I - 693

疑似水平力を用いた骨組鋼構造物の設計

北海学園大学　学生員　高松　潤
北海学園大学　学生員　鈴木　貴幸
北海学園大学　正　員　当麻　庄司

１．まえがき

限界状態設計法の”部材設計”では線形解析によって断面力を算出し、変形による２次的な影響を含んだ最大曲げモーメントM_{max}はこの断面力に増幅係数を乗じることによって求められる。そして部材に働く軸方向圧縮力Ｐとの間には、次の相関式を満足しなければならない。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M_{max}}{M_u} = 1.0 \qquad (1)$$

ここに、P_u＝曲げモーメントがない時の軸方向座屈耐力、M_u＝軸方向力がない時の抵抗曲げモーメント

ここでは線形解析しか要求されないため、これまでの許容応力設計で用いた構造解析の手法をそのまま踏襲することができる。しかし、本来の目的である構造物の強度を部材の強度で代替評価するためには、”構造システム設計”と”部材設計”を結ぶものが必要である。それには、次の２つの手法がある。

(1) 有効座屈長を用いる方法（K-factor法）

(2) 疑似（等価）水平力を用いる方法[1]

現在の設計法は有効座屈長を用いる方法が主流になっているが、有効座屈長の算定には問題点が多く、最近では有効座屈長を用いない方法が設計基準[2)3)]として採用されてきている。ここでは、その手法としての疑似水平力を用いる方法について述べる。

２．疑似水平力について（Notional Horizontal Force）

設計の手順を簡略化し、また線形解析によって限界状態設計を可能とするために疑似水平力を用いることができる。疑似水平力の役割には次の３種類がありそれぞれに等価な水平力として疑似水平力が求められる。

(1) 構造物の初期たわみ(out-of-plumbness)の影響に等価な水平力

(2) P-Δ効果による付加的なモーメント（２次モーメント）に等価な水平力

(3) Ｋ＝１を用いるために必要な付加水平力

疑似水平力は上記の (3) にあるように有効座屈長を部材長と等しい(K=1.0)として設計するために用いることができるが、以下この問題について述べる。

３．Ｋ＝１．０を用いた片持柱の耐荷力曲線について

道路橋示方書（ＪＳＨＢ）によれば柱の耐荷力曲線は次式で計算される。

$$\frac{P_u}{P_y} = \begin{cases} 1.0 & \lambda_c \leqq 0.2 \\ 1.109 - 0.545\lambda_c & 0.2 < \lambda_c \leqq 1.0 \\ 1.0/(0.773+\lambda_c^2) & 1.0 < \lambda_c \end{cases} \qquad (2)$$

ここに、P_y ＝降伏軸力（$=A\sigma_y$）

λ_c ＝換算細長比（$=\frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$）

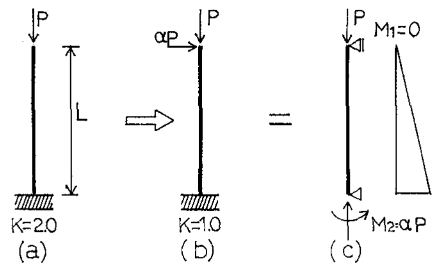

Fig. 1　片持柱

今、Fig.1(a)に示す一端固定他端自由の片持柱を例[4)]にとって考えてみると、有効座屈長換算係数はK=2.0となり、これを用いて換算細長比λ_cを求め式（２）の耐荷力曲線を描くとFig.2の実線のようになる。今、この柱に対してK=1.0とすると換算細長比は1/2となるので、この時の耐荷力曲線はFig.2の実線を右に２倍に拡大した破線のようになる。この片持柱をK=1.0を用いて設計するためにはFig.1(b)に示したように疑似水平力ΔＨ＝αＰを与えて、Fig.2のK=1.0の耐荷力曲線をK=2.0の耐荷力曲線にまで押し下げる必要がある。

この疑似水平力は鉛直力Ｐに比例しており、その比例定数α（疑似水平力係数と呼ぶ）が大きい程K=1.0の耐荷力曲線は大きく押し下げられることになる。

Fig1(b)の片持柱に対してK=1.0ととるため、実際にはFig.1(c)に示す単純支持梁柱の耐荷力を求めることと同等になる。そして、Fig.1(c)の柱は曲げモーメントをも受けているため、式（１）から導かれた次の梁柱相関式で座屈安定を照査することになる。

$$\frac{P}{P_{u1}} + \frac{C_m M}{(1-P/P_e)M_y} \leqq 1.0 \qquad (3)$$

ここに、P_{u1}＝　K=1.0として求めた式（２）による耐荷力

C_m＝　等価モーメント換算係数（＝0.6、式（４）参照）

P_e＝　弾性座屈荷重（$=\pi^2 EI/(KL)^2$、K=2.0）

M_y＝　降伏モーメント（$=\sigma_y W$、W＝断面定数）

M＝　作用１次曲げモーメント（$=\alpha PL=M_2$、Fig.1(c)参照）

式（３）は、式（１）の最大モーメントを２次の影響を考慮して、$M_{max}=C_m M/(1-P/P_e)$として求めた一般的な式である。また、断面の抵抗モーメントとして一般には全塑性モーメントM_pがとられるが、ここではＪＳＨＢの設計思想に従い降伏モーメントM_yをとる。等価モーメント換算係数C_m はFig.1(c)の曲げモーメント分布の場合、次のAustin式で近似される。

$$C_m = 0.6 - 0.4\,(M_1/M_2) \geqq 0.4 \qquad (4)$$

次に、式（３）のP_eにおけるK-fatorを除去するためにＡＩＳＣが示している次のモーメント増幅係数B_2を用いることにする。

$$B_2 = \frac{1}{1-P\Delta_0/(HL)} \qquad (5)$$

ここに、H＝水平力（$=\alpha P$）

Δ_0＝横方向変位（$=\alpha PL^3/(3EI)$）

式（５）を式（３）に代入すると、次式を得る。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{0.6\alpha PL}{\left(1-\beta\dfrac{PL^2}{3EI}\right)M_y} \leqq 1.0 \qquad (6)$$

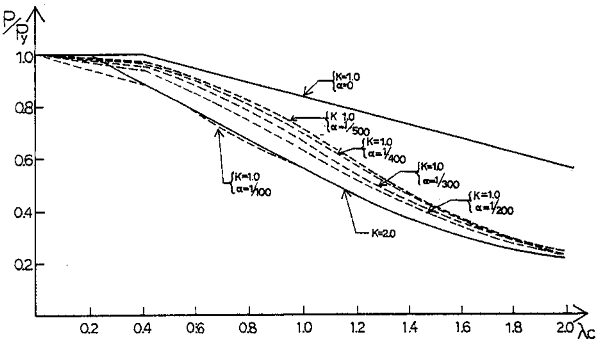

Fig. 2　片持柱の耐荷力曲線

ここに用いた補正係数βについては、弾性座屈荷重を用いた場合（式（３））と変位を用いた場合（式（６））を比較して、$P/P_e=\beta PL^2/(3EI)$の関係が得られる。片持柱の場合K=2.0であるので、この関係より$\beta=12/\pi^2 \fallingdotseq 1.22$となる。式（６）によれば、K=1.0として片持柱を設計することができ、式（６）を種々のα値に対してプロットするとFig.2の点線のようになる。これをみると、α=1/100の時本来の耐荷力曲線とよく一致していることが分かる。

４．まとめ

Fig.1の片持柱の場合、疑似水平力$\Delta H=\alpha P$を用いるとK=1.0として耐荷力を求めることができることを示した。今後の課題としては、K-factorに関係している疑似水平力係数αと補正係数βが、一般の骨組構造物に対してどれだけ普遍性をもっているかという点にあると考えられる。

参考文献

１）Cheong-Siat-Moy, F., Column Design in Gravity-Loaded Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 5, May, 1991, pp.1448-1461. ２）National Standard of Canada, Limit States Design of Steel Structures, CAN/CSA-S16.1-M89, 1989, 148pp. ３）Australian Standard, Steel Structures, AS4100, 1990. ４）Clarke, M.J., and Bridge, R.Q., The Inclusion of Imperfections in the Design of Beam-Columns, SSRC, Proceedings of 1992 Anual Technical Session, pp.327-346.