

I-17 不等圧縮を受ける補剛板の終局強度の実用算定法

㈩日本構造橋梁研究所 正会員○三代正信 関西大学工学部 正会員 米澤 博
 関西大学工学部 正会員 堂垣正博

1. まえがき 補剛板の圧縮強度に関する研究はかなり詳細に行われ、多数の解析手法や実用的な算定法が提案されている。ところが鋼箱桁橋の中間支点近傍の圧縮フランジのように縦方向に圧縮力が変化する場合の極限強度の理論的研究は、筆者の直交異方性板理論に基づく弾塑性有限変位解析¹⁾の他には行われていないようである。ここでは文献1)の解析手法によって不等圧縮を受ける補剛板全体の極限強度を明らかにし、それに縦補剛材間板パネルの局部座屈を加味した連成強度の実用算定法を提案する。

2. 極限強度 解析対象の補剛板は、図-1に示す長さa、幅b(補剛材間隔 b_s)、厚さtの主板、高さ c_s 、厚さ t_s の縦補剛材 n_s 本からなる。補剛板全体の極限強度($\sigma_{0.11}/\sigma_p$)は一般に座屈パラメータ R_f

$$R_f = b/t \sqrt{(\sigma_p/E) 12(1-\nu^2)/(\pi^2 k_f)} \dots\dots\dots (1)$$

を介して表現される。ここに、 $\sigma_{0.11}$: 終局時における載荷辺($x=a$)での平均圧縮応力、 σ_p : 降伏点応力、 E : ヤング率、 ν : ポアソン比、 k_f : 純圧縮を受ける補剛板の座屈係数 [$= \{(1+\alpha^2)^2 + \gamma\} / \alpha^2(1+\delta)$]、 α : 縦横比、 γ : 補剛材の剛比 [$= EI_x/b_s D$]、 I_x : 補剛材の断面2次モーメント、 D : 板の曲げ刚性、 δ : 補剛材の断面積比 [$= c_s t_s/b_s t$] である。ここでは不等圧縮を受ける補剛板全体の極限強度の近似式を提案するにあたり、補剛材の本数 $n_s=5$ 、補剛材の自由突出幅比 $c_s/t_s=10$ 、補剛材の剛比 $\gamma=\gamma^*$ の補剛板を解析する。ここに、 γ^* : 必要剛比 [$= 4n^2(1+\delta)\alpha^2 - (1+\alpha^2)^2$]、 n : 縦補剛材間板パネルの数 [$= n_s + 1$] である。ただし初期不整として、文献1)の残留応力分布を仮定し、初期たわみは道路橋示方書の制限値 $a/1000$ とする。これらの条件のもとで縦横比を種々変化させ、両端に作用する圧縮力の比(以下、圧縮比) $\beta=1, 0.75, 0.5$ に対する極限強度の最小値を求める。得られた強度を R_f の3次関数で近似すれば、次の極限強度式を得る。

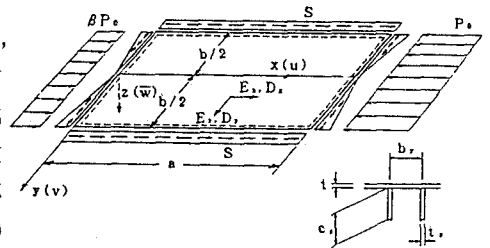


図-1

$$\sigma_{0.11}/\sigma_p = pR_f^3 + qR_f^2 + rR_f + s \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $0.178 \leq R_f \leq 1.422$ である。圧縮比 $\beta=1, 0.75, 0.5$ に対する係数 p, q, r, s は、表-1に示すとおりである。式(2)を図示すると、図-2のようになる。

表-1

係数	$\beta=1$	$\beta=0.75$	$\beta=0.5$
p	-0.174	-0.131	-0.129
q	0.214	0.070	0.086
r	-0.357	-0.210	-0.192
s	1.023	1.037	1.037

3. 板パネルの有効幅公式 補剛板が不等圧縮を受ける場合、縦補剛材間の板パネルに作用するせん断応力の分布を仮定することは非常に困難である。そこで板パネルの有効幅公式を周辺単純支持等方性板に純圧縮が作用する場合の極限強度から求めることにする。ただし、極限強度が最小となる縦横比を用い、圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=-0.3\sigma_p$ 、初期たわみの最大値は $b_s/150$ とする。得られた強度を板パネルの座屈パラメータ R_f の3次関数で近似すれば、次の有効幅公式を得る。

$$b_{e0}/b_s = 1 : R_f \leq 0.178$$

$$= 0.167R_f^3 - 0.265R_f^2 - 0.372R_f + 1.076 : 0.178 \leq R_f \leq 1.422$$

.....(3)

ただし

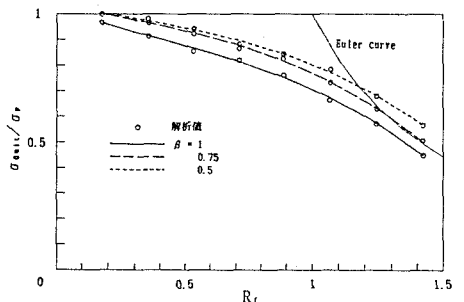


図-2

$$R_r = b_y/t \sqrt{(\sigma_r/E) 12(1-\nu^2)/(4\pi^2)} \quad \dots\dots\dots(4)$$

である。ここに、 b_{ye} は板パネルの有効幅、 σ_r は板パネルの縁応力度である。式(3)を図示すると、図-3の実線となる。図中には小松ら²⁾ および三上ら³⁾ の終局強度曲線も示す。

4. 連成強度の簡易算定法 本研究では、有効幅理論により縦補剛材間の板パネルの局部座屈の影響を加味し、補剛板の連成強度 σ_{ouit}^* を次式から求めるものとする。

$$\sigma_{ouit}^* = (b_{ye}/b_y + \delta) \sigma_{ouit} / (1 + \delta) \quad \dots\dots\dots(5)$$

式(5)から補剛板の連成極限強度を求めるには、式(4)に含まれる板パネルの縁応力度 σ_r を決定する必要がある。縁応力度 σ_r は不等圧縮を受ける補剛板の場合、縦方向に変化するとともに横方向にも変化する。しかしここでは σ_r は補剛板全体にわたって一様であるととし、次式で与えることにする。

$$\sigma_r = (1 + \beta) \sigma_{ouit} / 2 \quad \dots\dots\dots(6)$$

上述の極限強度算定法を用い、純圧縮を受け、縦補剛材の剛比 γ が道路橋示方書の必要最小剛比 γ_N に等しい場合の耐力曲線を描くと図-4を得る。図中には中井ら⁴⁾ および吉浪ら⁵⁾ の耐力曲線も示す。本算定法による耐力曲線は中井らの曲線と非常によく一致していることが分かる。

圧縮比 $\beta=1, 0.75, 0.5$ の場合、縦補剛材の剛比 $\gamma=\gamma_N$ の場合の耐力曲線は図-5のようになる。

5. 耐力曲線の一般化 前述の極限強度の簡易算定法は、圧縮比が $\beta=1, 0.75, 0.5$ の場合に限られている。任意の圧縮比に対しても強度が簡単に求められると、より汎用性に富んだ簡易算定法となる。そこで、任意の圧縮比に対しても適用可能な全体極限強度式を次のように提案する。

$$\sigma_{muit} / \sigma_p = -0.174R_r'^2 + 0.214R_r' - 0.357R_r' + 1.023 \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに

$$R_r' = \{0.68(1-\beta) - 0.72(1-\beta)^2\} R_r^2 + \{1 - 0.91(1-\beta) + 0.71(1-\beta)^2\} R_r + 0.32(1-\beta)(5.88 - \beta) \quad \dots\dots\dots(8)$$

ただし、 $0.178 \leq R_r' \leq 1.422$ 、 $0.5 \leq \beta \leq 1$ である。また

σ_{muit} は、 $x=a/2$ 断面での全体極限強度で、近似的に次式で与えられるものとする。

$$\sigma_{muit} = (1 + \beta) \sigma_{ouit} / 2 \quad \dots\dots\dots(9)$$

式(7)と(8)を用いれば、照査断面を $x=a/2$ とする補剛板全体の極限強度 σ_{muit} が任意の圧縮比に対して求められる。さらに、式(9)により最大圧縮力の載荷辺($x=a$)を基準とした全体極限強度 σ_{ouit} が得られ、式(5)より任意の圧縮比に対する板パネルの局部座屈を考えた補剛板の連成極限強度 σ_{ouit}^* が求められる。

参考文献 1)米澤・堂垣・三代：平成4年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，1-19，1992-5。 2)小松・北田：土木学会論文報告集，Vol.270，pp.1-14，1978-2。 3)三上・堂垣・米澤：土木学会論文報告集，Vol.334，pp.181-184，1983-6。 4)中井・北田・田井戸・福岡：構造工学論文集，Vol.31A，pp.103-114，1985-3。 5)吉浪・大村：構造工学論文集，Vol.34A，pp.191-201，1988-3。

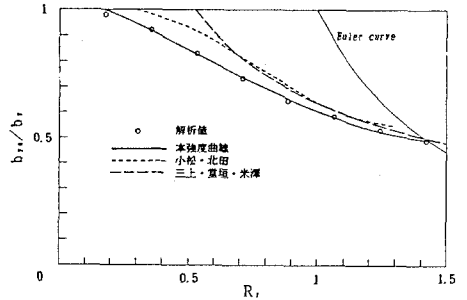


図-3

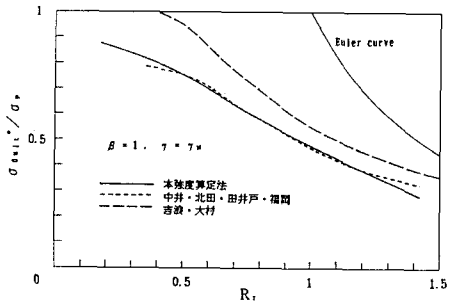


図-4

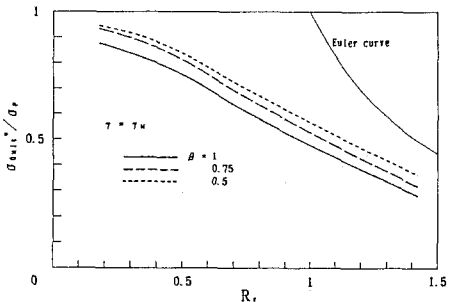


図-5