

I - A63

組合せ荷重を受ける鋼H形部材の局部座屈と全体座屈の連成強度

松尾橋梁 正会員 藤井伸彦*
 関西大学工学部 正会員 堂垣正博**
 関西大学工学部 正会員 三上市蔵**

1. まえがき 薄肉断面部材の全体座屈と局部座屈の連成問題は、静的強度の評価はもとより、耐震性評価の観点からも極めて重要である。わが国の道路橋示方書¹⁾では、連成強度の評価が積公式でなされている。ここでは、組合せ荷重を受ける鋼H形部材の幾何学的・材料的非線形挙動を差分法によって明らかにし、その断面強度と柱強度をQ-factor法や積公式に適用し、柱、はり、およびはり-柱の連成座屈強度の評価法を検討する。また、それらを実験結果と比較し、評価法の妥当性を検証する。

2. 理論式 フランジの自由突出幅 b_f 、厚さ t_f 、腹板の幅 b_w 、厚さ t_w のFig.1に示す長さ a の短柱、およびFig.2に示す

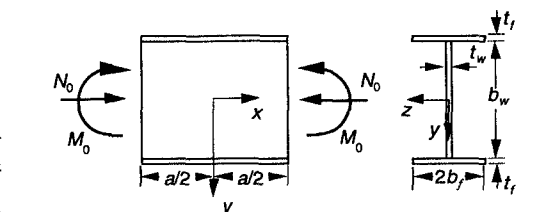


Fig.1 組合せ荷重を受ける短い鋼H形短柱



Fig.2 組合せ荷重を受ける鋼H形柱

長さ l の柱の幾何学的・材料的非線形挙動を明らかにする。組合せ荷重を受ける鋼H形短柱および長柱の解析に際し、つぎの仮定を設ける。すなわち、1) Kirchhoff-Loveの仮定。2) フランジと腹板はともに完全弾塑性体からなり、ひずみ硬化しない。3) 降伏を von Mises の等価応力で判定し、降伏後の応力-ひずみの関係にZieglerの移動硬化則を準用する。ただし、鋼H形長柱の力のつり合い式は文献2)に、鋼H形短柱の理論式の誘導は文献3)に譲り、ここでは鋼H形長柱における境界条件式のみを述べる。

境界条件式：単純支持された部材の両端に圧縮力と曲げモーメントを与え、荷重制御で解析することもできるが、ここでは、荷重をそのまま与える代わりに、それと等価な作用の軸方向の変位と回転角を与えることにする。すなわち

$$u = -u_0, \quad v = 0, \quad dv/dx = -\theta_0, \quad w = 0, \quad M_y = 0, \quad \phi = 0, \quad M_z = 0 \quad (1)_{1-7}$$

を与える。また、圧縮力と曲げモーメントを同時に作用させる場合、組合せ荷重の割合を一定に保ちながら強制変位をそれぞれ独立に与えることは極めて困難である。そこで、解析する組合せ荷重に対して、支配的と思われる荷重に対応する強制変位のみを与え、残りの荷重は組合せ荷重の割合を表す比 ψ_i 、 ψ_e を与えることによって載荷するとにする。すなわち、圧縮力が支配的な場合には、式(1)₆が式(2)₁に、また、曲げモーメントが支配的な場合には、式(1)₁が式(2)₂に

$$M_z/M_{pz} = \psi_i(N_z/N_p), \quad N_z/N_p = \psi_e(M_z/M_{pz}) \quad (2)_{1-2}$$

に、置き換えられる。ここに、 N_p は全塑性軸力、 M_{pz} は z 軸まわりの全塑性モーメントである。

3. 数値解析法 鋼H形長柱の力のつり合い式²⁾と、境界条件式(1)、および組合せ荷重の条件式(2)、短い鋼H形柱の力のつり合い式、境界条件式および連続条件式³⁾に差分法を適用し、多元連立の非線形代数方程式に変換する。これを増分法と修正Newton-Raphson法を併用した混合法で解き、非線形解を求める。なお、数値解析結果が広範なH形部材に適用できるように、諸式を無次元化した。

4. 数値計算結果とその考察 広範な数値解析の前に、鋼H形の短柱と長柱に対する差分分割数、板厚方向の層数と解の関係性を調べた結果、部材軸方向に20分割、フランジと腹板をそれぞれ幅方向に14分割、および短柱解析の場合には板厚を8層に分割すればよいことがわかった。ただし、鋼材はSM400材で、降伏点応力 $\sigma_F = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$ 、弾性係数 $E = 2.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ とした。また、初期不整は実測値の平均値相当とした。

(1) 圧縮を受ける場合：圧縮力を受ける鋼H形の短柱と長柱を対象に、いずれの場合もフランジと腹板がほぼ同時に圧縮座屈すると思われる形状、腹板の縦横比 $a/b_w = 1$ 、断面形状比 $b_w/b_f = 3$ 、フランジと腹板の幅厚比パラメータ $b_{ft}/b_w t_f = 0.363$ に対し、終局圧縮強度を求めた。その結果

Key Words：組合せ荷重，局部座屈，全体座屈，連成強度，鋼H形部材

* 〒551 大阪市大正区鶴町3-4-18 TEL 06-552-1551 FAX 06-553-6203

** 〒564-80 吹田市山手町3-3-35 TEL 06-368-0882 FAX 06-368-0882

$$\frac{N_{ult}}{N_p} = \frac{1}{2\lambda^2} \left[X - \sqrt{X^2 - 4\lambda^2} \right] \quad X = 1 + 0.215(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \quad (3) \quad \frac{N_{ult,local}}{N_p} = \frac{3}{4R_{pw}^{2/3}} \quad 0.65 \leq R_{pw} \quad (4)$$

の強度評価式を得た。ここに、式(4)の等価幅厚比パラメータ R_{pw} は久保ら⁴⁾が提案したフランジと腹板の幅厚比パラメータ R_f , R_w の相乗平均 $R_{pw} = \sqrt{R_f R_w}$ である。式(3)と(4)の強度式を既往の強度式と比較した結果、鋼H形圧縮柱の終局強度を精度よく推定することがわかった。つぎに、Hancock⁵⁾、山尾・崎元⁶⁾、青木ら⁷⁾の実験供試体に対し、式(3)の柱強度式に式(4)の断面強度式をQ-factor法および積公式に適用して柱の連成圧縮強度を求めれば、Fig.3を得る。図の(b)から明らかなように、式(3)の柱強度式と式(4)の断面強度式をQ-factor法に適用すれば、連成座屈強度を精度よく評価することができる。

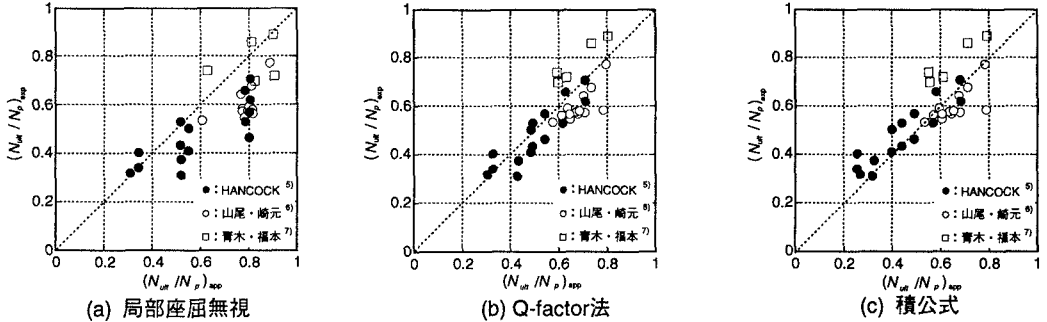


Fig.3 局部座屈を無視した柱の終局強度，およびQ-factor法と積公式による連成座屈強度の実験値との比較

(2) 曲げを受ける場合：曲げを受ける短い鋼H形はりおよび長い鋼H形はりを対象に，フランジと腹板がほぼ同時に曲げ座屈すると思われる形状，腹板の縦横比 $a/b_w=1$ ，断面形状比 $b_f/b_w=2$ ，フランジと腹板の幅厚比パラメータ $b_f t_f / b_w t_w = 0.161$ に対し，終局曲げ強度を求めた。その結果

$$\frac{M_{ult}}{M_p} = \left(\frac{1.0}{1.0 + \lambda_p^{2.35}} \right)^{1/1.5} \quad (5) \quad \frac{N_{ult,local}}{N_p} = \frac{0.7}{R_{pw}^{0.85}} \quad 0.65 \leq R_{pw} \quad (6)$$

の強度評価式を得た。ここに、式(6)の等価幅厚比パラメータ R_{pw} は圧縮の場合と同様、久保ら⁴⁾が提案したフランジと腹板の幅厚比パラメータの相乗平均である。この強度式を既往の強度式と比較したところ、妥当な結果であることがわかった。つぎに、久保ら⁸⁾の実験供試体に対し、式(5)のはり強度式に式(6)の断面強度式をQ-factor法および積公式で適用し，はりの連成曲げ強度を求めれば，Fig.4を得る。図の(b)から明らかなように，式(5)のはり強度式と式(6)の断面強度式をQ-factor法に適用すれば，連成曲げ強度を精度よく評価することができる。

なお，組合せ荷重を受けるはり-柱部材の終局強度簡易評価法については講演会当日に述べる。

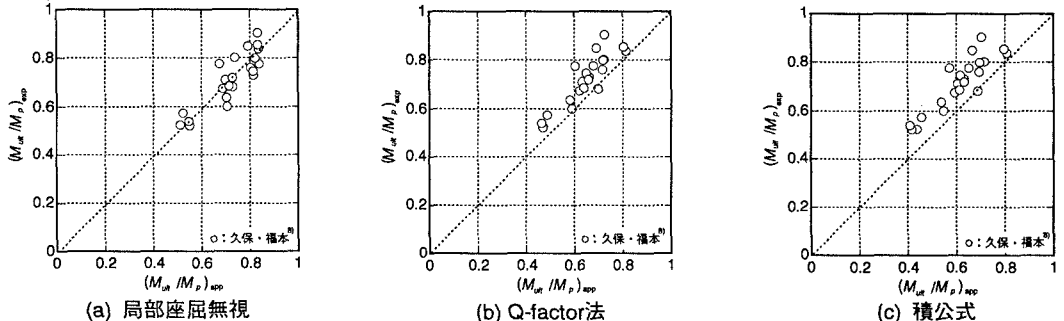


Fig.4 局部座屈を無視したはりの終局強度，およびQ-factor法と積公式による連成座屈強度の実験値との比較

参考文献 1)日本道路協会編：道路橋示方書・同解説（I 共通編，II 鋼橋編），1994-2. 2)堂垣・藤井・三上：土木学会関西支部学術講演会，1997-5. 3)堂垣・藤井・三上：構造工学論文集，Vol.43A，1997-3. 4)久保・小川：構造工学論文集，Vol.37A，pp.83-91，1991-3. 5)Davids, A. J. and Hancock, G. J.: Jour. of the Struct. Div., ASCE, Vol.112, No.ST10, pp.2281-2297, 1986. 6)山尾・崎元：土木学会論文集，No.380/I-7，pp.383-390，1987-4. 7)青木・福本：構造工学論文集，Vol.34A，pp.161-170，1989-3. 8)久保・福本：構造工学論文集，Vol.34A，pp.153-160，1988-3.