

I - 48

局所荷重を受ける鋼桁腹板の強度算定式

名城大学大学院 学生員 小川 喜睦
名城大学 正 員 久保 全弘

1. まえがき

プレートガーダー腹板の無補剛区間に部分縁荷重が作用した場合の極限強度を評価するための算定式は、これまでに多くの研究者によって様々な算定式が提案されてきた。本研究では、既往文献から収集した鋼桁腹板に関する強度実験データをもとに、局所荷重耐力特性の検討及び各種の強度算定式の比較を行った。

2. 既往の算定式

図-1に示すように、垂直補剛材のない桁断面で局所荷重を受ける場合の耐力算定式は、既往の文献で数多く提案されてきた¹⁾。ここでは、その代表的な式を紹介する。

Granholm

$$P_u = 0.045 E t_w^2 \quad \dots (1)$$

Dubas and Gehri

$$P_u = 0.75 E t_w^2 \sqrt{\frac{\sigma_w t_f}{E t_w}} \quad \dots (3)$$

Bergfelt

$$P_u = 0.68 E t_w^2 \sqrt{\frac{\sigma_w}{E}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0.5} \quad \dots (2)$$

Skaloud and Drdacky

$$P_u = 0.55 E t_w^2 \sqrt{\frac{\sigma_w t_f}{E t_w}} (0.9 + 1.5 \frac{c}{d}) F_b \quad \dots (4)$$

Herzog

$$P_u = 0.05 E t_w^2 \{ 1.2 + 1.25 \frac{b_f t_f^3}{d^2 t_w^2} (1 + \frac{c}{d})^2 (0.85 + 0.01 \frac{b}{d}) \} F_b \quad \dots (5)$$

Roberts

$$P_u = 0.5 E t_w^2 \sqrt{\frac{\sigma_w t_f}{E t_w}} \{ 1 + 3 \frac{c}{d} \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \} F_b \quad \dots (6)$$

Elgaaly

$$P_u = 0.5 E t_w^2 \sqrt{\frac{\sigma_w t_f}{E t_w}} \quad \dots (7)$$

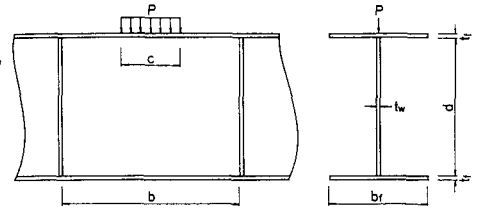


図-1 部分縁荷重と鋼桁断面寸法

上式で、 E 、 σ_w は、腹板のヤング率と降伏応力である。 F_b は、フランジの曲げ応力が共存した場合の低減係数を表す。このように、局所荷重に対する耐力算定式は、腹板厚 t_w のみで与える式(1)の簡単な形を基本に、主要パラメータとして腹板の降伏ひずみ σ_w/E 、フランジと腹板の板厚比 t_f/t_w 、及び荷重幅と腹板高との比 c/d を加味した表現となっている。Robertsらの式(6)は、実験結果を基に崩壊メカニズムを仮定して誘導されたものであり、Eurocode 3、AISC LRFD、AIJ（限界状態設計）などに採用されている。ただし、式(6)の第1項の定数0.5をAISCでは0.793、AIJでは0.783に修正し、高めの強度評価を行っている。

3. 実験データ

水平補剛材を持たない鋼桁腹板の局所荷重実験に関するデータは、文献2)、3)で整理されている。ここでは、その後の実験データを追加し、合計124個を収集できた。図-2は実験データに対する腹板の幅厚比 $\beta_w = (d/t_w) \sqrt{\sigma_w/E}$ についてのヒストグラムである。 β_w の範囲は1.65~15.47で、道路橋示方書の水平補剛材を必要としない限界値 $\beta_w = 5.1$ を超過するものが約84%含まれており、薄肉腹板の実験データであることがわかる。次に、垂直補剛材間での腹板のアスペクト比 b/d のヒストグラムを図-3に示す。 b/d の範囲は0.75~14で、 $b/d \leq 1.5$ のデータが約55%であり、 $b/d \leq 1$ のものが一番多い。

4. 各種算定式の比較

表-1は、実験データを用いて上述の各種算定式を比較した結果であり、実験値と計算値との比に対する平均値 m 、変動係数 v が示し

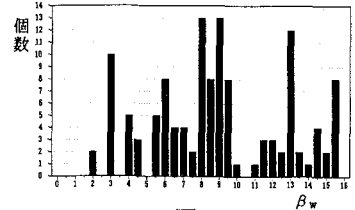


図-2

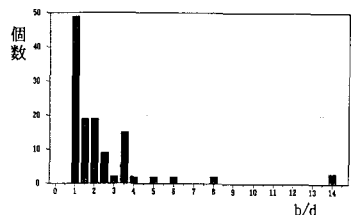


図-3

である。ただし、ヤング率 $E=206000\text{N/mm}^2$ を用い、フランジの曲げ応力による低減係数は $F_b=1$ と仮定した。この表から t_w のみで与えるGranholtmの式からは、あまり良い精度が得られない。BergfeltとDubas & Gehriの式は低めの評価を与え、ほぼ同程度の推定精度である。また、Skaloud & Drdacky, Roberts Elgaalyの式は、約44~70%程度のかかなり低めの評価となっている。Herzogの式は、約15%程度の高めの評価となっている。Robertsの式を準用したAISC LRFD, AIJの設計式は、変動も小さく、ほぼ平均値強度を与えている。

5. 本研究の算定式

図-1に示す局所荷重を受ける腹板の弾性座屈荷重は

$$P_{cr} = K \frac{\pi^2 D}{d} \quad \dots (8)$$

ここに、腹板の曲げ剛度 $D=Et_w^3/12(1-\nu^2)$ 。

座屈係数 K は、次の近似式⁴⁾を用いる。

$$K = 1.106 \left(3.4 + 2.2 \frac{d}{b} \right) \left(0.4 + \frac{c}{2b} \right) \quad \dots (9)$$

なお、Coan, Khan, 桑山, 森脇らの解析結果と式(9)との比較を図-4に示す。

局所荷重の場合も鋼部材や板の強度評価と同様に、基準強度に対する幅厚比パラメータ λ を用いて表現できれば便利である。基準強度としてRoberts²⁾が提案した腹板の降伏荷重 P_{uy} の式

$$P_{uy} = \sigma_w t_w^2 \left\{ 2 \frac{t_f}{t_w} \sqrt{\frac{b_f \sigma_f}{t_w \sigma_w}} + \frac{c}{t_w} \right\} \quad \dots (10)$$

を用いて式(8)を無次元化すると、弾性座屈荷重は

$$\frac{P_{cr}}{P_{uy}} = \frac{1}{\lambda^2} \quad \dots (11)$$

で与えられる。ここに、幅厚比パラメータは

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{2t_f}{d} \left(\frac{b_f \sigma_f}{t_w \sigma_w} \right)^{0.5} + \frac{c}{d} \sqrt{\frac{\sigma_w}{E}}} \quad (12)$$

図-5は、式(12)の λ を用い実験値をプロットしたものであり、最小2乗法により平均値強度曲線を求めると、次式が提案できる。

$$\frac{P_u}{P_{uy}} = \frac{2.243}{\lambda + 0.767} \quad \dots (13)$$

6. あとがき

鋼桁腹板の局所荷重耐力は材料及び幾何学的非線形性に影響され、複雑な問題であり、更には確かな評価を行うためには、理論解析による検討と実験データの蓄積が今後必要である。

参考文献

- 1) Roberts, T.M. : Patch loading on plate girders, Plated structures-Stability and strength, ed. by R. Narayanan, Applied Science Publishers, London, pp. 77-102, 1983.
- 2) Roberts, T.M. : Slender plate girders subjected to edge loading, Proc. ICE, Part 2, Vol. 71, pp. 805-819, 1981.
- 3) Elgaaly, M. : Web design under compressive edge loads, Engineering Journal, AISC, Vol. 20, No. 4, pp. 153-171, 1983.
- 4) Chatterjee, S. : Design of webs and stiffeners in plate and box girders, The Design of Steel Bridges, ed. by Rocky, K.C. and Evans, H.R., Granada, London, pp. 189-214, 1981.

表-1 各種算定式の比較

算 定 式	実験値/計算値	
	平均値m	変動係数v
Granholtm : 式(1)	1.3378	0.3199
Bergfelt : 式(2)	1.1101	0.2384
Dubas & Gehri : 式(3)	1.1329	0.2023
Skaloud & Drdacky : 式(4)	1.4405	0.2098
Herzog : 式(5)	0.8496	0.2000
Roberts : 式(6)	1.5682	0.1716
AISC LRFD :	0.9888	0.1716
AIJ :	1.0014	0.1716
Elgaaly : 式(7)	1.6994	0.2023
本提案式 : 式(13)	1.0405	0.1941
森脇, 滝本, 三村 : S.S	1.1741	0.2878
: F.S	0.9419	0.3568

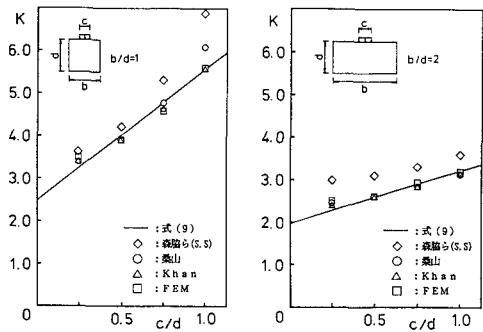


図-4 座屈係数 K の比較

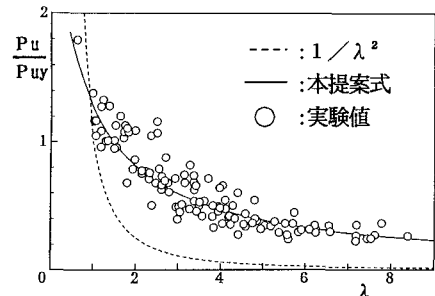


図-5 弾性座屈曲線と本提案式