建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立材の 弾性横座屈耐力評価式に関する一考察

ON ELASTIC LATERAL BUCKLING STRENGTH FORMULA FOR WELD-FREE BUILT-UP MEMBER MADE OF H-SA700A HIGH-STRENGTH STEEL

玉井 宏章*, 松尾 彰**, 山西 央朗***, 高松 隆夫****

*Hiroyuki TAMAI, Akira MATSUO, Teruaki YAMANISHI
and Takao TAKAMATSU*

Researchers, including the authors of this paper, are striving to develop main members of built-up structures using 780N/mm² high-strength steel for a new built-up structural system that prevents buildings from collapsing or being damaged by a severe earthquake (JMA seismic intensity 6.5) and enables rapid functional recovery.

The authors propose a weld-free built-up structural member that has a cross section of two channel steel members made of high-strength steel stitched together with bolts. This member has high strength, so that its cross section can be small and it becomes slender, thus creating the possibility of buckling problems.

In a previous study, an elastic lateral-torsional buckling test was carried out on such members, and a simple flexural strength formula was presented for practical design. The value calculated by this formula is safe compared with the lateral-torsional buckling test results.

However, it cannot represent the influence of bolt pitch and is not accurate enough for design.

The sectional shape of the member is changed in the longitudinal direction, so a new torsion constant calculation equation is required.

This paper presents a precise calculation equation for torsion and warping constants of this member and derives an elastic lateral buckling strength formula. The accuracy and efficiency of this formula are demonstrated by a comparative study using lateral-torsional buckling tests and axial buckling and twisting test results.

Keywords : Built-up member, High strength steel, Lateral buckling, Bolt pitch

組立材, 高強度鋼, 横座屈, 綴り材間隔

1. はじめに

激震(計測震度 6.5)に対しても建築物は倒壊, 損壊せず, さらに, 速やかな機能復旧を可能とする新しい建築構造システムとして, 建築物の主要部材に 780N/mm² 級以上の高強度鋼材を使用した主要部材の開発が, 著者等を含めた研究者により行われている¹⁾⁹⁾.

材料の高強度化を比較的簡単にするには, 接合時に溶接による熱影響を極力生じさせないことが重要となる. 本研究では, 溶接を用いない部材として, 新規に高強度鋼でできた 2 本の溝形鋼の背を合わせてボルト接合した断面をもつ乾式組立材を対象とする.

この乾式組立材は, 材が高強度のため作用応力度が高くなること, かつ, 断面がスレンダーになることから普通鋼の部材と比べて, 座屈現象が問題になると考えられる.

そこで文献 1,2 では, この高強度鋼組立材について等曲げ, 片曲げ下の弾性横座屈載荷試験を行い, 組立材の横座屈性状を検討した.

設計の便を考慮して, 簡単な弾性横座屈耐力評価式を示し, 評価式が, 安全側の評価となることを示した. しかしながら, 簡易評価式は, 綴り材間隔の変化による耐力変化特性を精度よく表現できないこと, 綴りによって材軸方向に断面形状が変化するため, サンプナンねじり定数や曲げねじり定数の算定方法が, 問題となることが明らかとなった.

そこで, 本報ではより精度の高い組立材の断面定数の算定式, 弾性横座屈の算定式を誘導し, 前述の等曲げ, 片曲げ下の実験結果と比較して, 提案式の妥当性を示す.

本論文の一部は既に文献 3 に報告している。

* 広島工業大学工学部建築工学科 准教授・博士(工学)

** 広島大学大学院建築学専攻 教授・工博

*** 広島工業大学高性能構造システム開発研究センター
研究員・博士(工学)

**** 広島工業大学工学部建築工学科 教授・Ph. D.

Assoc. Prof., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Eng., Hiroshima University, Dr. Eng.

Researcher, Center for High Performance Structure of Building, Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Ph. D.

2. 高強度鋼組立材

提案する高強度鋼組立材の概要を Fig.1 に示す。普通鋼の約 2 倍の強度を有する H-SA700A 鋼 (板厚 9mm) の鋼板を冷間プレス成形して溝形鋼を作成し、断面を背合わせに綴り材 (H-SA700A, 板厚 9mm) を挟んで、等ピッチで 1 列 2 本の超高力ボルト F14TM16 で組立てたものである。

Table 1 に、H-SA700A 鋼材の JIS5 号試験片の素材特性の一例を示す。

3. 弾性横座屈耐力算定式の誘導

3.1 弾性座屈耐力相関関係式

文献 10,11 を参考に組立材の $M_e N_e$ 弾性座屈耐力相関関係式 (座屈固有方程式) を導出した後、弾性横座屈耐力評価式を誘導する。ほぼ H 形をした組立断面部材の曲げとねじりの釣り合い方程式を簡略化して表すことを考える。曲げねじりに伴う、その効果は上下フランジが支配的であることから、上下フランジ図心位置で横変形を横座屈変形として取り扱えば、簡単化できる¹¹⁾ばかりでなく、中心圧縮座屈と同様な耐力評価式とすることができる。

中心圧縮座屈と同様な式であれば、Timoshenko が文献 10 で示しているような組立材の弱軸曲げ剛性低下の影響を容易に取り入れられる。これらの理由から、上下フランジ位置に断面を集約させるモデル化を採用する (Fig.2 参照)。ここで、簡単化のため、横変形とねじり角以外の変形は生じないものとする。初期軸力の影響を Green-Lagrange の歪を採用して考慮し高次項を省略することにすれば、仮想仕事の原理から次式が得られる。

$$\int_0^{\ell_b} \left[E \cdot I_T \cdot u_T'' \cdot \delta u_T'' + E \cdot I_B \cdot u_B'' \cdot \delta u_B'' + G \cdot J \cdot \left(\frac{u_T' - u_B'}{d} \right) \cdot \left(\frac{\delta u_T' - \delta u_B'}{d} \right) - N_T^{(0)} \cdot u_T' \cdot \delta u_T' - N_B^{(0)} \cdot u_B' \cdot \delta u_B' \right] dz - P_T \cdot \delta u_T \Big|_{z=\ell_b} - P_B \cdot \delta u_B \Big|_{z=\ell_b} = 0 \quad (1)$$

ここで、 $E \cdot I_T$ 、 $E \cdot I_B$ は上下フランジの構面外曲げ剛性、 $G \cdot J$ はサンプナンねじり剛性、 $N_T^{(0)}$ 、 $N_B^{(0)}$ は、上下フランジの初期圧縮軸力、 u_T 、 u_B は、上下フランジの横変形、 d は上下フランジの板厚中心間距離、 P_T 、 P_B は、上下フランジのせん断外力である。 $\delta ()$ は仮想変位を () ' は Z 方向の偏微分を示す。

この式の停留条件から、部材内部の釣り合い方程式は次の 2 式となる。

$$\begin{aligned} & (\delta u_T \text{ について}) \\ & \left[E \cdot I_T \cdot u_T'' \right] - \left[G \cdot J \cdot \left(\frac{u_T' - u_B'}{d^2} \right) \right] + \left[N_T^{(0)} \cdot u_T' \right] = 0 \\ & (\delta u_B \text{ について}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.a,b)$$

$$\left[E \cdot I_B \cdot u_B'' \right] - \left[G \cdot J \cdot \left(\frac{u_B' - u_T'}{d^2} \right) \right] + \left[N_B^{(0)} \cdot u_B' \right] = 0$$

ちなみに組立材全体の初期合応力 $M^{(0)}$ 、 $N^{(0)}$ と $N_T^{(0)}$ 、 $N_B^{(0)}$ の関係は、次式で表される ($N^{(0)}$ は圧縮を正としている.)。

$$N_T^{(0)} = \frac{N^{(0)}}{2} + \frac{M^{(0)}}{d}, \quad N_B^{(0)} = \frac{N^{(0)}}{2} - \frac{M^{(0)}}{d} \quad \dots\dots\dots (3.a,b)$$

Timoshenko によれば、組立材の弱軸曲げ剛性低下に基因する座屈耐力の低下は、個々の材の曲げ変形を考慮すれば良いことが知られている。すなわち、綴りによる弱軸曲げ剛性の低下の影響は、平面

Fig.1 高強度組立材の断面と綴り材の形式

Fig.2 組立材上フランジ部のモデル

Table 1 高強度鋼の素材特性

鋼種	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %	加工硬化 開始歪 %
H-SA700A	702	746	25.7	0.98
H-SA700A	772	812	25.9	1.01
平均	737	779	25.8	1.00

保持を仮定した弱軸曲げ抵抗が、個々の材が曲げ変形した曲率分だけ低下するものとして評価すればよい¹⁰⁾。上フランジに横曲げが生じると、構面外せん断力 Q が次式の量だけ発生する。

$$Q = N_T^{(0)} \cdot u_T'$$

このせん断力に対して、溝形鋼の上フランジ部分 (曲げ剛性が EI_c 、負担せん断力は $Q/2$ と仮定する) の変形角 γ は、

$$\gamma = \frac{Q}{2} \cdot \left(\frac{\ell_p}{2} \right)^3 \cdot \frac{1}{3 \cdot E \cdot I_c} \cdot \frac{1}{\frac{\ell_p}{2}} = \frac{Q \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} = \frac{N_T^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \cdot u_T'$$

したがって、この変形による曲げ抵抗低減分の曲率は、次式となる。

$$\gamma' = \frac{N_T^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \cdot u_T'' \quad \dots\dots\dots (4)$$

この低減分を (2) 式の釣り合い方程式に取り入れると、

$$\begin{aligned} & \left[E \cdot I_T \cdot \left(1 - \frac{N_T^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \right) \cdot u_T'' \right] - \left[G \cdot J \cdot \left(\frac{u_T' - u_B'}{d^2} \right) \right] + \left[N_T^{(0)} \cdot u_T' \right] = 0 \\ & \left[E \cdot I_B \cdot \left(1 - \frac{N_B^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \right) \cdot u_B'' \right] - \left[G \cdot J \cdot \left(\frac{u_B' - u_T'}{d^2} \right) \right] + \left[N_B^{(0)} \cdot u_B' \right] = 0 \\ & \dots\dots\dots (5.a,b) \end{aligned}$$

さて、両端の支持条件が横曲げとねじりに対して単純支持条件を満たす場合には、座屈変形は次式で与えられる。

$$u_T = a_T \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell_b} \cdot z\right), \quad u_B = a_B \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell_b} \cdot z\right) \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 a_T , a_B は振幅、 ℓ_b は座屈長さである。

初期合応力分布が材軸方向に一様であれば、仮想仕事の原理の式を用いることなく、直接に釣り合い方程式を連立させて座屈固有方程式が得られる。上式を釣り合い方程式に代入し、整理すると、

$$\begin{aligned} & \left[N_T^{(0)} - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_T}{\ell_b^2} \cdot \left(1 - \frac{N_T^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \right) - \frac{G \cdot J}{d^2} \right] \cdot a_T + \frac{G \cdot J}{d^2} \cdot a_B = 0 \\ & \frac{G \cdot J}{d^2} \cdot a_T + \left[N_B^{(0)} - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_B}{\ell_b^2} \cdot \left(1 - \frac{N_B^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \right) - \frac{G \cdot J}{d^2} \right] \cdot a_B = 0 \end{aligned} \quad (7.a,b)$$

a_T , a_B が意味のある解を持つためには、 a_T , a_B の係数行列式が 0 となる必要がある。これが次式の固有方程式である。

$$\begin{aligned} & \left\langle N_T^{(0)} - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_T}{\ell_b^2} \cdot \left(1 - \frac{N_T^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \right) - \frac{G \cdot J}{d^2} \right\rangle \cdot \left\langle N_B^{(0)} - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_B}{\ell_b^2} \cdot \left(1 - \frac{N_B^{(0)} \cdot \ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_c} \right) - \frac{G \cdot J}{d^2} \right\rangle - \left(\frac{G \cdot J}{d^2} \right)^2 = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

ほぼ H 形をした断面では弱軸曲げ剛性はフランジが支配的となる。 EI_T , EI_B に溝形鋼のフランジのみの断面性能を与えた場合と、組立材の弱軸曲げ剛性の半分を与えた場合、 EI_c に溝形鋼単材のフランジのみの断面性能を与えた場合と溝形鋼単材の弱軸曲げ剛性の半分を与えた場合とでは、いずれの場合でも横座屈耐力の差は大きくない。後述するように、中心圧縮の座屈耐力実験値との整合性は、材の弱軸曲げ剛性の半分を与えた場合が良好であったため、本研究では、組立材上下フランジの断面性能 I_T , I_B 、溝形鋼単材の上フランジの断面性能 I_c を次式のように与えることとした。

$$I_T = I_B = \frac{I_y}{2}, \quad I_c = \frac{I_{y1}}{2} \dots\dots\dots (9.a,b)$$

ここに、 I_y は断面全体の弱軸断面 2 次モーメント、 I_{y1} は溝形鋼単材の弱軸断面 2 次モーメントである。

さて、(8) 式を満足する $M^{(0)}$, $N^{(0)}$ を座屈耐力としてそれぞれ M_e , N_e と表すことにする。

(3.a,b) 式と (9.a,b) 式を (8) 式に代入して整理し、 M_e , N_e を用いて表すと、最終的に座屈耐力相関関係式が次式のように得られる。

$$\begin{aligned} & \left\langle \left(\frac{N_e}{2} + \frac{M_e}{d} \right) - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{2 \cdot \ell_b^2} \cdot \left(1 - \frac{\frac{N_e}{2} + \frac{M_e}{d}}{\frac{12 \cdot E \cdot I_{y1}}{\ell_p^2}} \right) - \frac{G \cdot J}{d^2} \right\rangle \cdot \left\langle \left(\frac{N_e}{2} - \frac{M_e}{d} \right) - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{2 \cdot \ell_b^2} \cdot \left(1 - \frac{\frac{N_e}{2} - \frac{M_e}{d}}{\frac{12 \cdot E \cdot I_{y1}}{\ell_p^2}} \right) - \frac{G \cdot J}{d^2} \right\rangle - \left(\frac{G \cdot J}{d^2} \right)^2 = 0 \\ & \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

ちなみに、(10) 式に $M_e=0$ を代入して N_e について解けば、次式の中心圧縮弾性座屈耐力評価式が得られる。

$$\begin{aligned} N_e &= 2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{2 \cdot \ell_b^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{2 \cdot \ell_b^2} \cdot \frac{\ell_p^2}{12 \cdot E \cdot I_{y1}}} \\ &= \alpha \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\ell_b^2} \dots\dots\dots (11.a) \end{aligned}$$

ここに、 α は緩りによる弱軸曲げ抵抗の減少率である。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\ell_b^2} \cdot \frac{\ell_p^2}{24 \cdot E \cdot I_{y1}}} \dots\dots\dots (11.b)$$

(10) 式に $N_e=0$ を代入して、 M_e について解けば目的の弾性横座屈耐耐力評価式が次式のように得られる。

$$M_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{2 \cdot \ell_b^2} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{G \cdot J}{d^2} \cdot \frac{2 \cdot \ell_b^2}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} \cdot \frac{d}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{2 \cdot \ell_b^2} \cdot \frac{\ell_p^2}{12 \cdot E \cdot I_{y1}}}}$$

上式を整理し、曲げモーメント勾配の効果をモーメント係数 C で考慮することになると最終的には次式が得られる。

$$\begin{aligned} M_e &= C \cdot \alpha \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\ell_b^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\ell_b^2} \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 + G \cdot J \right)} \\ &= C \cdot \alpha \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\ell_b^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{\ell_b^2} + G \cdot J \right)} \dots\dots\dots (12.a) \end{aligned}$$

ここで、 I_w は曲げねじり定数に相当する量で次式で与えられる。

$$I_w = I_y \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 \dots\dots\dots (12.b)$$

C は、モーメント係数で、次式で近似できると仮定した。

$$C = 1.75 + 1.05 \cdot \frac{M_2}{M_1} + 0.30 \cdot \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \dots\dots\dots (12.c)$$

M_2 , M_1 : 横補剛区間両端の曲げモーメントで、 (M_2 / M_1) は複曲率では正、単曲率では負で与える。

尚、最大耐力時にねじり角が大きくなることを想定し、面内曲率のねじり角変形に及ぼす影響を考慮する場合は、(12.a) 式中において、 I_y を次式の I_y^* とすればその影響を取り入れることができる^{12)・14)}。文献 15 ～ 17 にはその詳細な誘導過程が示されている。

(a) そりに基因する面内直応力のねじり抵抗 (b) 面内せん断応力によるねじり抵抗

Fig.3 組立て材のねじり抵抗モデル

Fig.4 組立材断面に生じるねじり抵抗モーメント

$$I_y^* = \frac{I_y}{1 - \frac{I_y}{I_x}} \quad (12.d)$$

ここに、 I_x ：組立材の強軸断面 2 次モーメント

3.2 断面定数の算定式

組立材を板材にモデル化し、そりに基因する面内直応力と、面内せん断応力によるねじり抵抗の模式図を、Fig.3 に示す。

縦り材を図のような板材に置換して考えると、縦り材は、そりに対してあまり抵抗しないこと、また、溝形鋼ウェブのせん断変形を拘束することが予想できる。

Fig.4 に組立材断面に生じる主要なねじり抵抗モーメントを示す。

上述の考察から、従来考慮されていた純ねじり、横曲げによるねじり抵抗に加えて、縦り材で拘束することによって生じるねじり抵抗を考慮して、断面定数を決定する。

3.2.1 サンプナンねじり定数 J

まず、縦り材拘束によるねじり抵抗について考える。Fig.5 に示す縦り材拘束によって生じるウェブの偶力 Q_w は、ウェブのせん断ひずみを γ^* 、ウェブの断面積を A_w とすると、次の関係がある。

$$\gamma^* = \frac{Q_w}{G \cdot A_w} \quad (13)$$

ここで、縦り材幅 w の領域は断面が大きくなるので剛域と仮定すると、縦り区間 ℓ_p でのウェブの鉛直変形 v は、上式のせん断変形と溝形鋼単材の曲げ変形との和で次式で表される。

$$v = \frac{Q_w}{G \cdot A} (\ell_p - w) + \frac{Q_w \cdot (\ell_p - w)^3}{12 \cdot E \cdot I_{x1}} \quad (14)$$

また、区間のねじり角 ϕ と v との間には、次式が成立する。

Fig.5 縦り材拘束によるねじり抵抗

Fig.6 縦り材間隔のサンプナンねじり定数に及ぼす影響

$$v = \phi \cdot \frac{e}{2} \quad (15)$$

ここに、 e は、溝形鋼のウェブの板厚中心間距離である。

縦り材の拘束による抵抗モーメント T_b は、次式で求まる。

$$T_b = Q_w \cdot e \quad (16)$$

(14)、(15) 式から v を消去し、 Q_w について解き、(16) 式に代入すると、次式が得られる。

$$T_b = G \cdot \frac{\ell_p}{\ell_p - w} \cdot \frac{e^2}{\frac{2}{A_w} + \frac{G \cdot (\ell_p - w)^2}{6 \cdot E \cdot I_{x1}}} \cdot \frac{\phi}{\ell_p} \quad (17)$$

(17) 式から分かるように、 T_b は平均的なねじり率 ϕ / ℓ_p に関係するので、サンプナンねじり定数 J に寄与する。また、縦り材幅 w の区間を十分に剛と仮定すると、純ねじり抵抗モーメント T_s は、縦り位置以外の断面のサンプナンねじり定数 J_0 を用いて次式のように書ける。

$$T_s = G \cdot J_0 \cdot \frac{\ell_p}{\ell_p - w} \cdot \frac{\phi}{\ell_p} \quad (18)$$

よって、組立材全体のサンプナンねじり定数 J によるねじり抵抗は、 T_s と T_b の和となることから、次式が得られる。

$$G \cdot J \cdot \frac{\phi}{\ell_p} = T_b + T_s = G \cdot \frac{\ell_p}{\ell_p - w} \cdot \left(\frac{e^2}{\frac{2}{A_w} + \frac{G \cdot (\ell_p - w)^2}{6 \cdot E \cdot I_{x1}}} + J_0 \right) \cdot \frac{\phi}{\ell_p} \quad (19)$$

Table 2 組立材の断面形状と断面性能

(a) 断面形状						
せい H (mm)	幅 b (mm)	板厚 t (mm)	外径 R_o (mm)	綴り板厚 t_p (mm)	綴り板幅 w (mm)	
200.2	75.16	9.05	31.67	9.05	60.00	
(b) 溝形鋼の断面性能						
断面積 A (mm ²)	x 軸回り 断面2次モーメント I_{x1} (mm ⁴)	y1軸回り 断面2次モーメント I_{y1} (mm ⁴)	ウェブ外面から 円心距離 x_o (mm)			
2797	1.488×10^7	1.389×10^6	20.96			

(c) 組立材の断面性能

断面積 A (mm ²)	x 軸回り 断面2次モーメント I_x (mm ⁴)	y 軸回り 断面2次モーメント I_y (mm ⁴)	サンブナン ねじり定数			曲げ ねじり定数 I_w (mm ⁶)
			$\ell_p = 200\text{mm}$ J (mm ⁴)	$\ell_p = 400\text{mm}$ J (mm ⁴)	$\ell_p = 800\text{mm}$ J (mm ⁴)	
5595	2.975×10^7	6.411×10^6	4.587×10^5	3.430×10^5	2.489×10^5	5.856×10^{10}

$e = t + t_p$, $A_w = (H - 2R_o) \cdot t$ という関係と, 上式から, 求める J は, 次式ようになる.

$$J = \frac{\ell_p}{\ell_p - w} \cdot \left(\frac{(t + t_p)^2}{2 \cdot \frac{G \cdot (\ell_p - w)^2}{(H - 2 \cdot R_o) \cdot t} + J_0} + J_0 \right) \dots\dots\dots (20.a)$$

ここに, t_p は, 綴り板厚であり, J_0 は, 次式となる.

$$J_0 = \frac{2}{3} \cdot \left(2 \cdot (b - R_o) + \pi \cdot \left(R_o - \frac{t}{2} \right) + H - 2 \cdot R_o \right) \cdot t^3 \dots\dots\dots (20.b)$$

(20.a) 式は, 綴りによって材軸方向に断面形が変化する材の, 全体についてのサンブナンねじり定数の算定式であり, 綴り材間隔 ℓ_p と綴り材幅 w に依存する形になっている.

3.2.2 曲げねじり定数 I_w

2つの溝形鋼の上フランジに生じる曲げモーメント M_f は, その断面2次モーメントが, 組立材の弱軸断面2次モーメント I_y のほぼ半分であることから, 上フランジの ℓ_p 区間の横変位を u_T と表すと, M_f は, 次式で表される. このとき, 綴り材による曲げ抵抗の減少は, 別途考慮されていることに留意する.

$$M_f = -E \cdot \left(\frac{I_y}{2} \right) \cdot u_T'' \dots\dots\dots (21)$$

ℓ_p 区間のねじり角 ϕ と u_T との関係は, 上下フランジの間隔を d とすると, 次式で表される.

$$u_T = \phi \cdot \frac{d}{2} \dots\dots\dots (22)$$

曲げ M_f により生じるせん断力 Q_f は, 次式で求まる.

$$Q_f = -\frac{dM_f}{dz} \dots\dots\dots (23)$$

フランジの横曲げによる抵抗力 T_ℓ は, 曲げねじり定数を用いた定義式と (21), (22), (23) 式を用いて, 次式のように整理できる.

$$T_\ell = E \cdot I_w \cdot \phi''' = Q_f \cdot d = E \cdot I_y \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 \cdot \phi''' \dots\dots\dots (24)$$

従って, I_w に相当する量は, (12.b) 式と同様となる.

$$I_w = I_y \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2$$

Table 3 中心圧縮試験結果との比較

ℓ_b mm	ℓ_p mm	Exp. N_{cr} kN	Exp. σ_{cr} N/mm ²	Exp. σ_{cr}/σ_y -	Cal. N_e kN	Cal. N_{cr}/N_e -	Cal. α -
2940	200	1554	278	0.35	1488	1.04	0.991
2940	400	1500	268	0.34	1450	1.03	0.966
2940	600	1468	262	0.33	1391	1.06	0.927
2940	1200	1318	236	0.30	1140	1.16	0.760
2140	200	2800	500	0.63	2786	1.01	0.984
2140	400	2897	518	0.65	2656	1.09	0.938
2140	800	2584	462	0.58	2239	1.15	0.790
1340	200	3736	668	0.84	6931	0.54	0.959
1340	400	3862	690	0.87	6179	0.63	0.855

$$\sigma_y = 796 \text{ N/mm}^2$$

上式から曲げねじり定数 I_w は, 綴り材間隔に影響されないことが分かる.

3.3 断面定数算定式の傾向と低減係数の妥当性

3.3.1 サンブナンねじり定数算定式の妥当性

組立材のサンブナンねじり定数 J の算定式の妥当性を検討するために, Table 2 に示す断面の組立材について綴り材間隔 ℓ_p を 100mm ~ 1200mm と変化させた場合について J を求め, 文献 5, 6 の河野らの実験結果と比較した.

結果を Fig.6 に示す. Fig.6 は, 綴り材間隔 ℓ_p と組立材全体のサンブナンねじり定数 J の関係を, 河野らの実験値を○印で, (20.a) 式の算定値を実線で示す. 尚, 同図には, 綴り位置及びそれ以外の位置の断面における綴り材の拘束を考慮しない時のサンブナンねじり定数 J_e , J_0 の値を示している.

断面定数算定式は, 綴り材間隔 ℓ_p 200mm~1200mm の範囲で良好に実験値と一致することが分かる.

3.3.2 弱軸曲げ抵抗の減少率の妥当性

組立材の綴りによる弱軸曲げ抵抗の低減係数 α の算定式の妥当性を検討するため, (11.a) 式と文献 4 で河野らの行った中心圧縮座屈に関する実験結果と比較した. 試験体の形状, 断面性能は, 前述の試験体と同様で Table 2 に示したものである. 比較結果を Table 3 に示す. Table 3 には, 座屈長さ ℓ_b , 綴り材間隔 ℓ_p , 最大軸力 N_{cr} , 最大軸方向応力 σ_{cr} , 降伏応力で無次元化した最大軸方向応力 σ_{cr}/σ_y , (11.a) 式でもとめた, 弾性座屈軸力 N_e , N_e と実験値 N_{cr} との比と綴りによる弱軸曲げ抵抗の減少率 α の値を示す. 綴り材間隔 ℓ_p が, 600mm 以下で, 圧縮応力が降伏応力の 6 割の範囲では, (11.a) 式から得られた N_e と実験値の最大軸力とが非常に良好に一致することから, ℓ_p が 600mm 以下であれば, 弾性座屈耐力算定式における弱軸曲げ抵抗低減係数で綴り材間隔の影響を評価できることが分かる.

3.3.3 M_e-N_e 弾性座屈耐力相関関係式の形状と傾向

Table 2 に示す断面の組立材について, 支点間距離 ℓ_b を 5m, 綴り材間隔 ℓ_p を 200mm, 400mm とした場合について, (10) 式の M_e-N_e 座屈耐力相関関係式を求めた結果を Fig.7 に示す. 尚, 同図には文献 1 の実験値も示す.

Fig.8 サウスウェルの方法による弾性横座屈耐力の推定

Fig.7 M_e - N_e 弾性座屈耐力相関関係 $\ell_b = 5\text{m}$, $\ell_p = 200\text{mm}, 400\text{mm}$

この図から、組立材の M_e - N_e 弾性座屈耐力相関関係式は、曲げ卓越時に綴り間隔の影響が大きくなる形式の、外に凸で放物曲線状にひらいた曲線となることがわかる。(12.a) 式の弾性横座屈曲げ耐力式と (11.a) 式の中心圧縮弾性座屈耐力式は、1つの (10) 式の M_e - N_e 弾性座屈耐力相関関係式から導出されており、両式の断面定数等は互いに関連している。曲げ抵抗低減係数の妥当性は、中心圧縮試験により明らかにされたので、残された課題は曲げ卓越時に綴り材間隔の影響が大きくなるであろうサンプナンねじり定数と曲げねじり定数の妥当性を明らかにすることになる。次節では、これらの断面定数を有する曲げ耐力算定式を横座屈試験結果との比較から検討する。

4. 弾性横座屈曲げ耐力算定式と実験結果との比較

4.1 比較対象とする実験値について

実験値で求める弾性横座屈耐力として、1) 上フランジの左右端面のひずみの進行が反転する時点での曲げモーメント M_{cr} 、2) 最大曲

げモーメント M_{max} 、3) ねじり角が発散する時点での曲げモーメント M_{sw} が考えられる。

等曲げ横座屈実験の結果（試験区間 $\ell_b = 5\text{m}$ 、綴り材間隔 $\ell_p = 400\text{mm}$ ）を Fig.8 に示す。(a) に曲げモーメント M と中央断面のねじり角 ϕ の関係、(b) に (ϕ/M) と ϕ との関係、(c) に M と上フランジ左右端面の材軸方向ひずみ ε の関係を示す。この図から分かるように、今回扱う幅広断面で、強軸回りに対する弱軸回りの断面 2 次モーメントの比が大きい場合では、横座屈現象による耐力低下は生じにくくなる¹²⁾⁻¹⁴⁾。大きなねじり角が生じフランジ端面のひずみが反転しても耐力は上昇する。さらに荷重を上げると大きなねじり角によって部分的に塑性化が生じ、求めた最大耐力は非弾性の効果が入った値となる。片曲げ下ではこの傾向がさらに強くなる。

弾性横座屈曲げ耐力式（横座屈固有値）と比較するのであるから、実験値は部分的な材料非線形の効果を除去した極限值である必要がある。さらにやや非弾性領域の支持点距離の短い結果についても利用できるようになれば、広い範囲で式の妥当性が検証できることになる。

そこで、本研究では大きなねじり角が生じた時点を対象とし、ねじり角の発散する時点での曲げモーメント M_{sw} を取り上げ、横座屈基準曲げ耐力と呼んで比較対象の実験値とする。この M_{sw} は付録に示すサウスウェルの方法¹⁰⁾で算定する。弾性範囲のモーメント M とねじり角 ϕ の関係の実験値から補外して最小 2 乗法で極限值を求めるので、材料非線形の効果はほとんど除去できるが、補外のため誤差が大きくなる危険性を持っている。

Fig.8(a),(b) の M - ϕ 、 (ϕ/M) - ϕ 関係には、○で実験値を、実線でサウスウェルの方法による関数曲線を示している。関数あてはめは良好なので、弾性範囲における、ねじり角無限大の時の曲げモーメントを推定可能であることがわかる。

(a) 等曲げ

(b) 片曲げ

Fig.9 弾性横座屈耐力算定式との比較

Table 4 横座屈試験結果との比較

(a) 等曲げ

l_b m	l_p mm	Exp. M_{cr} kN·m	Exp. M_{max} kN·m	Exp. M_{sw} kN·m	Cal. M_e kN·m	Cal. M_{cr}/M_e	Cal. M_{sw}/M_e	Cal. α	Specimen
7.0	800	63	76	89	85	0.74	1.05	0.976	HS3L
7.0	400	67	78	98	102	0.66	0.96	0.994	HS3L
7.0	200	83	93	122	118	0.70	1.03	0.998	HS3L
6.0	800	67	84	99	100	0.67	0.99	0.967	HS3L
6.0	400	79	94	111	120	0.66	0.93	0.992	HS3L
6.0	200	97	103	124	139	0.70	0.89	0.998	HS3L
5.0	800	99	114	125	122	0.81	1.02	0.954	HS4
5.0	400	116	128	141	147	0.79	0.96	0.988	HS4
5.0	200	141	146	161	170	0.83	0.95	0.997	HS4
4.0	800	138	149	164	157	0.88	1.04	0.929	HS4
4.0	400	145	151	170	189	0.77	0.90	0.981	HS4
4.0	200	154	154	174	218	0.71	0.80	0.995	HS4
3.0	800	(154)	154	177	218	(0.71)	0.81	0.881	HS4
3.0	400	(164)	164	185	268	(0.61)	0.69	0.967	HS4
3.0	200	(172)	172	187	307	(0.56)	0.61	0.992	HS4

()の値は、横座屈現象が起きずに試験終了

(b) 片曲げ

l_b m	l_p mm	Exp. M_{cr} kN·m	Exp. M_{max} kN·m	Exp. M_{sw} kN·m	Cal. M_e kN·m	Cal. M_{cr}/M_e	Cal. M_{sw}/M_e	Cal. α	Specimen
8.0	800	98	111	133	129	0.76	1.03	0.981	HS3L
8.0	400	86	105	133	129	0.67	1.03	0.981	HS3L
8.0	200	98	133	160	180	0.54	0.89	0.999	HS3L
8.0	200	101	114	145	180	0.56	0.81	0.999	HS3L
7.0	800	103	124	140	149	0.69	0.94	0.976	HS3L
7.0	400	98	119	147	149	0.66	0.99	0.976	HS3L
7.0	200	102	126	156	207	0.49	0.75	0.998	HS3L
7.0	200	122	135	176	207	0.59	0.85	0.998	HS3L
6.0	800	123	134	184	175	0.70	1.05	0.967	HS3L
6.0	200	145	146	211	243	0.60	0.87	0.998	HS3L
4.5	200	(120)	120	120	334	(0.36)	-	0.996	HS3L

()の値は、横座屈現象が起きずに試験終了

4.2 実験値との比較

文献1の等曲げ・片曲げ下の実験結果と提案する弾性横座屈耐力算定式(12.a-d)及び(20.a)式との比較を行った。

高強度鋼組立材の等曲げ横座屈実験(実験I)の比較結果をFig.9(a), Table 4(a)に、片曲げ横座屈実験(実験II)の比較結果をFig.9(b), Table 4(b)に示す。

実験Iは、試験区間長さ l_b を7.0m, 6.0m, 5.0m, 4.0m, 3.0mとしたものについて、それぞれ、縦り材間隔 l_p を800mm, 400mm, 200mmと変化させている。

実験IIは、試験区間長さ l_b を8.0m, 7.0m, 6.0m, 4.5mとしたものについて、それぞれ、縦り材間隔 l_p を800mm, 200mmと変化させ、 l_b が4.5mについては l_p を200mmとしている。実験IIは複数回実験を行った。

Table 4(a)には、実験Iで求めた横座屈基準曲げ耐力 M_{sw} と $C=1.0$ (等曲げ $M_2/M_1=-1$)として、弾性横座屈曲げ耐力評価式(12.a-d)及び(20.a)式から求めた値 M_e および評価値 M_e に対する実験値 M_{sw} の比、弱軸曲げ抵抗の減少率 α を示す。Table 4(b)には、実験IIで求めた横座屈基準曲げ耐力 M_{sw} と $C=1.75$ (片曲げ $M_2/M_1=0$)とした同様の評価

値等を示す。

また、参考のために同表には、上フランジの左右端面のひずみの進行が反転する時点での曲げモーメント M_{cr} 、最大曲げモーメント M_{max} も併せて示している。尚、Table 4(a,b)での()内の数値は、載荷中、ひずみが弾性限界に達したため、上フランジの左右端面のひずみの進行が反転する前に実験を中止しており、 M_{cr} の値は、この値以上となることを示している。

Fig.9(a)には、等曲げ下において、縦り材間隔 l_p が200mm, 400mm, 800mm, 試験区間長さ l_b を3m~9mと変化させた場合の評価値 M_e と実験値 M_{sw} (横座屈基準曲げ耐力)を、また、Fig.9(b)には、片曲げ下において、縦り材間隔 l_p が200mm, 800mm, 試験区間長さ l_b を4m~10mと変化させた場合の評価値 M_e と実験値 M_{sw} を示す。これら結果から、以下のことがわかる。

- 1) 縦り材間隔を大きくすると、横座屈基準曲げ耐力は低下する。縦り材間隔の横座屈基準曲げ耐力に及ぼす影響は比較的大きい。
- 2) 等曲げにおける評価値は、横座屈基準曲げ耐力の実験値と支点間距離4m以下を除き、ほぼ一致する。
- 3) 評価式における、縦りによる弱軸曲げ抵抗の減少率の値は、

0.99~0.93 程度であったことから、綴り材間隔を短くすることによる弾性横座屈耐力の上昇は主にサンプナンねじり定数が大きくなることに基因する。

- 4) 片曲げにおける評価値は、横座屈基準曲げ耐力の実験値と比べ、綴り材間隔 800mm でほぼ一致し、綴り材間隔 200mm で 20% 程度の差が生じるものの、綴り材間隔の影響を良好に表す。
- 5) 従って、支持点間距離が 4m 以下でかつ綴り材間隔が 200mm ~800mm 程度であれば、算定式で弾性横座屈耐力を算定すれば、2 割以内の誤差で、評価ができる。ただし、片曲げ下においては過大評価になりうることに注意を要する。

5. まとめ

本論文では、高強度鋼を用いた乾式組立材について、組立材の弱軸曲げ抵抗の低減率、サンプナンねじり剛性、曲げねじり剛性の算定式を用いた曲げ耐力評価式を提案し、綴り材間隔を変化させた等曲げ、片曲げの加力での横座屈耐力実験結果と、弾性曲げ耐力算定式との比較を行った。

得られた知見は、以下のように要約できる。

○算定式誘導過程から

- 1) サンプナンねじり定数は、綴り材間隔と綴り材幅に依存する形になる一方、曲げねじり定数は、綴り材間隔に依存しない。
- 2) $M_e N_e$ 弾性座屈耐力相関関係式は、曲げ卓越時に綴り間隔の影響が大きくなる形式で、外に凸で放物曲線状にひらいた曲線となる。

○ねじり実験、中心圧縮実験との比較から

- 3) サンプナンねじり定数算定式は、綴り材間隔 200mm~1200mm の範囲で良好に実験値と一致する。
- 4) 綴り材間隔が 600mm 以下であれば、弾性座屈耐力評価式における弱軸曲げ抵抗の低減率で綴り材間隔の影響を良好に評価でき、中心圧縮弾性座屈荷重を良好な精度で評価できる。

○横座屈実験との比較から

- 5) 片曲げ下においては過大評価傾向にあるが、支持点間距離が 4m 以下でかつ綴り材間隔が 200mm~800mm 程度であれば、評価式で弾性横座屈耐力を算定すれば、2 割以内の誤差で、評価ができる。
- 6) 材軸方向に断面形状が変化する部材のサンプナンねじり定数の算定式と弾性横座屈耐力の評価式は、実験結果を良好に表しており、工学的に妥当である。

謝辞

本研究は、社団法人日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」の助成金を受けて実施しました。論文発表にあたり、給付頂いた同連盟には深謝申し上げます。研究実施に際し、井上一朗教授(岡山理科大学)、吹田啓一郎教授(京都大学)河野昭彦教授(九州大学)、津田恵吾教授(北九州市立大学)のご指導を頂きました。データ整理には、広島工業大学 2008・2009 年度玉井研究室卒論生諸君、同大学院生 三好行則君の多大な協力を得た。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: 高強度鋼組立材の弾性横座屈性状に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp.549-556, 2009.11.
- 2) 玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: 建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた乾式組立部材の設計法 その 4 , その 5 横座屈実験の結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造・C-1, pp.365-368, 2009.8.
- 3) 玉井宏章, 高松隆夫, 山西央朗, 松尾彰: 高強度鋼組立材の横座屈性状に関する研究 (その 2 横座屈試験結果) 広島工業大学紀要 研究編, 第 44 巻, pp.229-239, 2010.2.
- 4) 喬崎雲, 河野昭彦, 津田恵吾, 城戸將江: 柱の圧縮耐力に関する実験的研究 建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた乾式組立部材の設計法 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 C-1, pp.597-598, 2009.8.
- 5) 李泰洙, 喬崎雲, 河野昭彦, 津田恵吾, 城戸將江: 組立部材の振り剛性に関する実験的研究 建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた乾式組立部材の設計法 その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 C-1, pp.599-600, 2009.8.
- 6) 喬崎雲, 河野昭彦, 津田恵吾, 城戸將江, 吉海伸祐, 李泰洙, 窪寺弘顕: 超高強度乾式組立材のねじり剛性に関する実験的研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 構造系, 第 48 号・1, pp.365-368, 2009.3.
- 7) 木村 慧, 吹田啓一郎, 佐藤篤司, 井上一朗: 摩擦ダンパー接合による乾式柱梁接合部の性能検証実験 建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた乾式組立部材の設計法 その 6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 C-1, pp.607-608, 2009.8.
- 8) 佐藤篤司, 木村 慧, 吹田啓一郎, 井上一朗: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた柱梁材を弾性に留める乾式接合法の開発, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 646 号, pp.2355-2363, 2009.12.
- 9) 岩本卓麻, 安村光春, 向出静司, 多田元英, 甲津功夫, 一戸康生, 沼田俊之, 多賀謙蔵, 桑原進, 佐々木正道: 1000N 級鋼 (950N/mm²) の建築構造物への適用性について (その 11 H 形断面柱・梁の局部座屈性状に関する実験的検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 C-1, pp.615-616, 2008.8.
- 10) Timoshenko. S.P., Gere. J.M.: Theory of Elastic Stability, Second Edition, Mc Graw-Hill, pp.135-142, pp.190-192, 1961.
- 11) 鈴木敏郎: H 形鋼部材の横座屈応力度について (はりの横座屈に関する研究), 日本建築学会論文報告集, 第 229 号, pp.43-189, 1975.3.
- 12) 伊藤文人: 構造安定論, IV はりの横座屈, 技報堂, pp.112-134, 1989.2.
- 13) 福本誘士: 新体系土木工学 9, 構造物の座屈・安定解析, 技報堂, pp.160-181, 1982.9.
- 14) 土木学会: 鋼構造シリーズ 12, 座屈設計ガイドライン, 改訂第 2 版 [2005 年版], 丸善, pp.110-111, 2005.10.
- 15) 坂井藤一: 薄肉開断面部材の弾性安定基礎方程式の統一的誘導, 土木学会論文集, 221 号, pp.1-15, 1974.1.
- 16) 西野文雄, 倉方慶夫, 長谷川彰夫, 奥村敏恵: 軸力と曲げおよびねじりを受ける薄肉断面部材, 土木学会論文集, 225 号, pp.1-15, 1974.5.
- 17) 討議者: 西野文雄, 倉方慶夫, 長谷川彰夫 / 回答者: 坂井藤一: 薄肉断面部材の弾性安定基礎方程式の統一的誘導, 土木学会論文集, 238 号, pp.111-113, 1975.6.

付録 サウスウエルの方法

サウスウエルの方法¹⁰⁾を解説する。この方法は、ねじり角と曲げモーメント関係を用いて次式の関数当てはめをおこない、補外することによって、実験では得られない、ねじり角無限大の時の曲げモーメントを求めようとするものである。

基本のなる関数は、ねじり角を曲げモーメントで割った値を y 軸、ねじり角を x 軸で整理したとき、傾き $1/M_{\phi}$ 、y 切片 a の直線式である。

$$\frac{\phi}{M} = \frac{1}{M_{sw}} \cdot \phi + a \quad \cdots \cdots \cdots (A-1)$$

式変形すると、

$$\phi = \frac{a \cdot M_{sw}}{\frac{M_{sw}}{M} - 1} \quad \cdots \cdots \cdots (A-2)$$

となるので、 $M=M_{sw}$ のとき、 ϕ は発散する。すなわち、 $M=M_{sw}$ がねじれ角無限大の時の曲げモーメントとなっている。

さて、横座屈実験の結果から、最小 2 乗法を用いて (A-1) 式の直線式の傾きと y 切片を求めると、Fig.8(a),(b) となる。曲げモーメント M とねじり角 ϕ の関係、 (ϕ/M) と ϕ との関係では、丸で実験値を、実線でサウスウェルの方法による関数曲線を示している。関数あてはめは良好である。補外なので、真の解との誤差が出やすいという欠点はあるものの、弾性範囲の実験結果から、材料が弾性を維持し続けた場合における、ねじり角無限大の時の曲げモーメントが求められるという利点がある。

(2010年 6 月 7 日原稿受理, 2010年10月 6 日採用決定)