

鋼材特性の影響を考慮した鋼-コンクリート合成断面の正曲げ耐力算定式

長崎大学大学院 学生会員○江頭克礎
 長崎大学工学部 正会員 中村聖三
 長崎大学工学部 フェロー 高橋和雄

1. まえがき

我が国の鋼橋上部構造においては、現在まで鋼材の弾性域のみを考慮した設計法が採用されてきており、鋼材の塑性域での性能は有効に活用されていない。しかし、AASHTO 等、諸外国の基準においては、断面の全塑性モーメントを基準とする設計法も規定されており、また塑性設計の概念を導入することは建設コスト削減の観点から有効だと考えられる。そこで、今回は著者らが現在まで行ってきた解析結果をもとに、鋼材特性を考慮した正曲げ耐力算定式を提案する。

2. 解析方法

本研究ではファイバーモデルを用い、図-1 に示す流れで終局モーメントを算定した。すなわち、まず、床版上縁のトップファイバーのひずみをコンクリートの破壊ひずみとし、中立軸位置を仮定することにより、断面のひずみ分布を決定する。次に、決定されたひずみ分布に対して、材料の応力-ひずみ関係から応力分布を求め、式(1)により断面の合力 F を算定する。 $F=0$ となるまで中立軸の位置を変化させ、繰り返し計算を行う。最後に $F=0$ となった時点の応力分布から式(2)によりモーメントを求め、終局モーメントとする。

$$F = \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i \cdots (1), \quad M = \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i y_i \cdots (2)$$

ここに、 σ_i : ファイバー*i*における平均ひずみによる応力、 A_i : ファイバー*i*の面積、 y_i : 中立軸からファイバーの重心までの距離である。

3. 解析モデル

解析には図-2 に示すコンクリート床版と H 形鋼の合成断面を用いた。H 形鋼は 900mm×300mm×16mm×28mm を基準とし、フランジ幅 b_{tf} , b_{bf} を 16~3000mm の間で変化させることにより 18 種類の断面に対して解析を行った。

4. 材料特性

コンクリートの応力-ひずみ関係には、コンクリート標準示方書²⁾で規定されている式(3)~(4)を用いた。

$$\sigma'_c = 0.85 f'_c \left(\frac{\varepsilon'_c}{0.002} \right) \left(2 - \frac{\varepsilon'_c}{0.002} \right), \varepsilon'_c \leq 0.002 \cdots (3)$$

$$\sigma'_c = 0.85 f'_c, 0.002 \leq \varepsilon'_c \leq 0.0035 \left(f'_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \right) \cdots (4)$$

ここに、 f'_c : 設計圧縮強度、 f'_{ck} : 設計基準強度、 ε'_c : コンクリートの圧縮ひずみである。ただし、今回は $f'_c = f'_{ck}$ とした。鋼の塑性

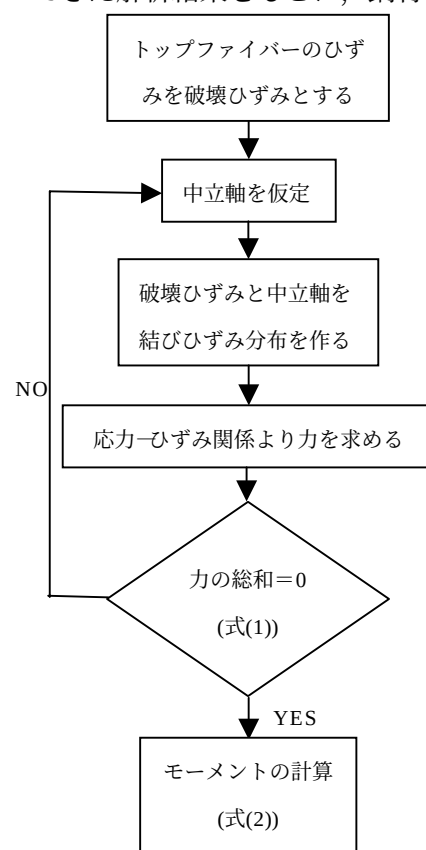


図-1 解析の流れ

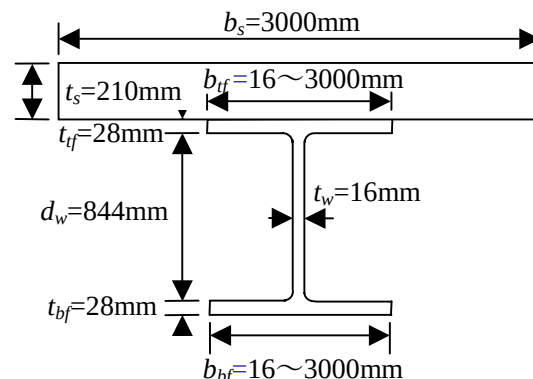


図-2 鋼-コンクリート合成断面

キーワード；合成構造，曲げ耐力，鋼材特性，ファイバーモデル，塑性設計
 連絡先；長崎県長崎市文教町 1 番 14 号・TEL / FAX 095-819-2613

領域における応力－ひずみ関係は、土木学会新技術小委員会で提案されている式(5)³⁾を用いた。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left[1 - \exp \left\{ -\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right) \right\} \right] + 1 \cdots (5)$$

5．解析条件

コンクリートの材料特性については、設計基準強度 30N/mm²、ポアソン比 0.2 とし、鋼材の材料特性についてはポアソン比を 0.3、弾性係数を 200000N/mm²とした。また、塑性領域のパラメータの影響を調べるため SS400 をベースとし表－1 に示すように YR, $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$ を変化させた。また、同じ降伏比でも ξ , E/E_{st} の組合せにより応力－ひずみ関係は変化し、曲げ耐力も図－3 のように変化するため、式の提案には安全側の値として $E/E_{st}=100$ に対する解析結果を用いる。なお、図－3 において縦軸は終局モーメント M_{test} と全塑性モーメント M_p の比であり、その値が 1.0 以上であれば、その断面は M_p 以上の断面耐力を有することになる。横軸は床版上縁から塑性中立軸までの距離 D_p と靱性係数(ductility factor) D^* との比である。なお D^* は、鋼桁の高さ d 、床版厚 t_s を用いて、 $D^*=(d+t_s)/7.5$ と表わせる。また解析を行う際、残留応力の影響についても検討したが、図－4 のようにほとんど差はなかった。

6．解析結果

式(6)～(8)に、 $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$ が 1, 5, および 10 の時に対する曲げ耐力の算定式をそれぞれ示す。ただし、これらの式の適用範囲は $D_p/D^* < 1.5$, $YR < 0.85$ である。 $E/E_{st}=100$ の場合の解析結果との誤差は、図－5 に示すように最大でも 1.5% 以下であり、式の精度は十分であると思われる。

$$\frac{M_{test}}{M_p} = \left\{ 0.52(YR - 0.43)^2 + 0.16 \left(\frac{D_p}{D^*} \right)^2 + \left\{ 1.40(YR - 0.42)^2 + 0.45 \left(\frac{D_p}{D^*} \right) - 1.07(YR - 0.45)^2 + 1.36 \right. \right. \quad (\varepsilon_{st}/\varepsilon_y=1) \cdots (6)$$

$$\frac{M_{test}}{M_p} = \left\{ 0.52(YR - 0.43)^2 + 0.16 \left(\frac{D_p}{D^*} \right)^2 + \left\{ 1.43(YR - 0.44)^2 + 0.44 \left(\frac{D_p}{D^*} \right) - 1.00(YR - 0.46)^2 + 1.33 \right. \right. \quad (\varepsilon_{st}/\varepsilon_y=5) \cdots (7)$$

$$\frac{M_{test}}{M_p} = \left\{ 0.52(YR - 0.43)^2 + 0.16 \left(\frac{D_p}{D^*} \right)^2 + \left\{ 1.47(YR - 0.47)^2 + 0.44 \left(\frac{D_p}{D^*} \right) - 0.90(YR - 0.48)^2 + 1.30 \right. \right. \quad (\varepsilon_{st}/\varepsilon_y=10) \cdots (8)$$

7．今後の検討

今回の提案式は特定の降伏棚の大きさでしか適用できないため、今後降伏棚と YR を同時に考慮した算定式へと改良する予定である。さらに関数形についても改善の余地があると思われる。また、連続桁などの不静定構造物においては、曲げ耐力以外に断面の変形性能を確保することが重要となるため、そうした観点からの検討も実施したいと考えている。

参考文献

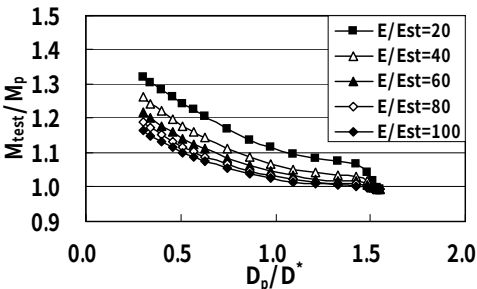
1) Wittry, Dennis M.： “An Analytical Study of the Ductility of Steel Concrete Composite Sections”, Masters thesis, University of Texas at Austin, December 1993

2) 土木学会：“コンクリート標準示方書”，P23～25，1996

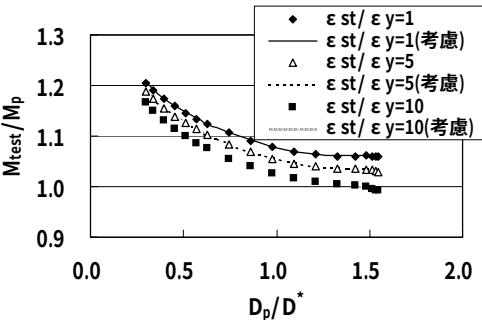
3) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：“鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術”，1996

表－1 パラメータの組合せ

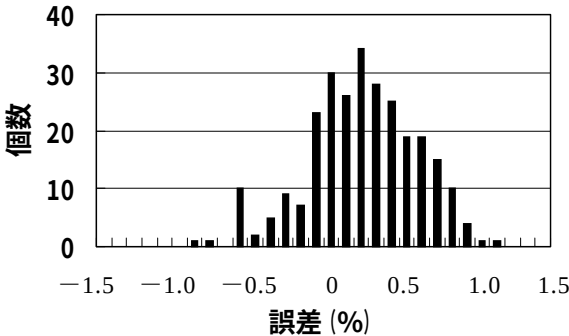
σ_y (N/mm ²)	YR	$\varepsilon_{st} / \varepsilon_y$
235	0.545～0.857	1～12



図－3 解析結果の一例(YR=0.706)



図－4 残留応力の影響



図－5 解析結果と算定式の比較