

曲線プレートガーダーの曲げ耐荷力推定式

A PREDICTION METHOD FOR FLEXURAL STRENGTH OF CURVED PLATE GIRDERS

藤井 堅*, 中岡 智昭**

Katashi FUJII and Tomoaki NAKAOKA

*工博 広島大学助教授 工学部第四類 (〒724 東広島市鏡山1丁目4-1)

*工修 五洋建設(株) 土木事業部 (大阪市埴宅梅田2-2-25)

In order to estimate the ultimate strength of curved and straight plate girders, a concept of classifications on girders, where the ultimate strength is obtained from the cross-sectional strength and the strength defined by lateral-torsional buckling would be used. The cross-sectional strength is determined by the local buckling strength of each plate elements such flange or web. Therefore, it would be compatible and suitable that the prediction formulae of cross-sectional strength are constructed by each prediction formulae on flange and web. According to this concept, this study presents the unified prediction formulae of the cross-sectional bending strength of curved girders as well as straight girders, because a straight girder can be regarded as a curved girder with zero-curvature. A distinctive features is the width-thickness parameter in which the effect of curvature is taken into account. Comparing with the flexural strength obtained from experiments, the prediction formulae are useful to estimate the bending strength of curved girders of course as well as a straight girder, though the strength is more conservative in the case of curved girders than that of straight girders.

Key words: curved girder, bending strength, ultimate strength,

1. まえがき

限界状態設計法はすでに諸外国で導入されており、我が国でもこれに移行する準備が進められている。そして、板、柱、梁などの設計については、かなり煮詰まってきた観がある。他方、建築、土木をはじめ広い分野を包含する鋼構造物設計基準の総合化、統一化^{1, 2)}の動向もある。この場合、それぞれの構造特性、設計概念、荷重特性などの違いを統一的に基準化するには、構造区分の考え方が不可欠である。構造区分は、部材の断面が有する強度を示す断面区分と、部材の細長さから決まる部材区分に分けられる。このうち断面区分では、断面を構成する板要素の幅厚比により、塑性設計適用領域、塑性強度領域、降伏強度領域、座屈強度領域に分類される²⁾。

プレートガーダーは、薄肉構造物の特性から降伏強度領域あるいは座屈強度領域に属し、設計の基準強度はフランジ降伏曲げモーメントが用いられる。またプレートガーダーのような薄肉断面から塑性設計が適用される極厚肉断面まで整合性のある統一評価という観点からは、断面を構成する板要素各々の幅厚比を用いた強度算定式が要求されよう。西村、秋山、松村^{3, 4)}は、梁およびプレートガーダーの曲げ強度に関する断面区分について、各国の基準を比較するとともに、解析および実験結果から断面区分のための限界幅厚比を提案し、さらに座屈強度領域におけるプ

レートガーダーの曲げ強度算定式を提案した。この曲げ強度算定式は、三上らの提案式^{5, 6)}に立脚するもので、フランジとウェブそれぞれの幅厚比を用いてそれぞれの板要素の強度を求め、この強度に基づいてプレートガーダーの断面強度を算定する。

一方、曲線桁については、構造区分は十分には検討されておらず、中井、北田、大南、事口ら^{7, 8)}、藤井、大村⁹⁾などの曲げ耐荷力算定式が提案されているが、部材区分と断面区分が明確にされていないなど、必ずしも断面区分の考え方に適用できる形ではない。したがって、構造区分の概念に立脚し、精度のよい曲線プレートガーダーの断面強度算定式を提供しておくことは、今後の統一的評価のために必要と考えられる。

直線プレートガーダーは、曲率が零の曲線プレートガーダーとみなすことができる。したがって、曲線プレートガーダーの断面強度算定式は、曲率を零とおくと直線プレートガーダーの強度が評価できる形で構築されるべきである。さらに、曲線プレートガーダーの大きな特徴の一つに、反りねじりにともなうフランジ反り応力の問題がある。反り応力はねじりを同時に受ける直線桁でも現われるが、このような反り拘束ねじりを受ける直線プレートガーダーについても適用可能な算定式が要求されよう。

そこで本研究では、構成板要素の強度評価式に基づき、

構造区分の考え方に適用可能な形で、しかも直線プレートガーダーをも包含する曲線プレートガーダーの曲げ強度算定式の提案を試みる。ここでは、西村らが提案した直線プレートガーダーの曲げ耐荷力算定式⁴⁾を基に、幅厚比などのパラメータを、直線プレートガーダーとの整合性を保ちつつ曲線プレートガーダーの力学特性を踏まえた形で与えることにより、曲げおよび反りねじりを受ける直線および曲線プレートガーダーの断面強度を推定する。

2. 曲げを受ける曲線プレートガーダーの断面強度算定のためのパラメータ

2. 1 曲線プレートガーダーの力学特性

曲線プレートガーダーの力学挙動の特徴は、Culver, Dym, Brogan¹⁰⁾、倉西、樋渡¹¹⁾、中井、北田、大南^{12, 13)}、藤井、大村¹⁴⁾などにより、すでに明かにされているのでここでとりたてて詳しく述べる必要はないと思われる。しかし、直線プレートガーダーの断面強度算定のための各板要素の幅厚比パラメータ、あるいは断面強度の評価基準となるフランジ降伏モーメントを、曲線プレートガーダーへ拡張可能な形に変更するために、曲線プレートガーダーの力学特性について簡単に触れておく。

曲線プレートガーダーは、その曲率に起因して、曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力が常時連成する。さらに、本研究で扱うようなI形開断面では、反りねじりモーメントが生じ、フランジにはフランジ面内の曲げモーメント（反り応力）が発生する。また、フランジは扇形板の性質が現われる。ウェブは、曲面板パネルの性質が現われ、曲げを受けると曲率に起因して面外にたわみが発生し、結果として初期たわみがなくとも大きな断面変形を生じる。また、桁の曲げによる応力分布は直線分布とはならず、圧縮側引張側ともに中央付近の応力が減少し、フランジ縁近傍に応力が集中する。この傾向は、幾何学的非線形性が強く現われる圧縮側においてとくに顕著となる。

図-1a) に曲線プレートガーダーの断面力と応力状態を

示す。図中、桁の曲げモーメント M およびフランジ面内の曲げモーメント M_f は、曲線プレートガーダー橋全体の形状および荷重条件によって決定される設計用値である。

2. 2 フランジ降伏モーメント

いま、曲げモーメント M とフランジ面内曲げモーメント M_f が一定の比率で増加し、もしもコンパクト断面で材料が完全弾塑性体であれば、図-1b) に示すような全塑性曲げモーメントまで耐力は上昇する。直線プレートガーダーの断面区分の考え方では降伏強度領域を設定していること、また一般の直線および曲線プレートガーダーの板厚は薄く、フランジ降伏モーメントを保証する降伏強度領域あるいは座屈強度領域に属すると考えられる。したがって、フランジ降伏モーメントに対応する曲線プレートガーダーの強度基準を定める必要がある。図-2に、直線プレートガーダーのフランジ降伏モーメントに対応させて、フランジ面内の曲げモーメント M_f を考慮した強度評価基準を示す。図-2に示す応力状態下では、フランジ・ウェブ接合辺上で、フランジ直ひずみは無限大、一方ウェブの縁ひずみは降伏ひずみとなり、両者の間のひずみの適合性が崩れるので理論的にはありえない。しかし、断面区分の考え方を導入した統一評価の観点からは強度評価基準の一つと考えられる。もちろんフランジ面内の曲げモーメントがない場合には、図-2は直線プレートガーダーで規定されるフランジ降伏モーメントに一致する。以下では、図-2に示す応力状態に対応する曲げモーメント M_y^* をフランジ降伏モーメントと呼ぶこととする。2軸対称I形断面の場合には、フランジ降伏モーメントは、

$$M_y^* = h \left\{ P_y^* + \frac{A_w}{6} \sigma_{yw} \right\} \quad \text{----- (1)}$$

となる。ここに、 h は上下フランジ中心間距離、 $A_w (\equiv h t_w)$ はウェブ断面積、 t_w はウェブ板厚、また、

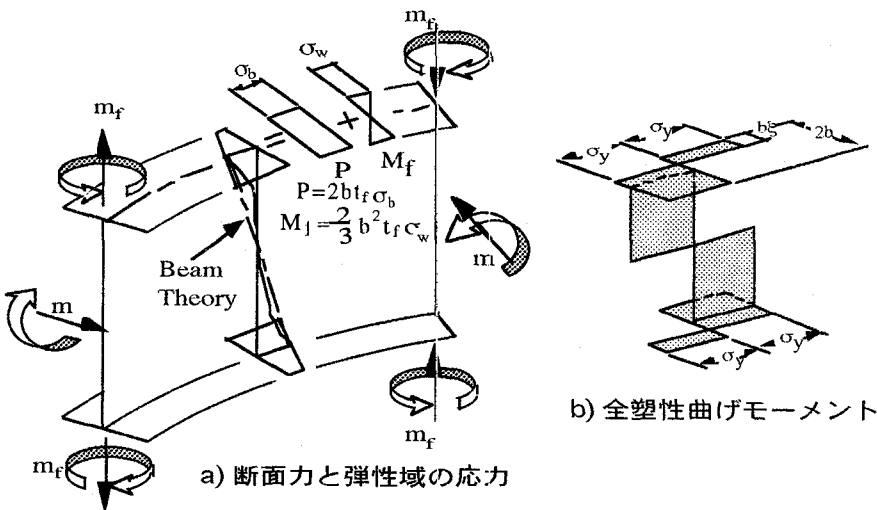


図-1 曲線桁の断面力と応力

$$P_y^* = (1 - \xi) A_f \sigma_{yf} \quad \text{----- (2)}$$

は、フランジ面内の曲げモーメントを考慮したフランジ降伏軸力、 $A_f (= 2b t_f)$ はフランジの断面積、 b はフランジ半幅、 t_f はフランジ板厚である。また、 σ_{yf} 、 σ_{yw} は、それぞれフランジおよびウェブの降伏応力を示す。 ξ は、圧縮フランジの反り応力による引張降伏領域を示す無次元幅であり、図-2のようなフランジ全塑性状態のフランジ軸力 $P = 2b(1 - \xi) t_f \sigma_{yf}$ とフランジ面内の曲げモーメント $M_f = (2 - \xi) \xi b^2 t_f \sigma_{yf}$ から、フランジ軸圧縮力 P とフランジ半幅 b との積の比 M_f/Pb を用いて、

$$\xi = 1 + \frac{|M_f|}{Pb} - \sqrt{1 + \left(\frac{M_f}{Pb}\right)^2} \quad \text{----- (3)}$$

と導かれる。

フランジ降伏モーメント式 (1) の強度基準としての適用性を検討するために、同じ断面で曲率のみ異なる R R 45 シリーズ (表-1 参照) に対応した弾塑性板殻非線形有限要素解析を行って、得られた耐荷曲げモーメント M_u を、フランジ面内曲げモーメントを考慮しないフランジ降伏曲げモーメント M_y で除して無次元化した場合と、式 (1) で無次元化した場合を比較して図-3に示す。強度基準に M_y を用いた図-3a) では、曲線桁パネルの開角の増加とともに耐荷力が大きく低下している。これはむしろ当然のことであって、曲率が大きいほどフランジ面内の曲げモーメントが大きくなり、耐荷曲げモーメントは反り応力のないフランジ降伏曲げモーメントよりも小さくなる。一方、反り応力を考慮したフランジ降伏モーメント式 (1) で無次元化すると、曲率の増加にともなう耐荷力の減少は緩やかになり、式 (1) を基準とする耐荷力表示が有効といえる。

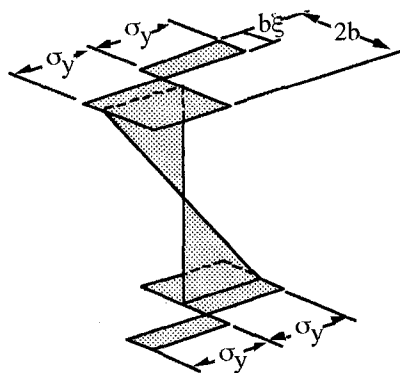


図-2 フランジ降伏モーメント

3. 構成板要素の極限強度

3. 1 圧縮フランジの極限強度

曲線プレートガーダーの耐荷曲げモーメントを算定するためには、式 (2) のように、反り応力を考慮したフランジ降伏軸力 P_y^* を用いた耐荷力曲線表示が都合がよい。こ

のとき、幅厚比パラメータ λ_{pf} は、Euler 曲線 $\frac{P_u}{P_y^*} = \frac{1}{\lambda_{pf}^2}$

を表現できるように定めれば、一般の耐荷力曲線と整合性を満足できる。すなわち、

$$\lambda_{pf} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1 - \xi)(1 - \nu^2)}{\pi^2 k_f}} \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E}} \quad \text{---- (4)}$$

ここに、 ν はポアソン比、 E は弾性係数である。座屈係数 k_f は、藤井、大村¹⁵⁾ にしたがって曲率を考慮した次式を用いる。

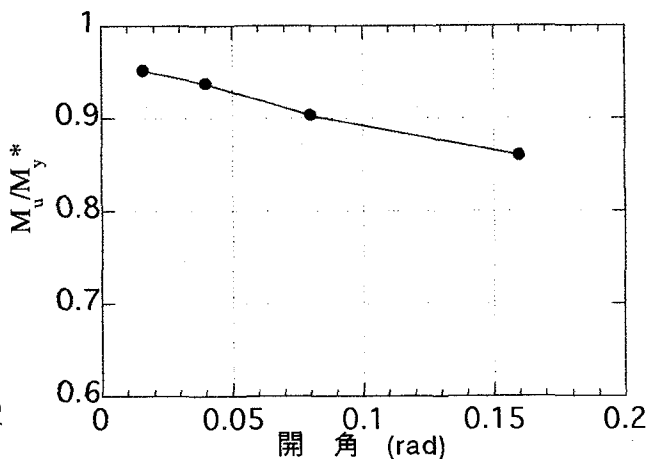
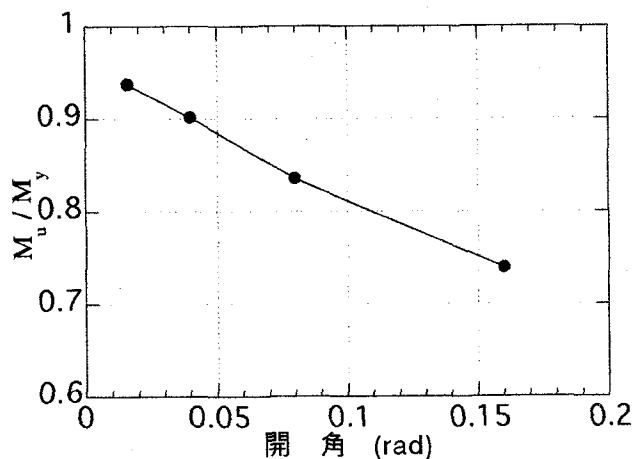
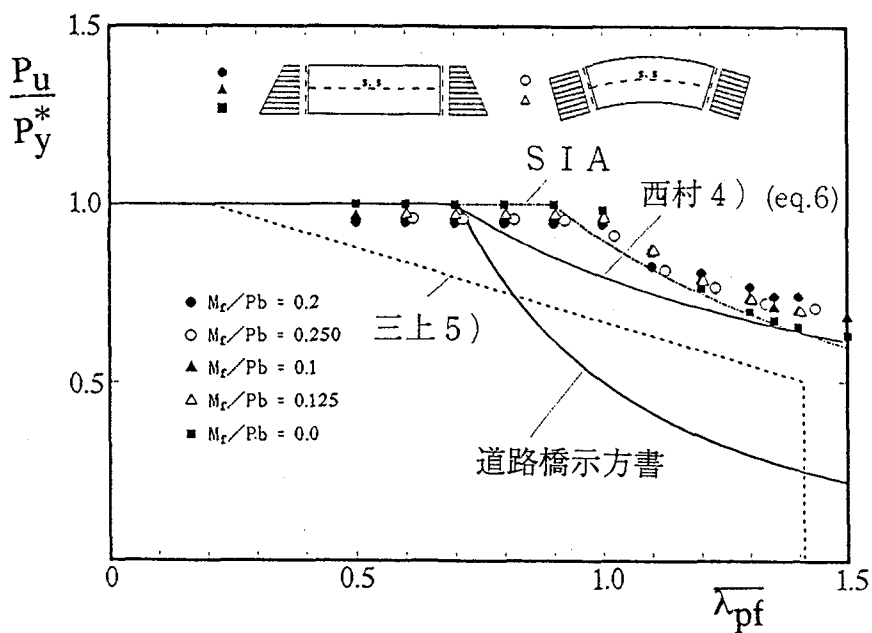
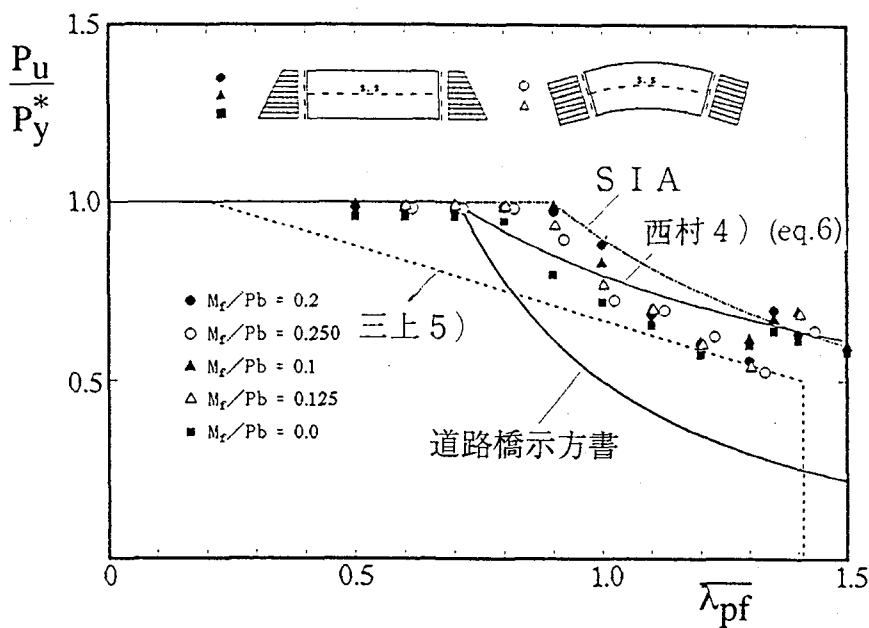


図-3 曲げ耐荷力の評価基準



a) 残留応力なし



b) $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$

図-4 フランジ耐荷力曲線

$$k_f = 0.43 \left(1 - 16.3 \frac{M_f}{P R_w} \right) \quad (5)$$

半幅である。

式(4)の幅厚比パラメータ $\overline{\lambda}_{pf}$ を用いて、フランジの終局耐力 P_u は次式で与える。

$$-0.5 \leq \frac{M_f}{P b} \leq 0.5, \quad \text{および} \quad 0 \leq \frac{b}{R_w} \leq 0.05 \quad \text{とす}$$

$$\frac{P_u}{P_y^*} = 1 \quad \left(\overline{\lambda}_{pf} \leq 0.7 \right)$$

る。ここに R_w は曲線桁ウェブの曲率半径、 b はフランジ

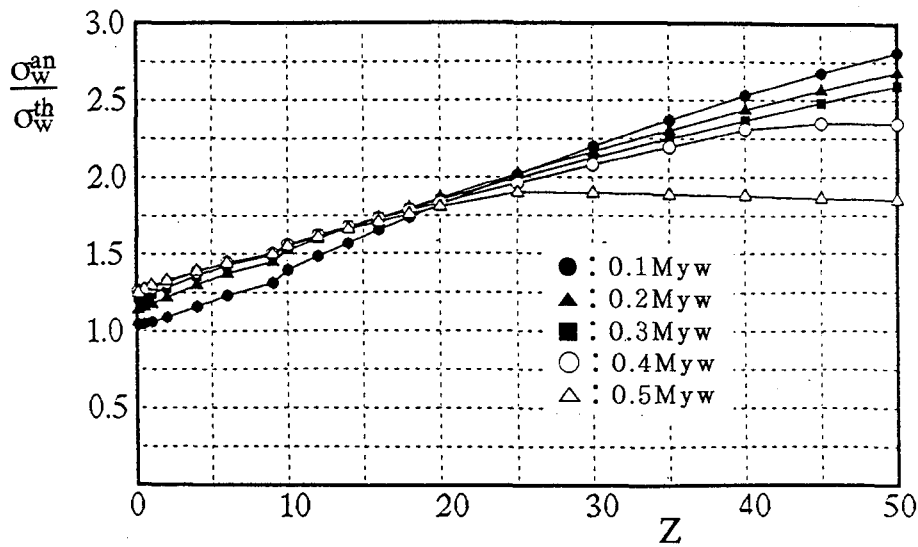


図-5 ウェブ縁応力

$$= \left(\frac{0.7}{\lambda_{pf}} \right)^{0.64} \quad (0.7 \leq \lambda_{pf})$$

----- (6)

式(6)と扇形板(曲線桁フランジ)両端に圧縮応力が作用する場合の耐荷力解析結果を比較して、図-4に示す。図-4 a), b) は、それぞれ残留応力がない場合、溶接型 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$, $\sigma_{rt} = \sigma_y$ の場合である。また、これらの図には、扇形板の中央部におけるフランジ面内曲げモーメント M_f とフランジ軸力 P が同時に作用する矩形板の耐荷力解析結果もあわせて示している。図から、式(6)は、残留応力がない場合にはひかえめの値であるが、残留応力がある場合には耐荷軸力を評価できるといえる。なお、幅厚比パラメータ λ_{pf} が1.3付近で耐荷力が上昇するのは、残留応力とフランジ反り応力によって降伏する領域が異なるためである。また、残留応力がない場合には、S I Aの耐荷力曲線が非常に良い近似を示している。

矩形板と扇形板を比較すると、 M_f/Pb が同じであれば両者の差は小さい。したがって式(6)は、曲げねじりを同時に受ける直線プレートガーダーのフランジ圧縮強度評価式としても適用できることを図は示している。

3. 2 ウェブの極限強度

曲線桁のウェブプレートに曲げモーメントが作用すると、その曲率に起因してウェブ内部に曲げ応力の欠損が起こり、ウェブが分担する曲げモーメントは梁理論に基づく値よりも小さくなる。これについて検討するために、両端に曲げモーメントが作用する場合の周辺単純支持曲面板の中央断面の圧縮側縁応力 σ_w^{an} を弾塑性非線形有限要素解析により求め、それと梁理論から得られる縁応力 σ_w^{th} の比 $\sigma_w^{an}/\sigma_w^{th}$ とウェブの曲率パラメータ Z との関係を表せば、図-5のようになる。図-5からわかるように、曲率およ

び幾何学的非線形性に起因するウェブ内部の応力の減少にともなって縁応力 σ_w^{an} は増加する。これは、曲率の増加とともに大きくなるが、例えば図-5で $Z=50$ の場合、曲げモーメントが $0.3M_{yw}$ を越えると降伏域が内部にまで進展し、結果として、ウェブ内部も曲げモーメントを分担するようになる。図-6に、周辺単純支持されたウェブプレートにウェブ面内の曲げモーメントが作用する場合の有限要素解析結果を示す。図-6から、曲率パラメータ Z が10程度(ほとんどの曲線桁は $Z < 10$ と思われる)までならば、すでに西村らが提案した直線桁ウェブの耐荷力曲線とよく一致していることがわかる。

したがって、ここでは、ウェブの極限強度式として、西村らの提案式

$$\frac{\sigma_{uw}}{\sigma_{yw}} = 1 \quad (\lambda_{pw} \leq 1.0) \quad (7)$$

$$= \left(\frac{1}{\lambda_{pw}} \right)^{0.72} \quad (1.0 \leq \lambda_{pw})$$

を用いる。ただし、幅厚比パラメータ λ_{pw} については、曲率の影響を考慮して

$$\lambda_{pw} = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_w}} \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E}} \quad (8)$$

ここに、座屈係数 k_w は、Sayed¹⁶⁾ にしたがって

$$k_w = 23.9 + 0.28Z \quad (9)$$

であり、曲率パラメータ Z は、

$$Z = \frac{h^2}{R_w t_w} \sqrt{1-\nu^2} \quad (10)$$

である。

曲率パラメータ Z が30以上のような大きい場合には、式

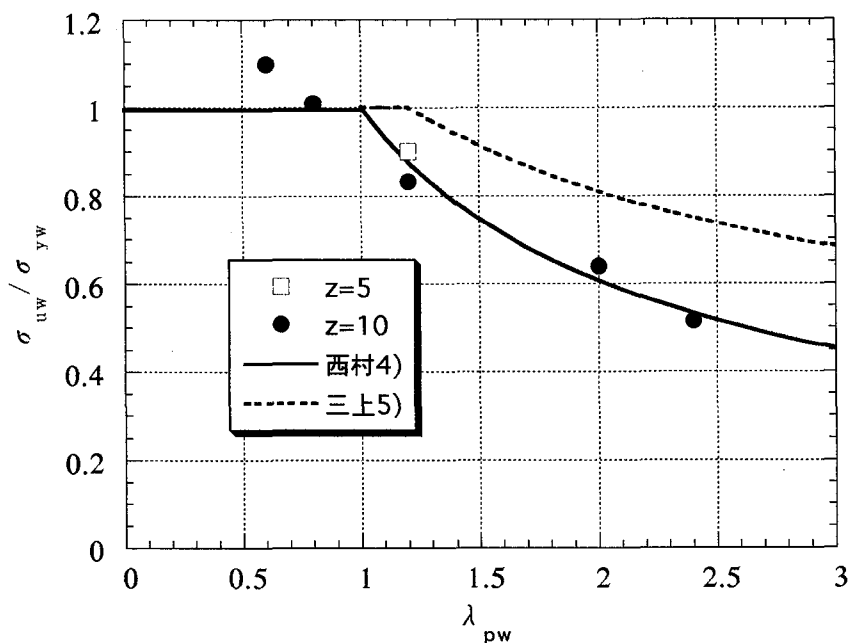


図-6 ウェブパネル耐力曲線

(7)を用いると、ウェブ強度を実際よりも高めに推定してしまう。したがって、大曲率の場合には式(7)に低減係数を乗ずるなどの対処が必要と思われる。

4. 曲線プレートガーダーの曲げ耐力算定式
曲線プレートガーダーの曲げ耐力算定式は、三上らがすでに提唱している直線プレートガーダーの曲げ耐力式

$$\frac{M_u}{M_y^*} = \frac{P_u + \sigma_{uw} A_w / 6}{P_y^* + \sigma_{yw} A_w / 6} \quad (11)$$

を曲線プレートガーダーにも適用する。上式は、フランジ軸力から構成される抵抗モーメントと、ウェブの終局曲げモーメントを加えたものをプレートガーダーの終局耐力として評価する考え方で、フランジ、ウェブ各々の板要素強度評価式を用いて桁の耐力を評価するので、板要素の終局強度評価式と桁のそれとの整合性が保てるという利点がある。また、上下非対称断面の場合や、水平補剛材を有する場合などにも拡張できる。

式(6)によりフランジの終局耐力 P_u を求め、式(7)によりウェブの曲げ終局強度 σ_{uw} を求めて、式(11)に代入すると曲線プレートガーダーの終局曲げモーメント M_u が求められる。

なお、本論文で提案する曲げ耐力算定式は、式(6)および式(9)で、曲率を零とし反り応力がない場合すなわち $\xi = 0$ とおくと、西村らが提案している曲げを受ける直線プレートガーダーの断面強度評価式⁴⁾に一致する。

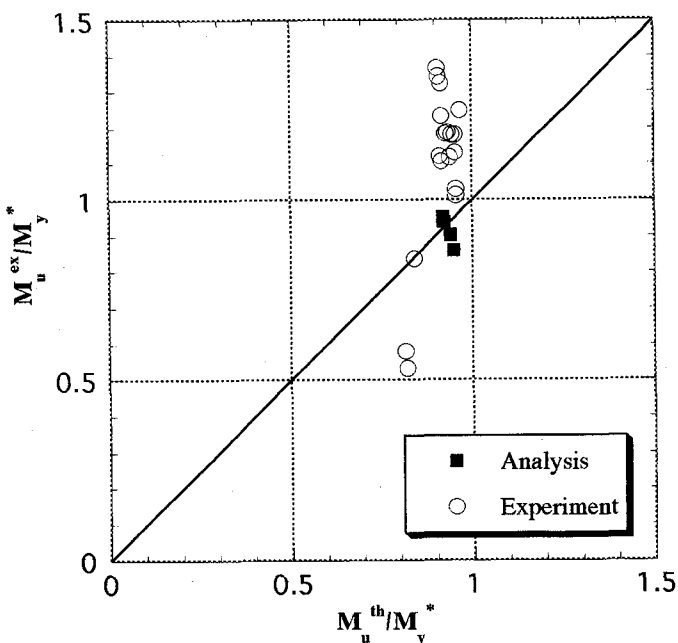


図-7 耐力推定式の精度
(曲線プレートガーダー)

過去に行われた曲線桁曲げ耐力実験結果を表-1に示す。図-7は、表-1の曲げ耐力実験結果と式(11)から得られた耐力曲げモーメントを比較したものである。曲線プレートガーダーの曲げ耐力実験数は少なく、実験結果は、図-7からわかるように、今回提案したフランジ降伏モーメントを上回る結果がほとんどとなった。今後広範な幅厚比を対象とした実験が望まれる。

18体の実験結果と式(11)による推定結果の比を求め、曲線桁の曲げ耐力について統計数値からSGST

formatに基づいて抵抗係数 ϕ_{pu} を試算すると、平均値 $X = P_m = 1.181$ 、標準偏差 $\sigma = 0.229$ 、変動係数 $V_p = 0.192$ で、 $V_M = 0.11$ 、 $V_F = 0.05$ から全変動係数 $V_R = 0.216$ 、さらに $M_m = 1.15$ 、下限係数 $k_R = 1.65$ 、製作係数 $F_m = 1.00$ 、更正係数 $\phi_1 = 1.0$ とすると、抵抗係数 $\phi_{pu} = 0.855$ となる。

ちなみに、筆者らが収集した33体の直線プレートガーダーの曲げ耐荷力実験結果と式(11)とを比較して図-8に示す。この場合、SGST-formatにしたがうと、平均値 $X = 1.056$ 、標準偏差 $\sigma = 0.098$ 、変動係数 $V_p = 0.093$ 、抵抗係数 $\phi_{pu} = 0.909$ となり、西村らの曲げ耐荷力推定式⁴⁾は、非常に良い精度を与えている。

このように、曲線桁と直線桁の実験に基づく精度や抵抗係数について差が現われ、必ずしも両者の精度上の整合性はとれなかったが、これには次のことが考えられる。

(1) まず、今回提案したフランジ降伏モーメントは、直線桁のフランジ降伏モーメントに対応させるために仮定したもので、実際には図-2の応力状態はありえない。このような意味からは、断面区分としてフランジ降伏モーメントではなく、図-1b)のような全降伏モーメントを耐荷力評価の基準とするのも一つの方策と考えられる。(2) 曲線桁では、フランジ反り応力によりフランジが全降伏する前に応力再配分が起こり、ウェブ・フランジが相互に関連する塑性域の進展となろう。一方、直線桁では、フランジ反り応力が無いので、フランジの全降伏かウェブ縁の降伏のどちらかが先に起こり、続いて残りが耐力を失うという崩壊メカニズムが考えられる。曲げ耐荷力推定式(11)は、フランジの耐力とウェブの耐力を累加したものが桁の耐荷力に等しいことを示すもので、フランジとウェブの相互関連を表現しにくい。したがってフランジ反り応力がな

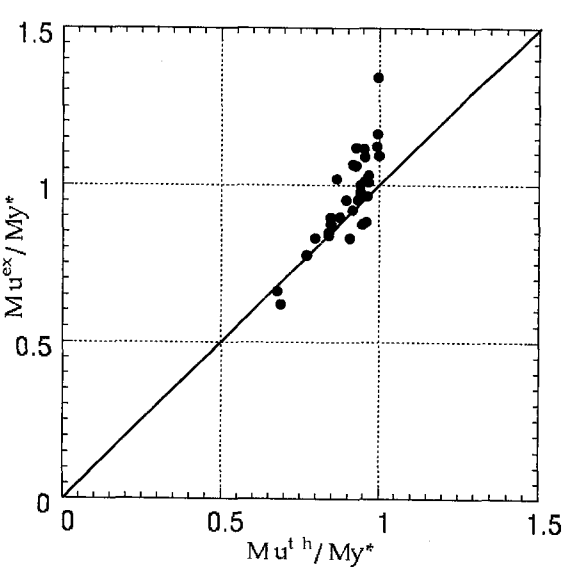


図-8 耐荷力推定式の精度
(直線プレートガーダー)

い場合はたいへん良い精度を与えるが、フランジ反り応力がある場合には、精度上難しくなると思われる。(3) 直線桁の曲げ耐荷力でも指摘されているが、フランジ降伏モーメントを保証するフランジおよびウェブの幅厚比には相関があり、各構成板要素の限界幅厚比は一定値とはならない⁴⁾。このような各板要素の相互関連を設計基準に考慮するかどうかについては今後の議論を待つことになろうが、表-1に示すように、実験に採用された幅厚比のほとんどが、フランジ・ウェブ相互効果が現われる付近に集中していること、そして式(11)では、フランジかウェブの

表-1 曲線桁実験結果

供 試 体 名	実験者	Rw mm	h mm	tw mm	σ_{yw} MPa	λ_{pw}	2b mm	tf mm	σ_{yf} MPa	λ_{pf}	Mf/Pb	Muex kN m	Muth/ My*	Muex/ My*
RR45-50S	藤井	50.0	801	4.62	329	1.48	182	8.83	253	0.56	0.106	511	0.912	1.121
RR45-20S		20.0	800	4.65	329	1.44	181	8.89	253	0.55	0.115	502	0.917	1.108
RR45-10S		10.0	801	5.08	329	1.28	181	8.84	253	0.51	0.338	486	0.929	1.184
RR45-5S		5.0	801	5.04	329	1.22	181	8.90	253	0.48	0.634	424	0.934	1.187
RR45-10F		10.0	801	4.67	329	1.39	136	11.88	275	0.29	0.343	516	0.918	1.233
RR26-20S		20.0	798	2.65	253	2.16	181	8.93	253	0.52	0.222	447	0.909	1.343
RR26-10S		10.0	799	2.54	253	2.12	181	8.92	253	0.54	0.187	448	0.916	1.323
RR26-5S		5.0	797	2.67	253	1.84	181	8.77	253	0.51	0.488	372	0.906	1.366
K-1		10.0	800	2.88	278	2.05	112	5.60	295	0.60	0.120	181	0.841	0.837
M-2		5.0	800	4.51	393	1.49	201	7.22	358	0.90	0.220	304	0.816	0.580
M-3		2.0	800	4.50	393	1.28	203	7.19	358	0.98	0.370	256	0.820	0.533
M30(0.5-178-15-0-2)	中井	29.4	798	4.50	319	1.46	182	11.97	387	0.51	0.077	876	0.953	1.131
M30(1.0-178-15-0-2)		29.4	798	4.48	291	1.40	181	12.04	339	0.47	0.077	693	0.956	1.014
M10(0.5-178-15-0-2)		10.4	798	4.50	319	1.40	182	12.02	387	0.48	0.230	814	0.953	1.182
M10(0.5-250-15-0-2)		10.7	799	3.23	270	1.75	181	11.97	339	0.45	0.219	667	0.945	1.182
M10(0.5-178-15-0-1)		10.7	799	4.50	259	1.26	181	11.98	339	0.45	0.231	740	0.968	1.249
M10(0.5-178-7.5-0-2)		9.3	799	4.57	259	1.23	91	11.92	339	0.19	0.565	332	0.940	1.119
M10(1.0-178-15-0-2)		10.6	800	4.57	291	1.32	180	12.01	339	0.44	0.234	627	0.957	1.031

どちらかでも降伏強度に達しないとフランジ降伏モーメントには達しないことも上記の原因の一つと思われる。

(4)最後に、実験ではフランジ反り応力の設定が非常に難しいことが掲げられる。筆者らが行った実験では、できるだけ正確にフランジ反り応力を把握するように注意し、

表-1に示すようなパラメータ $\frac{M_f}{Pb}$ を求めた。しかしこれの

わずかの誤差が敏感に曲げ耐荷力に影響すること一つの原因と思われる。なお、有限要素解析などでは比較的容易に反り応力を把握・設定でき、この場合には、図-8に示すように比較的良い精度を与えている。

実設計に際しては、曲線桁全体の解析から着目断面の曲げモーメントと反りねじりモーメントを求め、フランジ面内の曲げモーメントとフランジ軸力が導出される。

6. あとがき

以上、曲線プレートガーダー断面を構成するフランジおよびウェブプレートの強度評価式を提案し、それらを用いて曲げを受ける曲線プレートガーダーの断面強度評価式を提案した。この断面強度評価式は、各板要素の強度評価と桁の強度評価の間の整合性を満足できるものとなっている。また、曲率半径が無限大の場合に直線プレートガーダーに対応するという意味での整合性を確保している。実験結果と本提案式による曲げ耐荷力を比較すると、直線プレートガーダーほどの精度はあげられなかったけれども、曲線プレートガーダーの断面強度推定に使用できると考えられる。なお、今後さらに実験結果を補充するとともに、フランジあるいはウェブの幅厚比パラメータの改良などが必要である。

また、曲線プレートガーダーの力学挙動の大きな特徴として、ウェブの面外変形があり、これが直線プレートガーダーよりも大きな断面変形を引き起こす。したがって、使用限界状態についても検討する必要がある。さらにフランジの鉛直座屈崩壊についても、その崩壊メカニズムの解明やこれによるウェブの限界幅厚比の設定も必要といえる。

参考文献

- 1) 福本 孝士 (研究代表者) : 鋼骨組構造物の極限強度の統一的評価に関する総合的研究, 文部省化学研究費総合研究A研究成果報告書, 1990.
- 2) 土木学会関西支部 : 鋼構造設計法の総合化と将来展望, 平成5年度講習会テキスト, Sept. 1993.
- 3) 西村 宣男, 大崎 史淳, 長谷川 徹雄 : 曲げを受ける鋼I形断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.135-144, Mar., 1991.
- 4) 西村 宣男, 秋山 寿行, 松村 達生 : 曲げを受けるI形断面梁およびプレートガーダーの強度設計法の一提案, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.165-174, Mar., 1993.

- 5) 三上市 蔵, 木村 泰三, 山里 靖 : 設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.511-522, Mar. 1989.
- 6) 三上市 蔵 (研究代表者) : プレートガーダーおよびボックスガーダーの終局限界状態設計に関する研究, 文部省化学研究費一般研究B研究成果報告書, 1992.
- 7) 中井 博, 北田 俊行, 江見 晋, 北沢 正彦, 大南 亮一 : 曲線プレートガーダー橋の終局強度に基づく設計法の一提案, 橋梁と基礎, Vol.21, No.6, pp.29-48, Jan., 1987.
- 8) Nakai, H. and Kotoguchi, H. : A study on Local Buckling Strength and Design Aid for Horizontally Curved I-Girder, Proc. of JSCE, No.339, pp.195-205, Nov., 1983.
- 9) 大村 裕, 藤井 堅, 澄川 文男 : フランジ局部座屈に起因する曲線I型桁の曲げ耐荷力解析, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, pp.290-291, 1988.
- 10) Culver, C.G., Dym, C.L. and Brogan, D.K. : Bending Behavior of Cylindrical Web Panels, Proc. of ASCE, Vol.98, No.ST10, pp.2291-2308, Oct., 1972.
- 11) 倉西 茂, 樋渡 滋 : 曲げを受けるI形断面曲線プレートガーダーの弾性有限変位挙動について, 構造工学論文集, Vol.31A, pp.197-207, Mar., 1985.
- 12) 中井 博, 北田 俊行, 大南 亮一 : 曲線桁橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.340, pp.19-28, Dec., 1983.
- 13) 中井 博, 北田 俊行, 大南 亮一, 川井 正 : 曲げを受ける曲線桁橋腹板の解析と設計に関する一研究, 土木学会論文集, No.368/I-5, pp.235-244, Apr., 1986.
- 14) 藤井 堅, 大村 裕 : 曲げを受ける曲線I形桁の弾塑性断面変形挙動, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.83-92, Mar., 1987.
- 15) 藤井 堅, 大村 裕 : 曲線I形桁におけるフランジの局部座屈と幅厚比制限, 土木学会論文集, No.386/I-8, pp.339-347, Oct., 1986.
- 16) A-Sayed, G. : Curved webs under Combined Shear and Normal Stress, Proc. of ASCE, vol.99, No. ST3, 1973.
- 17) 藤井 堅, 藤枝 洋二, 香川 敦, 大村 裕 : 断面変形挙動に注目した曲線I形桁の曲げ耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.145-154, Mar., 1990.
- 18) SCA : SIA 161, Steel Structures, 1979.
- 19) SSRC : Stability of Metal Structures, A World View 2nd Ed., 1989.
- 20) 土木学会 : 座屈設計ガイドライン, 1987.
- 21) 奈良 敬, 津田 真, 福本 孝士 : 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究, 土木学会論文集, No.392, pp.259-264, Apr., 1988.
- 22) 久保 忠雄, 大塚 久哲, 彦坂 照 : 曲げを受ける曲線I形桁の局部座屈崩壊に関する実験, 土木学会西部支部研究発表会講演集, pp.23-24, Feb., 1981.

(1994年9月14日受付)