5.26	0.883	"
6	3.05	4	4	115	15	3.30	1.718	⑤⑥⑦⑧
7	3.05	4	4	109	15	3.29	1.635	"
8	3.05	4	4	127	22	5.73	0.909	①③⑤⑦
9	3.05	4	4	96	20	3.84	1.172	"
10	3.05	4	4	129	19	4.38	1.321	②④⑥⑧
11	3.05	4	4	105	20	4.11	1.171	"
12	3.05	4	8	129	10	5.46	0.985	①~⑧
13	3.05	4	8	133	11	5.07	1.121	"

$$\alpha = \frac{E \cdot d}{4E_s I_s \mu^4}; \mu^3 = \frac{K_s}{E_s I_s}; \mu \geq 2.0$$

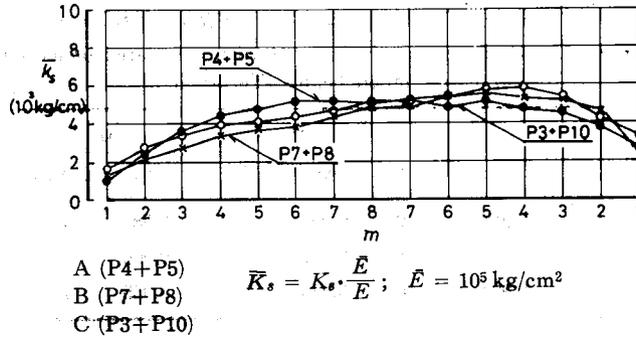


図-9 補正初期り係数 (\bar{K}_s) の釘着配置数 (m) による変動 (エゾマツ釘着梁; N50)

Fig. 9. Variations of adjusted initial slip modulus (\bar{K}_s) with number of nail locations (m) (Yezo-matsu nailed beams; N50)

つぎに、エゾマツ釘着梁を例にとって、ヤング係数 100 t/cm^2 のばあいには補正計算した初期り係数 \bar{K}_s が、その釘着配置数によって変動する状況をしめしたのが図-9である。これによると、 $m \geq 4$ では釘着の顔序にかかわらずほぼ同様の変動傾向をしめし、その分散域も $4 \sim 6 \text{ t/cm}$ となっている。なお、図の左端の1のところは釘着配置番号⑧で支点上の釘着をしめす。

(iii) 釘着条件による曲げ剛性の変動傾向 (接合効率の変動) エゾマツ釘着梁3体を例にとって、その単位配置数当りの剛性変動をみると図-10のようになる。これによって明らかなのは、その配置数 m の等しいばあい、釘着位置が支点に近いものほど効果のあることがわかる。

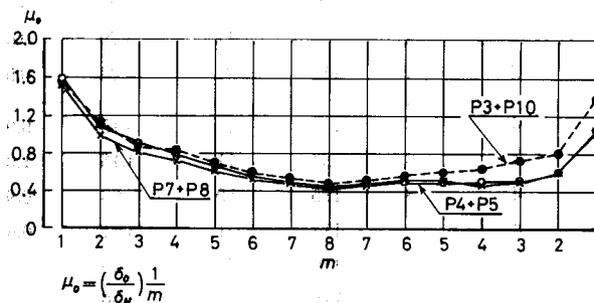


図-10 接合効率 (μ_0) の釘着配置数 (m) による変動 (エゾマツ釘着梁)

Fig. 10. Variations of the joint efficiency (μ_0) with number of nail locations (m) (Yezo-matsu nailed beams)

2.1.3 初期り係数の理論計算への適用性

著者の近似計算によって逆算した K_s を菱田らや GOODMAN などの理論計算式に適用できるかどうかについて検討した結果はつぎのとおりである。

(i) 菱田式および GOODMAN 式への適用性、これは、図-11にしめすような一様釘着条件

のものについて検討しなければならないわけであるが、そのために、表-7の K_s から上記両理論式の基礎係数 u および v をもとめ、これより、図-11でのスパン中央撓み δ_N の理論値をもとめ、これと実測値を比較したものが表-8である。これによると、両理論に対して充分適用性のあることが明らかである。

このことから、著者の近似計算法も、この種釘着梁の剛性計算の一方法として適用できるものであると思われる。

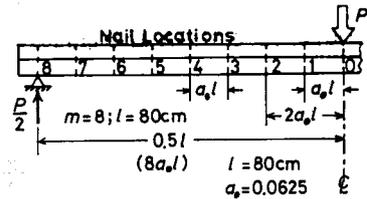


図-11 一様釘着条件の2層釘着梁
Fig. 11. Uniformly nailed two-layered beam.

表-8 釘着梁のスパン中央撓みにおける理論値と実測値の比較
(初期送り係数を用いたばあい)

Table 8. Comparisons of theoretical with observed center deflections of nailed beams (using initial slip modulus)

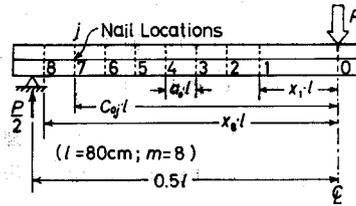
Test beams	Nail locations	m	r	u (HISHIDA)	v (GOODMAN)	δ_{NO} (cm)	$\frac{\delta_{NH}}{\delta_{NO}}$	$\frac{\delta_{NG}}{\delta_{NO}}$
A	①~⑧	8	2	5.93	5.30	0.097	1.144	0.976
B	"	8	2	5.85	5.22	0.065	1.128	0.950
C	"	8	2	6.01	5.38	0.059	1.056	0.899
D	②④⑥⑧	4	2	3.73	3.33	0.067	1.089	1.159
1	①~⑧	8	4	6.00	5.37	0.019	1.128	1.170
2	"	8	4	5.72	5.12	0.025	0.980	1.020
3	"	8	4	5.64	5.05	0.019	0.947	0.984
8	①③⑤⑦	4	4	4.18	3.74	0.020	1.085	1.144
9	"	4	4	3.76	3.36	0.033	0.879	0.934
10	②④⑥⑧	4	4	3.88	3.47	0.023	1.108	1.177
11	"	4	4	3.93	3.51	0.023	1.142	1.215
12	"	4	4	3.81	3.41	0.024	0.900	0.954
12	①~⑧	8	4	5.64	5.05	0.019	0.943	0.984
13	②④⑥⑧	4	4	3.71	3.32	0.024	1.013	1.075
13	①~⑧	8	4	5.74	5.14	0.020	0.990	1.030
Av.							1.035	1.045
C.V.							± 8.80	± 9.89%

δ_{NO} =observed center deflection per load 10 kg; δ_{NH} =theoretical deflection from HISHIDA's theory; δ_{NG} =theoretical deflection from GOODMAN's theory.

(ii) 辻井理論への適用性について、前述の初期送り係数 K_s から辻井理論における有効剛比 k_s をもとめ、これと釘着配置数 m から所定の計算をおこなったものが表-9である。

実際には、この手法による有効釘着配置をおこなってはいないので、その計算結果を、一様釘着条件での実測値と比較してみた。これを表-9でみると、かなりバラツキはあるが、計算撓みの方が実測撓みより約10%ていど大きくなっている。もし、有効配置ならばその傾向が

反対となるべきものと思われるが現在のところ、その理由を明らかにしえない。こんど、辻井理論による釘着配置の重ね梁について実験的検討を加えてから考えてみたいと思う(図-12)。



$$k_e = \frac{K_s}{K_0} \cdot r; \quad x_0 = \frac{2+3k_e}{6(2m-1)k_e} \left[\sqrt{1 + \frac{12(2m-1)k_e}{(2+3k_e)^2}} - 1 \right]; \quad a_0 = \frac{1-2x_0}{2m+1}$$

$$x_1 = x_0 + a_0; \quad K_0 = EA_0/l; \quad K_s = \text{slip modulus.}$$

図-12 辻井理論による有効釘着配置の2層釘着梁

Fig. 12. Effective nail locations for a two-layered beam by TSUJII's theory.

表-9 辻井理論による釘着配置と、中央撓みの計算値

Table 9. Nail locations computed by TSUJII's theory and the theoretical deflections

$\Delta P = 10 \text{ kg}$

Test beams	m	k_e	a (cm)	$x_1 \cdot l$ (cm)	ϕ_N	δ_0 (cm)	δ_{NT} (cm)	$\frac{\delta_{NT}}{\delta_{NO}}$
A	8	0.879	3.66	12.53	0.3227	0.144	0.0464	1.254
B	8	0.856	3.65	12.64	0.3243	0.206	0.0668	1.028
C	8	0.903	3.68	12.42	0.3207	0.190	0.0609	1.032
D	4	0.696	6.10	18.65	0.3971	0.199	0.0790	1.179
1	8	0.900	3.68	14.86	0.3204	0.0703	0.0225	1.184
2	8	0.818	3.62	12.83	0.3266	0.0800	0.0261	1.044
3	8	0.795	3.61	12.95	0.3284	0.0584	0.0192	1.011
8	4	0.874	6.42	17.56	0.3755	0.0626	0.0235	1.175
9	4	0.707	6.13	18.57	0.3954	0.0793	0.0314	0.952
10	4	0.753	6.21	18.26	0.3901	0.0713	0.0278	1.209
11	4	0.772	6.25	18.14	0.3870	0.0743	0.0288	1.252
12	4	0.726	6.16	18.43	0.3934	0.0592	0.0233	0.971
12	8	0.795	3.61	12.95	0.3284	0.0592	0.0194	1.021
13	4	0.688	6.09	18.70	0.3983	0.0657	0.0262	1.092
13	8	0.824	3.62	12.79	0.3272	0.0657	0.0215	1.075
Av.								1.099
C.V.								$\pm 9.2\%$

a = joint spacing $a_0 \cdot l$.

δ_{NT} = theoretical deflection from TSUJII's theory.

$x_1 l$ = the first nailing position (distance from midspan)

$\delta_0 = PL^3/48(2EI_0)$.

2.2 曲げ破壊試験

この試験は、比較的高応力レベルでの曲げ剛性について検討すること、および、釘着梁の曲げ破損の条件について考えるためにおこなったものである。

2.2.1 試験方法

(i) 試料： 前述の初期剛性試験に供した釘着梁試験体について

エゾマツ試験体： N 50 をすべて抜釘し、改めて N 65 を打ちつけ、前同様の初期剛性試験をおこなってから破壊試験に供した。

トドマツ試験体： No. 1~No. 3 の 3 本を除く他のものすべて破壊試験に供した。

(ii) 釘着条件： 各試験梁の釘着配置については表-10 にしめたとおりである。

表-10 釘着梁の曲げ破壊試験結果

Table 10. Bending test results of nailed beams

Nail = N 65 ($d = 0.305$ cm)

Test beams	Nail locations	P_p (kg)	P_m (kg)	$\frac{P_p}{P_m}$	M_m (tm)	$\frac{(EI)_N}{(EI)_0}$
A	①~⑧	80	340	0.24	0.068	2.05
B	"	70	240	0.29	0.048	2.11
C	"	60	205	0.29	0.041	2.32
D	②④⑥⑧	80	255	0.31	0.051	1.80
4	①②③④	400	563	0.71	0.113	1.14
5	"	400	514	0.78	0.103	1.13
6	⑤⑥⑦⑧	300	640	0.47	0.128	1.64
7	"	300	584	0.51	0.117	1.46
8	①③⑤⑦	350	700	0.50	0.140	1.37
9	"	300	540	0.56	0.108	1.31
10	②④⑥⑧	350	642	0.55	0.128	1.55
11	"	300	600	0.50	0.120	1.42
12	①~⑧	350	716	0.49	0.143	1.66
13	"	400	764	0.52	0.153	1.86

P_p =load at proportional limit; P_m =maximum load; $M_m = P_m l/4$; $(EI)_N$ =stiffness of nailed beam; $(EI)_0$ =stiffness of layered beam (no nails).

(iii) 曲げ試験方法、荷重はオルゼン型材料試験機(能力2 ton)によったが、スパン中央撓みはダイヤルゲージ(10⁻² mm; ストローク 30 mm)を用い、とくに破壊荷重付近では1 mm 読みの物さしを併用した。

2.2.2 試験結果

(i) 比例限荷重および破壊荷重： 表-10 に結果を一括してしめしたが、エゾマツ釘着梁では、その比例限荷重が破壊荷重の約 30% 前後となっているのに対し、トドマツ釘着梁では概ね 50% を超えている。このことの理由として考えられることは、エゾマツのばあい、N 50

の釘着でかなり多数回の初期剛性試験を繰り返しておこなったうえ、N 65の釘着へ進んだことであろう。しかし、破壊荷重そのものとしては、エゾマツの表中の値の2倍がトドマツのそれに対応するのであるから、それほどトドマツに比して低いわけではない。

また、これらの釘着梁について、その単純重ね梁（無釘着）条件での断面係数 $2Z_0$ をみると、エゾマツ釘着梁では、平均約 5.478 cm^3 、トドマツ釘着梁では、 13.277 となるから、その曲げ応力度はそれぞれ、平均約 950 kg/cm^2 および 943 kg/cm^2 となり、かなり大きいことがわかる。さらに、エゾマツ試験梁の低い比例限度でもおよそ 255 kg/cm^2 となっている。

(ii) 釘着梁の曲げ剛性効果 表-10に示したように、その比例限度での釘着効果では、エゾマツで単純重ね梁の約2倍となっているのに対し、トドマツでは、その釘着配置条件によって、10% から60% まで増加していることがわかる。 $m=4$ のばあいを例にとってみると、スパンの1/4区間で支点側に集中配置するのが最も効果のあることも明らかである。

(iii) 釘着梁の強度有効率 基礎材質試験として、その曲げ強さ σ_{b0} をもとめておいたのはトドマツのみであるため、トドマツ試験梁10本について、その効率をもとめてみた。

すなわち、単純重ね梁条件での推定最大曲げモーメント $M_0=2\sigma_{b0}Z_0$ に対する実測の釘着梁最大曲げモーメント M_N の比でこれを表わすと表-11のとおりとなる。

これでみると、 $m=8$ のばあいは約20% 増大しているが、スパンの1/4区間の中央部付近に集中釘着したものは全く効果を認めることができない。これと同じ配置数 $m=4$ で、スパンの1/4区間支点より集中釘着したものなどおよそ10% 程度の増加がみとめられる。

しかし、全体的にみて、かなり密な釘着配置をおこなわない限り、このような釘着梁で

表-11 釘着梁の強度有効率（トドマツ）

Table 11. Strength efficiency of nailed beams (Todo-matsu)

Nail = N 65 ($d = 0.305 \text{ cm}$)

Test beams	Nail locations	σ_{b0} (kg/cm^2)	Z_0 (cm^3)	M_0 (tm)	M_N (tm)	$\frac{M_N}{M_0}$
4	①②③④	846	6.659	0.113	0.113	1.00
5	"	765	6.673	0.102	0.103	1.01
6	⑤⑥⑦⑧	838	6.675	0.112	0.128	1.14
7	"	822	6.649	0.109	0.117	1.07
8	①③⑤⑦	954	6.667	0.127	0.140	1.10
9	"	795	6.483	0.103	0.108	1.05
10	②④⑥⑧	895	6.660	0.119	0.128	1.08
11	"	754	6.658	0.100	0.120	1.20
12	①~⑧	866	6.642	0.115	0.143	1.24
13	"	942	6.619	0.127	0.153	1.20

σ_{b0} =bending strength of each member; Z_0 =section modulus of each member; $M_0=2Z_0\sigma_{b0}$ =bending moment of two-layered beam (no nails)

N 65 ていどの釘では、ほとんど強度効率の増大を期待しえないものと考えられる。

(iv) 釘着梁の荷重一撓み曲線 この試験での応力レベルはかなり高くなっていることもあり、後述するように、釘面圧定数 α の値についても研究者によってその評価が異なっているので、ここでは、 $\alpha=3, 6, 9, 12$ および 15 cm のときの迂り係数 K_s をもとめて (表-12)、それらが、果して、どのように実測荷重一撓み曲線と対応するかをしらべてみた。その結果を一括して、図-13 にしめた。なお、図示した T 線は辻井理論による有効配置をとったばあいの計算値で他のばあいと比較のためのものである。

表-12 釘面圧定数 (α) による迂り係数 (K_s)

Table 12. Slip modulus (K_s) computed from the effective foundation depth (α)

Test beams	Nail locations	α (cm)					K_s (t/cm)
		3	6	9	12	15	
A	①~⑧	2.50	1.40	0.98	0.76	0.61	
B	〃	1.96	1.08	0.75	0.57	0.46	
C	〃	2.02	1.12	0.77	0.59	0.48	
D	②④⑥⑧	2.01	1.11	0.77	0.59	0.48	
4	①②③④	2.20	1.25	0.88	0.68	0.55	
5	〃	2.03	1.14	0.80	0.62	0.51	
6	⑤⑥⑦⑧	2.11	1.19	0.84	0.65	0.53	
7	〃	1.99	1.12	0.78	0.61	0.49	
8	①③⑤⑦	2.32	1.32	0.93	0.72	0.59	
9	〃	1.91	1.07	0.75	0.58	0.47	
10	②④⑥⑧	2.25	1.28	0.90	0.70	0.57	
11	〃	1.97	1.11	0.78	0.60	0.49	
12	①~⑧	2.38	1.36	0.96	0.74	0.61	
13	〃	2.28	1.30	0.92	0.71	0.58	

$$K_s = E_s I_s \mu^3 \cdot \tanh \mu t; \text{ Nail} = \text{N 65 } (d=0.305 \text{ cm}); E_s = 2100 \text{ t/cm}^2; I_s = \pi d^4 / 64; \mu = \sqrt[4]{Ed / 4E_s I_s} \cdot \alpha$$

これらの結果について、全体的に言えることは、とるべき α 値は 3 以下ではなく、むしろ 6~9 のところにあるようにみられることであろう。また、著者の近似計算によるものは、他とくらべてつねに低い剛性予測値をあたえていることも明らかである。これらの結果から即断はなしえないにしても、少なくとも WILKINSON のように、 $\alpha=3 \text{ cm}$ ていどをとることによっては、かなり過大な曲げ剛性予測となることは明らかなようである。しかし、現在のところ、 α の評価が充分でなく、この一連の実験結果を参考とするかぎり、単に、 $\alpha=6 \text{ cm}$ から 15 cm の間にあるらしということがわかったにすぎないようである。

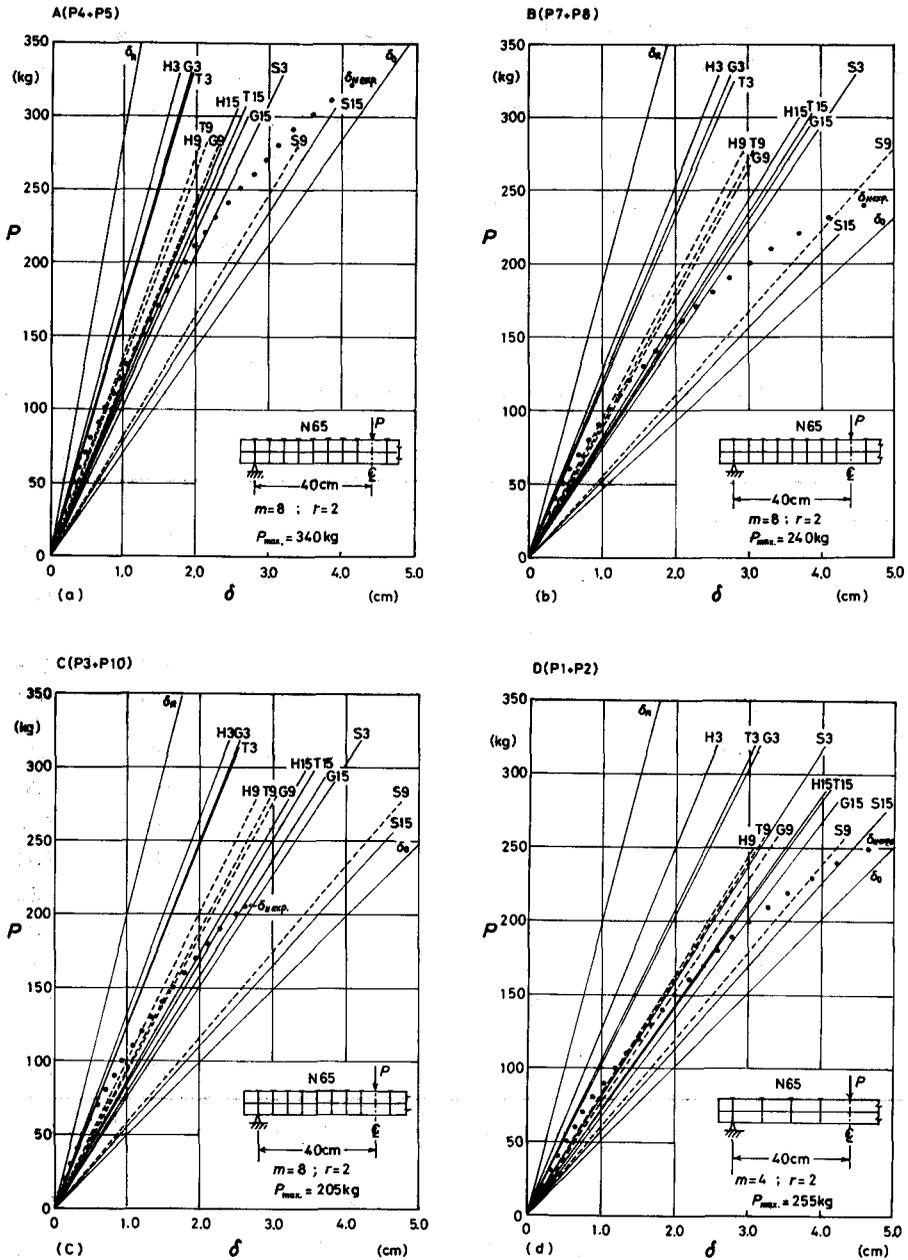


図-13 試験釘着梁の実測および理論荷重-撓み曲線 (a~n)

Fig. 13. Observed and theoretical load-deflection curves of nailed beams (a~n).

- δ_N = center deflection of glued-beam
- δ_0 = center deflection of layered beam (no nails)
- H3 = theoretical center deflection (HISHIDA, $\alpha=3$)
- G3 = GOODMAN, $\alpha=3$
- T3 = TSUJII, $\alpha=3$
- S3 = SAWADA, $\alpha=3$

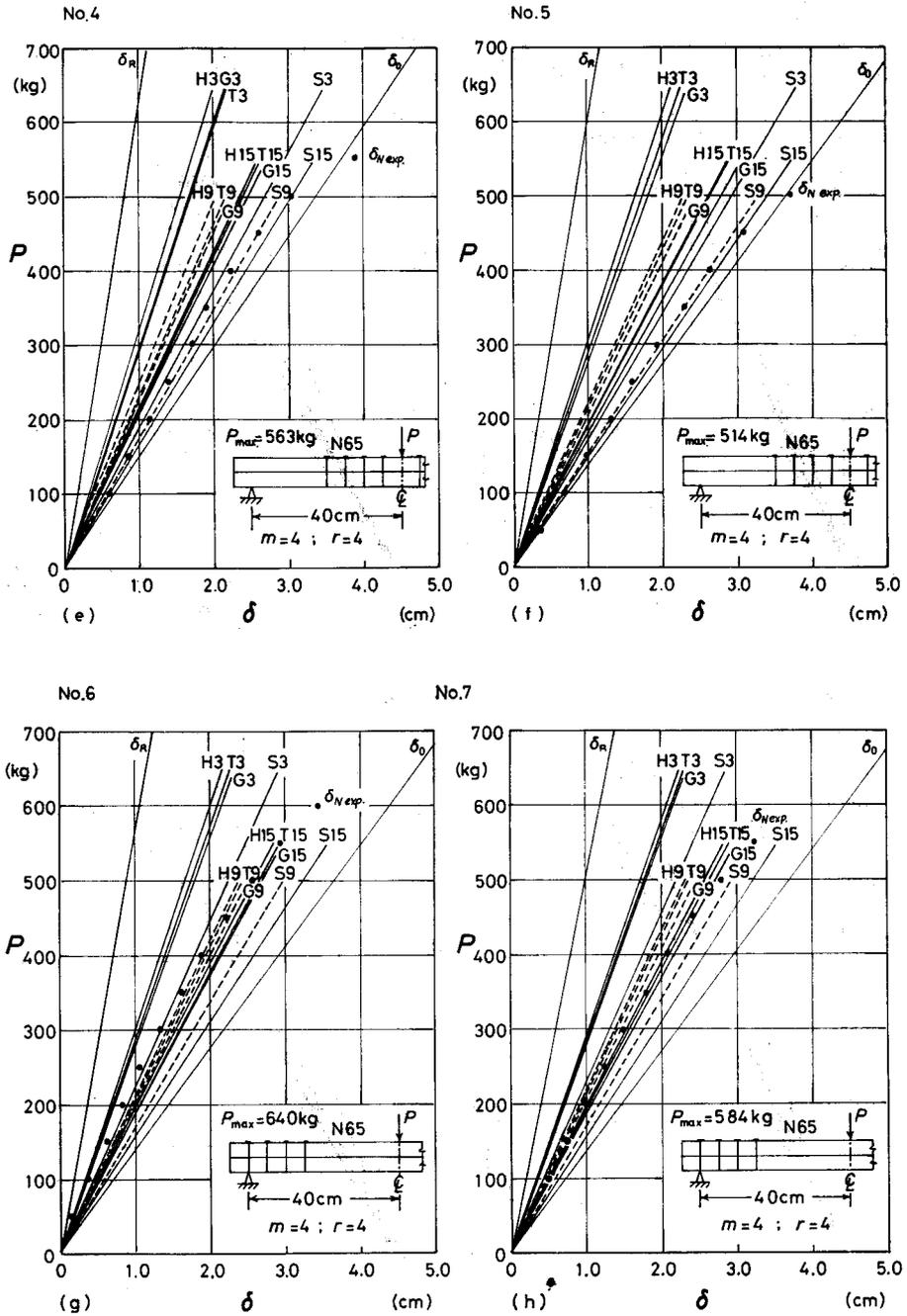


図-13 続 き
Fig. 13. Contidued.

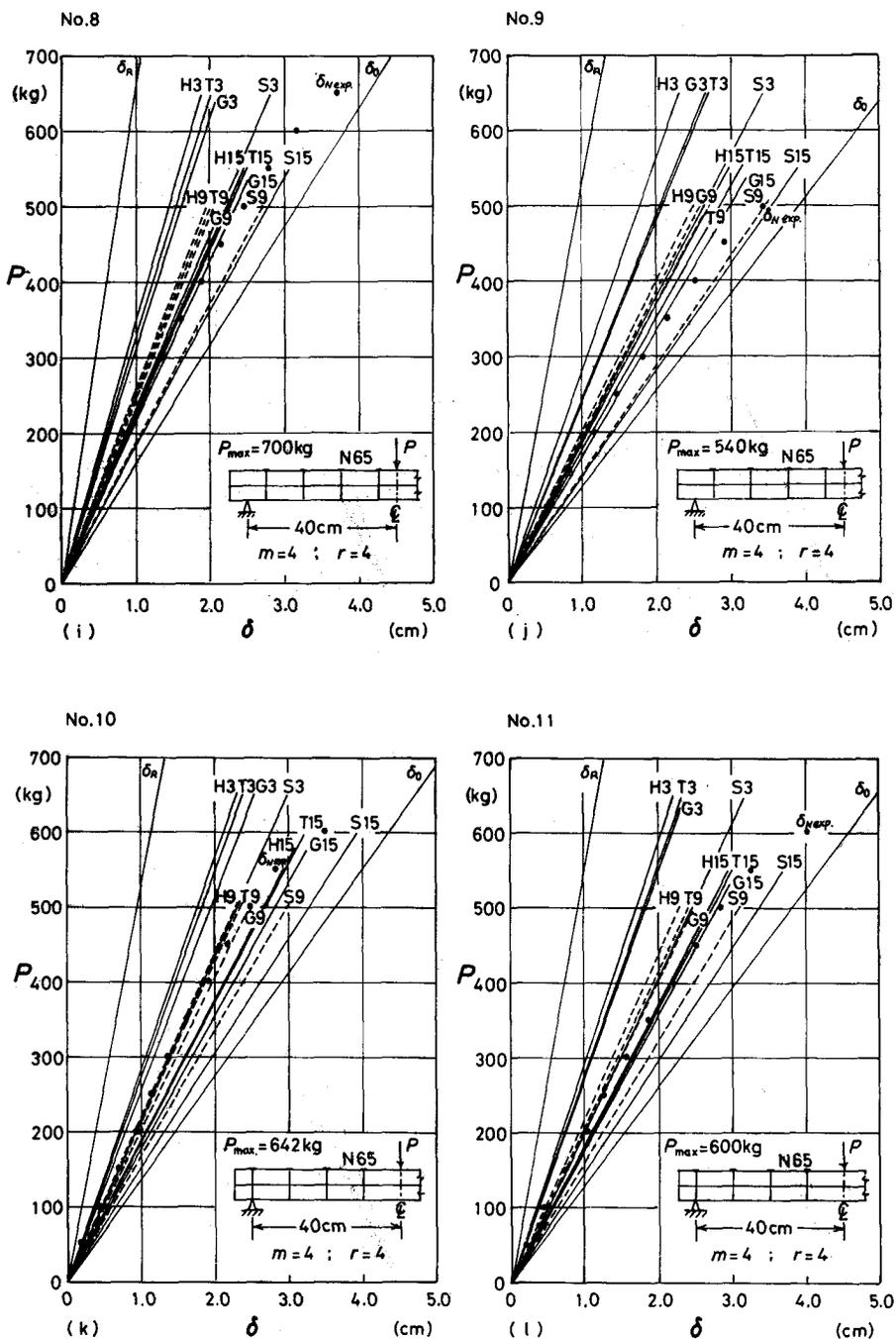
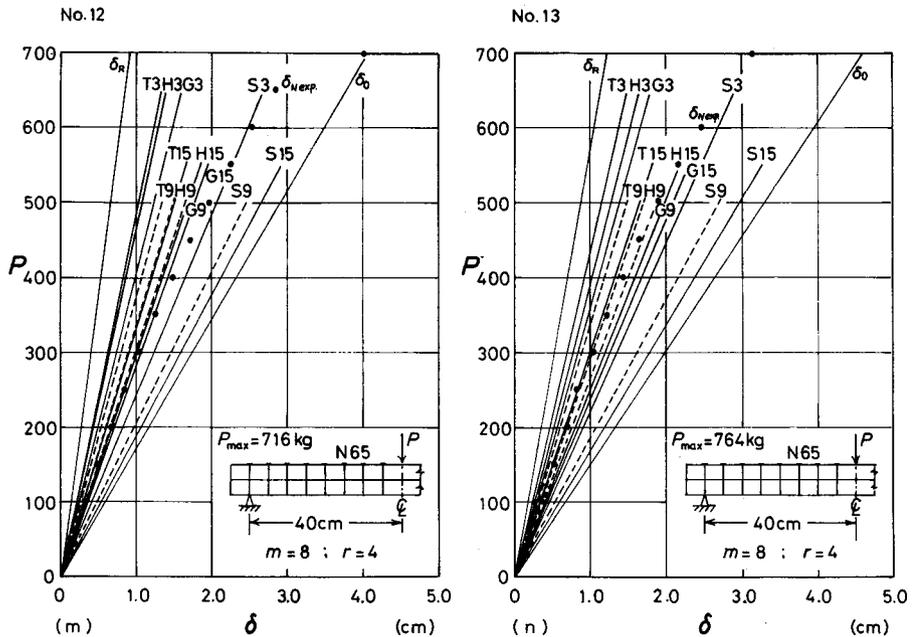


図-13 続 き
Fig. 13. Continued.



図—13 続 き
Fig. 13. Continued.

2.3 釘面圧試験

2.3.1 釘面圧試験方法

この試験から直接的に釘面圧定数 α をもとめようとした。方法は 図-14 にしめすように、2本の丸釘を試験体の木口面上に平行にならべ、鋼板を介して荷重を加えるものである。材の断面寸法が小さいばあいは、全面圧効果として材自体の縮みもでてくるので、この試験では、その補正をおこなっている。使用したダイヤルゲージは 10^{-3} mm, 5 mm ストロークのものである。試料はトドマツ、丸釘は N 50 と N 65 を用いた。

2.3.2 試験結果

この試験は、方法の検討に重点がおかれたので、いまのところ材質特性値とみられる α 値を確実に捉えたとは言えない。しかし、図-14 の例にみられるようにその荷重—めり込み曲線には、かなり明らかな直線域が認められ、この区間から近似的に α をもとめてみた。

本試験の結果と、原田の直接測定値、および WILKINSON の一面剪断試験からの逆算値を比較したものを表-13 にしめた。

これによると、 α の直接測定値と間接測定値の間に大きな差がみとめられる。このことが、釘着時の材めり込み機構とどのように対応しているのか判然としないが、初期剛性試験からの換算 α 値、高い応力レベルでの相当 α 値などを考えると、打込まれた釘の材中での変形挙動を拘束する条件が、応力レベルの上昇に伴って緩和されてゆく結果ではないかと考えている。無論、このことについて、今後とも繰り返し実験を重ねて、その機構解明につとめたいと思う。

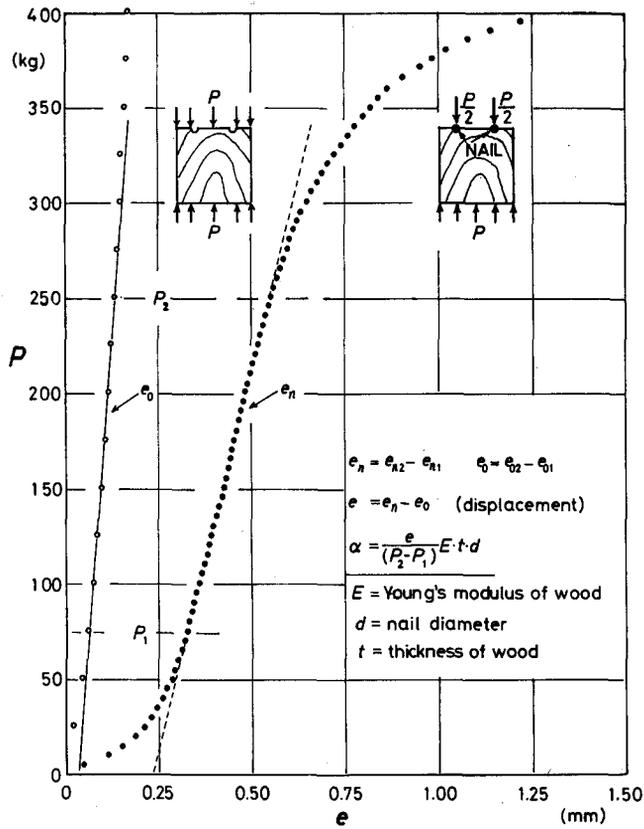


図-14 釘面圧定数 (α) の測定方法

Fig. 14. Method of determining of the effective foundation depth (α).

表-13 釘面圧定数 (α) 測定値

Table 13. Observed effective foundation depth (α)

Species	E (t/cm ²)	α (cm)	k_0 (t/cm ³)	Remarks
White pine	118.8	3.12	33.2	WILKINSON* (1971)
Douglas-fir	146.9	3.19	39.3	$d=2.87\sim 5.66$ mm
Southern pine	110.4	2.90	47.6	
Hinoki	91.6	13.02	7.04	HARADA (1951)
Sugi	90.7	13.17	6.89	$d=5\sim 23$ mm
Matsu	120.3	15.24	7.89	
Todo-matsu A	132.3	13.56	9.76	SAWADA & NAKATANI (1974)
B	106.8	12.74	8.38	$d=2.77; 3.05$ mm

* $\alpha = \frac{Ed}{4} \sqrt[3]{\frac{E_n I_n}{K_s^4}}$; $K_s = \text{slip modulus}$; $E_n I_n = \text{stiffness of nail}$; $k_0 = E/\alpha$; $d = \text{nail diameter}$
 $E = \text{Young's modulus of wood}$.

3. 考 察

釘着材の一面剪断における変形機構が、打込み釘の弾性床上の梁としての挙動によって説明できるならば、その計算理論もきわめて明快となる。すなわち、直接の釘面圧試験によって、その材質特性値とみられる「釘面圧定数 (effective foundation depth) α 」を実測し、これを用いて、使用釘の直径、曲げ剛性、主材の釘面圧方向のヤング係数および釘打込み深さを与えることにより、「滑り係数 (slip modulus) K_s 」をもとめ、釘着梁の釘着配置条件と荷重方式から、その曲げ剛性を予測できることとなる。

しかし、実際の釘変形挙動は、必ずしも弾性領域内で生じているわけではなく、弾性域と塑性域とを同時にともつものと考えざるをえない。したがって、たとえ、木材の釘面圧定数 α を基礎定数にとるとしても、それが、応力レベルの高低によって著しい影響を受けるであろうことは充分考えられる。本研究でおこなった初期剛性試験結果から逆算される α 値が直接測定 α 値と大きく異っていること、および高応力レベルでの曲げ試験結果では、推定値としての α は 3~9 cm の間にあることも、この間の事情をもの語っているように思われる。なお、初期剛性試験での釘着効果の中には、前述の一面剪断理論では無視した摩擦効果も入っているようである。

さらに、この α 値の評価について、これを直接釘面圧試験でとりあげたのは、前述の原田¹⁾の研究のほか、FOSCHI¹³⁾のものがある。FOSCHI は、釘の面圧時におけるめり込み曲線を連続曲線としてもとめており、その弾性床としてのめり込み限界を 0.01 in (0.254 mm) とし、供試材である Douglas-fir の床係数 (foundation modulus) $k=102893,16$ psi (7.233 t/cm²)、使用釘の面圧幅 $d=0.125$ in (0.3175 cm) としている。このばあい、材のヤング係数が与えられていないので推定値として、 $E=2000 \times 10^3$ psi (140 t/cm²) を用いて、 α を試算してみると ($\alpha = E \cdot d / k$)、約 6.15 cm となるようである。その他は、ほとんどが、一面剪断^{3,4,9,11)} または二面剪断⁶⁾ によって直接に K_s をもとめている。WILKINSON は $\alpha \doteq 3$ cm とし、とくに、 $k_0 = E / \alpha =$ bearing constant に重点をおき、この k_0 が比重の増大により直線的に大きくなることを実験的事実として指摘している。ただ、 E のかなり低いものでは相対的に α が大きくなることも考えられるので、果してその増大傾向が直線的とみてよいかどうかは今後の興味ある課題と言えよう。辻井⁹⁾の実験から K_s を換算すると、スギ材で N 90 のばあい、 $K_s = 4.16$ t/cm となり、 $E = 98$ t/cm² を用いて α を略算すると約 1.74 cm がえられる。また、AMANA¹¹⁾らの Douglas-fir stud に合板を釘着しておこなった一面剪断試験では、その K_s 値は、6.6~7.3 t/cm² といどとなっている。さらに、GOODMAN⁶⁾ は、二面剪断試験による K_s 値を 3層釘着梁に適用しているのであるが、各応力レベルによる K_s を用いて、釘着梁の荷重-撓み曲線を表わしうとしている。このばあい、その荷重区分数の多小が、曲線の予測精度を支配することは当然であるしかし、このような方法は現実的なものとは言えないのであって、それよりは、ある標準的な

応力レベルでの α 値を樹種と材質に応じて定める必要があるものと思われる。

つぎに、釘着梁の有効剛性についてどのように考えるかの問題がある。釘着梁である以上、無釘着の単純重ね梁での剛性と単一梁剛性との中間に位置するのは当然であるが、少くとも、単純重ね梁剛性の 50% 増が期待できないものは有効なものとはいいたいように思われる。しかも、そのときの応力レベルは、単純重ね梁での曲げ応力の 1.5 倍ていどを目安とすべきではないかと考える。

さらに、釘着梁の耐力評価が問題であるが、このことについては、その多くをこんごの研究にまたねばならない。ただ、現在のところ、その荷重—撓み曲線が、単純重ね梁の比例部分に平行となる増分に達したときが、一つの降伏点と考えてもよいと思う。

結 言

釘着構造の一つの重要な形式として、釘着重ね梁をとりあげ、その変形挙動を予測するための算定理論について考察した。その理論的背景は、原田の一面剪断理論であり、これより一般的な 2 材釘着時における「 τ 係数 (slip modulus) K_s 」の算出式を誘導した。本研究では、等材質・等厚 2 材貫通釘着梁を例にとり、その初期剛性ならびに曲げ破壊試験での荷重—撓み曲線について実験をおこない、つぎのような結果をえた。

(1) 単材、単純な重ね材および釘着材のいずれのばあいも、MAXWELL の相反定理が成立し、このことより、その撓み曲線をスパン中央に設置されたダイヤルゲージ 1 ケのみによって実測しうることを確認した。

(2) 応力レベルの低い初期剛性試験によって、一様釘着条件の釘着梁から K_s を逆算し、これを菱田らや GOODMAN の理論式に適用したばあい、理論撓みと実測撓みのきわめて良好な一致を認めた。このことから、著者の近似計算式における釘拘束力の均等分布仮定が、ほぼ妥当なものであるとの確信をえた。

(3) つぎに、高応力レベルでの曲げ試験で、材質特性値とみられる「釘面圧定数 (effective foundation depth) α 」を 3, 6, 9, 12 および 15 にとり、それに対応する K_s をもとめて、各種理論撓み (スパン中央撓み) を計算、これを実測曲線と比較した結果、その適合する α 値としては、3~9 のあいだのもの、とくに 6 cm 付近であることが知られた (図-13)。

(4) 予備的におこなった直接釘面圧試験の結果、 $\alpha=13$ cm ていどとなり、原田の結果とほぼ一致した。しかし、この方法による α 値が一面剪断試験結果えられる K_s から換算された α よりかなり大きい事実については、現在のところ明らかな理由を見出しえない。

(5) 釘着梁の曲げ剛性は、その釘着配置数が同一であれば、これを一様釘着とするか、または、スパンの支点よりに等間隔配置するのが効率を高めることになるのは明らかである。しかし、釘着梁剛性が、単純重ね梁 (無釘着) 剛性の 1.5 倍以上とならないような釘着条件は、有効だとは言えないものと思われる。

(6) 曲げ荷重—撓み曲線において、その撓み増分が単純重ね梁の比例域でのそれと等しくなるところがある。このような点を釘着梁の降伏点とみることもできよう。

文 献

- 1) 原田正道：木船の縦強度。東京大学生産技術研究所報告，2-3，1951。
- 2) KUENZI, E. W.: Theoretical design of a nailed or bolted joint under lateral load, Report D 1951, Forest Products Laboratory, Madison, Wis., 1955.
- 3) WILKINSON, T. L.: Theoretical lateral resistance of nailed joints. J. of the Structural Div., ASCE 97 (ST 5) proc. paper 8/21, 1381-1398, 1971.
- 4) WILKINSON, T. L.: Analysis of nailed joints with dissimilar members. J. of the structural Div., ASCE 98 (ST 9) proc. paper 9189, 2005-2013, 1972.
- 5) 菱田一郎，真能 創：木船縦強度の理論的研究 (第1報)。造船協会論文集第104号，1959。
- 6) GOODMAN, J. R.: Layered wood systems with interlayer slip. Wood Science 1-3, 148-158, 1969.
- 7) 辻井静二：木造複合材におけるつなぎの配置。千葉大学工学部研究報告，8-14，1957。
- 8) 辻井静二：木造複合材の曲げ剛性及び強度に対する計算式。日本建築学会論文報告集第53号，1956。
- 9) 辻井静二：木造銅木組立材の曲げ剛性。建築学会研究報告第20号，1952。
- 10) AMANA, E. J. and L. G. BOOTH: Theoretical and experimental studies on nailed and glued plywood stressed-skin components. Part 1. Theretical study. J. Inst. Wood Science, 4-1, 43-69, 1967.
- 11) AMANA, E. J. and L. G. BOOTH: ———. Part 2. Experimental study, J. Inst. Wood Science, 4-2, 19-34, 1968.
- 12) LANTOS, G: Load distribution in a row of fasteners subjected to lateral load, Wood Science, 1-3, 129-136, 1969.
- 13) FOSCHI, R. O: Load-slip characteristics of nails. Wood Science, 7-1, 69-81, 1974.
- 14) MAYER, A.: Die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen bei statischer Belastung. Holz als Roh-und Werkstoff, 15, 96-109, 1957.
- 15) NORÉN, B.: Nailed joints—A contribution to the theoretical analysis of yield and strength. Swedish forest products research Laboratory, Stockholm, Medd. 123 B, 1962.
- 16) 坪井善勝，田治見宏：木造重ね梁の理論的研究。建築学会論文集，1944。
- 17) 後藤一雄：木造重ね梁設計法。建築学会論文集，49号，1954。
- 18) 日本建築学会：木構造設計規準・同解説 1973。
- 19) 棚橋 諒，西原陽太郎：本邦材の釘打結合強度実験と DIN 1052 の検討。建築学会大会論文集，1942。
- 20) 棚橋 諒，塩原正典：本邦材に対する釘結合強度実験 (第2報)。建築学会論文集，27，1942。
- 21) 棚橋 諒，塩原正典：本邦材に対する釘結合強度実験 (第3報)。建築学会論文集，28，1943。
- 22) 長沼 重：釘接合に関する実験報告。建築学会論文集，18，1940。

Summary

The objective of this study was to find a theoretical expression for predicting the load-deflection behavior of two-layered wood beams connected with nails.

At first, the expression of 'slip modulus K_s ' was derived from a simple relation between the lateral load on a nailed joint and the interlayer slip, using the 'effective foundation depth α developed by HARADA¹⁾ (1951). This study was limited to two-member joints connected with round nails (N 50 and N 65) with load applied parallel to the grain.

The expressions of K_s are given by (5), (7), and (8).

In this study, an approximate expression (27) for the deflection of two-layered beams under center loading was derived.

The following conclusions are based on the experimental verification of this expression.

1. The experimental study shows that the deflection curves of solid beams, layered beams with no nails, or nailed beams can be determined with the dial gage set up at the midspan, by using the MAXWELL'S Reciprocal Theorem, as shown in Tables 5 and 6.

2. Using the expression (27), the slip modulus K_s was computed from the observed center deflections of the nailed beams with uniform joint spacings. Substituting the computed slip modulus into the theoretical expressions (12) and (15), the theoretical center deflections are given as shown in Table 8 and the excellent agreement with all experimental results was achieved with test beams.

3. The observed load-deflection curves of two-layered wood beams are as shown in Figures 13 (a) to (n). From the results, it appears that the value of 6 cm may be used as the effective foundation depth (α) of the test beams.