

有効断面法による鋼 I 形桁の曲げ耐荷力評価式に関する一考察

立命館大学理工学研究科 学生員 ○川田 竜輔

立命館大学理工学部 正会員 野阪 克義

1. はじめに

鋼桁の曲げ耐荷力については、これまで多くの耐荷力評価式が提案されており、文献 1)では、局部座屈と横ねじれ座屈の連成を考慮した耐荷力式が提案されている。しかしながら、近年、主流となってきた少数主桁橋に用いられるような断面を対象としたものは少ないと思われる。著者らは、鋼 I 形桁の曲げ耐荷力について有限要素法を用いて解析的に検討してきており、二軸対称断面を有する桁について耐荷力評価式を提案している<sup>2)</sup>。本研究では、一軸対称鋼 I 形桁の曲げ耐荷力に着目し、二軸対称桁との比較を行うとともに、耐荷力評価式を提案した。

2. 解析概要

2.1. 解析モデル

図 1 に解析モデル概略図を示す。解析モデルはウェブ、フランジ共に SM570 材(降伏強度=430N/mm<sup>2</sup>)を用いたホモジニアス桁であり、ヤング係数は 200000N/mm<sup>2</sup>、ポアソン比は 0.3 で統一している。本解析モデルは、 $D_{cp}/D_w=0.75$  とした一軸対称桁である。ここで、 $D_{cp}$  は全塑性時のウェブの圧縮高さを示す。解析モデルに用いた主な寸法を表 1 に示す。さらに、局部座屈幅厚比および細長比をパラメータとすることで断面を決定した。

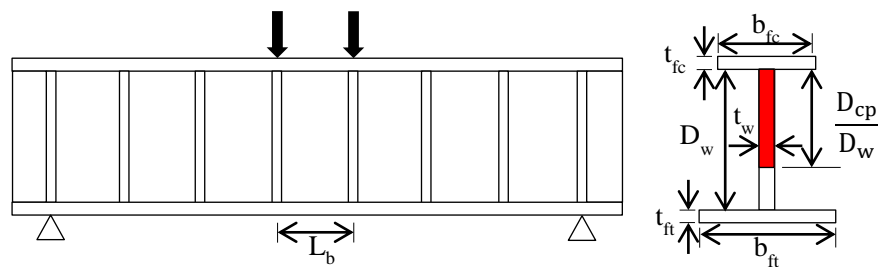


図 1 解析モデル概略図

表 1 供試体パラメータ

	ウェブ高 $D_w$ (mm)	圧縮フランジ幅 $b_{fc}$ (mm)	引張フランジ幅 $b_{ft}$ (mm)
座屈連成なし (ウェブ厚変化)	3000	600	1000
座屈連成なし (フランジ厚変化)			1600
座屈連成あり			1200

は 200000N/mm<sup>2</sup>、ポアソン比は 0.3 で統一している。本解析モデルは、 $D_{cp}/D_w=0.75$  とした一軸対称桁である。ここで、 $D_{cp}$  は全塑性時のウェブの圧縮高さを示す。解析モデルに用いた主な寸法を表 1 に示す。さらに、局部座屈幅厚比および細長比をパラメータとすることで断面を決定した。

a)局部座屈幅厚比パラメータ

本解析で使用したウェブおよびフランジの幅厚比パラメータ( $R_w, R_f$ )は、ウェブ厚変化のモデルでは、フランジで局部座屈が発生しないように  $R_f=0.45$  で固定し、フランジ厚変化のモデルでは、ウェブで局部座屈が発生しないように  $R_w=0.4$  で統一している。ウェブとフランジの座屈連成を考慮したモデルにおいては、0.6~1.2 の組合せで解析を行った。

b)細長比パラメータ

表 2 に本解析で使用した細長比パラメータ  $R_{lt}$  を示す。横ねじれ座屈は固定点間距離( $L_b$ )に影響されるため、 $L_b$  を変化させ、 $R_{lt}$  を設定した。道路橋示方書より  $R_{lt}=0.2$ (非弾性)、AASHTO LRFD において全塑性モーメントおよび降伏曲げモーメントに達することができる値( $L_p, L_r$ )より  $R_{lt}=0.3\sim 1.2$  の値を算出した。

表 2 細長比パラメータ一覧

$L_b$ の算定基準	非弾性	$L_b < L_p$	$\frac{L_p + L_r}{2}$	$L_b = L_r$
$R_{lt}$	0.2	0.3	0.8	1.1~1.2

2.2. 解析方法

解析には汎用非線形解析プログラム MARC を使用し、4 節点厚肉シェル要素を用いた。ウェブ高さ方向に 60 分割、圧縮フランジ幅方向に 12 分割、橋軸方向に一辺が 50mm となるように要素分割した。回転支点と移動支点では橋軸+鉛直方向および鉛直方向のみの変位を拘束している。初期変形としては、道路橋示方書の面外たわみの制限値を使用し、残留応力は過去の実験結果の値を参考にしている。

3. 解析結果および考察

図 2, 3 に、本検討での解析結果を文献 2)に示されている二軸対称桁の解析結果とあわせて示す。

左図はウェブおよびフランジの局部座屈の影響のみを考慮するために、横ねじれ座屈が生じない解析モデル( $R_{lt}=0.2$ )のみの結果であり、横軸はウェブ幅厚比パラメータ  $R_w$ 、縦軸は解析結果から得られた最大曲げモーメント  $M_u$  を降伏曲げモーメント  $M_y$  で無次元化した値である。図2の左図中の黒線はオイラーの座屈曲線を、赤線はそれを0.5倍した値を示す。

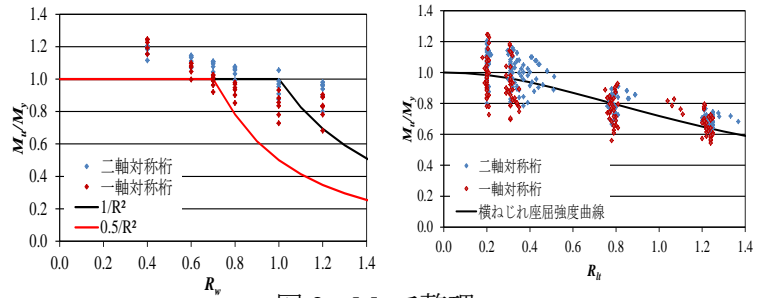


図2  $M_y$  で整理

右図には全ての解析結果載せてある。右図の縦軸は左図と同じく  $M_y$  で無次元化した値であり、横軸は  $R_{lt}$  である。右図の黒線は道路橋示方書の横ねじれ座屈強度曲線である。

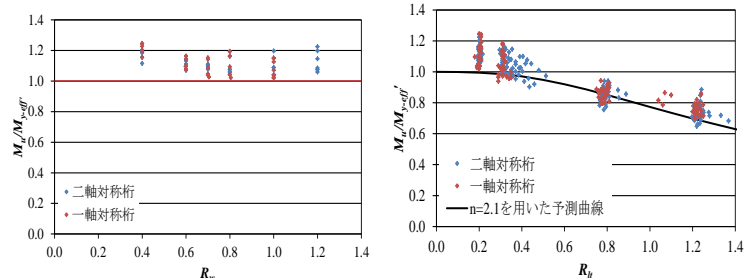


図3  $M_{y-eff}$  で整理

図2の左図より、 $R_w$  が大きくなるにつれ、無次元化耐荷力の低下が見られ、ウェブ局部座屈が曲げ耐荷力に与える影響が顕著になっている。この傾向は右図の  $R_{lt}$  が小さい範囲からも読み取れ、局部座屈の連成を適切に評価できていないことが確認できる。

図3は、解析結果を、有効断面法を修正した式を用いて整理し直したものである。ここで用いた有効幅は次のように決定した。まず、解析結果より  $R_t \leq 1.2$ 、 $R_w' \leq 1.2$  の範囲で  $M_u/M_y \geq 1.0$  となるのは、図4のIの範囲(式(1))であることが確認できたため、ウェブおよびフランジの有効幅は1.0とした。ここで、 $R_w'$  は二軸対称換算したウェブ幅厚比パラメータである。斜線部の外側で、 $R_t > 0.7$  の場合にはフランジおよびウェブ局部座屈の影響を受けると考え、ウェブおよびフランジの有効幅を式(2)および式(3)とした。 $R_t \leq 0.7$  の範囲では、フランジ局部座屈による影響は小さいとして、ウェブの有効幅のみ式(3)を設定した。これらの有効幅を用いて有効断面に対する降伏曲げモーメント  $M_{y-eff}$  を算出した。

図3の右図中の黒線は、著者らが提案している曲げ耐荷力式(4)<sup>2)</sup>である。解析値/予測値の平均値が1.0に近くなるように係数  $n$  を設定している。図3の左図では、一軸対称桁、二軸対称桁に関わらず、横ねじれ座屈を考慮しない解析モデルで局部座屈による耐荷力の低減を安全側に評価することができていることが分かる。式(4)の予測曲線を用いて整理した場合(図3の右図)では、図2と比較して、プロット値の縦方向のばらつきが低減されており精度よく評価できていることがわかる。

$$R_t < -3.71R_w' + 3.8 \quad (1)$$

$$\frac{b_{e'}}{b} = \left(\frac{0.7}{R_f}\right)^{0.6} \quad (2)$$

$$\frac{h_{e'}}{h_c} = \left(\frac{3.8 - R_f}{3.71 R_w'}\right)^{0.72} \quad (3)$$

$$M_{nQ} = M_{y-eff} \left(\frac{1}{1 + R_{lt}}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (4)$$

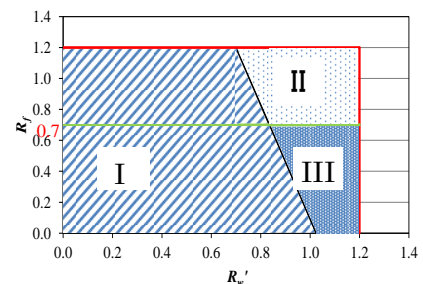


図4 有効幅の範囲

#### 4. おわりに

本解析結果より、修正有効断面法で解析結果を整理すると、 $R_t \leq 1.2$ 、 $R_w' \leq 1.2$  の範囲では曲げ耐荷力を精度よく評価することができた。

#### 参考文献

- 1) (社)土木学会：鋼構造設計指針PART A一般構造物，土木学会，1997. 2) (社)日本鋼構造協会 鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会/合理化構造・設計法研究部会：鋼橋の強度設計の合理化，JSSCテクニカルレポート，No.98，2013.