

## 鋼・集成材複合柱の座屈耐荷力

## LOAD-CARRYING CAPACITY OF STEEL-GLUED LAMINATED TIMBER COMPOSITE COLUMN

薄木征三\*, Mohan P. Sharma\*\*, 飯島泰男\*\*\*, 佐々木貴信\*\*\*\*, 長谷部薫\*\*\*\*\*

Seizou USUKI, Mohan P. Sharma, Yasuo IJIMA, Takanobu SASAKI and Kaoru HASEBE

\*工博 秋田大学教授 工学資源学部土木環境工学科(〒010 秋田市手形学園町 1-1)

\*\*博(工) GPO Box 1247, Katmandu, Nepal.

\*\*\*農博 秋田県立大学教授 木材高度加工研究所(〒016 能代市海詠坂 11-1)

\*\*\*\*工修 秋田県立大学助手 木材高度加工研究所(〒016 能代市海詠坂 11-1)

\*\*\*\*\*工博 秋田大学助教授 工学資源学部土木環境工学科(〒010 秋田市手形学園町 1-1)

Advanced methods of wood construction utilizing composite reinforcements may allow the use of timber in more efficient structural applications. Queen-post truss bridge is a classical type but it has advantages of reducing the bending moment of beam and of using upper chord members as compression members. If chord members are reinforced by high strength materials, the load carrying capacity for buckling could be improved. In addition, the cross sections of the members could be reduced and more larger length of span will be realized. Herein a new type of timber column having longitudinal four steel plates inserted vertically into the middle of four surfaces of square cross section and glued by epoxy resin is presented. Formula for estimating buckling stress in elasto plastic column are presented by using the tangent-modulus theory. The ratio of steel plate width to square section side as well as the ratio of cross sectional area are important factors. The predicted buckling load was compared with experimental one and the predicted one could almost estimate lower limit.

*Key Words: timber column, composite column, tangent modulus theory, buckling*

## 1. まえがき

木材の板(ラミナ)を接着剤で貼り合わせた集成材を主構造とするいわゆる近代木橋と称せられる木橋が架設されるようになって我が国ではほぼ 15 年になる。この間依然として木橋に関する近代規準は不備のまま試行的に設計・製作されてきた。本来運材を目的としている林道橋に関しても手引き書<sup>1)</sup>があるのみである。

しかしながらこの間、A 活荷重を対象とした本格的な林道橋も数橋<sup>2)</sup>架設されるに至っている。これらを構造形式別に見るとアーチ橋、ラーメン橋及びプレストレス木床版橋に分けられるがトラス橋はないようである。トラス橋はけた橋と共に、木橋において最も古くからある構造形式である。我国の国道級の道路橋として利用されている、カナダ国オンタリオ州のベラサノ・ナロウ橋<sup>3)</sup>は、現存する最も古い木ハウトラス道路橋の一つである。キングポスト形式のトラス構造も古典的構造の一つであるが、短支間の桁を補剛する優れた構造形式で

あることは今も変わりはない。

集成材の特徴の一つは、大断面で長大な部材を容易に製作できる点にある。したがって上記のハウトラスのように比較的短い部材を多数使用して格点部が多くなるのを防ぐことが可能である。トラス格点部は、材の割れ、ボルトのガタや腐巧の原因となるからである。この集成材の長所を生かしたキングポストトラス橋が最近フィンランドで実現した<sup>4)</sup>。構造上の大きな特徴は、集成材を上弦材、つまり圧縮材に、この上弦材とけた(集成材で支間 42m)をつなぐ吊材、つまり引張材に丸鋼を用いていることである。

このように長大な集成材が圧縮材として用いられる場合、横構の多少にも依るが、一般に非常に大きな断面となる。したがってけたとの接合部の構造も巨大となり、構造景観上も好ましくない。そこで集成材を鋼材等で補剛し、断面の巨大化を防ぐことが考えられる。この場合、構造景観上も耐荷力向上の点からも、四角形断面の集成材の四面に部材軸方向へ垂直にスリット(溝)加工し、このスリットに鋼板を挿入して接

着する構造が有利と考えられる。すなわちここでは鋼板を十字型に組み込んだ一種の複合柱を提案するものである。

このアイデアは、矩形断面集成材の上下面に垂直に鋼板を挿入することにより引張縁のぜい性破壊を鋼板の延性で緩和した、垂直型サンドウィッチ梁<sup>6)</sup>を柱に拡張したことで得られたものである。しかし、この種の柱は建築関係にも見当たらず、座屈耐荷力の算定法も不明である。一見鉄筋コンクリート柱と同質とも言えるが、コンクリートとは異って、木材は引張強度が圧縮強度と同程度であるから全断面有効(ひび割れなし)として扱える。

ヤング係数比や、弾塑性状態での応力-ひずみ関係も木とコンクリートでは異なる。また提案する複合柱では、鋼と木の断面積比のみならず、鋼板の幅が、座屈耐荷力の決定因子となることを示す。

ここでは、鋼・集成材ともに弾塑性状態では接線係数理論に従って挙動するものと見なし、座屈荷重の下限値を予想する。これを 28 本の異なった細長比を持つ複合柱に適用し、予想値と試験値の比較を行ってみた。

## 2. 弾塑性状態での柱内部の応力

### 2.1 弾性状態

一軸圧縮状態(作用荷重  $P$ )にある柱では、図-1 において、鋼(ヤング係数  $E_s$ )と、木(ヤング係数  $E_w$ )それぞれの応力とひずみ間にフックの法則が成立すると仮定し、双方のひずみを等しいとおくことにより応力度が求められ、周知の公式

$$F = \frac{P}{nA_s + A_w} \quad (1.a)$$

$$\sigma = \frac{nP}{nA_s + A_w} \quad (1.b)$$

$$\sigma = nF \quad (1.c)$$

となる。ここで  $F, \sigma$  は、それぞれ鋼、木の応力度、 $n, A_s$  および  $A_w$  は

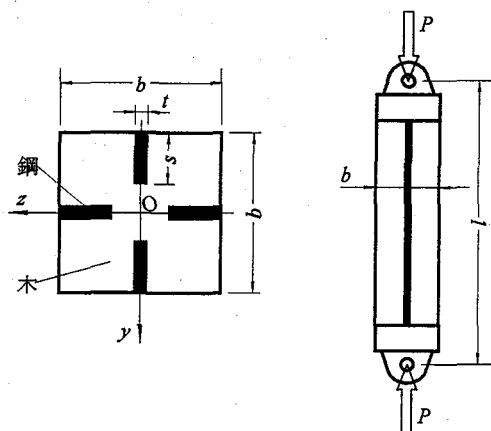


図-1 柱とその断面

$$n = \frac{E_s}{E_w} \quad (2.a)$$

$$A_s = 4st \quad (\text{鋼の断面積}) \quad (2.b)$$

$$A_w = b^2 - A_s \quad (\text{木の断面積}) \quad (2.c)$$

である。 $n$  はヤング係数比を表す。

式(1.a),(1.b)で軸荷重  $P$  を弾性座屈荷重とすれば、式(1.c)は、座屈時における応力度の関係を表す。鋼は鋼を、木は木材を想定しており、 $n$  は 1 より十分大きい値とする。

### 2.2 鋼が弾塑性、木が弾性

両材料の応力-ひずみ関係は、図-2 のように与えられるものとし、鋼に対して  $\sigma_p$  を弾性(≒比例)限度、 $\sigma_y$  を降伏応力度とする。すると、 $\sigma_p \leq \sigma \leq \sigma_y$  において、応力の増減に対して鋼は接線係数<sup>8)</sup>

$$E_{t,s} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_s \left\{ 1 - \left( \frac{\sigma - \sigma_p}{\sigma_y - \sigma_p} \right)^2 \right\} \quad (3)$$

を持って挙動する。

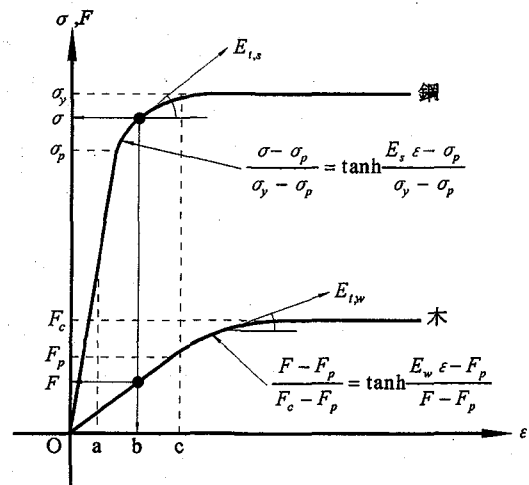


図-2 応力とひずみの関係

このとき、前述のように式(1.c)において、ヤング係数比は 1 より十分大きく、そのため木の応力レベルは低く、木は弾性限度( $F=F_p$ )以内にあるものとする(図-2 参照)。すると軸荷重のもとでの応力増分とひずみ増分の関係は、

$$\left. \begin{aligned} \Delta F &= E_w \cdot \Delta \varepsilon \\ \Delta \sigma &= E_{t,s} \cdot \Delta \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

軸荷重増分を  $\Delta P$  とすると

$$A_w \cdot \Delta F + A_s \cdot \Delta \sigma = \Delta P \quad (5)$$

式(4)を式(5)へ代入して、 $\Delta \varepsilon$  を求め、更にこれを式(4)へ代入すれば、

$$\left. \begin{aligned} \Delta F &= \frac{E_w}{E_{t,s}A_s + E_wA_w} \Delta P \\ \Delta \sigma &= \frac{E_{t,s}}{E_{t,s}A_s + E_wA_w} \Delta P \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

となる。接線係数に関する式(3)で鋼を軟鋼とし、

$$\sigma_p \doteq \frac{4}{5} \sigma_y \quad (7.a)$$

とおくと<sup>8)</sup>、

$$E_{t,s} = E_s \left\{ 1 - \left( \frac{5\sigma}{4} - 4 \right)^2 \right\} \quad (7.b)$$

よって式(6)は

$$\left. \begin{aligned} \Delta F &= \frac{1}{n'A_s + A_w} \Delta P \\ \Delta \sigma &= \frac{n'}{n'A_s + A_w} \Delta P \end{aligned} \right\} \quad (8.a-b)$$

ここで

$$n' = \frac{E_{t,s}}{E_w} = n \left\{ 1 - \left( \frac{5\sigma}{\sigma_y} - 4 \right)^2 \right\} \quad (9)$$

は、ヤング係数比である。上2式より、

$$\Delta F = \frac{\Delta \sigma}{n \{ 1 - (5\sigma/\sigma_y - 4)^2 \}} \quad (10)$$

となる。ここで応力の範囲は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p \leq \sigma < \sigma_f \\ F \leq F_p \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

である。 $F_p$  は木の弾性限度であり、 $\sigma = \sigma_f$  ( $\leq \sigma_y$ ) は、木が  $F = F_p$  に達したときの  $\sigma$  の値である。 $\sigma_f$  は後に与えられる(式(14))。

式(10)で増分記号  $\Delta$  を微分記号  $d$  に置き換えて両辺を積分すると次式を得る。

$$F = \frac{\sigma_y}{10n} \left( 8 + \log \frac{\sigma/\sigma_y - 3/5}{1 - \sigma/\sigma_y} \right) \quad (12)$$

ここで1個の積分定数は、 $\sigma = \sigma_p$  で木は弾性としているから、式(1.c)と式(7.a)より、

$$\sigma = \sigma_p \quad \text{で} \quad F = \frac{\sigma_p}{n} = \frac{4\sigma_y}{5n} \quad (13)$$

とおいて求められた。

前述のように式(12)は  $F \leq F_p$  まで成り立つが、 $F = F_p$  のときの  $\sigma$  の値  $\sigma_f$  は、式(12)を  $\sigma$  について解いて

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} \doteq \frac{\sigma_f}{\sigma_y} = \frac{3/5 + \exp(10nF_p/\sigma_y - 8)}{1 + \exp(10nF_p/\sigma_y - 8)} \quad (14)$$

を得る。これは右辺でヤング係数比  $n$ 、木の弾性限度  $F_p$ 、鋼の降伏応力度  $\sigma_y$  を与えると決定する値である。

### 2.3 木、鋼共に弾塑性

さらに軸力を増していくと、ついには両材料ともに弾塑性状態に至る。この状態での応力増分とひずみ増分関係は、前節の手法を拡張して、両材料に対する接線係数を用いれば、

$$\left. \begin{aligned} \Delta F &= E_{t,w} \cdot \Delta \varepsilon \\ \Delta \sigma &= E_{t,s} \cdot \Delta \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

となる。ここで  $E_{t,s}$  は前節と同一(式(3))だが木も、類似の関係を仮定すれば、

$$E_{t,w} = \frac{dF}{d\varepsilon} = E_w \left\{ 1 - \left( \frac{F - F_p}{F_c - F_p} \right)^2 \right\} \quad (16)$$

となる。ここで、 $F_c$ 、 $F_p$  はそれぞれ降伏応力度(圧縮強度)及び、弾性限度である。ただし、鋼と異なり木は、

$$F_p \doteq \frac{2}{3} F_c \quad (17)$$

の、関係があるものとする。すると接線係数は

$$E_{t,w} = E_w \left\{ 1 - \left( \frac{3F}{F_c} - 2 \right)^2 \right\} \quad (18)$$

となる。式(15)で  $\Delta \varepsilon$  を消去すれば、式(8)と類似の関係が得られる。ただし

$$n' = \frac{E_{t,s}}{E_{t,w}} = n \frac{1 - (5\sigma/\sigma_y - 4)^2}{1 - (3F/F_c - 2)^2} \quad (19)$$

と修正される。 $n'$  は接線係数比を表す。 $\Delta \sigma = n' \Delta F$  より、

$$\frac{\Delta \sigma}{1 - (5\sigma/\sigma_y - 4)^2} = \frac{n \Delta F}{1 - (3F/F_c - 2)^2} \quad (20)$$

$F = F_p$  のとき  $\sigma = \sigma_f$  であるから両辺を積分すれば、

$$\int_{\sigma_f}^{\sigma} \frac{d\sigma}{1 - (5\sigma/\sigma_y - 4)^2} = \int_{F_p}^F \frac{n dF}{1 - (3F/F_c - 2)^2} \quad (21)$$

これを解いて次式を得る。

$$\frac{\sigma_y}{10} \log \frac{(1 - \sigma_f/\sigma_y)(5\sigma/\sigma_y - 3)}{(1 - \sigma/\sigma_y)(5\sigma_f/\sigma_y - 3)} = \frac{nF_c}{6} \log \frac{F/F_c - 1/3}{1 - F/F_c} \quad (22)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_f \leq \sigma \leq \sigma_y \\ F_p \leq F \leq F_c \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

上式は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma \rightarrow \sigma_y \quad \text{のとき} \quad F \rightarrow F_c \\ \sigma = \sigma_f \quad \text{のとき} \quad F = F_p \end{aligned} \right\}$$

という性質を持っている。すなわち、図-2 で鋼と木が共に降伏点(または圧縮強度)に到達すると柱は耐力を失って圧縮変形が増大し続ける。

### 3. 柱の座屈耐荷力

### 3.1 弾性柱

柱の断面性能を木に換算した場合と鋼に換算した場合の座屈応力度をそれぞれ  $F_k$ ,  $\sigma_{cr}$  とおくと、これらは周知の関係

$$F_k = \frac{\pi^2 E_w}{\lambda^2}, \quad \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_s}{\lambda^2} \quad (24.a \sim b)$$

で与えられる。ここで  $\lambda$  は細長比であり、 $l$  を材長として(図-1 右参照)

$$\lambda = \frac{l}{r} \quad (25)$$

断面二次半径  $r$  は図-1 に対して

$$r = \sqrt{\frac{I_{vw}}{nA_s + A_w}} = \sqrt{\frac{I_{vs}}{A_s + A_w/n}} \quad (26)$$

である。ここで  $I_{vw}$ ,  $I_{vs}$  は木及び鋼換算断面二次モーメントで

$$\alpha = \frac{A_s}{A_g} = \frac{4st}{b^2} \quad (27.a)$$

$$\beta = \frac{s}{b} \quad (27.b)$$

とおくと

$$I_{vw} = \frac{b^4}{12} \left\{ 1 + \frac{1}{2}(n-1)\alpha(4\beta^2 - 6\beta + 3) \right\} \quad (28.a)$$

$$I_{vs} = \frac{I_{vw}}{n} \quad (28.b)$$

となる。即ち  $\alpha$  は、鋼の断面積 ( $4st$ ) の総断面積 ( $b^2$ ) に対する比、 $\beta$  は鋼の幅  $s$  と断面の一边  $b$  との比を表す。以下では  $\alpha$  を断面積比、 $\beta$  を幅比と称する。なお上式では  $t/b < 1/10$  と仮定して  $t^2$  以上の項を無視している。

断面二次半径  $r$  に式(28)の  $I_{vw}$ 、断面積  $A_s$ ,  $A_w$  に式(2.b~c)を代入すると

$$r = \frac{k \cdot b}{\sqrt{12}} \quad (29)$$

$$k = \sqrt{\frac{1 + (n-1)\alpha(4\beta^2 - 6\beta + 3)/2}{1 + (n-1)\alpha}} \quad (30)$$

を得る。 $b/\sqrt{12}$  は一边  $b$  の正方形断面の  $r$  であるから無次元量  $k$  はそれに対する補正係数を表す。弾性座屈であるから式(1.c)と同様の関係

$$\sigma_{cr} = n \cdot F_k \quad (31)$$

が成り立つ。また座屈荷重は、両材料へ換算したものをそれぞれ  $P_k$ (木),  $P_{cr}$ (鋼)とおくと

$$P_k = F_k(nA_s + A_w) \quad (32.a)$$

$$P_{cr} = \sigma_{cr}(A_s + A_w/n) \quad (32.b)$$

であり  $P_k = P_{cr}$  である。

式(24)より木が弾性限度( $F_k = F_p$ )に達するときの細長比  $\lambda_{ww}$  が得られ、また鋼に対しても( $\sigma_{cr} = \sigma_p$ )同様の細長比  $\lambda_{ss}$  が得られる。後者は周知の関係式であるがこれらをまとめて記すと

$$\lambda_{ww} = \pi \sqrt{\frac{3m}{2}} \quad (33.a)$$

$$\lambda_{ss} = \pi \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_p}} \quad (33.b)$$

ここで木に対して

$$E_w = m \cdot F_c \quad (34)$$

が、成立するものとしている。木では  $m=200 \sim 300$  程度である。よってそれぞれの材料に対する無次元座屈応力度は、

$$\frac{F_k}{F_c} = \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda_{ww}}{\lambda} \right)^2, \quad (\lambda \geq \lambda_{ww}) \quad (35.a)$$

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{4}{5} \left( \frac{\lambda_{ss}}{\lambda} \right)^2, \quad (\lambda \geq \lambda_{ss}) \quad (35.b)$$

式(33)で材料定数を

$$m = 200 \sim 300$$

$$\sigma_y = 2,400 \sim 4,600 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

かつ弾性限度は  $\sigma_p = 4 \sigma_y / 5$  (式(7.a))で与えられるとすると

$$\lambda_{ww} = 54 \sim 67$$

$$\lambda_{ss} = 107 \sim 75$$

の範囲にある。つまりこの二材料の組み合わせに対しては

$$\lambda_{ww} < \lambda_{ss} \quad (36)$$

の関係がある。

ところで式(24.a)で  $\lambda = \lambda_{ss}$  とおき、 $F_k = \sigma_p / n$  とおくと式(33.b)

と同一の  $\lambda_{ws} = \lambda_{ss} = \pi \sqrt{E_s / \sigma_p}$  を得る。このことは図-3 に示す

ように、木に換算したときの座屈式(式(24.a)または式(35.a))は  $\lambda \geq \lambda_{ww}$  で成り立つが、このときの鋼の応力度  $\sigma$  が、 $\sigma = nF_k$  (式(1.c))で評価できるのは  $\lambda \geq \lambda_{ss}$  の領域に限られることを意味している。

### 3.2 弾塑性座屈

#### (1) 木-弾性座屈, 鋼-弾塑性(W-el, S-pl 型)

前項で述べたように、 $\lambda_{ww} < \lambda_{ss}$  (式(36))であるから、柱の細長比  $\lambda$  が

$$\lambda_{ww} < \lambda < \lambda_{ss} \quad (37)$$

にあると、木は弾性座屈の領域にあっても、鋼の応力度  $\sigma$  は、弾塑性状態にあることになる(図-3 参照)。

この座屈タイプを図の表題に示すように W-弾性、S-弾塑性と表示することにする(略して W-el, S-pl 型)。この状態での柱内部の応力は、式(12)で与えられている。式(12)で  $F$  を座屈応力度  $F_k$  に置き換え  $\sigma / \sigma_y$  について解くと、式(14)と類似の関係

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{3/5 + \exp(10nF_k / \sigma_y - 8)}{1 + \exp(10nF_k / \sigma_y - 8)} \quad (38)$$

となる。つまり応力度  $F_k$  に、弾性座屈応力度(式(35.a))が与えられると、鋼の応力度は式(38)で定まるのである。式(12)は座屈に関係なく成り立つことを強調したい。なお、 $F_k = F_p$  のときの  $\sigma_y$  の値  $\sigma_p$  は、式(14)で与えられる。座屈荷重  $P_k$  はそれぞれ

れの材料の断面積と応力度の積の合計であるから

$$P_k = A_w F_k + A_s \sigma \quad (39)$$

で与えられる。これは式(8.a)の両辺を積分( $\Delta$ を $d$ に変えて)しても得られる。

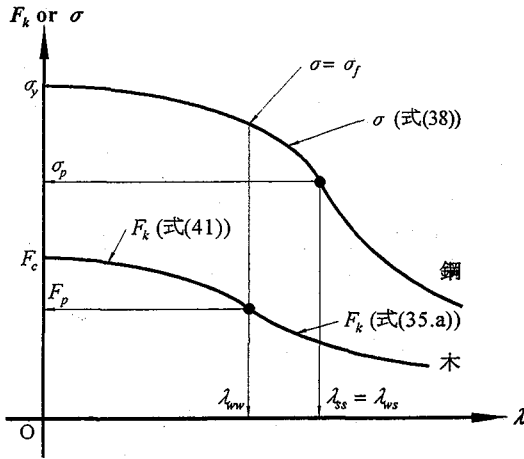


図-3  $F_k$ と $\sigma$ との関係

## (2) 木-弾塑性座屈、鋼-弾塑性(W-pl, S-pl 型)

接線係数理論に依ればヤング係数 $E_w$ を単に接線係数 $E_{t,w}$ に置き換えれば弾塑性状態の座屈を表せる。即ち式(24.a)より

$$F_k = \frac{\pi^2 E_{t,w}}{\lambda^2}, \quad (\lambda \leq \lambda_{ww}) \quad (40)$$

となる。 $E_{t,w}$ (式(18))の表式において応力 $F$ を座屈応力度 $F_k$ に置き換え $F_k/F_c$ について上式を解くと次式となる。

$$\frac{F_k}{F_c} = \frac{2}{3} - \frac{1}{12} \left( \frac{\lambda}{\lambda_{ww}} \right)^2 + \sqrt{\left\{ \frac{2}{3} - \frac{1}{12} \left( \frac{\lambda}{\lambda_{ww}} \right)^2 \right\}^2 - \frac{1}{3}} \quad (\lambda \leq \lambda_{ww}) \quad (41)$$

ここで、前項で述べたように、 $\lambda_{ww} < \lambda_{ss}$ であるから、 $\lambda = \lambda_{ww}$ では鋼は既に弾塑性状態にある( $\sigma = \sigma_f > \sigma_p$ )。従って $\lambda \leq \lambda_{ww}$ では両材料ともに弾塑性状態にあるので、座屈直前の柱の内部の応力関係は、式(22)で表される。式(22)で右辺の応力度 $F$ を座屈応力度 $F_k$ に置き換え $\sigma/\sigma_y$ について解くと次式を得る。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{3(1 - \sigma_f/\sigma_y) + (5\sigma_f/\sigma_y - 3)\exp(f)}{5(1 - \sigma_f/\sigma_y) + (5\sigma_f/\sigma_y - 3)\exp(f)} \quad (42.a)$$

ここに

$$f = \frac{5 n F_c}{3 \sigma_y} \log \frac{F_k/F_c - 1/3}{1 - F_k/F_c} \quad (42.b)$$

$$(F_p \leq F_k \leq F_c, \quad \sigma_f \leq \sigma \leq \sigma_y)$$

即ち、座屈応力度 $F_k$ (式(41))を与えれば鋼の応力度は上式から求まる。前項で述べたように座屈応力度 $F_k$ が圧縮強度 $F_c$ に近づくとも $\sigma$ も $\sigma_y$ に近づく。座屈荷重 $P_k$ は式(39)と同一である。本項の座屈形式を略号、W-pl, S-plをもって表す。

## (3) 鋼-弾塑性座屈、木-弾性(S-pl, W-el 型)

鋼に換算した弾性座屈式(24.b)を前項と同様に弾塑性座屈へ拡張してみる。ヤング係数 $E_s$ を接線係数 $E_{t,s}$ に置き換えれば、

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_{t,s}}{\lambda^2}, \quad (\lambda \leq \lambda_{ss}) \quad (43)$$

$E_{t,s}$ の表式(7.b)で応力度 $\sigma$ を座屈応力度 $\sigma_{cr}$ に置き換え、上式を $\sigma_{cr}/\sigma_y$ について解くと、

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{4}{5} - \frac{1}{40} \left( \frac{\lambda}{\lambda_{ss}} \right)^2 + \sqrt{\left\{ \frac{4}{5} - \frac{1}{40} \left( \frac{\lambda}{\lambda_{ss}} \right)^2 \right\}^2 - \frac{3}{5}} \quad (\lambda \leq \lambda_{ss}) \quad (44)$$

を得る。例えば、H形鋼のウェブやフランジに木材を化粧材として接着した柱では、鋼の座屈によって耐荷力が定まることは明らかである。この様な場合に上式は適用される。しかしこの場合でも木には応力が発生しているから、柱の耐荷力に与える木の効果を調べる必要がある。

鋼が弾塑性、木が弾性の状態で、座屈に関係なく成り立つ応力度 $\sigma$ と $F$ との関係式(式(12))から、 $F = F_p$ (弾性限度)の時の $\sigma = \sigma_f$ は式(14)で既に与えられている。 $\sigma = \sigma_f$ が座屈応力度とすると、式(44)において $\sigma_{cr} = \sigma_f$ において、このときの細長比 $\lambda$ が逆算できる(図-4 参照)。この $\lambda$ を $\lambda_{sw}$ とおくと

$$\frac{\lambda}{\lambda_{ss}} = \frac{\lambda_{sw}}{\lambda_{ss}} = \sqrt{\frac{4\{1 - (5\sigma_f/\sigma_y - 4)^2\}/5}{\sigma_f/\sigma_y}} \quad (45)$$

即ち、図-4 に示したように

$$\lambda_{sw} \leq \lambda \leq \lambda_{ss} \quad (46)$$

において、鋼は弾塑性、木は弾性となり、この領域で式(12)が成り立つことになる。

座屈荷重 $P_{cr}$ は、それぞれの材料の断面積と応力度の積の合計より

$$P_{cr} = A_w \cdot F + A_s \cdot \sigma_{cr} \quad (47)$$

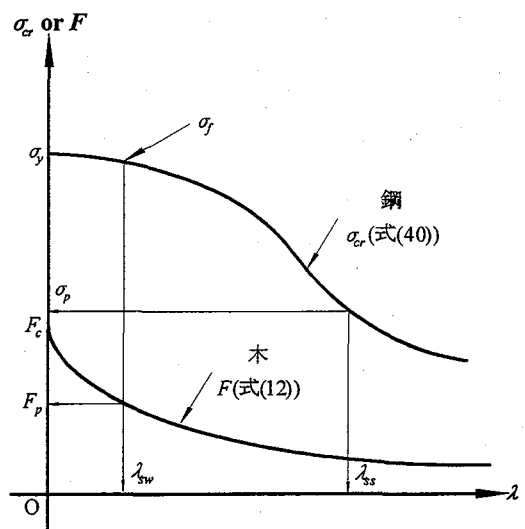


図-4  $\sigma_{cr}$ と $F$ との関係

となる。この関係はまた、式(8.b)を積分しても( $\Delta$ を $d$ と変えて)得られる。

#### (4) 鋼-弾塑性座屈、木-弾塑性(S-pl, W-pl 型)

細長比  $\lambda$  が前項以下、つまり

$$0 \leq \lambda \leq \lambda_{sw} \quad (48)$$

では、木も弾塑性状態となる。しかし座屈応力度は式(44)で与えられることに代わりはない。この状態での両材料の応力度の関係は、式(22)であるから、左辺において、 $\sigma = \sigma_{cr}$  において式(23)を  $F/F_c$  について解くと

$$\frac{F}{F_c} = \frac{1/3 + \exp(g)}{1 + \exp(g)}, \quad (F_p \leq F \leq F_o) \quad (49.a)$$

ここに

$$g = \frac{3}{5} \frac{\sigma_y}{n F_c} \log \frac{(1 - \sigma_f / \sigma_y)(5 \sigma_{cr} / \sigma_y - 3)}{(1 - \sigma_{cr} / \sigma_y)(5 \sigma_f / \sigma_y - 3)} \quad (49.b)$$

これらは、鋼が弾塑性座屈するときの木の座屈直前での弾塑性応力度を与える。座屈荷重は式(47)と同一の表式である。

#### 4. W 型か S 型か

前節では木が主として曲げに抵抗する座屈型式を W 型、その反対の場合を S 型としてこれらに対する弾塑性座屈応力度および座屈荷重を提示した。前節で述べたように、H 型鋼に化粧材として木材を接着した柱では、鋼が主として曲げに抵抗する(S 型)座屈と考えられる。しかし短柱を考えると鋼が木材より先に弾塑性状態になり、木-弾性座屈、鋼-弾塑性へ移行することが予想される。これは、鋼の接線係数( $E_{t,s}$ )が小さくなること、すなわち材料が軟化するためである。これらを定量的に判断することは現象の解明に役立つと考えられる。

##### 4.1 曲げによるひずみエネルギー

図-1において、図心を通る  $y$  又は  $z$  軸まわりの曲げ座屈によって断面に生じる曲げモーメントを  $M$ 、木及び鋼それぞれの分担する曲げモーメントを  $M_w$ 、 $M_s$  とする。弾性座屈の場合は、これらの間に合成桁<sup>8)</sup>と類似の関係が成り立つ。すなわち

$$I_w = \int_{A_w} y^2 dA, \quad I_s = \int_{A_s} y^2 dA \quad \cdots (50.a \sim b)$$

$$M_w = \int_{A_w} F y dA, \quad M_s = \int_{A_s} \sigma y dA \quad \cdots (51.a \sim b)$$

と定義すると、合成桁と類似の関係

$$M_w = \frac{E_w I_w}{E_w I_w} M, \quad M_s = \frac{E_s I_s}{E_w I_w} M \quad (52.a \sim b)$$

となる。ここで  $I_w$  は式(28.a)で定義された木換算断面二次モーメントである。部材軸方向単位長さ当たりの曲げによるひずみエネルギーは、 $M_w^2/2E_w I_w$  および  $M_s^2/2E_s I_s$  の和である。し

たがって後者に対する前者の比は  $E_w I_w / E_s I_s$  となる。すなわち

$$E_w I_w > E_s I_s \quad (53)$$

なら木型の座屈、逆の場合は鋼型の座屈と解釈できる。式(50)より図-1の断面に対して

$$I_s = \frac{st}{6} \{s^2 + 3(b-s)^2\} \quad (54.a)$$

$$I_w = \frac{b^4}{12} - I_s \quad (54.b)$$

よって式(53)は、若干変形した結果

$$\frac{2}{(n+1)(4\beta^2 - 6\beta + 3)} > \alpha \quad (55)$$

ならば木型座屈と解釈できよう。ここで  $\alpha$ 、 $\beta$  は式(27)で定義された無次元量であり、 $\alpha$  は断面積比、 $\beta$  は幅比を表す。図-1で  $s < b/2$  であり、これと式(27.a)より、鋼の最大面積は、 $A_s = 4 \times b/2 \times b/10 = b^2/5$  であるから、断面積比は

$$0 \leq \alpha < 0.2 \quad (56)$$

の範囲にある。また、幅比  $\beta = s/b$  は  $s < b/2$  より

$$0 \leq \beta < 0.5 \quad (57)$$

となる。

##### 4.2 弾塑性座屈の場合

弾塑性曲げ座屈の場合も同様であり、ヤング係数  $E_w$  を  $E_{t,w}$  に、 $E_s$  を  $E_{t,s}$  に置き換えればよいことは、増分関係、 $dF = E_{t,w} d\varepsilon$  および  $d\sigma = E_{t,s} d\varepsilon$  を用いると容易に証明される。つまり鋼が弾塑性、木が弾性で座屈する場合は、

$$E_w I_w > E_{t,s} I_s \quad (58)$$

なら木型座屈といえよう。ところが接線係数  $E_{t,s}$  の性質から

$$0 < E_{t,s} \leq E_s \quad (59)$$

である。従って、弾性時に条件式(53)または式(55)を満たす断面では、弾塑性座屈においても、式(58)が満たされる。すなわち、木-弾性座屈であった断面は、細長比が変化して弾塑性座屈へ移行した場合でも木-弾塑性座屈モードとなる。問題は弾性時に式(53)と逆、つまり

$$E_w I_w < E_{t,s} I_s \quad (60)$$

であったものが、細長比が変化(小さくなる)して不等号の向きが逆の、式(58)へ移行する可能性の有無である。式(58)の  $E_{t,s}$  に式(7.b)を代入して、若干変形すれば、式(55)と類似の関係

$$\frac{2}{(n'+1)(4\beta^2 - 6\beta + 3)} < \alpha \quad (61)$$

となる。ここで  $n'$  は接線係数比で式(9)で( $n' = E_{t,s}/E_w$ )を与えられている。この値は

$$0 < n' \leq n \quad (62)$$

の範囲にある。 $n=28$  において  $n'$  を変化させると式(61)は図-5のようになる。図-5で斜線部以下が木型座屈領域を表す。例えば、図-1の断面で、面積比  $\alpha$ 、幅比  $\beta$  が点  $Q(\alpha, \beta)$  にある断面は、弾性座屈( $n=28$ )では鋼型であるが、細長比  $\lambda$  が小さくなって鋼-弾塑性座屈、木-弾性へ移行して、 $n'=5$  となったとすると点  $Q$  は  $n'=5$  の境界線より下になるので木-弾(塑)性座屈、鋼-弾塑性へと変化することを意味している。

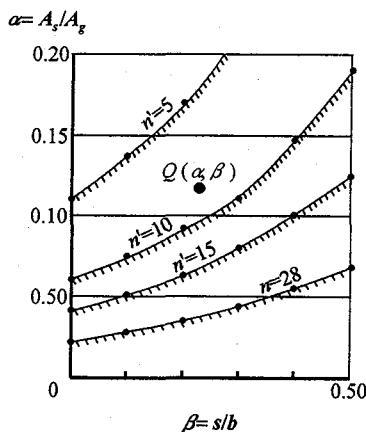


図-5  $\alpha$ ,  $\beta$  と  $n$  又は  $n'$  との関係

両材料ともに弾塑性状態で座屈するときも、木型座屈となる条件は、

$$E_{t,w}I_w > E_{t,s}I_s \quad (63)$$

に置き換わるだけである。接線係数  $E_{t,w}$ ,  $E_{t,s}$  にそれぞれ式(18)、式(7.b)を代入して変形すれば式(61)と同一の関係式を得る。ただし接線係数比  $n'$  は式(19)である。

図-5 から分かるように W 型と S 型を区分する曲線(式(61))は、単調増加関数である。したがって  $\beta=0$  で  $\alpha=0.2$  となる  $n'$  を求めると、式(61)より

$$n' < \frac{3}{7} \quad (64)$$

つまり接線係数比が  $3/7$  より小さい場合、 $0 \leq \beta < 0.5$ 、 $0 \leq \alpha < 0.2$  の全ての領域は木型座屈に属することになる。

なお、曲げによるひずみエネルギー増分を外力の仕事増分に等しいとおけば 3. 節と異なった座屈応力の表式が得られる。例えば両端単純支持柱で、一端の微小軸方向変位を  $du$  とすると仕事増分は、 $du \times P$  であるから、座屈たわみ曲線を正弦波で近似すると、荷重  $P$  を求めることができよう。ただ、この場合は、3.2 項で与えたような陽な形での座屈応力度式は求まらず、数値計算に依ることとなる。結局 W 型とか S 型とかは一方の材料のひずみエネルギーを無視したことになり、3. 節での結果は、この意味でも座屈荷重の下限を与えるものである。

## 5. 実験による検証

### 5.1 柱の断面寸法

実験対象とした柱の 4 種の断面形 A~D を図-6 に示す。黒く塗りつぶした部分は、鋼(SS400)を表す。断面 A は集成材のみから成っており、ラミナの一層の厚さは 30mm である。鋼板の寸法(幅  $s$  と厚さ  $t$ )は図中に示したとおりで、厚さは  $t=9\text{mm}$  で共通である。断面積比  $\alpha$  と幅比  $\beta$  (式(27.a~b))の値及び断面二次半径に対する補正係数  $\kappa$  (式(30))も合わせて図中に示す。いずれも  $\alpha < 0.2$  を満たしている。

表-1 に柱の長さ  $l$ (cm)と細長比  $\lambda$ を示す。表-1 で、例えば 7-A とは、 $l=542\text{cm}$  の長さで、断面形が A であることを表す。細長比  $\lambda$  は、最大 171(7-D)から、最小 4.71(1-B)までバラつかせている。なお 1-A~D のグループは、万能圧縮試験機を使用し、試験柱( $l=34\text{cm}$ )の上下面は固定に近い拘束状態としたため、有効座屈長を  $l=34 \times 0.5=17\text{cm}$  としたものである。その他は、両端ヒンジであり、表の長さ  $l$  は治具の寸法を加えたピン間距離となっている(図-1 の右参照)。

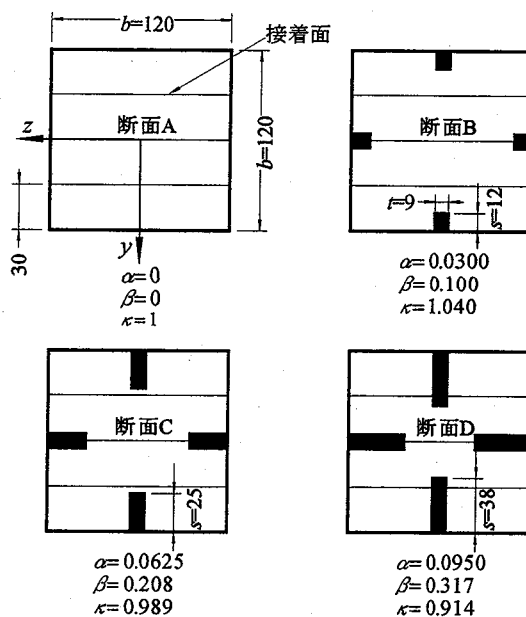


図-6 4 種の断面形 (寸法 mm)

### 5.2 集成材のヤング係数と圧縮強度

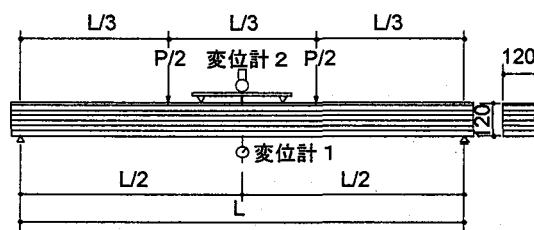


図-7 ヤング係数  $E_{xx}$ ,  $E_{yy}$  の測定

試験体のうち、比較的細長い寸法を持つ 4-D 以上 7-A までの試験体について図-7 に示す曲げ試験を行ってヤング係数  $E_w$  を測定した。すなわち図-6 に示した断面で、鋼板を押し・接着する以前の断面を用い、 $y$  軸及び  $z$  軸回りの 2 点載荷曲げ試験からヤング係数を求めた。図-7 で変位計 2 により相対変位を測定することにより、せん断変形の影響を排除し

表-1 試験体の性能

|     | $l$ [cm] | $\lambda$ | $E_{zz}$ [tf/cm <sup>2</sup> ] | $E_{yy}$ [tf/cm <sup>2</sup> ] |
|-----|----------|-----------|--------------------------------|--------------------------------|
| 7-A | 542      | 157       | 93.0                           | 86.6                           |
| 7-B | 542      | 150       | 91.1                           | 85.3                           |
| 7-C | 542      | 158       | 118.0                          | 96.8                           |
| 7-D | 542      | 171       | 110.0                          | 89.1                           |
| 6-A | 368      | 106       | 96.2                           | 89.7                           |
| 6-B | 368      | 102       | 115.0                          | 109.0                          |
| 6-C | 368      | 107       | 119.0                          | 125.0                          |
| 6-D | 368      | 116       | 107.0                          | 101.0                          |
| 5-A | 294      | 85.0      | 92.1                           | 90.3                           |
| 5-B | 294      | 81.4      | 88.1                           | 87.5                           |
| 5-C | 294      | 85.8      | 97.7                           | 78.5                           |
| 5-D | 294      | 92.9      | 98.4                           | 94.5                           |
| 4-A | 224      | 64.7      | 95.2                           | 94.4                           |
| 4-B | 224      | 62.0      | 119.0                          | 104.0                          |
| 4-C | 224      | 65.4      | 107.0                          | 95.9                           |
| 4-D | 224      | 70.9      | 104.0                          | 119.0                          |
| 3-A | 154      | 44.5      | 平均                             | 平均                             |
| 3-B | 154      | 42.7      | 103 [tf/cm <sup>2</sup> ]      | 96.7 [tf/cm <sup>2</sup> ]     |
| 3-C | 154      | 44.9      |                                |                                |
| 3-D | 154      | 48.7      |                                |                                |
| 2-A | 85       | 24.6      |                                |                                |
| 2-B | 85       | 23.5      |                                |                                |
| 2-C | 85       | 24.8      |                                |                                |
| 2-D | 85       | 26.9      |                                |                                |
| 1-A | 17       | 4.91      |                                |                                |
| 1-B | 17       | 4.71      |                                |                                |
| 1-C | 17       | 4.97      |                                |                                |
| 1-D | 17       | 5.38      |                                |                                |

表-2 短柱圧縮試験結果

| 試験体No. | $P_{max}$ [tf] | $E_c$ [tf/cm <sup>2</sup> ] | $F_c^*$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] |
|--------|----------------|-----------------------------|--------------------------------|
| 1-A-1  | 49.2           | 98.6                        | 342                            |
| 1-A-2  | 45.7           | 80.6                        | 317                            |
| 1-A-3  | 48.3           | 131.0                       | 335                            |
| 平均     | 47.7           | 104.0                       | 332                            |

$$F_c = F_{5\%} = 294 \text{ kgf/cm}^2$$

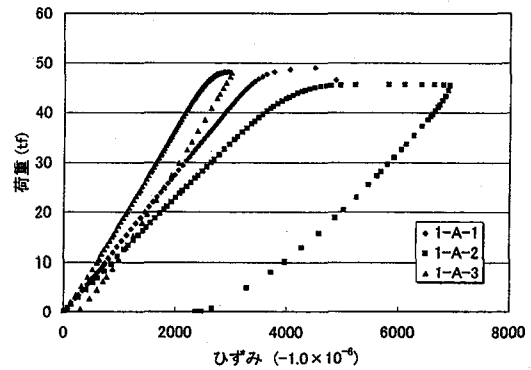


図-8 短柱圧縮試験、荷重-ひずみ曲線

たヤング係数が求められる。

結果を表-1 の右 2 列に示す。集成材では一般に積層面に平行な軸(z 軸)回りのヤング係数が垂直な軸(y 軸)回りのそれを上回ることが知られている。表-1 でも、4-D と 6-C を除いてその傾向が見られる。座屈実験においても、これらを除いて材端で y 軸回りのピン構造とした。予想座屈荷重の算定に当たっては、平均値  $E_{yy} = 96.7 \text{ tf/cm}^2$  を用いた。すなわち

$$E_w = E_{yy} = 96.7 \text{ tf/cm}^2$$

したがってヤング係数比  $n$  は

$$n = \frac{E_s}{E_w} = 21.7$$

表-1 の試験体のうち、1-A は鋼板のない短柱 ( $\lambda = 4.91$ ) であり、結果として、座屈現象は観測されなかった。図-8 に荷重と軸ひずみの測定結果を示す。1-A-1~3 とは、同一の断面寸法の試験体を 3 本製作して試験を行ったことを意味する。荷重がほぼ一定値となったときの荷重の値を  $P_{max}$  とし、これらの結果をまとめたものを表-2 に示す。表中で  $E_c$  は参考値で、図-8 の直線部の勾配から算出したヤング係数である。この平均値  $E_c = 104 \text{ tf/cm}^2$  は表-1 の  $E_{zz}$  の平均値  $103 \text{ tf/cm}^2$  に近い。 $F_c^*$  は、 $P_{max}$  を総断面積  $A_g = 144 \text{ cm}^2$  で除いたものである。3 個の  $F_c^*$  の値と平均値から統計的に処理して得られる破壊確率 5% の統計的下限值は、表の下に示したようになる。比例限度とともに書き下せば

$$F_c = 294 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_p = \frac{2}{3} F_c = 196 \text{ kgf/cm}^2$$

となる。ヤング係数  $E_w$  に対する圧縮強度  $F_c$  の比  $m$  (式(34)) はしたがって

$$m = \frac{E_w}{F_c} = 329$$

となる。

SS400 に対しては、最小値

$$\sigma_y = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{4}{5} \sigma_y = 1,920 \text{ kgf/cm}^2$$

を用いることにする。なお断面形 A~D のそれぞれの  $\alpha, \beta$  (図-6) とヤング係数比  $n = 21.7$  との関係を図示したものが図-9 である。 $n'$  に対応する曲線は鋼が軟化した時のヤング係数比で図-5 に示したものと同一の曲線である。これより弾性座屈 ( $n = 21.7$ ) では断面 A, B は木型、断面 C, D は鋼型となっている。

### 5.3 座屈曲線

#### (1) 木型(W 型)

集成材の物性値を与えれば弾性座屈応力度は式(35.a)で、弾塑性座屈応力度は式(41)で与えられる。ここで弾塑性座屈境界の細長比  $\lambda_{ww}$  は、式(33.a)より

$$\lambda_{ww} = 69.7$$

となる。つまりこの細長比で  $F_k = F_p = 196 \text{ kgf/cm}^2$  となる。このときの鋼の応力度は式(14)より

$$\sigma_f = 2,399 \text{ kgf/cm}^2$$

となり、降伏点  $\sigma_y = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$  に近い。また図-3 に模式的

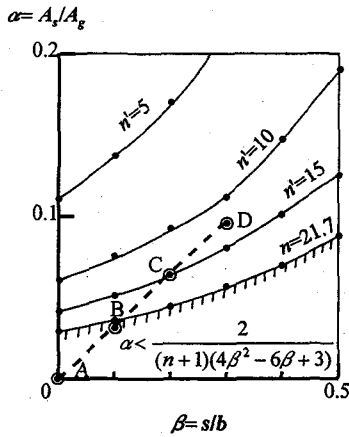


図-9 断面 A～D の  $\alpha, \beta$

に示した鋼が弾性限度に達するときの細長比  $\lambda_{ss} = \lambda_{ws}$  は式 (33.b) によって得られ、周知の値

$$\lambda_{ss} = \lambda_{ws} = 104$$

となる。以上より木型の座屈応力度及びそのときの鋼の応力度は図-10 に示したようになる。これによると、 $\lambda \leq \lambda_{ws}$  では、集成材の座屈応力度  $F_k$  は増大してゆくが、鋼は降伏応力度  $\sigma_y$  でほぼ一定となっていることが分かる。また図中には応力度の大小、または細長比  $\lambda$  の大小によって

$$\begin{aligned} \lambda &\geq 104 && \text{..... W-el, S-el 型} \\ 104 > \lambda &\geq 69.7 && \text{..... W-el, S-pl 型} \\ 69.7 > \lambda &&& \text{..... W-pl, S-pl 型} \end{aligned}$$

と分類されることを示した。

## (2) 鋼型(S 型)

弾性座屈応力度は、式(35.b)で、弾塑性座屈応力度は式

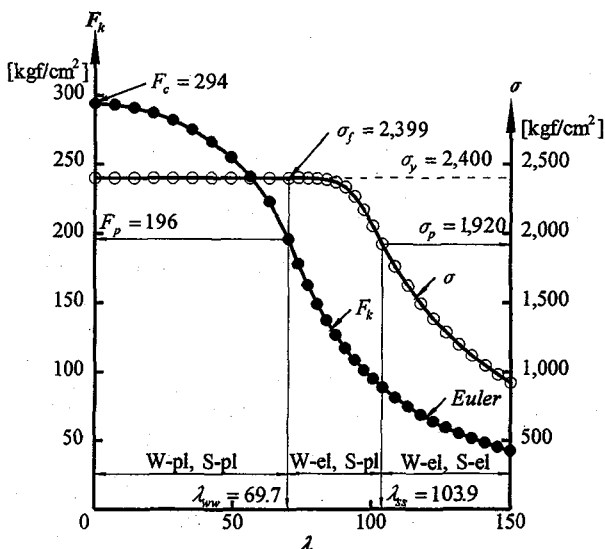


図-10 木型座屈応力度( $F_k$  と  $\sigma$ )

(44)で与えられる。弾塑性境界の細長比  $\lambda_{ss}$  は前項(1)で与えられた。集成材の応力度は、上記の鋼の座屈応力度  $\sigma_{cr}$  より、弾性域では  $F = \sigma_{cr}/n$  (式(1.c))、弾塑性域では、式(12)の右边で  $\sigma = \sigma_{cr}$  とおいて得られる。集成材が弾性限度  $F_p = 196 \text{ kgf/cm}^2$  に達するときの  $\sigma_{cr} = \sigma_f$  は前項で得られた  $\sigma_f = 2,399 \text{ kgf/cm}^2$  であるが、このときの細長比  $\lambda_{sw}$  は式(45)より得られ、結果として

$$\lambda_{sw} = 1.43$$

を得る。以上をまとめると鋼型座屈では、

$$\begin{aligned} \lambda &\geq 104 && \text{..... S-el, W-el 型} \\ 104 > \lambda &\geq 1.43 && \text{..... S-pl, W-el 型} \\ 1.43 > \lambda &&& \text{..... S-pl, W-pl 型} \end{aligned}$$

となる。そして  $1.43 > \lambda$  では両材料共に弾塑性状態であるから、集成材の応力度  $F$  は式(49.a~b)より得られる。これらを図示すると図-11 となる。 $1.43 > \lambda$  では、集成材の応力度  $F$  は急速に圧縮強度  $F_c = 294 \text{ kgf/cm}^2$  へ近づいている。

## 5.4 座屈荷重

図-6 に示した断面形 A～D 毎に座屈荷重を求めた計算結果を図-12 に示す。断面形 A ( $\alpha = \beta = 0\%$ ) は集成材のみからなっているから、座屈応力度  $F_k$  を求めた後、座屈荷重は  $P_k = F_k \times A_g$  より ( $A_g$  = 総断面積 =  $144 \text{ cm}^2$ ) 得られる。断面 B ( $\alpha = 3\%, \beta = 10\%$ ) も  $\lambda$  の全領域で木型座屈(図-9 参照)である。座屈応力度  $F_k$  を算出した後、鋼の応力度  $\sigma$  を求めると座屈荷重  $P_k$  は、式(39)から得られる。図に示したように断面 C ( $\alpha = 6.25\%, \beta = 20.8\%$ ) と D ( $\alpha = 9.5\%, \beta = 31.7\%$ ) は 7,6,5 グループまでは鋼型であるが、4 グループ ( $\lambda = 70.9$  が最大値) 以下の細長比の柱では、木型弾塑性座屈へ移行する。これは既に図-5 と 9 に関連して述べたように、弾塑性状態でのヤング係数比  $n$  が、鋼の軟化により小さくなり集成材の曲げ剛性が卓越してくるためである。

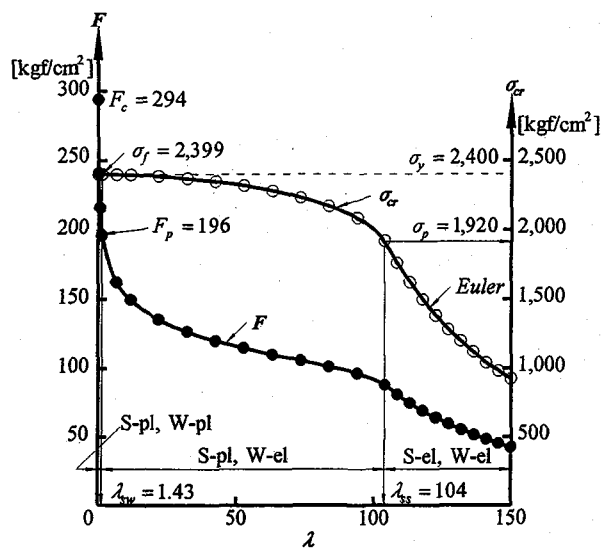


図-11 鋼型座屈応力度( $\sigma_{cr}$  と  $F$ )

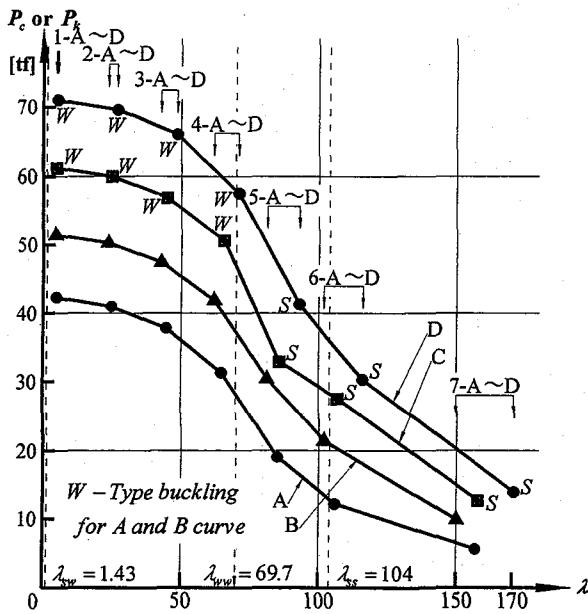


図-12 28種の柱の座屈荷重

一例として、断面 C の場合の細長比  $\lambda$  と断面積比  $\alpha$  との関係を図-13 に示す。即ち 7-C~5-C の柱では、 $n$  または  $n'$  による  $\alpha$  の値は 6.25%以下(鋼型)であるが、細長比が小さい 4-C~1-C の柱では 6.25%を大きく上まわり木型座屈へ移行するのである。なお図中の不等式の分母の係数は  $\beta=20.8\%$  に対して  $4\beta^2-6\beta+3=1.93$  となることを示す。

表-3 に 28 種の柱の予想値( $P_k$  又は  $P_{cr}$ )と試験結果(EXP. と記す)及びこれらの比を示す。これによれば部材長もしくは細長比が大きく弾性座屈領域にある 7-A~D、及び 6-A~D は試験値がすべて予想値を最大 29%(6-B)上まわっている。最も細長比が小さい 1-A~D グループも 10%以上予想値を上まわっている。その中間の弾塑性座屈領域にある柱 5-A~2-D の 16 本の平均は、予想値にかなり近い。比の平均は 1.07 であり試験値は予想値をわずか 7%上まわっているだけである。

予想値(計算値)は 3.節で述べたように、集成材の圧縮強度  $F_c=296\text{kgf/cm}^2$  は 5%下限値、同材のヤング係数  $E_w$  は平均値、鋼の  $\sigma_y=2,400\text{kgf/cm}^2$  は最小値、ヤング係数  $E_s$  は平均値を用いて算出されている。さらに木型と鋼型に分類したことにより柱の曲げ剛性も下限値、接線係数理論そのものも下限値を予想するものである。したがって表-3 で右欄の  $\text{EXP}/(P_{cr} \text{ or } P_k)$  はほとんど 1 以上とならねばならない。1 以下の柱は、その他の要因、例えば初期たわみあるいは柱断面内での集成材のヤング係数のバラツキなどに起因するものと予想される。

図-14 には、断面 D を有する柱の中央の両面(曲げ圧縮側と引張側)に貼布したひずみゲージ(ゲージ長 30mm)によって測定した、柱の作用荷重-ひずみ曲線を示す。これらの図で矢印は、載荷と除荷の方向を示す。図(a)~(g)の下には、最大荷重を表し、これらを表-3 での座屈試験値(EXP)として

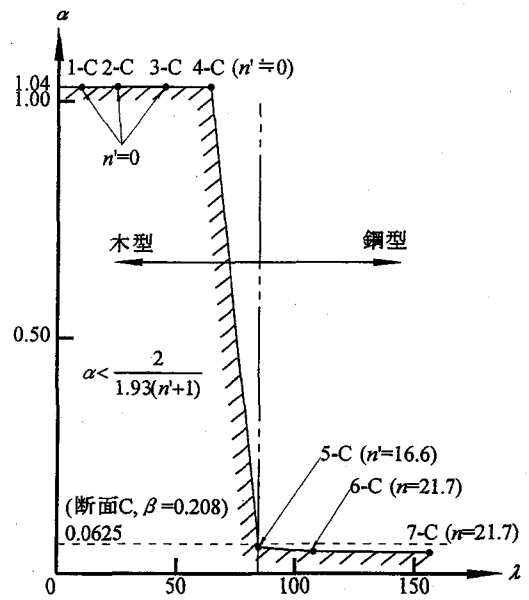


図-13 断面 C の座屈型の変化

採用している。いずれも曲げ圧縮側ではひずみの増加、引張側ではその低下が観察される。

これらの図中で、縦線で示してあるひずみの値  $\epsilon$  は、図-2 で示した木に対する応力-ひずみ関係から得られたものである。表-4 にその根拠を示す。柱 7-D から 4-D までは、集成材は弾性、3-D から 1-D までは弾塑性状態となっている。これらのひずみの値は、座屈荷重又は座屈応力度( $F_k$  または  $\sigma_{cr}$ )に達した瞬間の値であり、試験値との一致度は表-3 に示した座屈荷重( $P_k$  または  $P_{cr}$ )と試験値との一致度と同程度である。

なお集成材の弾性限度におけるひずみを  $\epsilon_p$  とすると  $\epsilon_p = F_p/E_w = 196/96700 = 2030 \times 10^{-6}$  である。

## 6. あとがき

集成材を主部材とするキングポストトラス橋などトラス橋のとくに圧縮材を対象として、座屈解析と検証のための実験を行った。圧縮材の断面は、正方形断面で、その各四辺の中央から断面図心へ向けて、鋼板が挿入接着されているものとした。軸圧縮及び曲げ座屈に対して合成断面を構成するものとし、弾性及び弾塑性座屈時の鋼と集成材の応力度の算定法を、最も基本的で荷重下限値を予想できる接線係数理論を合成柱に拡張して提示した。得られた結果と今後の問題点を列記すると以下のようである。

(1) 弾性限度と、降伏応力度(または圧縮強度)の比は鋼に対して 4/5、集成材に対して 2/3 とし、この時の一軸圧縮荷重のもとでの、それぞれの材料の応力度の関係( $F$  と  $\sigma$  の関係)を示した。

(2) 集成材に換算した座屈応力度  $F_k$  を細長比  $\lambda$  の関数として陽な形で与えた。この時集成材は弾性でも鋼は弾塑性と

表-3 座屈荷重(EXP は試験値)

|     | $P_k$ or $P_{cr}$ [tf] | EXP [tf] | EXP / ( $P_k$ or $P_{cr}$ ) |
|-----|------------------------|----------|-----------------------------|
| 7-A | 5.57                   | 6.71     | 1.20                        |
| 7-B | 9.90                   | 12.1     | 1.22                        |
| 7-C | 12.6                   | 15.6     | 1.24                        |
| 7-D | 13.9                   | 16.3     | 1.17                        |
| 6-A | 12.2                   | 14.5     | 1.19                        |
| 6-B | 21.4                   | 27.6     | 1.29                        |
| 6-C | 27.5                   | 34.8     | 1.27                        |
| 6-D | 30.3                   | 40.4     | 1.33                        |
| 5-A | 19.0                   | 17.4     | 0.92                        |
| 5-B | 30.4                   | 24.5     | 0.81                        |
| 5-C | 32.9                   | 34.3     | 1.04                        |
| 5-D | 41.3                   | 41.5     | 1.00                        |
| 4-A | 31.3                   | 27.2     | 0.87                        |
| 4-B | 41.9                   | 36.8     | 0.88                        |
| 4-C | 50.6                   | 54.1     | 1.07                        |
| 4-D | 57.5                   | 56.6     | 0.98                        |
| 3-A | 37.8                   | 38.5     | 1.02                        |
| 3-B | 47.4                   | 53.2     | 1.12                        |
| 3-C | 56.9                   | 56.3     | 0.99                        |
| 3-D | 66.1                   | 63.4     | 0.96                        |
| 2-A | 41.0                   | 38.2     | 0.93                        |
| 2-B | 50.3                   | 48.7     | 0.97                        |
| 2-C | 60.0                   | 64.8     | 1.08                        |
| 2-D | 69.7                   | 73.1     | 1.05                        |
| 1-A | 42.3                   | 47.8     | 1.13                        |
| 1-B | 51.4                   | 58.6     | 1.14                        |
| 1-C | 61.2                   | 68.0     | 1.11                        |
| 1-D | 71.1                   | 78.9     | 1.11                        |
| 平均  |                        |          | 1.07                        |

表-4 集成材の座屈時ひずみ

| 柱番号 | 座屈タイプ      | $F$ or $F_k$<br>[kgf/cm <sup>2</sup> ] | $\sigma$ or $\sigma_{cr}$<br>[kgf/cm <sup>2</sup> ] | $\epsilon$<br>[ $\times 10^{-6}$ ] | $\epsilon$ の評価                                              |
|-----|------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| 7-D | s-el, w-el | 32.6                                   | 708                                                 | 337                                | $\epsilon = \frac{F \text{ or } F_k}{E_w}$                  |
| 6-D | s-el, w-el | 70.9                                   | 1539                                                | 733                                |                                                             |
| 5-D | s-pl, w-el | 96.8                                   | 2093                                                | 1000                               |                                                             |
| 4-D | w-el, s-pl | 189                                    | 2400                                                | 1950                               | $\frac{3(F \text{ or } F_k)}{F_c} - 2$<br>$= \tanh(3m - 2)$ |
| 3-D | w-pl, s-pl | 255                                    | 2400                                                | 2730                               |                                                             |
| 2-D | w-pl, s-pl | 283                                    | 2400                                                | 3450                               |                                                             |
| 1-D | w-pl, s-pl | 294                                    | 2400                                                | $\infty$                           |                                                             |

なる細長比の領域が存在することを明らかにした。

(3) 集成材と鋼それぞれの座屈に伴う曲げひずみエネルギーを評価し、弾塑性状態での曲げ剛性の大小により、集成材型と鋼型座屈に座屈タイプを 2 分した。これによって求まる座屈荷重はその下限値を評価するものである。

(4) 断面形が四種で、部材長が 7 種、計 28 種の柱を製作し、座屈荷重を予想した。試験荷重に対する予想値の比の平均は 1.07 で、良い一致を示した。しかし比が 1 以下となったケースが 9 柱あり、実際には本方法は必ずしも下限座屈荷重を与えるものではない。

(5) 同じ断面形でも細長比  $\lambda$  が小さくなると、鋼の軟化によって集成材とのヤング係数比 ( $n'$ ) が低下する。これにより弾性状態では鋼型であっても、弾塑性座屈では集成材型へ遷移するケースがあることを明らかにした。

(6) 柱の中央、両対面に添付したひずみゲージの測定から

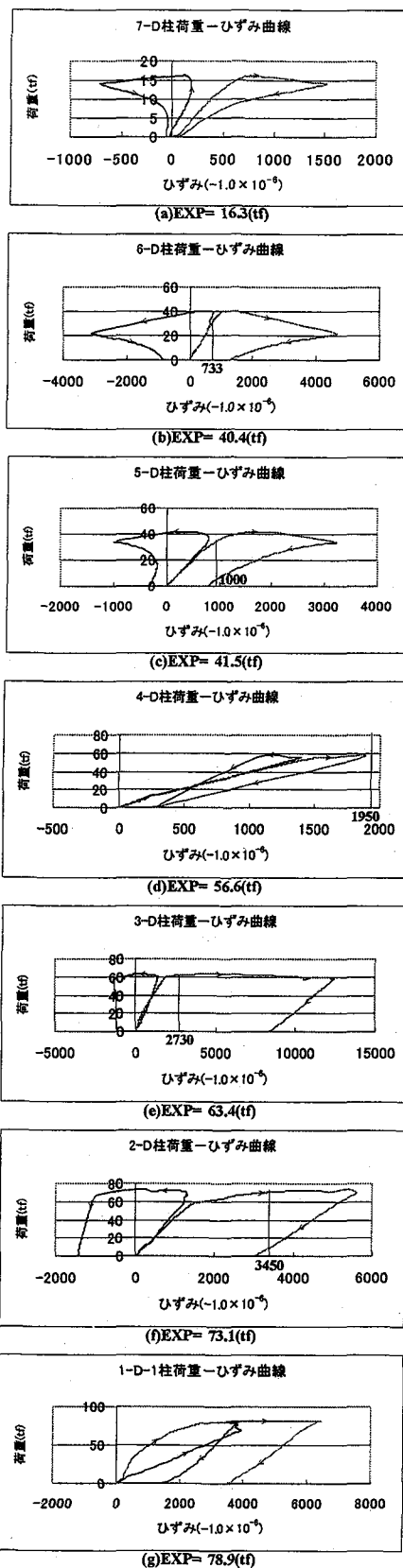


図-14 断面 D の荷重-ひずみ曲線

も、接線係数理論から得られるひずみの理論値は、試験値をある程度正しく予想できることが明らかになった。

参考文献

- 1) (財)日本住宅・木材技術センター編著：木橋づくり新時代，ぎょうせい，1995。
- 2) 薄木征三，三品吉彦，本多秀行：我が国の近代木橋とその道路橋としての構造特性，橋梁と基礎，PP.38-43, 99-4。
- 3) Taylor, J. and Ritter, M. :Development of Longer Span Wood Bridges, Proc. of the 3rd International Conference on Short and Medium Span Bridges, Toronto, Ontario, CANADA, Vol.2, PP.391-402, 1990.
- 4) Gustafsson, M :Emerging Timber Bridge Technology in the Nordic Countries, Structural Engineers World Congress. '98, Paper Reference T134-6.
- 5) 太田宏：重交通に耐える世界最長の木造橋，日経コンストラクション，PP.64-68, 1999。
- 6) 薄木征三，村井正光，長谷部薫，佐々木貴信，長谷川享：垂直型サンドウィッチ梁の応力解析，構造工学論文集，vol. 45A, PP.69-76, 1999。
- 7) 横直英雄、藤田嘉夫：鉄筋コンクリート工学，11 章 柱，共立出版，1987。
- 8) 渡辺昇：橋梁工学，3. 座屈理論，朝倉書店，1974。  
(1999年9月17日受付)