

純せん断応力を受ける折れ板の極限強度特性について

琉球大学 正員 有住 康則

琉球大学 正員 矢吹 哲哉

1.はじめに 近年、社会基盤施設に対して、経済性と景観性の両者を兼ね備えた構造物の構築が強く望まれている。特に橋梁構造物の場合、主要部材として活用でき、かつ造形にも配慮した部材の開発の要望が、益々強まっている。そこで著者らは、橋梁構造物の使用を目的とした、新しい桁構造形式の一つとして、図-1に示すI形断面桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた鋼桁を提案し、耐荷力試験及び弾塑性有限変形理論に基づくパラメトリック解析を行い、面内曲げを受ける折れ板断面鋼桁の耐荷力特性について検討を行ってきた。これらの検討結果¹⁾より、折れ板断面鋼桁の曲げ耐荷力は、I形断面鋼桁のそれを上回り、ウェブ断面の「折れ」による補剛効果が期待できることを確認している。そこで本研究では、折れ板断面鋼桁のウェブに使用される折れ鋼板部材のせん断強度特性を解明するために、折れ鋼板部材の折れ角、断面構成板の幅厚比、及びアスペクト比を種々変化させ、弾塑性有限変位理論に基づくパラメトリック解析を行い、純せん断応力を受ける折れ鋼板部材の極限強度特性について検討を行った。

2.解析法及び解析モデル 本研究では、図-2に示す四辺単純支持された折れ鋼板部材のせん断強度特性を解明するため、折れ板要素をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析²⁾を行った。幾何学的非線形挙動は、更新ラグランジュ法による増分理論を用いて評価し、材料非線形挙動は、von Misesの降伏条件及びPlandtl-Reussの塑性流れ理論に従うものとした。数値解析では、変位増分法にNewton-Raphson法を併用して逐次収斂計算を行った。解析では、図-3に示すように、解析モデルの板要素周辺に軸剛性無限大の棒要素を取り付け、要素中央($y=b/2$)にせん断変形 γ によって生じる y 軸方向の強制変位増分 Δv を与え、純せん断応力状態を再現した。境界条件は、面外変形に対して四辺単純支持とし、せん断変形導入による軸方向力の発生をなくすため、 $x=a/2$ 上の変位 u を拘束し、周辺上の軸方向変位は、全て自由とした。なお、平均せん断応力度は、図-4に示すように、板要素周辺の節点力の総和を周辺の総断面積で除して求めた。初期たわみ形状は次式のように仮定した。

$$w_0 = w_{0,\max} \sin(\pi x/a) \sin(\pi y/b) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $w_{0,\max}$ は最大初期たわみ量であり、本解析では道路橋示方書に規定されている腹板の制作誤差の最大許容値($b/150$)を用いた。残留応力度は、折れ板断面桁の溶接による残留応力度分布に関する資料が十分に整っていないため、本解析では考慮しなかった。なお、鋼材はSS400材を使用した。解析で使用したパラメータは、折れ角 θ 、アスペクト比 α 及び次式のように定義される幅厚比パラメータ R_s である。

$$R_s = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_y 12(1-\nu^2)}{EK_s \pi^2}} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 τ_y は降伏せん断応力度であり、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ として求められる。また、 K_s は純せん断応力を受ける周辺単純支持板の弾性座屈係数であり、次式のように与えられる。

$$K_s = \begin{cases} 5.34 + 4.0 / \alpha^2 & (\alpha \geq 1) \\ 4.0 + 5.34 / \alpha^2 & (\alpha < 1) \end{cases} \dots \dots \dots (3)$$

採用したパラメータの変動範囲を表-1に示す。なお、要素分割は 10×10 分割以上を用いれば十分な精度を得られることを、パラメトリック解析を行う前に確認した。

3.折れ鋼板要素のせん断強度特性 本解析では、前節で示したパラメータを種々変化させて極限解析を行い、その結果を用いて平均せん断応力度—せん断ひずみ曲線を描き、それより得

折れ板、せん断強度、局部座屈、弾塑性有限変位解析

〒903-0213 沖縄県西原町千原1番地 TEL 098-895-8664 FAX 098-895-8677

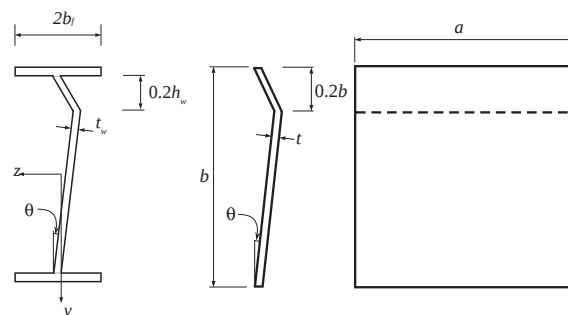


図-1 折れ板断面鋼桁

図-2 折れ鋼板部材

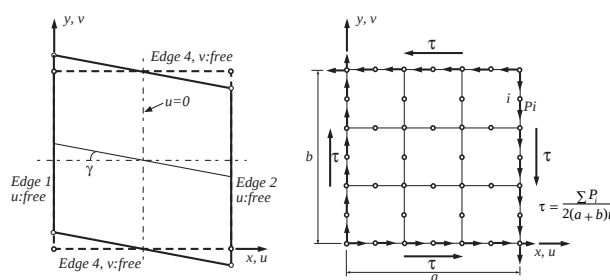


図-3 強制変位作用方法

図-4 平均せん断応力

表-1 解析パラメータ及び変動範囲

Parameter	Symbol	Range of values
Slenderness parameter	R_s	0.448 ~ 1.739
Aspect ratio	$\alpha = a/b$	0.8 ~ 1.5
Angle of folded plate	θ	0°, 2.5°, 5°, 10°, 15°

られた最大平均せん断応力度を極限強度と定義した。解析で得られた平均せん断応力度とせん断ひずみの関係の一例を直板($\theta=0^\circ$)について図-5に示す。なお、図には奈良らの解析結果³⁾も併示してある。図から明らかなように、幅厚比パラメータが大きくなるに従ってせん断強度は低下している。また、本解析結果と奈良らによる解析結果を比較すると、初期剛性に多少違いが見られるが、極限強度の値は良く一致している。次に、 $Rs=1.739$ 及び $\theta=5^\circ$ を有する折れ板について、アスペクト比を変化させた場合のせん断強度とアスペクト比の関係を図-6に示す。図から明らかなように、アスペクト比が $\alpha=1.0$ でせん断強度が最小値となっている。そこで本解析では限界アスペクト比として $\alpha=1.0$ を用いることとした。折れ角が折れ板のせん断強度に及ぼす影響を検討するため、折れ角を種々変化させて解析を行った。解析結果を図-7に示す。図から明らかなように、 $Rs=0.448$ の場合を除き、折れ角が $\theta<5^\circ$ の範囲では、折れ角が大きくなるに従ってせん断強度は増大しているが、 $\theta>5^\circ$ の範囲では逆に僅かではあるが減少している。また、折れ角の増加によるせん断強度の増加の割合は、幅厚比パラメータの大きな折れ板ほど顕著であり、せん断局部座屈に対する補剛効果が期待できる。次に、せん断強度と幅厚比パラメータの関係を図-8に示す。図には弾性座屈曲線も併示してある。図から明らかなように、幅厚比パラメータが小さい場合は、折れ角のせん断強度に及ぼす影響は小さい。一方、幅厚比パラメータが大きい場合は、直板と比較してせん断強度の上昇が期待でき、後座屈強度も期待できる。最後に、終局時の変形状態を図-9に示す。図から明らかなように、直板では板全面の対角線上の圧縮主応力方向に局部座屈による大きな変形が生じているが、折れ板では折れ線の下面のみに変形が生じている。これは、折れの効果により折れ線上の面外変形が拘束されたことに起因していると考えられる。

4. あとがき 本研究では、折れ鋼板部材について弾塑性有限変位理論に基づくパラメトリック解析を行い、純せん断応力を受ける折れ鋼板部材の構造諸元が極限強度特性に及ぼす影響について検討を行った。解析の結果、比較的幅厚比パラメータの大きな折れ板では、直板と比較して折れの補剛効果によりせん断強度の上昇が期待できることが明らかとなった。

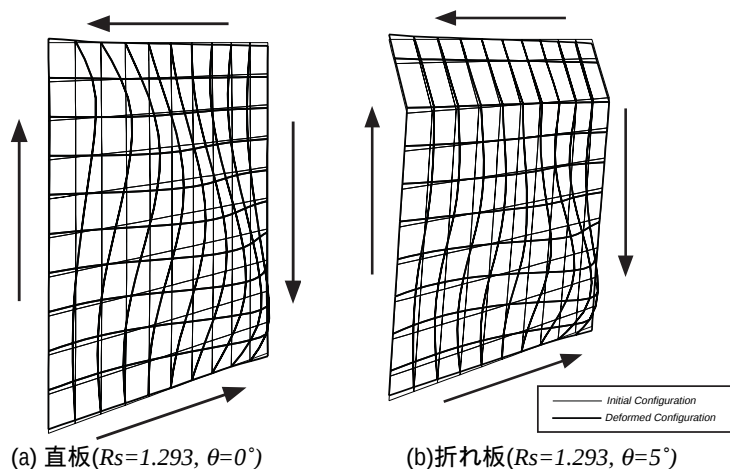


図-9 終局時の変形状態

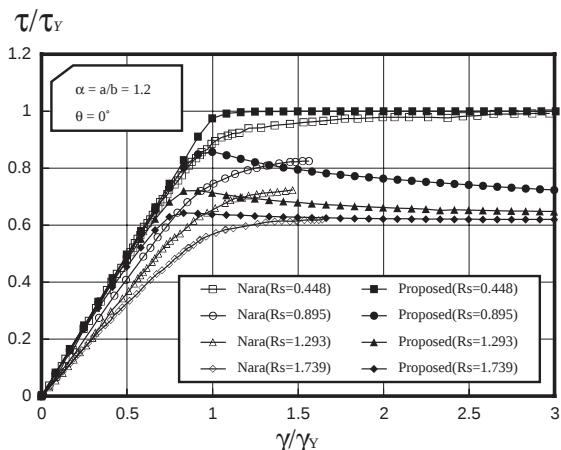


図-5 平均せん断応力度-せん断ひずみの関係

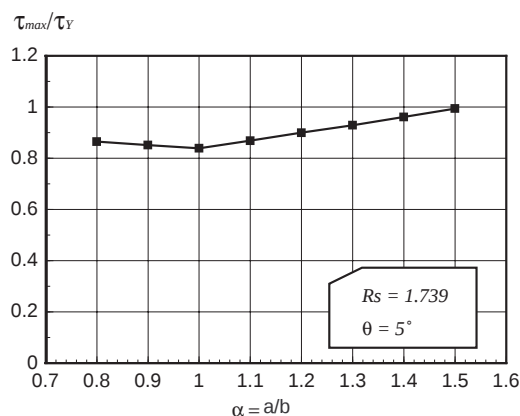


図-6 アスペクト比の影響

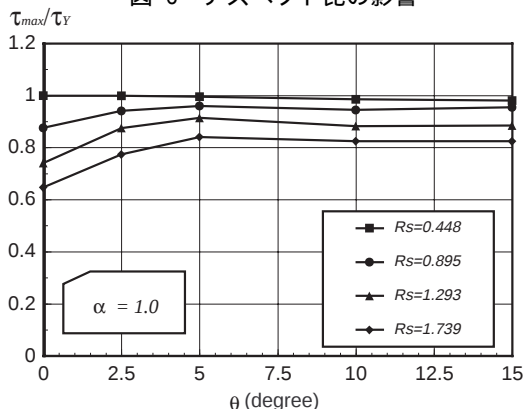


図-7 折れ角が極限強度に及ぼす影響

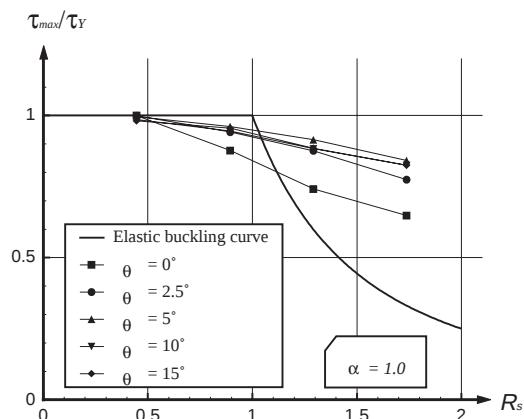


図-8 せん断強度と幅厚比パラメータの関係

参考文献 1) 有住, 矢吹, 他: 折れ板断面鋼桁の終局強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, 2001. 2) Yabuki, T., Arizumi, Y. and Yashiro, S.: Ultimate Strength and Its Practical Evaluation of Cylindrical Steel Shell Panels under Various Compressions, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.489/I-27, 1994. 3) 奈良 他: 純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, No.392, 1988.