

せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究

Analytical study on strength and ductility of stiffened box-shaped steel members subjected to shear loading

Praween CHUSILP*, 葛 漢彬**, 宇佐美 勉***

Praween CHUSILP, Hanbin GE and Tsutomu USAMI

*学生会員 M.Eng. 名古屋大学大学院工学研究科博士課程後期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**正会員 博士 (工学) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***フェロー D.Sci. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

This paper presents practical methods for predictions of strength and ductility capacity of longitudinally stiffened, thin-walled steel box girders predominantly loaded in shear. Elasto-plastic large deformation analyses are performed to study shear behavior of such girders subjected to monotonic or cyclic loading. A modified two-surface model is employed to trace the material nonlinearity. Geometrical and material imperfections are taken into account. An extensive parametric study is carried out to investigate the effects of main structural parameters on the shear strength and ductility capacity. From these investigations, the application of available shear strength prediction methods, originally developed for plate girders, to box girders is verified. Considering key structural parameters, a simple formula is proposed for determining the ductility capacity.

Key Words: Cyclic loading, ductility, stiffened box section, strength, shear loading

キーワード: 補剛箱形断面部材, せん断力, 繰り返し載荷, 強度, ダクティリティー

1. 緒言

せん断が卓越する部材を有する鋼構造物の耐震設計を行う際に, せん断部材の非弾性挙動を正しく把握し, 強度と変形能を適切に評価する必要がある。プレートガーダーやボックスガーダーのせん断強度の推定に関しては, ガイドラインあるいは設計基準で幾つかの提案がなされている^{1)~5)}。最近, 兵庫県南部地震で鋼製ラーメン橋脚の梁中央部腹板にせん断座屈が生じたことを受けて, 国内においても多くの実験や解析^{6)~11)}が実施され, 腹板の繰り返しせん断座屈メカニズムの解明へ種々のアプローチが進められてきた。その中で, 文献10)と11)は変形能に着目して, それぞれ無補剛せん断パネルと補剛せん断パネルを対象とした検討結果を述べたものである。しかし, いずれの検討においてもフランジは十分剛であるとしてウェブパネルのみを取り上げているため, フランジを含めた場合の挙動と若干異なる可能性がある。そのため, 本研究では, せん断力を受ける補剛箱形断面部材の弾塑性有限変位解析を行い, 強度と変形能に及ぼすフランジのフレーム作用, 補剛材剛比の影響などを明らかにすることを目的としている。

2. 解析方法

解析に用いた断面は, 図-1に示すように, フランジとウェブにそれぞれ2本の補剛材を有する箱形断面である。解析においては, 対称性から部材の1/2モデルを用いた。また, フランジとウェブの幅を $b_f = b_w = 2000$ mmとし, 部材の長さ a を変えることで, アスペクト比 $\alpha (=a/b_w)$ を変化させた。なお, 部材の両端はダイアフラムが存在することを前提として剛と仮定し, 鉛直方向に直線を保つように拘束している。メッシュ分割については, 収束解が得られることを確認し, 部材長さ方向に18分割, 幅方向に補剛材間のパネルで8分割, 補剛材で7分割とした(図-1参照)。解析は, ABAQUS¹²⁾を用いて行った。シェル要素にS4Rを用い, 構成則に修正2曲面モデル¹³⁾を使用した。使用した鋼材はSS400で, 材料特性は降伏応力 $\sigma_y = 235$ MPa, せん断降伏応力 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 136$ MPa, ヤング係数 $E = 206$ GPa, ポアソン比 $\nu = 0.3$, ひずみ硬化開始点でのひずみ $\epsilon_{st} = 12\epsilon_y$ (ここで, ϵ_y は降伏ひずみ), ひずみ硬化係数 $E_{st} = E/40$ および引張強度 $\sigma_u = 425$ MPaである¹³⁾。構成要素の補剛板に初期不整(残留応力と初期たわみ)を考慮して解析を行った。残留応力は, 文献11)

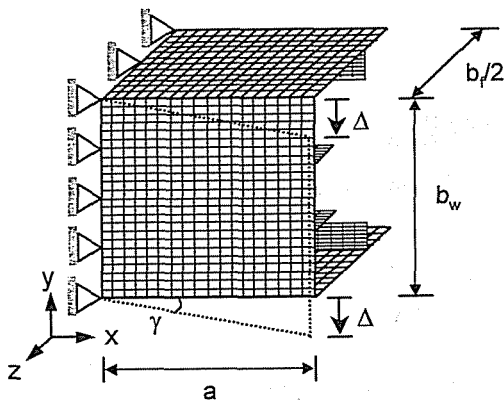


図-1 解析モデル

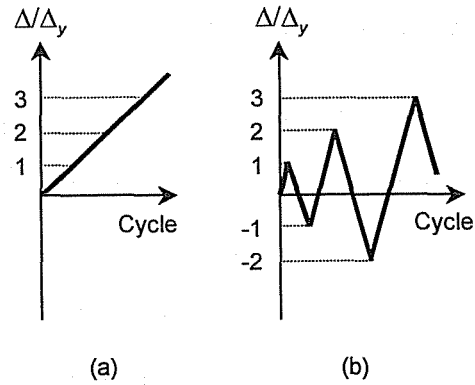


図-3 荷重方法

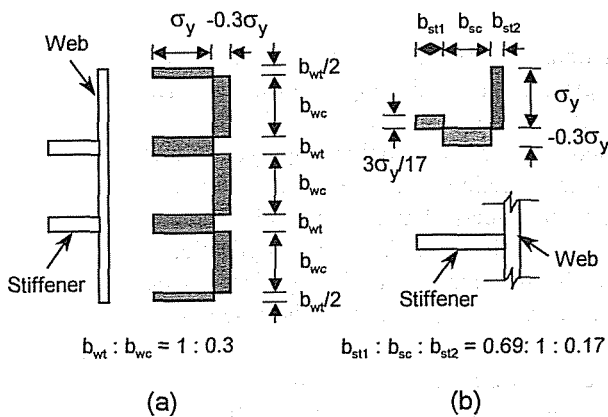


図-2 残留応力

と同様に、図-2 に示すような矩形分布を導入した。初期たわみについては、ウェブと下フランジプレートにそれぞれ式 (1), (2) で与えた。

$$\delta_w = -\frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{b_w}\right) + \frac{b_w/n_w}{150} \sin\left(\frac{n_w \pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n_w \pi y}{b_w}\right) \quad (1)$$

$$\delta_f = -\frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi z}{b_f}\right) + \frac{b_f/n_f}{150} \sin\left(\frac{n_f \pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n_f \pi z}{b_f}\right) \quad (2)$$

ここで、 x, y, z = 座標、 δ_w, δ_f = ウェブとフランジの初期たわみ、 n_w, n_f = ウェブとフランジのサブパネル数である。なお、上フランジの初期不整は下フランジのそれと方向が異なるため式(2)を適用するとき負号を付ける必要がある。

解析は $x=a$ の面において鉛直変位 Δ を与えて、変位制御で行った。荷重パターンは、図-3 に示すように、単調荷重と繰り返し荷重の 2 種類とし、繰り返し荷重では、文献 10), 11) と同様に、1 サイクルごとにその変位振幅が Δ_y (=降伏せん断ひずみ $\gamma_y \times$ 部材長さ a) ずつ増加するようにしている。

解析結果を整理する際に、補剛断面材のせん断力 V - 鉛直変位 Δ の特性をウェブプレートの平均せん断

応力 τ - 平均せん断ひずみ γ_y 関係で表した。ここで、 τ と γ_y はそれぞれ次式で定義される。

$$\tau = V / (b_w t_w) \quad (3)$$

$$\gamma_y = \Delta / a \quad (4)$$

ここで、 V は $x=0$ の面での鉛直反力の和で、 t_w はウェブの厚さである。

3. 構造パラメータの定義

補剛板の場合と同様に、ウェブプレートのせん断座屈パラメータ R_w と補剛材の剛比が最も重要なパラメータである。せん断座屈パラメータ R_w は、以下の式で定義される。

$$R_w = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_s \cdot \pi^2 E}} \quad (5)$$

上式中、座屈係数 k_s は式(6)によって求まる¹⁾。

$$k_s = n_w^2 (5.34 + 4.00/\alpha_s^2) \quad \alpha_s \geq 1.0 \quad (6)$$

ここで、 α_s はウェブのサブパネルのアスペクト比で、 $n_w \alpha$ に等しい。

一方、補剛材の剛比については、式(7)で与えられる。 $\gamma_{ws} = EI_{ws} / (b_w D_w)$ (7) ここで、 I_{ws} は補剛材の断面 2 次モーメント、 D_w はウェブプレートの曲げ剛度である。せん断に対する最適剛比は、DIN4114 での提案式¹⁴⁾があるが、ここでは、最近行った数値解析から提案した次式を用いる¹⁵⁾。

$$\gamma_{ws}^* = \frac{27.3(n_w - 1)^{0.6} \alpha - 23.3 \alpha}{0.20(n_w - 1)^{0.7} - 0.60/\alpha + 0.52/\alpha^2} \quad (8)$$

この式は、ウェブプレートのサブパネル数 n_w とアスペクト比 α の関数で表されている。なお、この定義の考え方は、DIN 4114¹⁴⁾ などの考え方と基本的に同じで、ウェブプレートの全体座屈とサブパネルの局部座屈が

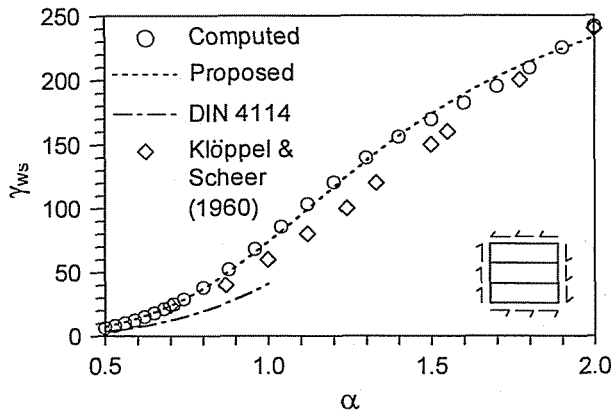


図-4 せん断に関する最適剛比

同時に発生するときの剛比を最適剛比と定義している。Ritz 法のようなエネルギー法による座屈解析に必要な面外変形関数を二重正弦フーリエ級数で表すとき、補剛板の座屈挙動を高い精度で追跡するにはできるだけ多くの項を用いることが要求される。項数があまり少ないと近似解の精度が落ちるため、座屈係数が過大評価される。その結果、得られる最適剛比は過小評価になり、真の最適剛比とは言えない。詳細な検討結果は割愛するが、2本の横補剛材を有する補剛板を例にして式(8)を本研究での解析結果、DIN 4114¹⁴⁾、および Klöppe ら¹⁶⁾の結果と比較したものを図-4に示す。本解析結果は、ほぼ同様な項数を用いた Klöppe らの結果に近いが、DIN 4114 より高めの結果となっている。このことより、DIN 4114 では項数が不足していると推察される。

4. 補剛箱形断面材のせん断特性

本節では、補剛箱形断面材のせん断特性を調べるために、ウェブプレートの幅厚比パラメータ R_w を 0.55 ($b_w/t_w = 147$) から 1.3 ($b_w/t_w = 347$) まで変化させた7ケースについて単調載荷解析と繰り返し解析を行った。そのとき、ウェブプレートのアスペクト比 α を 1.0、補剛材のせん断に関する剛比 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*$ を 1.0、フランジプレートの幅厚比パラメータ R_f を 0.7、補剛材の圧縮に関する剛比 $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*$ を 1.0 とした。圧縮に関する補剛材剛比とその最適剛比の定義については、道路橋示方書や文献 1) で詳細に述べられているので、ここでは省略する。

本研究の結果の妥当性を検証するため、既往の研究で報告されている補剛箱形断面材のせん断強度式による推定値と本解析結果との比較を行う。ここで、簡便かつ高精度と言われている ECCS⁴⁾ と AASHTO⁵⁾ の経験式を用いる。ECCS のせん断強度式は、Porter

ら¹⁷⁾のモデルを基に、フランジ作用を無視し、さらに斜張力場の斜張力の傾きがウェブ対角線角度の半分であると仮定して得られており、以下の式で表される。

$$\tau_{m,E} = \tau_{cr} + \sigma_{ty} \sin^2 \frac{\theta_d}{2} \left(\cot \frac{\theta_d}{2} - \cot \theta_d \right) \leq \tau_y \quad (9)$$

$$\sigma_{ty} = -\frac{3}{2} \tau_{cr} \sin 2\theta_d + \sqrt{\sigma_y^2 + \tau_{cr}^2 \left(\frac{9}{4} \sin^2 2\theta_d - 3 \right)} \quad (10)$$

ここで、 τ_{cr} = 4 辺単純支持板の弾性せん断座屈応力、 σ_y = 斜張力場における膜応力、 $\theta_d = \tan^{-1}(1/\alpha)$ = ウェブ対角線である。

一方、AASHTO では Basler¹⁸⁾ と Cooper¹⁹⁾ の理論に基づいて、せん断強度を次式により求めることを提案している。

$$\tau_{m,A} = \tau_{cr} + \frac{\sqrt{3}(\tau_y - \tau_{cr})}{2\sqrt{1 + \alpha_s^2}} \leq \tau_y \quad (11)$$

ここで、 τ_y = 降伏せん断応力である。なお、式 (9) と式 (11) は、ひずみ硬化の影響を無視したもので、せん断強度に達するまでは補剛材の横倒れ座屈が発生しないようなウェブプレートにしか適用できないとされている^{18), 19)}。

さらに、弾性せん断座屈応力 τ_{cr} については、Basler の研究では弾性せん断座屈応力 τ_{cr} が $0.8\tau_y$ を超えると非弾性せん断座屈が発生するという仮定に基づいて、次式より求める非弾性せん断座屈応力 τ_{cri} を弾性せん断座屈応力 τ_{cr} に置き換えている²⁾。

$$\tau_{cri} = \sqrt{0.8\tau_y \tau_{cr}}, \quad 0.8\tau_y < \tau_{cr} < 1.25\tau_y \quad (12)$$

4.1 単調載荷

単調載荷解析から得られた各ケースの平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線を図-5に示す。ここで、縦軸にせん断降伏応力で無次元化した平均せん断応力、横軸にせん断降伏ひずみで無次元化した平均せん断ひずみを用いている。なお、図中に、文献 10), 11) で定義した限界せん断ひずみに対応する点をマークしている。

この図からわかるように、部材のせん断特性はウェブプレートの幅厚比パラメータ R_w に大きく依存している。 R_w が小さくなればなるほど、優れたせん断特性を有する。特に、 R_w が 1.0 より大きくなると、最大平均せん断応力に達するときの平均せん断ひずみが小さく、その後の強度低下も激しい。一方、 R_w が 0.55 と小さい場合、強度低下がほとんどなく、 $20\gamma_y$ を超えても定義した破壊点が見られなかった。このせん断特性を

表-1 ウェブ幅厚比と载荷履歴の影響

($R_f = 0.7$; $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^* = 1.0$; $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^* = 1.0$; $\alpha = 1.0$)

R_w	b_w/t_w	τ_{cr}/τ_y	Monotonic		Cyclic		Predictions	
			τ_m/τ_y	γ_u/γ_y	τ_m/τ_y	γ_u/γ_y	$\tau_{m,E}/\tau_y$	$\tau_{m,A}/\tau_y$
0.55	147	-	1.14	>40	1.10	20.42	1.00	1.00
0.63	168	-	1.01	11.80	1.04	10.88	1.00	1.00
0.7	187	-	1.00	6.23	0.99	7.03	1.00	1.00
0.8	214	-	0.98	4.27	0.98	3.84	1.00	1.00
0.9	240	0.99	0.95	3.44	0.95	2.86	1.00	1.00
1.0	267	0.89	0.93	3.03	0.93	2.50	0.94	0.92
1.1	294	0.81	0.90	2.84	0.90	2.34	0.89	0.86
1.2	321	0.69	0.87	2.84	0.87	2.37	0.82	0.78
1.3	347	0.59	0.85	2.94	0.85	2.49	0.75	0.70

よりよく理解するために、解析から得られた $R_w = 1.3$ と 0.55 の等価ミーゼス応力のコンター図 (等高線図) をそれぞれ図-6, 図-7 に示す。ただし、いずれのプロットにおいても(a)がピーク (最大平均せん断応力), (b)が限界せん断ひずみ点に対応している。図-6(a)のウェブプレートに着目すると、最大応力時は等価ミーゼス応力が一様でないため、さらに主応力の方向を確認したところ、ウェブプレートが薄いため補剛材の位置に関係なく斜張力場が早くから発生していることが判明した。また、フランジプレートには僅かな座屈変形が見られる。载荷が進むにつれ、図-6(b)に見られるように、ウェブプレートの斜張力場がさらに発達し、せん断座屈波形が顕著に現われている。このとき、フランジプレートの曲げ座屈波形も鮮明に出てきている。一方、ウェブプレートが厚肉である $R_w = 0.55$ のケースの場合は、図-7(a)に示されるように、ウェブプレートの全体にわたって一様な降伏状態が形成されている。その後、载荷が進むにつれ、斜張力場が段々に形成され、さらに、ある変位レベルに達すると対角線付近の等価ミーゼス応力はひずみ硬化の影響で降伏応力を大きく超えている (図-7(b))。その結果、図-5 に示したように、せん断ひずみが $20\gamma_y$ に達してからは若干のせん断強度上昇が見られ、優れたせん断挙動を有することがわかる。

また、図-6 から見られるように、フランジに対する斜張力場のアンカー長さがウェブ長さの $2/3$ にまで達している。ただし、その長さがフランジの幅厚比に若干影響されることがある。

なお、せん断強度とせん断変形能 (限界せん断ひず

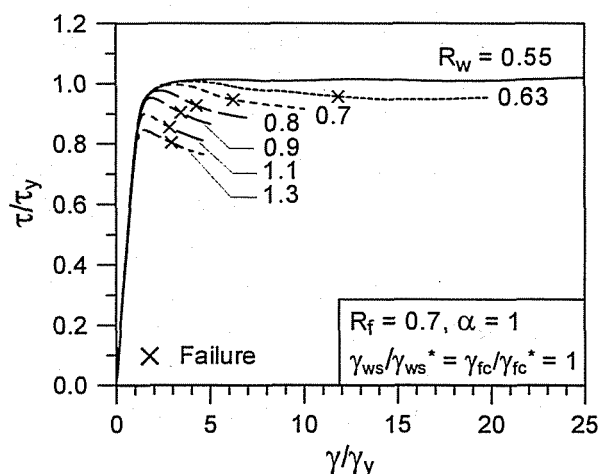
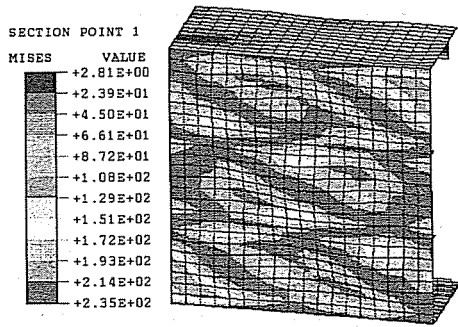


図-5 単調载荷解析による平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線

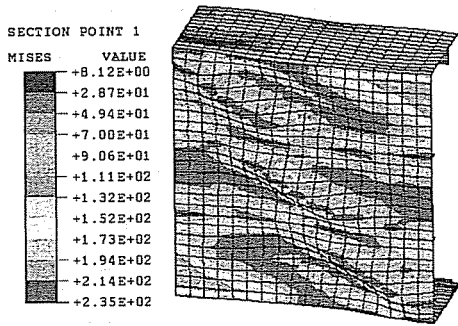
み) を式(12)より求めた弾性せん断座屈応力, ECCS[式(9)]およびAASHTO[式(11)]による推定値とともに表-1 にまとめてある。

4.2 繰り返し载荷

単調载荷解析で行った7ケースについて、繰り返し解析を行った、解析から得られた各ケースの平均せん断応力-平均せん断ひずみ履歴曲線の包絡線を図-8 に示す。また、1例として、 $R_w = 0.55$ のケースの履歴曲線を図-9 に示す。この解析から求められた強度と変形能も表-1 に与えられている。図-8 および表-1 から、 $R_w = 0.55$ のケースを除いて繰り返し解析から得られた強度と変形能は単調载荷の場合に比べ、僅かに

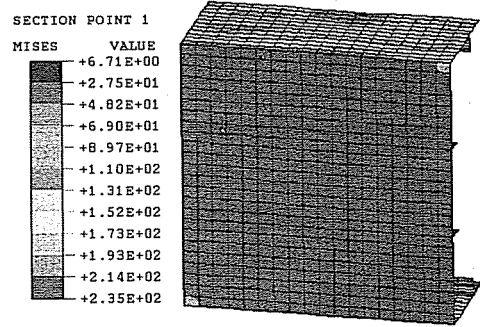


(a) ピーク時 (Unit: MPa)

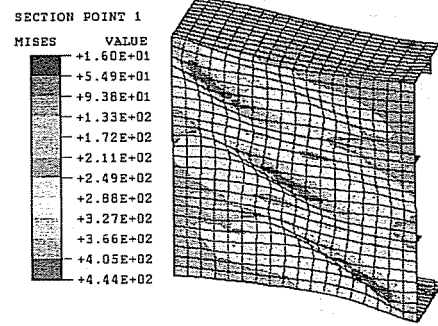


(b) 限界せん断ひずみ時 (Unit: MPa)

図-6 単調荷を受ける薄肉ウェブプレート ($R_w = 1.3$)の等価ミーゼス応力のコンター図



(a) ピーク時 (Unit: MPa)



(b) 限界せん断ひずみ時 (Unit: MPa)

図-7 単調荷を受ける厚肉ウェブプレート ($R_w = 0.55$)の等価ミーゼス応力のコンター図

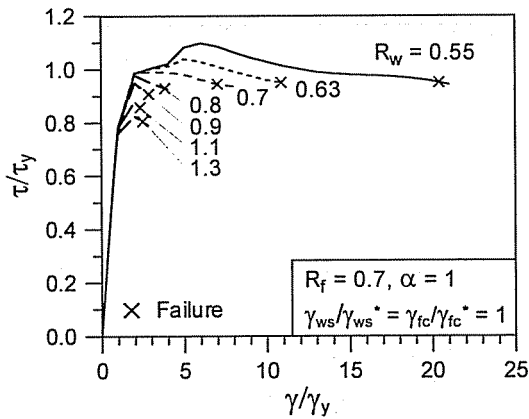


図-8 繰り返し荷解析による平均せん断応力-平均せん断ひずみ履歴曲線の包絡線

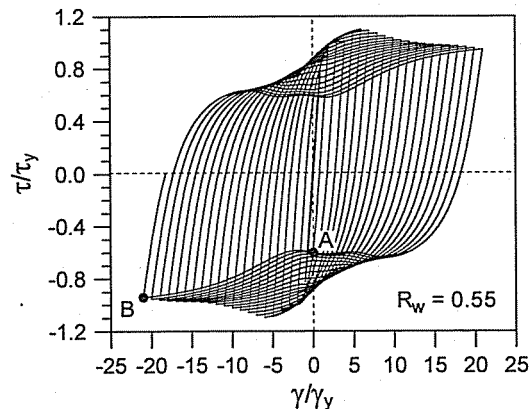
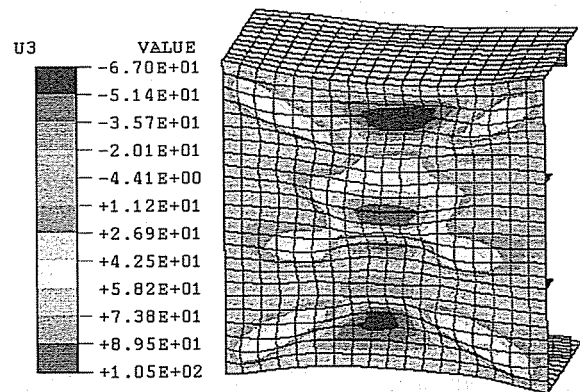
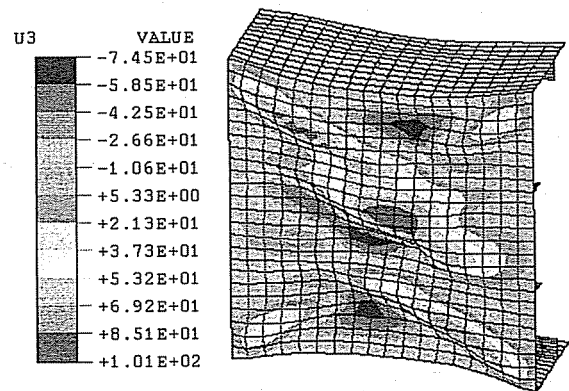


図-9 繰り返し荷解析による平均せん断応力-平均せん断ひずみ履歴曲線



(a) A点 ($\gamma/\gamma_y = 0$) (Unit: mm)



(b) B点 ($\gamma/\gamma_y = -21$) (Unit: mm)

図-10 面外変位コンター図 (繰り返し荷, $R_w = 0.55$)

小さくなっているだけであることから、荷履歴による影響が比較的小さいことがわかる。

これに対して、厚肉のウェブプレートを用いた部材 ($R_w = 0.55$, 図-9 参照) では、ひずみ硬化による強度上昇が $4\gamma_y$ のときに現われており、繰返し荷による強度劣化が $6\gamma_y$ で発生している。変形能についても、単調荷では $40\gamma_y$ 以上であったのに対して、繰返し荷では $20\gamma_y$ 程度とかなり小さくなった。さらに、図-9 を見ると、約 15 サイクル目から除荷・再荷の過程においてゼロ変位点 (すなわち縦軸上との交点, $\gamma/\gamma_y = 0$) でのせん断強度は上昇せず、かつ荷が進むにつれて低下していく現象 (Pinching) が起こっている。これは、ゼロ変位点が斜張力場の方向転換の中間点であり、そのとき荷時に形成した斜張力場が消失しつつ、再荷によるもう 1 つの方向の斜張力場が未だ形成できていないためと思われる。また、文献 11) で報告された現象と同様に、面外変形がゼロ変位点で最も大きく、荷していくにつれ、変形が大きく進展し、せん断強度が低下する。図-10(a) は、最終ループの除荷・再荷途中のゼロ変位点 (図-9 で示した A 点) における面外変形のコンター図であり、中央点の面外変形量が最大で 105mm と大きく、両対角線に沿って生じた X 形の座屈モードが出ている。一方、最終ループの最後のピーク、すなわち図-9 で示した B 点での面外変形のコンター図が図-10(b) であり、このときの最大面外変形量が 101mm と少し小さくなり、また右下がりの斜張力場が形成されており、ひずみ硬化のためせん断強度がゼロ変位点の A 点に比較して増大している。

5. パラメトリック解析

補剛箱形断面部材のせん断強度とせん断変形能に及ぼす構造パラメータの影響を調べるため、フランジプレートの幅厚比パラメータ (R_f) と補剛材剛比 ($\gamma_{fs}/\gamma_{fs}^*$), ウェブプレートの幅厚比パラメータ (R_w), アスペクト比 (α) および補剛材剛比 ($\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*$) を変化させて弾塑性有限変位解析を行った。ここで、ウェブプレートの幅厚比パラメータを 0.63~1.3 とし、この範囲内では荷履歴の影響が小さいため単調荷解析のみとした。

5.1 フランジプレートの影響

まず、フランジプレートの幅厚比パラメータ R_f の影響を見るために、 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^* = 1.0$, $\gamma_{fs}/\gamma_{fs}^* = 1.0$ および $\alpha = 1.0$ が一定で、 R_f を 0.4~0.7, R_w を 0.65~1.3 と変化させた 32 ケースの解析を行った。解析から得られた最大せん断力 V_m を ECCS と AASHTO の経験式より算出し

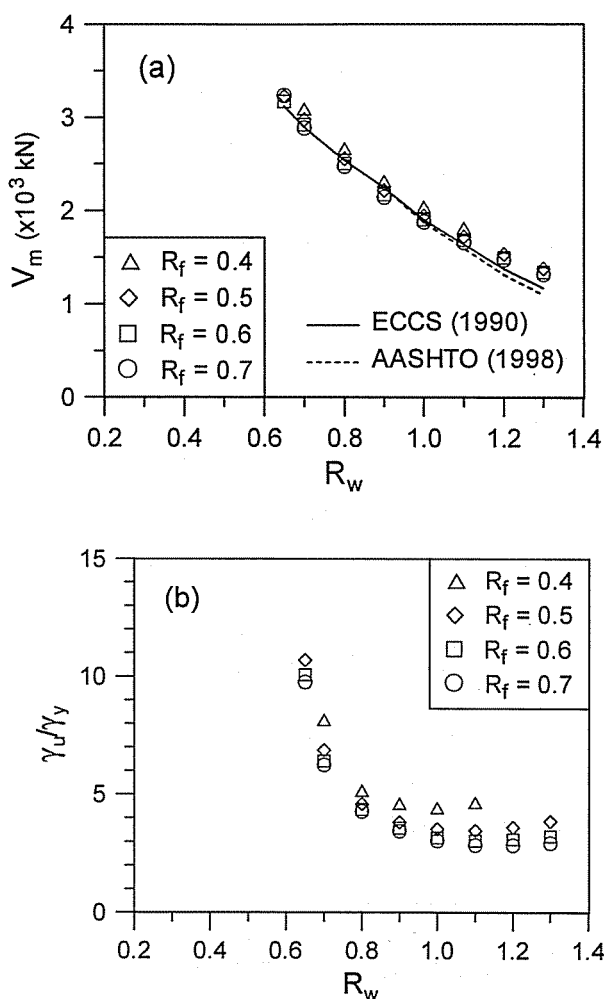


図-11 フランジ幅厚比の影響

たものと比較したプロットが図-11(a)である。解析結果に着目すると、 R_w が同一である場合、 R_f が 0.7 から 0.4 と小さくなっていくと、最大せん断力が少しずつ大きくなり、またその増大値がほぼ同じであることがわかる。これは、フランジが厚くなるとウェブに対するフランジのフレーム作用 (Frame action) が強くなるからである。また、ECCS と AASHTO による推定値が解析結果に比べ、 $R_w > 1.0$ の場合は安全側になるものの、全般的に良く一致している。 $R_w > 1.0$ の比較では、AASHTO よりも ECCS のほうがより解析結果に近い。

せん断変形能に対するフランジの影響についてプロットしたものが図-11(b)である。ここで、せん断変形能の定義は補剛板の場合¹¹⁾と同様で、せん断強度から 95%まで低下したときの平均せん断ひずみを限界せん断ひずみ (せん断変形能) としている。 R_f が 0.5 以上の場合、いずれの R_w において R_f による変形能の変動が若干あるものの、その影響が小さい。しかし、 R_f が 0.4 の場合、 R_w が大きくなればなるほど R_f による影響が大きく、特に $R_w > 1.0$ になると顕著に現われてくる。

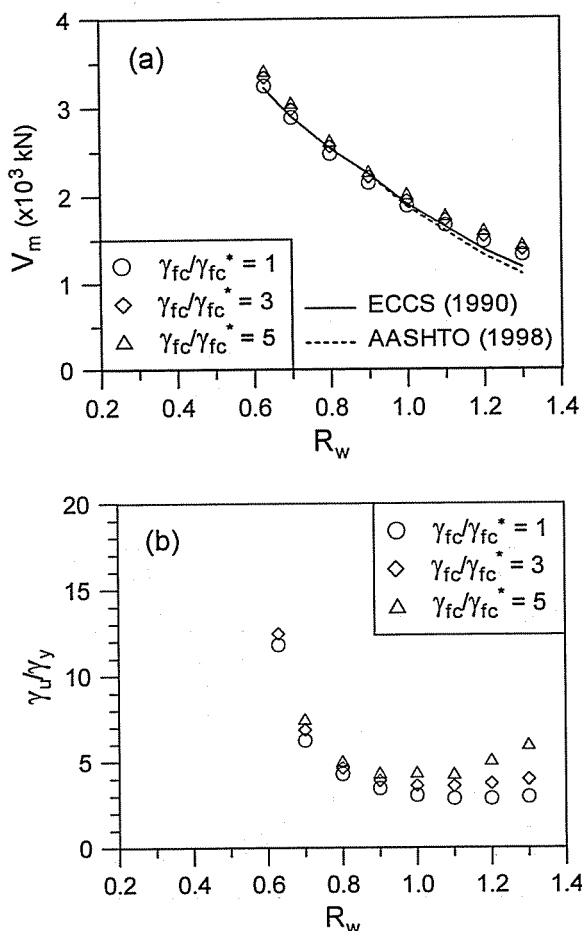


図-12 フランジ補剛材剛比の影響

この現象は、薄いウェブプレートに対する厚肉フランジのフレーム作用が特に大きいことを意味している。

次に、フランジプレート補剛材剛比の影響を調べてみる。この場合、 $R_f=0.7$ 、 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*=1.0$ および $\alpha=1.0$ が一定、 $R_w=0.63\sim 1.3$ の範囲内で $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*$ を 1.0, 3.0 および 5.0 とした 24 ケースの解析を行った。図-12(a) に示した最大せん断力 V_m を見ると、剛比 $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*$ を 1.0 から 3.0, 5.0 と大きくすると、僅かながら大きくなっている。また、ECCS と AASHTO による推定値と解析値との差が非常に小さく、部材のせん断強度を ECCS と AASHTO の推奨経験式のいずれも高い精度で推定可能であることが言える。これに対して、変形能の場合は、ウェブプレートが薄肉になればなるほど、フランジの補剛材剛比による影響が大きく、特に $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*=5.0$ のとき、 $R_w=1.3$ と非常に薄いウェブであっても $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*=1.0$ の倍程度の変形能が期待できる。これは、前述したように、補剛材の剛比が大きくなると、フランジそのものの曲げ剛性が增大するためフランジのフレーム作用が増すことになると思われる。

以上のように厚肉のフランジプレート（例えば、 R_f

$=0.4$) や剛な補剛材（例えば、 $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*=5.0$) を用いることにより、非常に薄いウェブプレート（例えば、 $R_w=1.3$) を有する箱形断面部材のせん断変形能を大きく向上させることが可能であるが、多くの場合はそれほど期待できない。したがって、せん断に対するウェブプレートの強度と変形能を評価する際、フランジプレートの効果を考慮しなくてもよいと考えられる。言い換えれば、ウェブプレートのせん断座屈設計は、フランジプレート与设计に無関係、独立に行えばよいと考えられる。なお、この知見から、これ以後の解析ではフランジの 2 つのパラメータ R_f を 0.7、 $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*$ を 1.0 として行うものとする。

5.2 ウェブプレート補剛材剛比の影響

ウェブプレートの補剛材剛比 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*$ の影響を見るために、 $R_f=0.7$ 、 $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*=1.0$ および $\alpha=1.0$ が一定で、 R_w を 0.63~1.3 と変化させて $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*=1.0, 4.0$ としたときの 16 ケースの解析を行った。解析から得られたせん断強度とせん断変形能を図-13 に示す。この図から、 $R_w=0.63$ の場合 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*$ を 1.0 から 4.0 へ大きくしても変形能増加が僅か 7% 程度であり、 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*$ によるせん断強度とせん断変形能への影響が小さいことがわかる。よって、 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*$ を 1.0 と設計すれば、せん断に対する補剛材の抵抗効果が十分あると言える。

5.3 ウェブプレートアスペクト比の影響

既設の鋼製ラーメン橋脚のはり部材でウェブプレートアスペクト比 (α) の値が 1.0~2.0 であり、1.0 のほうが多いと言われている。その影響を調べるために、 $\alpha=1.0$ 以外にさらに $\alpha=1.3, 1.5$ および 2.0 の 3 ケースについて R_w を 0.63~1.3 と変化した 24 通りの解析を行った。ただし、他のパラメータは $R_f=0.7$ 、 $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^*=1.0$ および $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^*=1.0$ とした。紙面上の都合で解析結果を示していないが、アスペクト比による強度の変動が非常に小さいことがわかった。また、前出のように、ウェブプレートの幅厚比が大きくなると、ECCS と AASHTO の推定式が安全側の予測を与える。一方、解析から得られた変形能は、アスペクト比が大きくなると増大する傾向にある。特に、厚肉の $R_w=0.63$ の場合、 $\alpha=1.0$ で 11.8 に対して $\alpha=1.3, 1.5$ および 2.0 ではそれぞれ 13.8, 15.8 および 14.9 で、2,3 割り向上する結果となっている。しかし、薄肉の場合はあまり期待できない。

ここで、座屈モードのことを少し触れてみる。 $\alpha=1.5$ および 2.0 の場合、すべて曲げ破壊のモードを呈している。ただし、いずれの場合も、ピーク付近は勿論、

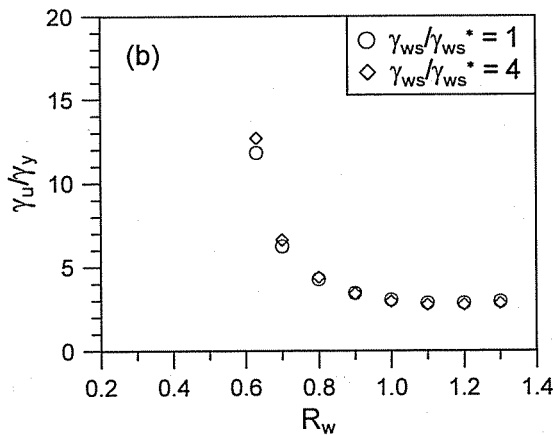
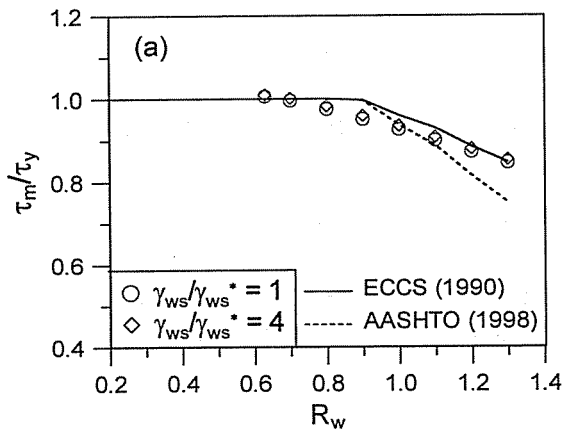
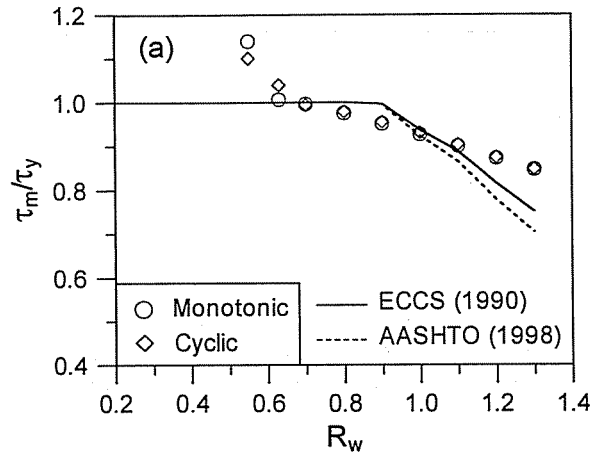
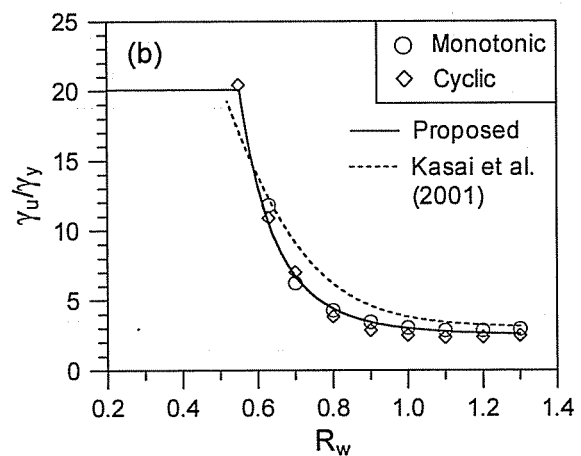


図-13 ウェブ補剛材剛比の影響



(a) 強度



(b) 変形能

図-15 強度と変形能

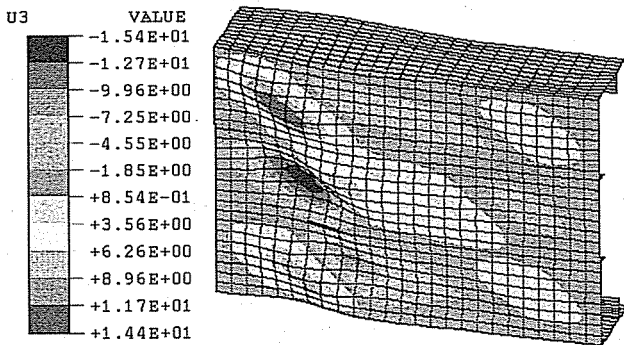


図-14 曲げ破壊モード: $\alpha = 1.5$ (Unit: mm)

破壊点の直前までせん断座屈モードが現われていて、その後曲げ座屈モードに変化したことに注意されたい。図-14は、1 ケース ($\alpha = 1.5$, $R_w = 0.8$, $\gamma_{ws}/\gamma_{ws}^* = 1.0$, $R_f = 0.7$, $\gamma_{fc}/\gamma_{fc}^* = 1.0$) の曲げ破壊モードを示したものである。

6. 強度と変形能

図-15に、表-1にまとめてある単調載荷解析と繰

り返し解析から得られたせん断強度を ECCS と AASHTO の推定値と比較した結果を示している。ウェブプレートの幅厚比パラメータ R_w が 1.2 の場合、ECCS の結果が解析値より低く、 $R_w = 1.3$ で最大 12% の誤差がある。これは、ECCS の方法ではフランジのフレーム作用が考慮されていないからである。また、AASHTO は ECCS よりも解析結果を低めに評価しており、 $R_w = 1.3$ での誤差が 18% となる。その理由は、AASHTO で用いられた斜張力場に関する仮定 (補剛材間に独立した斜張力場が形成される¹⁹⁾) が本解析で観察された現象 (ウェブプレート全体で 1 つの斜張力場が形成される) と合致していないという点にあると考えられる。一方、 $R_w = 0.8, 0.9$ の比較的厚肉断面部材では ECCS と AASHTO の推定値が解析結果に比べ少し大きめになっているが、その差が高々 6% である。よって、ECCS で推奨されている評価式を設計へ適用することが妥当である。

前節で述べたように、せん断変形能に及ぼすフラン

ジの幅厚比パラメータと補剛材剛比, ウェブのアスペクト比と補剛材剛比の影響が場合によってはあるものの, それほど大きくない。したがって, 簡便のため, ウェブの幅厚比パラメータのみを変数として提案式を試みるのが適切であろう。最小2乗法により整理した結果, 次式を得た。

$$\frac{\gamma_u}{\gamma_y} = 2.5 + \frac{0.5}{R_w^{6.0}} \leq 20.0 \quad (13)$$

ただし, この式の適用範囲は $\gamma_{ws} \geq \gamma_{ws}^*$, $1.0 \leq \alpha \leq 2.0$ であることに注意が必要である。

なお, せん断強度に対応するせん断ひずみは次式で求めることができる。

$$\frac{\gamma_m}{\gamma_y} = 0.45 \frac{\gamma_u}{\gamma_y} \quad (14)$$

同図には, 補剛板のみを取り上げて行った解析から提案した変形能の経験式¹¹⁾もプロットされており, 両者が概ね一致していることがわかる。

7. 結論

本研究は, せん断力を受ける補剛箱形断面材の非弾性挙動, 強度および変形能を解析的に検討したものである。本研究で検討した範囲内で得られた主な結論をまとめると, 以下のようである。

- (1) せん断を受ける補剛板の最適剛比を求める近似式を示した。
- (2) 補剛箱形断面材の非弾性せん断挙動はプレートガーダーの場合に類似し, 補剛材があるにも関わらずウェブ全体で1つの斜張力場が形成される。また, フランジに対する斜張力場のアンカー長さがウェブ長さの2/3にまで達する。ただし, その長さがフランジの幅厚比に若干影響されることがある。
- (3) せん断強度は載荷履歴に対する敏感度が低い。一方, せん断変形能に及ぼす載荷履歴の影響が非常に厚肉のウェブプレート ($R_w=0.55$) では大きいものの, その他の場合は強度と同様に無視できる程度である。
- (4) ウェブプレートの幅厚比がせん断強度とせん断変形能の予測においては最も支配的なパラメータである。その他のパラメータ, 例えば, フランジの幅厚比パラメータと補剛材剛比, ウェブのアスペクト比と補剛材剛比による影響は無視してもよい。
- (5) せん断強度の推定は, ECCSの経験式⁴⁾を用いてよい。
- (6) ウェブプレートの幅厚比のみで表された提案式

よりせん断変形能を推定することができる。

参考文献

1. 福本昤士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 技報堂, 1987年。
2. Galambos, T. V., ed.: *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5th Ed., Wiley, New York, 1998.
3. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Behavior and design of steel plated structures. *Publ. No. 44*, P. Dubas and E. Gehri, eds., Tech. Working Group 8.3, Brussels, 1986.
4. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): European recommendations for the design of longitudinally stiffened webs and of stiffened compression flanges. *Publ. No. 60*, Tech. Working Group 8.3, Brussels, 1990.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 2nd Ed., Washington, D.C., 1998.
6. 河合輝雄, 藤井堅: プレートガーダー腹板の繰返しせん断挙動, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, pp.254-255, 1998.
7. 福本昤士, 上野谷実, 中村雅樹, 小林泰男: 繰返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形能, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.143-150, 2000年3月。
8. 森下泰光, 高久達将, 青木徹彦, 福本昤士, 岡本隆, 松井鋭一: 中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.831-840, 2000.3.
9. 中井博, 北田俊行, 西岡敬治, 狩野正人, 迫田治行, 森昭紀: 巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷シミュレーション, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.223-230, 1997.5.
10. 天野麻衣, 渡辺智彦, 宇佐美勉, 葛漢彬: 繰返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.57-62, 2000.1.
11. 葛西昭, 渡辺智彦, 天野麻衣, 宇佐美勉: 繰返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.761-770, 2001.3.
12. *ABAQUS/Standard user's manual: version 5.8*: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I., 1998.

13. Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic behavior of structural steels. II: theory. *J. Engrg. Mech.*, ASCE, 121(11), 1165-1172, 1995.
14. Deutsches Institut für Normung (DIN): Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen. DIN 4114, Blatt2, Berlin, 1953 (in German).
15. Chusilp, P. and Usami, T.: New elastic stability formulas for multiple-stiffened shear panels, to be published in *J. Struct. Engrg.*, ASCE.
16. Klöppel, K. and Scheer, J.: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. Wilhelm Ernst, Berlin, 1960 (in German).
17. Porter, D. M., Rockey, K. C., and Evans, H. R.: The collapse behavior of plate girders loaded in shear. *The Struct. Engr.*, London, 53(8), 313-325, 1975.
18. Basler, K.: Strength of plate girders in shear. *J. Struct. Div.*, ASCE, 87(7), 151-180, 1961.
19. Cooper, P. B.: Strength of longitudinally stiffened plated girders. *J. Struct. Div.*, ASCE, 93(2), 419-451, 1967.

(2001年9月14日受付)