

モーメント勾配を考慮した 鋼圧延 I 形はりの強度式について

石川高専 正員 前川幸次

1. まえがき

横拘束点間でモーメント勾配を持つような荷重が作用するはりの耐荷力を算定する場合、弾性座屈解析に基づくモーメント修正係数 m を等曲げはりの基本強度に乗ずる等価モーメント法³⁾ が一般に採用されている。しかし、著者らが行ったこのような荷重形式を受ける溶接 I 形桁の実験と解析結果から²⁾、横ねじれ耐荷力に対するモーメント勾配の影響は基本強度にあるモーメント量を加算すること（ここでは仮に、加算モーメント法とよぶ）によって推定できることがわかった。本報告では鋼圧延 I 形はりの実験値¹⁾ および解析値に基づいて、鋼圧延 I 形はりに対する加算モーメント法の可能性について紹介する。

2. 鋼圧延 I 形はりの強度式

これまでの研究成果によれば^{2), 3)}、修正細長比 λ ($=\sqrt{M_p/M_E}$ 、ここに M_p = 全塑性モーメント、 M_E = モーメント勾配・境界条件を考慮した弾性座屈モーメント) を用いても無次元耐荷力を精度の良い単一曲線で表すには無理がある。そこで本研究では等価モーメント法あるいは加算モーメント法がなじみやすい基本細長比 λ_0 ($=\sqrt{M_p/M_{o,cr}}$ 、ここに $M_{o,cr}$ = 等曲げはりの弾性座屈モーメント) を用いることにする。

図1は鋼圧延 I 形はり (断面 250UB37.3) の実験点¹⁾ および解析値を示している。実験の荷重形式は図中に示す通りであり、載荷位置と支点では横方向の変形が拘束されている。実線は実験で得られた残留応力および初期たわみをモデル化して用いた有限変位解析²⁾ の結果である。なお、実験点および解析値のプロットに際しての着目部分 (曲げモーメント図中に縦線で示した) の基本細長比 λ_0 の計算には隣接部分による拘束の影響を考慮した有効長を用いた。また、弾性座屈曲線に対するモーメント勾配 β の影響は式 (1b) で表される Salvadori のモーメント修正係数を用いた。図1から、等曲げの実験点一つを除けば解析値と実験点の差は最大でも3%であり、有限変位解析によって耐荷力の推定が可能であると言える。

図2は両端で不等曲げ ($\beta=1.0, 0.5, 0.0$, および -0.5) を受けるはりの解析点 (記号 $\circ, \triangle, \square$, および \bigcirc 等) および強度曲線を表している。解析に用いた断面寸法および残留応力は図1と同じで、初期たわみを $L/1000$ と $L/2500$ の二通りとした。図2から、解析点は λ_0 が1.5より大きいところではほぼ弾性座屈曲線 (破線) 上に分布し、また λ_0 が1.5より小さいところではモーメント勾配 β に応じたある無次元モーメント量だけずれる傾向を示している。したがって、文献2) の溶接桁の場合と同様な加算モーメント法によって下限強度を与えるように次式を (主観的に) 決めた。

$$M_u/M_p = 1 - 0.427(\lambda_0 - 0.2) + C, \quad C = 0.29 - 0.33\beta + 0.04\beta^2 \quad (1a)$$

$$M_u/M_p = m/(\lambda_0)^2, \quad m = 1.75 - 1.05\beta + 0.3\beta^2 \quad (1b)$$

通常のはりでは式 (1a) を用い、長いはりでは式 (1b) を適用すると図2の太い実線が得られる。解析点は単一断面のモデルについての結果であるので式 (1) を直ちに鋼圧延 I 形はりの下限強度式とするには無理がある。ただし修正細長比 λ_0 を用いた場合の耐荷力曲線は残留応力により若干の相違はあるものの断面の差による影響はほとんどないことがわかっている⁴⁾。細い実線は、式 (1a) の等曲げはり ($\beta=1.0$) の強度式に対して次式の等価モーメント法を適用したものである。 $M_u/M_p = m \{1 - 0.427(\lambda_0 - 0.2)\}$ (2)

福本・伊藤は種々の荷重形式・境界条件を含む広範な実験データから修正細長比 λ_0 をパラメータとして次式の下限値曲線を提案している⁵⁾。

$$M_u/M_p = -0.0235\lambda_0^4 + 0.119\lambda_0^3 - 0.0621\lambda_0^2 - 0.623\lambda_0 + 1.126 \quad (3)$$

式 (3) は荷重形式によらずはりの耐荷力を単一曲線で表そうとする試みであり著者の主張とは異なるが、式 (3) を等曲げはり ($\beta=1.0$) の基本強度として採用し、等価モーメント法を適用すると図2の一点鎖線が得ら

れる。なお、図2には図1の実験点を示していない。これは試験桁を両端に不等モーメント荷重が作用する等価なはりに置換するための有効長の評価方法⁶⁾を起因とする実験点と解析点の差による誤解を避けるためである。

青島⁷⁾は種々の圧延断面の耐荷力解析結果を基に非弾性域でのモーメント勾配の影響を考慮したモーメント修正係数 j を用い、等価モーメント法に属する次式を提案している。

$$\frac{M_u}{M_p} = j \left\{ 1 - \frac{4}{9} \left(\frac{L}{L_c} - 0.1 \right) \right\}$$

$$j = 1.6 - 0.6\beta \quad (4)$$

ここに、 L_c は弾性座屈モーメントが降伏モーメント M_y に等しくなるときの座屈長であり、 $0.1 \leq L/L_c \leq 1.5$ としている。式(1)と式(4)を比較するために、3種類の断面を選び、基本細長比 λ 。上でプロットしたものを図3に示す。

図2および図3から加算モーメント法と等価モーメント法のどちらがbetterであるかを直ちに判断するのは難しいが、非弾性域の耐荷力に対するモーメント勾配の影響は加算モーメント法による推定が可能であり、等価モーメント法では β が小さい場合には危険側を推定するようである。

3. あとがき

本研究では、モーメント勾配を持つ鋼圧延はりの座屈パラメータに基本細長比 λ 。を用いたときの強度式に加算モーメント法が有効であることを示した。細長比 λ あるいは λ 。は無次元化を最もうまくできる座屈パラメータであると思われる。しかし今後設計式を検討する場合には、無次元化の精度が良く、且つ、道路橋示方書の L/b のように簡便で設計者の感覚(センス)を生かし易い座屈パラメータを採用する方が好ましいと考える。その場合には加算モーメント法の可能性について再検討しなければならない。

参考文献

- 1) Dux, P.F. and Kitipornchai, S. : Inelastic Beam Buckling Experiments, Research Report No. CE24, University of Queensland, Australia, 1981.
- 2) 福本 他 : モーメント勾配による溶接I形桁の横ねじれ座屈実験, 土木学会論文集, No. 362/I-4, 1985.
- 3) 久保・福本 : 鋼圧延I形はりの横ねじれ座屈強度に及ぼす曲げモーメント分布の影響, No. 368/I-5, 1986.
- 4) Yoshida, H. and Maegawa, K. : Lateral Instability of I-Beams with Imperfections, J. of the ST-Div., ASCE, Vol. 110, No. ST8, 1984.
- 5) 福本・伊藤 : 実験データによる鋼はりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究, 土木学会論文集, No. 341, 1984.
- 6) 前川 他 : 中間横拘束はりの横ねじれ耐荷力の評価方法について, 土木学会第41回講演会, I-77, 1986.
- 7) 青島 : 圧延H型钢はりの横倒れ座屈公式, 土木学会論文報告集, 第267号, 1977.

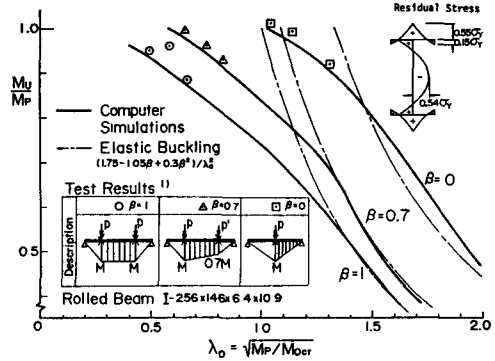


図1 実験点および有限変位解析結果

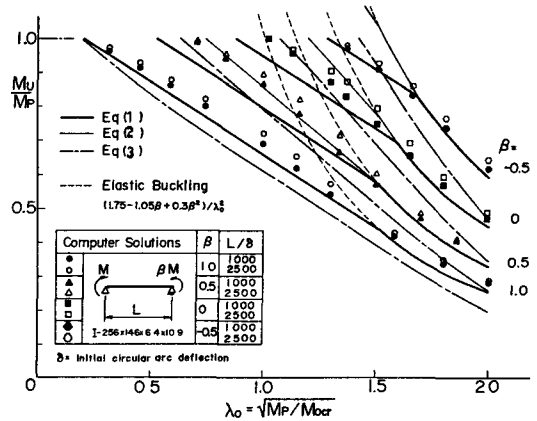


図2 不等曲げを受けるはりの解析点と強度曲線

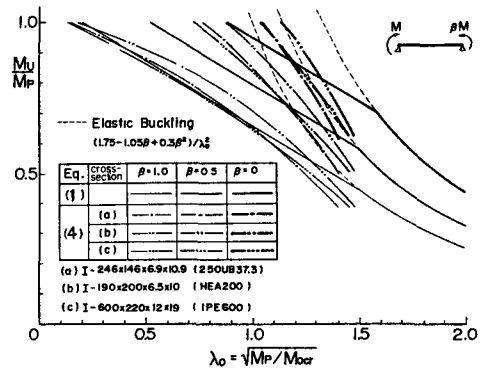


図3 強度曲線(加算モーメント法と等価モーメント法)