局部座屈に支配される H 形断面鋼部材の耐力と変形能力

STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF H-SHAPED STEEL MEMBERS GOVERNED BY LOCAL BUCKLING

加藤 勉*, 中尾 雅 躬**
Ben KATO and Masami NAKAO

The maximum bending capacity and the plastic deformation capacity of cantilever beam - columns with H - sections made of various grades of steel are investigated. Dimensions of sections are so selected that the maximum bending strengths are governed by the local buckling of plate elements. Reasonable correlations are found between experimental results and theoretical predictions.

Finally, width - to - thickness ratio limitations of flange and web corresponding to any ductility demand for each grade of steel are presented.

Keywords : local buckling, deformation capacity, H - section
width - to - thickness ratio limitations

局部座屈, 変形能力, H形断面, 幅厚比制限

1. 序

本研究は定軸力(軸力零を含む)下で曲げを受ける各種等級のH形断面鋼部材の最大耐力および変形能力を、それらがH形断面を構成する板要素の局部座屈によって支配される場合について求めたものである。

研究の手法は文献1)と同じであり、本論文では直接その結果を引用するが、考え方の概要を以下に示す。

軸力と曲げを受ける鋼部材の部材内最大曲げモーメントと塑性変形角の関係を、最大応力点の縁応力を媒介変数として表す。軸力と曲げを受ける部材の非弾性解析は高次の非線形問題で通常数値解析によるが、本研究ではH形断面を等価な平行フランジ断面に置き換え、材料の応力-歪関係を剛-塑性-歪硬化型にモデル化して陽な形の数学解を与えている。板の塑性座屈値に関しては、増分理論による解、全歪理論による解、これらの修正解、等があるが、何れも実験結果を十分に説明し切っていない。更に、本研究で必要と考えた値は座屈固有値ではなくて最大強度値である。またH形断面では、フラ

ンジの局部座屈をウェブが拘束し、逆にウェブの局部座屈をフランジが拘束するという相互作用関係が存在するので、このような支持条件迄も考慮に入れた理論解を求めるのは現段階では不可能と判断し、実験によってこの問題を解決する事とした。即ち、各鋼種毎にフランジおよびウェブの幅厚比をパラメタとする一連の短柱圧縮試験(スチールテスト)を行い、座屈最大応力度とフランジおよびウェブの幅厚比との関係式を統計的手法によって求めている。最後に、この座屈最大応力度と先に求めた面内挙動を与える式の最大縁応力度とを等置することにより部材の最大耐力・塑性変形能力を予測する、即ち、部材内最大応力度が座屈崩壊強度に達した時の部材耐力・塑性変形量を求めることを意味する。このようにして得られた予測値は、部材実験によって比較、検証される。

2. 定軸力下で曲げを受ける部材の面内挙動

解析手法は文献1)に詳述されているので、ここでは結果のみを再録する。

本論文の一部は、文献13), 14) において発表した。

* 東洋大学工学部 教授・工博

** 東京電機大学理工学部 教授・工博

Prof., Faculty of Engineering, Toyo Univ., Dr. Eng.

Prof., Faculty of Science & Engineering, Tokyo Denki Univ., Dr. Eng.

Table.1 Plasticity characteristics

Grade	$\frac{E}{E_{st}}$	$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_y}$
SS400	50	12.41
SM490	61	10.91
SM570	60	7.08
HY	60	7.08

Fig. 1 Rigid-plastic model

Fig. 2 Parallel flange model

Table.2 List of test specimens

	SS400	SM490	SM570	Hybrid
t_f, t_w σ_{yf}, σ_{yw}	9, 6 3.05, 3.64	9, 6 3.85, 4.02	12, 9 4.45, 4.70	12, 9 4.45, 2.75
Beam-Column	BC400・8-40	BC490・7-35	BC570・6-20	BCHY・6-20
	BC400・10-40	BC490・9-35	BC570・8-20	BCHY・8-20
	BC400・12-40	BC490・11-35	BC570・10-20	BCHY・10-20
	BC400・14-40	BC490・13-35	BC570・6-30	BCHY・6-30
	BC400・16-40	BC490・15-35	BC570・8-30	BCHY・8-30
	BC400・8-50	BC490・7-45	BC570・10-30	BCHY・10-30
	BC400・10-50	BC490・9-45	BC570・12-30	BCHY・12-30
	BC400・12-50	BC490・11-45	BC570・6-40	BCHY・6-40
	BC400・14-50	BC490・13-45	BC570・8-40	BCHY・8-40
	BC400・16-50	BC490・7-55	BC570・10-40	BCHY・10-40
Beam	BC400・8-60		BC570・12-40	BCHY・12-40
	BC400・10-60			
	B400・8-60	B490・7-45	B570・6-40	BHY・6-40
	B400・10-60	B490・9-45	B570・8-40	BHY・8-40
	B400・12-60	B490・13-45	B570・10-40	BHY・10-40
	B400・14-60	B490・7-55	B570・6-50	BHY・6-50
	B400・16-60	B490・9-55	B570・8-50	BHY・8-50
	B400・8-70	B490・13-55	B570・10-50	BHY・10-50
	B400・10-70	B490・15-55	B570・12-50	BHY・12-50
	B400・12-70	B490・7-65	B570・6-60	BHY・6-60
	B400・14-70	B490・9-65	B570・8-60	BHY・8-60
	B400・16-70	B490・13-65	B570・10-60	BHY・10-60
	B400・8-80		B570・12-60	BHY・12-60
	B400・10-80			

t_f, t_w : in mm ; σ_{yf}, σ_{yw} : in t/cm²

2. 1 仮定

1) 鋼材の応力-歪関係

Fig. 1 に示すような剛-塑性-歪硬化関係にモデル化する。通常部材の変形能力は塑性変形成分のみで表されるので、このモデル化は便利である。

2) H形断面を等価な平行フランジ断面に置換する。

置換は、両断面で全塑性モーメント (M_p) および断面積が等しくなるように行う。(Fig. 2)

2. 2 結果

本論文では水平力を受ける多層ラーメンの柱および梁の塑性変形能力を問題とするので、Fig. 3 に示すような一端固定・他端自由の部材の自由端に軸圧縮力（零を含む）とせん断力が作用する問題として扱っている。柱の場合には軸力による付加曲げ効果が生ずるが、これを考慮した精密解²⁾は極めて複雑な表現となり実用に適さ

い。一方、多層ラーメンの柱の細長比は概して小さく、付加曲げ効果を無視しても実質的な誤差は生じないと考えられるので、この効果を無視する。

1) $\rho > (s-1)/2$

この場合は崩壊に至る迄引張側フランジは降伏しない。

ここに、 $\rho = P/P_y$: 軸力比、 P : 作用軸力、 $P_y = 2 A \sigma_y$: 降伏軸力、 A : 置換断面の1つのフランジの断面積 (実断面積の1/2)、 $s = \sigma_u / \sigma_y$: 応力上昇率、 σ_u : 圧縮フランジが耐えうる最大応力度 (通常、局部座屈で決まる)、 σ_y : 材料の降伏点。

$$M_u = (s - \rho) M_p, \quad M_p = A h \sigma_y \quad \text{--- (1)}$$

$$\eta_\theta = \frac{(s-1)}{2(1-\rho)(s-\rho)} \left[\frac{E}{E_{st}} (s-1) + 2 \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_y} \right) \right] \quad \text{--- (2)}$$

$$\eta_\phi = \frac{(s-1)}{4(s-\rho)^2(1-\rho)} \times \left[\frac{E}{E_{st}}(s-1)(1+2s-3\rho) + 3\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y}\right)(1+s-2\rho) \right] \quad \text{--- (3)}$$

〔記号〕

 E_{st} : 歪硬化係数 (Fig.1 参照) $\varepsilon_p = \varepsilon_{st} - \varepsilon_y$: 塑性流れ域の歪量 (Fig.1 参照) $\varepsilon_y = \sigma_y / E$: 降伏歪 $\eta_\theta = \theta_u / \theta_y - 1$: 接線角で表した塑性変形能力

(塑性回転能力: Fig.4 参照)

 $\eta_\phi = \phi_u / \phi_y - 1$: 部材変形角で表した塑性変形能力

(塑性回転能力: Fig.4 参照)

2) $0 < \rho \leq (s-1)/2$

この場合は、圧縮フランジ降伏後、崩壊に至る途中で引張フランジも降伏する。ただし引張フランジの応力度は最大応力度には達しない。

この場合の M_u , η は文献2)に与えられているが、材長に沿って2種類の塑性域が存在するので表現が複雑である。本論では、部材板要素の局部座屈によって変形能力が支配される問題を研究対象としており、その応力上昇率は高々1.3程度である。従ってこのカテゴリーに属する軸力比は0.15以下となり実用的興味に乏しい、よって記述を省略する。

3) $\rho = 0$ (梁の場合)

この場合は圧縮、引張両フランジが同時に降伏して塑性化が進行する。

$$M_u = s M_p \quad \text{--- (4)}$$

$$\eta_\theta = \frac{s-1}{s} \left[\frac{E}{E_{st}}(s-1) + 2\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y}\right) \right] \quad \text{--- (5)}$$

$$\eta_\phi = \frac{s-1}{2s^2} \left[\frac{E}{E_{st}}(s-1)(1+2s) + 3\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y}\right)(1+s) \right] \quad \text{--- (6)}$$

3. 短柱の局部座屈強さ

SS400(S S41)、SM490(S M50)、新しく開発された高性能高張力鋼(S M570と仮称する)およびフランジSM570 ウェブSS400のハイブリッド断面(HYと略称する)の各鋼種について、フランジの幅厚比(b/t_f)、ウェブの幅厚比(d/t_w)をパラメータとする一連の短柱圧縮試験を行い、最大座屈応力度と幅厚比の間に次の関係式を仮定して、重回帰分析によって係数A、B、Cの値を求めた。

$$1/s = A/\alpha_f + B/\alpha_w + C \quad \text{--- (7)}$$

〔記号〕

 $s = \sigma_u / \sigma_y$: 応力上昇率(短柱圧縮試験での最大座屈応力度 σ_u の降伏点 σ_y に対する比)

$$\alpha_f = (E/\sigma_{yf})(t_f/b)^2$$

: フランジの無次元細長比の2乗の逆数に相当する

$$\alpha_w = (E/\sigma_{yw})(t_w/d)^2$$

: ウェブの無次元細長比の2乗の逆数に相当する

 σ_{yf} : フランジ材の降伏点 σ_{yw} : ウェブ材の降伏点

ハイブリッド断面の場合は s の計算に用いる降伏点として、次式による平均値を用いた

$$\sigma_y = (2A_f \sigma_{yf} + A_w \sigma_{yw}) / (2A_f + A_w)$$

$$A_f = 2bt_f, \quad A_w = dt_w$$

 b : フランジの半幅 (Fig.2 参照) d : ウェブのせい (Fig.2 参照)

統計評価に当たっては筆者の試験結果の外に発表されている他の研究者の試験結果も加えた。

得られた評価式を下記に示す。

SS400 : (文献 3), 4), 5), 7), 9)

試験体数29、 σ_y : 2.64~3.64 t/cm²、 b/t_f : 6~16、 d/t_w : 10~60

$$1/s = 0.4896/\alpha_f + 0.0460/\alpha_w + 0.7606 \quad \text{--- (8)}$$

重相関係数 0.8799

Fig.3 Cantilever beam-column model

Fig.4 Configuration of beam-column

SM490 : (文献 3), 4), 5), 9), 10))

試験体数27、 σ_y : 3.22~4.02 t/cm²、

b/t_f : 7~15、 d/t_w : 8~55

$$1/s = 0.2868/\alpha_f + 0.0588/\alpha_w + 0.7730 \quad \text{--- (9)}$$

重相関係数 0.93645

SM570 : (文献 4), 5), 6), 7), 8))

試験体数32、 σ_y : 4.15~5.10 t/cm²、

b/t_f : 4~14、 d/t_w : 10~50

$$1/s = 0.1999/\alpha_f + 0.0748/\alpha_w + 0.7672 \quad \text{--- (10)}$$

重相関係数 0.95653

HY : 文献 (文献 4), 5))

試験体数19、 σ_{yr} : 4.45 t/cm²、

σ_{yw} : 2.75 t/cm²、

b/t_f : 4~14、 d/t_w : 20~60

$$1/s = 0.2159/\alpha_f + 0.0697/\alpha_w + 0.7659 \quad \text{--- (11)}$$

重相関係数 0.93464

尚、試料中 s が 1 に満たないものは除外した。

なる部分をウェブの有効圧縮幅 d_e と仮定して次式を用いることにした (Fig.5)

Fig.5 Plastic neutral axis

4. 変形能力の予測と部材実験結果との比較

4. 1 変形能力の予測

部材のフランジ応力度 (応力上昇率) が 3. で得た s に達すると、局部座屈によって部材耐力および変形能力は限界に達すると考えられるから、夫々の鋼種に応じて (8)~(11) 式の s を 2. 2 で得た変形予測式 (2), (3) 式 ($\rho > (s-1)/2$)、(5), (6) 式 ($\rho = 0$) の s と等置することによって、部材の変形能力 η と幅厚比 b/t_f 、 d/t_w との関係を得ることができる。(8)~(11) 式は中心圧縮実験から得られたものであり、ウェブは均等圧縮応力を受けて座屈している。これに対し、曲げ又は圧縮と曲げを受ける部材ではウェブには応力勾配を生じ、座屈に対して有利となる。この問題に関する弾性座屈の理論解は求められているが、塑性座屈および座屈後の挙動に関する研究成果は未だ得られていない。

本論では弾性座屈解を参考にし、実験結果ともよく対応するものとして、次のような簡単な関係を仮定した。即ち、全塑性状態における塑性中立軸に関して圧縮側に

Fig.6 Comparison of effective buckling width

Fig.7 Loading and deformation measurement (d_i : position of dial gauge)

Fig.9 M/M_p - P/P_y interaction

$$d_e = \{2\rho A_f \gamma + (1+\rho) A_w\} / (2 t_w) \quad \text{但し,}$$

$$A_w / (2 A_f \gamma + A_w) \leq \rho \leq 1 \text{ の場合 } d_e = d \quad \text{--- (12)}$$

(記号)

d_e : 応力勾配のあるウェブの有効座屈幅

$$\gamma = \sigma_{yf} / \sigma_{yw}$$

Fig.6 は日本建築学会の鋼構造計算規準¹¹⁾ 31条に基づいて、曲げと圧縮を受けるウェブ板の圧縮最外縁が丁度降伏点に達した時座屈するウェブ成を計算し、これを有効座屈幅として表した値と、(12)式に於いて $A_f = 0$ とした時の値を比較したものである。

この仮定により、(8)～(11)式の α_w の計算には d の代りに(12)式の d_e を用いる。

(2), (3), (5), (6) 式中の E/E_s および $\varepsilon_p / \varepsilon_y$ は素材引張試験および短柱圧縮試験の結果を用いて評価した。(2), (3), (5), (6) 式は部材の面内変形を表すものであるから、溶接部の機械的性質変化、残留応力の影響、フランジとウェブの降伏点の差等を含めた短柱圧縮試験の結果を用いるのが合理的と考えられるが、反面局部座屈の影響を受けるので、素材試験の結果も参考にした。

歪硬化領域での応力-歪関係は直線ではなく Fig.1 に示す如く上に凸の形をしている。実用範囲での H 形断面の応力上昇率 s は高々 1.3 程度であることを考慮して、本論では $s = 1.1$ に於ける接線勾配を以て E_s とした。

Table.1 はこのようにして得られた E/E_s および $\varepsilon_p / \varepsilon_y$ の各鋼種についての平均的な値で、変形能力評価にはこの値を用いた。

4.2 実験

圧縮力と曲げを受ける部材 (曲げ柱: $\rho > 0$) および梁 ($\rho = 0$) について各鋼種毎にフランジおよびウェブの幅厚比をパラメータとする一連の実験を行った。圧縮と曲げを受ける部材の軸力比は一率に $\rho = 0.3$ とした。(2), (3), (5), (6) 式によれば、 $\rho = 0.3$ 近傍で最小の塑性変形能力 η を与える。Table.2 に試験体の一覧表を示した。曲げ柱・梁、共に S S 400 部材 12 体、SM 490 部材 10 体、SM 570 部材 11 体、ハイブリッド部材 11 体で、計 88 体である。試験体記号は、左から順に曲げ柱 (BC)、梁 (B) の区別、鋼種、フランジの幅厚比 (b/t_f)、ウェブの幅厚比 (d/t_w) を示している。

試験体及び加力条件は Fig.7 に示す如く単純支持梁に中央集中荷重を加えるもので、曲げ柱の場合は軸線上に両材端から所定の軸圧縮力を加えた。変形測定は終局時において局部座屈崩壊する側の挙動に着目し、Fig.8 の中心軸 $a \sim a$ を固定端とする片持梁型曲げ柱の変形として解析モデルに対応させた。Fig.7 の d_i を夫々の位置におけるダイヤルゲージの読みとすると、Fig.8 の諸変

Fig.8 Deflection mode

形値は次のように求まる。

$$\phi = 2\delta / L, \quad \delta = \delta_0 + \phi L / 2$$

$$\delta_0 = (d_1 + d_2 - d_3 - d_4) / 2$$

$$\phi = (d_1 - d_2) / L_1 - (d_3 - d_4) / L$$

また、スパン中央 (片持梁固定端) に作用する曲げモーメントは

$$M = QL / 2 + \rho P_y \delta_0 \quad \text{--- (13)}$$

である。

4.3 実験結果と予測値の比較

実験における最大荷重時の片持梁固定端最大モーメント (荷重点近傍のモーメント) M_{max} を (13) 式によって算出した値と (1), (4) 式で与えられる最大固定端モーメントの予測値を比較したもの、及び同じく最大耐力時の測定部材角 ϕ から算出した変形能力 η_ϕ と (3), (6) 式から算出した変形能力の予測値 η_ϕ とを比較したものを、Table.3 に示す。

この比較表から次のことが観察される。

1) 曲げ耐力

梁 ($\rho = 0$) については実験値と予測値の対応は極めて良好である。これに対して曲げ柱 ($\rho > 0$) の場合には、全ての試験体について実験値は予測値を上回っている。H 形断面の軸力下の全塑性モーメント M_{pc} を図示すると Fig.9 のように上に凸の形となるが、これに対して本論で用いた平行フランジモデルでは、

$$M = (1 - \rho) M_p$$

であるから、図示の直線関係となる。即ち平行フランジモデルは M_p と P_y を実断面と等価にしたものであるが、軸力存在下の全塑性モーメントは等価になっていない。

BC 400 部材と BC 570 部材について実断面の M_{pc} と平行フランジモデルの $(1 - \rho) M_p$ の比を $\rho = 0.3$ の点でとったものが Table.4 に示してある。

この比と Table.3-1 の $M_{max} / (s - \rho) M_p$ の値が概ね対応している。即ち $(s - \rho) M_p$ はこの比の分だけ過少評価されていると見ることができる。即ち、最大曲

Table.3-1 Comparison of test results and predictions (beam-column)

Specimen Code	s	$a = M_{max}$ (tm)	$b = (s - \rho) M_P$ (tm)	a / b	$c = e\eta_\psi$	$d = e\eta_\phi$	c / d	NOTE
BC400• 8-40	1.106	12.89	10.75	1.20	5.25	3.99	1.32	
BC400•10-40	1.061	14.43	12.04	1.20	2.07	2.29	0.90	
BC400•12-40	1.012	15.46	13.04	1.19	1.58	0.47	3.39	
BC400•14-40	0.973	16.45	13.99	1.18	1.07	—		
BC400•16-40	0.934	17.01	14.76	1.15	0.53	—		
BC400• 8-50	1.060	13.70	13.39	1.02	2.39	2.25	1.06	
BC400•10-50	1.015	16.84	14.83	1.14	1.39	0.59	2.37	
BC400•12-50	0.969	19.02	15.92	1.19	1.28	—		
BC400•14-50	0.921	20.79	16.69	1.25	0.92	—		
BC400•16-50	0.876	21.12	17.25	1.22	0.51	—		
BC400• 8-60	1.010	18.26	15.84	1.15	2.12	0.38	5.64	
BC400•10-60	0.968	23.68	17.38	1.36	1.78	—		
BC490• 7-35	1.096	12.09	9.79	1.24	5.56	3.37	1.65	
BC490• 9-35	1.054	13.23	11.34	1.17	1.88	1.86	1.01	
BC490•11-35	1.026	14.10	12.91	1.09	1.05	0.89	1.18	
BC490•13-35	1.000	16.79	14.36	1.17	0.74	0.01	87.25	
BC490•15-35	0.972	18.52	15.61	1.19	0.61	—		
BC490• 7-45	1.037	15.47	12.31	1.26	2.73	1.28	2.13	*1
BC490• 9-45	0.996	17.31	14.05	1.23	1.57	—		
BC490•11-45	0.953	19.52	15.46	1.26	1.15	—		
BC490•13-45	0.918	23.85	16.77	1.42	0.71	—		
BC490• 7-55	0.976	18.46	14.55	1.27	1.18	—		
BC570• 6-20	1.186	22.04	16.24	1.36	6.10	5.18	1.18	
BC570• 8-20	1.161	25.34	20.03	1.26	4.62	4.39	1.05	
BC570•10-20	1.141	28.44	23.71	1.20	3.03	3.76	0.81	
BC570• 6-30	1.121	31.64	24.36	1.30	4.35	3.17	1.37	
BC570• 8-30	1.085	36.00	28.98	1.24	2.36	2.12	1.11	
BC570•10-30	1.046	42.03	32.94	1.28	2.09	1.08	1.94	
BC570•12-30	1.022	43.81	37.10	1.18	0.97	0.49	1.99	
BC570• 6-40	1.048	38.29	31.93	1.20	2.02	1.13	1.79	
BC570• 8-40	1.011	43.96	37.21	1.18	1.32	0.25	5.23	
BC570•10-40	0.973	53.53	41.65	1.29	1.30	—		
BC570•12-40	0.933	58.62	45.25	1.30	0.87	—		
BCHY• 6-20	1.221	21.25	14.57	1.46	9.79	6.35	1.54	
BCHY• 8-20	1.202	24.00	18.63	1.29	4.88	5.72	0.85	
BCHY• 10-20	1.179	24.74	22.43	1.10	2.25	4.96	0.45	
BCHY• 6-30	1.158	29.51	20.94	1.41	7.16	4.28	1.67	
BCHY• 8-30	1.140	33.16	26.40	1.26	3.47	3.73	0.93	
BCHY• 10-30	1.119	36.42	31.54	1.15	2.31	3.10	0.75	
BCHY• 12-30	1.094	40.65	36.24	1.12	1.63	2.38	0.68	
BCHY• 6-40	1.107	35.76	27.37	1.31	5.17	2.76	1.87	
BCHY• 8-40	1.064	43.11	32.90	1.31	3.36	1.55	2.16	
BCHY• 10-40	1.044	50.04	38.93	1.29	1.92	1.04	1.85	
BCHY• 12-40	1.023	51.61	44.54	1.16	1.47	0.51	2.86	*1

*1 : Large shear

Table 3-2 Comparison of test results and predictions (beam)

Specimen Code	s	$a = M_{max}$ (tm)	$b = s M_P$ (tm)	a / b	$c = e\eta_\phi$	$d = c\eta_\phi$	c / d	NOTE
B400 • 8-60	1.139	26.27	25.42	1.03	6.87	5.49	1.25	
B400 • 10-60	1.107	26.18	28.81	0.91	4.16	4.17	1.00	
B400 • 12-60	1.070	29.72	31.80	0.93	3.11	2.68	1.16	
B400 • 14-60	1.029	33.75	34.39	0.98	1.10	1.10	1.00	
B400 • 16-60	<u>0.986</u>	37.05	36.57	1.01	<u>0.84</u>	—		
B400 • 8-70	1.106	30.02	30.33	0.99	3.76	4.15	0.91	
B400 • 10-70	1.076	32.44	34.16	0.95	2.48	2.93	0.85	
B400 • 12-70	1.041	33.73	37.53	0.90	1.67	1.55	1.07	
B400 • 14-70	<u>1.002</u>	39.27	40.45	0.97	<u>0.75</u>	<u>0.09</u>	<u>8.53</u>	
B400 • 16-70	<u>0.961</u>	40.84	42.91	0.95	<u>0.67</u>	—		
B400 • 8-80	1.071	32.68	35.25	0.93	2.00	2.73	0.73	
B400 • 10-80	1.042	38.00	39.47	0.96	1.60	1.61	0.99	
B490 • 7-45	1.169	19.22	19.51	0.99	10.10	6.50	1.55	*1
B490 • 9-45	1.146	22.73	23.13	0.98	6.00	5.54	1.08	
B490 • 13-45	1.088	29.44	29.56	1.00	1.41	3.19	0.44	
B490 • 7-55	1.131	24.00	24.35	0.99	5.01	4.92	1.02	
B490 • 9-55	1.110	27.08	28.61	0.95	3.20	4.06	0.79	
B490 • 13-55	1.056	37.38	36.17	1.03	1.38	1.96	0.71	
B490 • 15-55	1.024	40.57	39.42	1.03	0.70	0.81	0.86	
B490 • 7-65	1.090	29.20	29.20	1.00	3.83	3.24	1.18	
B490 • 9-65	1.070	32.32	34.02	0.95	2.93	2.49	1.18	
B490 • 13-65	1.020	43.31	42.60	1.02	0.80	0.66	1.22	
B570 • 6-40	1.177	56.50	50.28	1.12	5.36	5.24	1.02	
B570 • 8-40	1.161	64.32	60.73	1.06	3.33	4.66	0.71	
B570 • 10-40	1.141	73.58	70.60	1.04	2.36	3.96	0.60	
B570 • 6-50	1.127	67.60	64.81	1.04	3.99	3.51	1.14	
B570 • 8-50	1.112	81.58	77.23	1.06	3.22	3.03	1.06	
B570 • 10-50	1.094	92.63	88.96	1.04	2.29	2.45	0.94	
B570 • 12-50	1.072	100.10	99.94	1.00	1.50	1.80	0.83	
B570 • 6-60	1.072	80.00	79.30	1.01	2.30	1.79	1.28	
B570 • 8-60	1.058	92.24	93.41	0.99	1.38	1.42	0.97	
B570 • 10-60	1.041	104.78	106.76	0.98	1.05	0.97	1.08	
B570 • 12-60	1.022	121.68	119.26	1.02	0.92	0.48	1.90	
BHY • 6-40	1.221	50.50	41.39	1.22	12.16	6.89	1.77	
BHY • 8-40	1.202	59.04	51.77	1.14	7.17	6.17	1.16	
BHY • 10-40	1.179	66.30	61.68	1.07	5.61	5.30	1.06	
BHY • 6-50	1.191	60.45	52.77	1.15	5.50	5.75	0.96	
BHY • 8-50	1.173	72.28	65.19	1.11	6.73	5.10	1.32	
BHY • 10-50	1.151	81.25	77.07	1.05	5.31	4.31	1.23	
BHY • 12-50	1.125	89.05	88.25	1.01	6.45	3.44	1.88	*2
BHY • 6-60	1.157	73.78	64.37	1.15	4.64	4.51	1.03	
BHY • 8-60	1.140	87.75	78.61	1.12	6.08	3.93	1.55	*1
BHY • 10-60	1.119	95.81	92.27	1.04	6.21	3.23	1.92	*2
BHY • 12-60	1.094	94.45	105.15	0.90	3.35	2.46	1.36	*2

*1 : Large shear , *2 : Preceded by shear yield

Table.4 Modification of moment capacity

Specimen Code	$\frac{M_{pc}}{(1-\rho)M_p}$	$\left(\frac{s-\rho}{1-\rho}\right)M_{pc} (tm)$	$\frac{M_{max}}{M_{mc}}$
BC400・8-40	1.23	12.88	1.00
BC400・10-40	1.21	14.23	1.01
BC400・12-40	1.19	15.17	1.02
BC400・14-40	1.17	16.04	1.03
BC400・16-40	1.18	17.07	1.00
BC400・8-50	1.25	16.35	0.84
BC400・10-50	1.23	17.75	0.95
BC400・12-50	1.21	18.82	1.01
BC400・14-50	1.20	19.60	1.06
BC400・16-50	1.19	20.11	1.05
BC400・8-60	1.26	19.38	0.92
BC400・10-60	1.25	21.13	1.12
BC570・6-20	1.21	19.57	1.13
BC570・8-20	1.17	23.28	1.09
BC570・10-20	1.15	27.10	1.05
BC570・6-30	1.24	30.10	1.05
BC570・8-30	1.22	35.24	1.02
BC570・10-30	1.19	39.08	1.08
BC570・12-30	1.17	43.15	1.02
BC570・6-40	1.26	40.14	0.95
BC570・8-40	1.24	46.03	0.96
BC570・10-40	1.22	50.85	1.05
BC570・12-40	1.20	54.55	1.07

げ耐力 $(s-\rho)M_p$ の修正値として

$$M_{mc} = (s-\rho)M_p \frac{M_{pc}}{(1-\rho)M_p} = \left(\frac{s-\rho}{1-\rho}\right)M_{pc} \quad (14)$$

を提示することができる。Table.4の値 M_{max}/M_{mc} は最大モーメントの実験値とこの修正予測値の比であり、梁の場合(Table.3-2)と同等の良い対応を示す。

2)変形能力

実験から求めた変形能力には、せん断変形成分が含まれているのに対し、予測値にはせん断変形成分は含まれていない。せん断応力が明らかに弾性範囲にある時には η で評価した場合この違いは無視できる程度のものであるが、部材が最大耐力に達する以前にウェブがせん断降伏する場合には、変形能力は予測値よりかなり大きくなる。このような試験体に対してはNOTE欄に"preceded by shear yield"と註記してある。又最大耐力時にせん断応力度が降伏点の80%を超えているものに対しては、"large shear"と註記した。

一般に幅厚比の小さい試験体では実験値は予測値を大きく上回っている。これは4.1に述べた如く予測に用いた歪硬化係数 E_{s1} は $s=1.1$ 近傍のものをを用いたが、幅厚比が小さい試験体では s の値が1.1を超える為 E_{s1}

Table.5 D values

Grade	η_θ		
	4	2	0
SS400	0.482	0.929	1.0
SM490	0.867	0.925	1.0
SM570	0.837	0.901	1.0
HY	0.837	0.901	1.0

Table.6 f_{cg} values

Grade	η_θ		
	4	2	0
SS400 f_{cg}	21.9 71.3	26.9 87.7	32.0 104.5
SM490 f_{cg}	26.3 57.9	33.4 73.7	40.8 90.0
SM570 f_{cg}	27.1 44.3	37.5 61.3	49.5 80.8
HY f_{cg}	26.3 46.3	36.3 63.8	47.7 84.0

Table.7 f_{gg} values

Grade	η_θ		
	4	2	0
SS400 f_{gg}	22.1 144.5	27.0 175.9	32.0 209.1
SM490 f_{gg}	26.7 118.0	33.4 147.5	40.8 180.1
SM570 f_{gg}	28.1 91.9	37.8 123.4	49.5 161.7
HY f_{gg}	27.3 96.1	36.5 128.6	47.7 168.1

の値が小さくなる筈であり、結果として、小さ目の予測値を与えることになる。逆に幅厚比の大きい領域(s の小さい領域)では E_{s1} を小さ目に仮定したことになる為変形能力予測値を過大評価したことになるが、実際には実験値の方が大きくなっている。これは、残留応力・溶接部近傍の軟化等のために降伏が早目に起こることと、 s の小さい試験体(降伏と殆ど同時に座屈の生じる試験体)の荷重-変形関係は不安定で実験誤差が大きいことによる。本論の予測値は $s > 1$ を前提として導かれている為、 $s \leq 1$ の試験体に対しては変形能力の評価はできないので一線が引いてある。また、 s が1.02未満の試験体の変形能力値にはアンダーラインが引いてあるが、これ等の試験体に対しても実験では或る程度の変形能力が観察されているのは上記の理由によるものと思われる。

以上のことを考慮に入れると、変形能力についてもその予測式は実験結果を説明し得るものと言える。

5. 幅厚比制限

(2), (3), (5), (6) 式と(7) 式から、部材種別、鋼種に依じて s を消去することにより変形能力と幅厚比の関係

式を導くことができる。より簡単な式を得るために接線角表示の塑性変形能力式(2), (5) を用いる。

5.1 曲げ柱

(2) 式より

$$\frac{1}{s} = \frac{\lambda - \sqrt{\lambda^2 - e\xi}}{\xi} = D \quad \text{--- (15)}$$

$$\begin{cases} \lambda = e - \varepsilon + (1 - \rho)\eta_\theta \\ \xi = e - 2\varepsilon + 2\rho(1 - \rho)\eta_\theta \end{cases}$$

〔記号〕 $e = E/E_{st}$, $\varepsilon = \varepsilon_p / \varepsilon_y$

この $1/s = D$ を(7) 式の $1/s$ と等置して

$$\frac{A}{D-C} \left(\frac{1}{\alpha_f} \right) + \frac{B}{D-C} \left(\frac{1}{\alpha_w} \right) = 1$$

又は、

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2}{\left(\sqrt{\frac{D-C}{A}} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{yf}}} \right)^2} + \frac{\left(\frac{d_e}{t_w} \right)^2}{\left(\sqrt{\frac{D-C}{B}} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{yw}}} \right)^2} = 1 \quad \text{--- (16)}$$

(15)式において e , ε は Table.1 の値を用い、 ρ は一率に 0.3 とする。(16) 式中 A , B , C ($\leftarrow$ (7) 式) の値は、各鋼種に応じて(8) ~ (11) 式に与えられている。

日本建築学会・鋼構造限界状態設計規準(案)¹²⁾ では、要求塑性変形能力を $\eta_\theta = 4, 2, 0$ に区分して、夫々を満足する幅厚比制限を行っているから、これに従って D の値を計算すると Table.5 のようになる。

以上の数値を用いて(16)式を

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2}{\left(\frac{cf}{\sqrt{\sigma_{yf}}} \right)^2} + \frac{\left(\frac{d_e}{t_w} \right)^2}{\left(\frac{cg}{\sqrt{\sigma_{yw}}} \right)^2} = 1 \quad \text{--- (17)}$$

の形で表し、各鋼種について、 cf, cg の値を求めると、Table.6 のようになる。

d_e は(12)式によって求める。この場合 ρ の値は一率に 0.3 とするのではなく、現実の設計に対応した ρ 値を用いる。(12)式に見る如く d_e の値は A_f , A_w , γ , ρ の関数であるから個々の断面寸法によって異なった値を取る。従って実設計における断面検定方法としては、

- i) 設計で予想される軸力比 ρ を用いて、(12)式によって仮定断面の d_e を計算する。
- ii) 使用鋼種及び所要変形能力 η_θ (鋼構造限界状態設計規準案の幅厚比区分 P I、P II、P III) に応じて、(17)式でその適否を検討する。

という順序になる。

今、例として $A_f / A_w = 1$, $\rho = 0.3$ の場合をとって(12)式を適用すると、SS400, SM490, SM570 の場合は $d_e = 0.95d$ 、HY の場合は $d_e = 1.21d$ であるが $A_w / (2A_f\gamma + A_w) = 0.211$ と $\rho = 0.3$ より小さくなるので $d_e = d$ となる。

Fig. 10a Width-to-thickness limitations (beam-column)

Fig. 10b Width-to-thickness limitations (beam)

この有効幅を用い、要求変形能力 $\eta_\theta = 4$ に対する b/t_f , d/t_w の許容限界を図示すると Fig. 10a のようになる。

5.2 梁 ($\rho = 0$)

(5) 式より

$$\frac{1}{s} = \frac{\mu - \sqrt{\mu^2 - e(e - 2\varepsilon)}}{e - 2\varepsilon} = D \quad \text{--- (18)}$$

$$\begin{cases} \mu = e - \varepsilon + \frac{1}{2}\eta_\theta \end{cases}$$

以下「5.1 曲げ柱」の場合と同様にこの $1/s = D$ を(7)式の $1/s$ と等置し(17)式と同形の式が導かれるが、梁 ($\rho = 0$) の場合は $d_e = 0.5d$ であるから、これを考慮に入れて

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2}{\left(\frac{cf}{\sqrt{\sigma_{yf}}} \right)^2} + \frac{\left(\frac{d}{t_w} \right)^2}{\left(\frac{cg}{\sqrt{\sigma_{yw}}} \right)^2} = 1 \quad \text{--- (19)}$$

で表した時の cf, cg の値を Table.7 に示す。

曲げ柱の場合と同様、要求変形能力 $\eta_\theta = 4$ に対する b/t_f , d/t_w の許容限界を Fig. 10b に示す。

Fig.10a, Fig.10b 中縦線は鋼構造限界状態設計規準案によるウェブのせん断座屈に対する幅厚比制限値である。

6. 結

SS400、SM490、SM570（高性能高張力鋼・仮称）およびフランジSM570、ウェブSS400よりなる

引用文献

- 1) 加藤 勉, 井上 哲郎: 高張力鋼箱形断面部材の局部座屈と変形能力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第444号, 1993年2月
- 2) Ben Kato: Deformation Capacity of Steel Structures, Journal of Constructional Steel Research, Vol.17, 1990, Nos.1-2, Elsevier Applied Science, London & New York.
- 3) 桑村 仁: 降伏比の異なる高張力鋼を用いたH形断面短柱の終局強度と変形能力について, 構造工学論文集, 日本学術会議, 日本建築学会, Vol.34B, 1988年3月
- 4) 呉 榮錫他: 高張力鋼H形断面短柱の最大耐力と変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月
- 5) 加藤 勉他: 局部座屈を伴うH形断面鋼部材の耐力と変形, 構造工学論文集, 日本学術会議, 日本建築学会, vol.35B, 1989年3月
- 6) 近藤明洋他: 高性能鋼柱部材の耐力, 日本建築学会学術講演梗概集, 1990年10月
- 7) 中島正愛: 60キロ鋼を用いたH形断面筋違材の復元力特性, 建設事業への新建材・新材料利用技術の開発, 鋼材クラブ報告, 1991.
- 8) 宇田川邦明: 高性能鋼梁の横座屈実験に用いた9mm鋼板と6mm鋼板の機械的性質, 建設事業への新素材・新材料の利用技術の開発, 鋼材クラブ報告, 1991.
- 9) 山田 哲他: 鋼素材の性質をパラメータとした短柱圧縮試験, 日本建築学会, 学術講演梗概集, 1992年8月
- 10) 大井謙一他: 変動軸力と水平力を受けるH形断面柱の弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, 日本学術会議, 日本建築学会, Vol.38B, 1992年3月
- 11) 鋼構造計算規準同解説, 31条, 長方形ウェブプレート, 日本建築学会, 1959年9月
- 12) 鋼構造限界状態設計規準(案)同解説, 2.1 板要素の幅厚比区分, 日本建築学会, 1990年2月
- 13) 加藤 勉, 中尾 雅躬: 高性能鋼柱の耐力と変形能力に関する実験的研究(その1: 実験計画および実験結果), 日本建築学会, 学術講演梗概集, 1991年9月
- 14) 中尾 雅躬, 加藤 勉: 高性能鋼柱の耐力と変形能力に関する実験的研究(その2: 実験結果の検討), 日本建築学会, 学術講演梗概集, 1991年9月

Appendix (Fig.6 中の"Elastic limit" の計算方法)

文献11)における長方形板の座屈応力度 σ_{cr} は、次式から定められたものである。

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E z}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{d} \right)^2 \quad \text{--- (A1)}$$

k: 板座屈係数, z: 剛性低減係数

t: 板厚, d: 板幅, E: ヤング率, ν : ポアソン比

板座屈係数kの値は、圧縮応力度分布係数

$$\alpha = 1 - \sigma_{min} / \sigma_{max}$$

の関数として次式で近似される。 $(\beta_0 = 1 - \alpha / 6)$

$$\beta \geq \beta_0 \rightarrow k = \alpha^3 + 3\alpha^2 + 4 \quad \text{--- (A2.1)}$$

$$\beta < \beta_0 \rightarrow k = \frac{1}{4} \left(\frac{\beta}{\beta_0} + \frac{\beta_0}{\beta} \right) (\alpha^3 + 3\alpha^2 + 4) \quad \text{--- (A2.2)}$$

β : 板の辺長比 (=板長/板幅)

剛性低減係数zは、次の近似式で表される。

[SS41 (SS400)]

$$\sigma_{cr} \leq 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow z = 1$$

$$\sigma_{cr} > 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow z = 1.8 - 0.5 \sigma_{cr}$$

[SM50 (SM490)]

$$\sigma_{cr} \leq 2.2 \text{ t/cm}^2 \rightarrow z = 1$$

$$\sigma_{cr} > 2.2 \text{ t/cm}^2 \rightarrow z = 2.1 - 0.5 \sigma_{cr}$$

Fig.6 中の"Elastic limit" は(A1), (A2.1), (A2.2)式を用いて、以下の手順で求めた。板座屈係数算定時の条件は、 $\beta \geq \beta_0$ とした。

①dの計算

軸力比 ρ の下で曲げを受ける材では $\alpha = 2(1 - \rho)$ と表されるので、(A1)式で $\sigma_{cr} = \sigma_y$ とおいてd/tを求める。

②d₀の計算

単純圧縮($\alpha = 0$)の場合について、①と同様の計算からd₀/tを求める。

③d₀/dの計算

①, ②の計算結果の比からd₀/dを定める。

(1993年10月27日原稿受理, 1994年1月31日採用決定)