繰返し曲げせん断力を受ける H 形断面梁の連成座屈挙動と塑性変形能力

COUPLED BUCKLING BEHAVIOR AND PLASTIC DEFORMATION CAPACITY
OF H-SHAPED STEEL BEAMS UNDER CYCLIC BENDING SHEAR

五十嵐 規矩夫*, 末 國 良太**, 鞆 伸之***

Kikuo IKARASHI, Ryota SUEKUNI and Nobuyuki TOMO

In this research, in order to clarify the coupled instability behavior of H-shaped steel beams under the bending shear stress, the cyclic loading tests was carried out, with a comparatively large web plate slenderness. As a result, the useful factor for coupled buckling design method of H-shaped steel beams was proposed.

This method can treat systematically lateral buckling, local plate buckling and those coupled instability behavior. Its attention is paid to elastic lateral buckling strength and elastic plate local buckling strength. Characteristic of buckling behavior, coupled effect and range of coupled instability were clarified using both buckling strength ratio.

Keywords : H-shaped Beam, Cyclic Loading, Coupled Buckling, Plate Slenderness, Slenderness Ratio,

Plastic Deformation Capacity

H形断面梁, 繰返し載荷, 連成座屈, 幅厚比, 細長比, 塑性変形倍率

1. 序

鋼構造建築物の部材では, 座屈による不安定現象が設計上重要な問題となる。H形断面部材の座屈性状は一般的に, 構成要素の局部座屈と部材全体の曲げねじり座屈に大別して考える場合が多く, 日本建築学会の規準¹⁾, 各指針^{2)~5)}, 技術解説書⁶⁾における設計式もこれらは個別に扱われている。それぞれの座屈耐力算定式に基づいて, 局部座屈に対しては幅厚比, 曲げねじり座屈に対しては許容曲げ応力度や細長比を指標とした各種寸法制限や塑性変形能力に応じた構造区分が定められている。

近年では, ウェブ板厚を薄くした梁の耐震設計梁としての可能性が論じられ^{7), 8)}, その局部座屈に対する有用な設計手法も確立しつつある^{9), 10)}。このようにウェブ板厚が薄い, あるいは梁せいが高い梁を使用する際には, せん断応力度の影響が大きくなることに伴うウェブの曲げせん断座屈の発生と, 弱軸方向の曲げ剛性が低くなることによる横座屈の発生を考慮することはもちろん, それらが複雑に関連する連成座屈を考慮する必要がある。局部座屈, 横座屈に関する個々の研究成果の蓄積は多大であるものの, 局部座屈と横座屈の連成を考慮した不安定問題に関する研究は少なく, その性状は十分に明らかにされているとはいいがたい。したがって, 現在, 局部座屈と横座屈が同時に発生する座屈現象としての連成不安定問題を考慮した設計法は確立されていない。その特性を理解した上で効果

的に多様なH形断面梁を使用するためには, 最大耐力, 耐力劣化要因の解明及び終局状態を局部座屈と横座屈の連成効果を考慮した上で明らかにすることが必要となる。

局部座屈と横座屈の連成座屈を取り扱った研究は少ないものの, これまでもいくつかの研究が行われている。興田らは連成座屈する梁を対象とした繰返し載荷実験¹¹⁾や降伏線理論に基づく解析を行い, 局部座屈と横座屈のいずれが卓越するかの判定法や, 局部座屈, 横座屈それぞれの場合の劣化勾配予測式を提案している¹²⁾。鈴木ら¹³⁾は横座屈に対して広く用いられる一般化細長比と同様の考え方を局部座屈の場合にも適用し, 数値解析より得た局部座屈耐力から求めた一般化幅厚比との関係から座屈性状の判定を行い, 添接補剛材により崩壊機構を制御することで安定した塑性変形性能を有するH形鋼梁を実現できるとしている。小野ら¹⁴⁾は部材中間部に横座屈補剛材を有する細幅H形鋼梁について有限要素法解析を行い, 連成座屈が発生する梁に対して鋼構造限界状態設計指針⁴⁾の各構造区分に対応した必要補剛材性能について検討している。中島ら¹⁵⁾は繰返し曲げせん断力を受ける中間補剛されたH形断面梁について有限要素法解析を行い, 連成座屈の発生する梁が十分な塑性変形能力を発揮できる幅厚比制限値を与えている。

以上の研究はいずれも実験的, 数値解析的手法によるものである。近年, 著者の一人は一連の研究^{16), 17)}を通じてエネルギー法によ

* 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

** 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
大学院生・修士(工学)
(現 日建設計)

*** 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

以上のような背景のもと、本研究では、比較的ウェブ幅厚比の大きなH形断面梁を対象として繰返し載荷実験を行い、曲げせん断力を受けるH形断面梁の連成座屈挙動を明らかにする。その結果を用いて、現行の各種設計法においては独立に扱われている横座屈と局部座屈及びそれらの連成までを考慮した統一的な設計法に有用な部材性能評価指標を提案することを目的としている。複雑な連成座屈現象を考える上で連成局部座屈耐力と横座屈耐力に着目し、両者を比較することで卓越する座屈性状の判定、大変形領域における連成効果について考察を加える。さらに数値解析結果及び既往の実験結果から局部座屈耐力と横座屈耐力の座屈耐力比を指標として連成効果を考える必要のある範囲を検討する。そこで得られた知見をもとに連成座屈を考慮した新たな指標を提案した上で、H形断面梁の連成座屈を考慮した塑性変形能力評価法の提案を行う。

図1 試験体概要

表2に各試験体の諸元を示す。表中の値は実測値を用いて算出している。 α は断面内に生じる曲げとせん断応力の比率を表すものであり、式(2.3)による。 WF は、文献9)、10)で提案されているものであり、H形断面梁に生じる応力分布を考慮した上で、フランジとウェブの連成局部座屈耐力式から求めた基準化幅厚比である。 λ_b は本実験での端部境界条件及び曲げモーメント分布をもとに、文献24)に示

板厚	降伏応力度	引張強さ	ヤング係数	一様伸び	伸び	降伏比
t (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ε_u	Eh _g . (%)	Y.R.
2.3	221	334	191000	20.4	30.5	0.66
3.2	275	431	219000	19.3	31.4	0.64
4.5	288	431	211000	19.7	29.4	0.67
6.0	292	428	205000	19.4	30.2	0.68
9.0	272	421	209000	22.7	31.4	0.65

	Section	L (mm)	d/t_w	b/t_f	M_p (kN-m)	$b\delta_y$ (mm)	$b\delta_p$ (mm)	δ_p (mm)	α	WF	λ_b
No.1	H- 190 × 72 × 2.3 × 9	1200	81	3.9	36.2	6.7	7.0	8.2	0.274	0.70	0.29
No.2	H- 190 × 72 × 2.3 × 9	2000	80	3.8	37.6	18.6	19.3	20.6	0.169	0.62	0.45
No.3	H- 190 × 72 × 3.2 × 6	1200	60	6.1	28.6	7.3	7.9	8.5	0.140	0.60	0.34
No.4	H- 190 × 72 × 3.2 × 6	2000	58	6.0	29.3	20.2	21.8	22.7	0.083	0.59	0.55
No.5	H- 190 × 80 × 4.5 × 9	2000	40	4.2	45.9	19.0	20.5	21.3	0.098	0.40	0.44
No.6	H- 190 × 90 × 2.3 × 9	2000	77	4.8	45.2	18.7	19.3	20.9	0.199	0.64	0.37
No.7	H- 190 × 120 × 4.5 × 9	2000	41	6.5	62.4	19.0	20.1	21.3	0.139	0.48	0.30
No.8	H- 240 × 90 × 2.3 × 9	2000	109	4.8	57.8	14.6	15.2	16.8	0.219	0.88	0.39
No.9	H- 240 × 90 × 4.5 × 6	2000	51	7.4	53.6	16.0	17.8	18.5	0.078	0.60	0.48

図2 荷重点治具

図3 試験体幅厚比

図4 試験体のWF-λ_b関係

されている方法により個別に定めた一般化横座屈細長比である。WF については式(2.1)～(2.3)で、λ_bについてはその近似値が、式(2.4)～(2.8)で表される。

WFについては、

$$WF = \sqrt{\frac{1}{k^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25.0}{k^2} \right) \left(\frac{b/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2} \quad \dots (2.1)$$

ここで、

$$k = \begin{cases} 4.4 & \alpha < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha > 1/2 \end{cases} \quad \dots (2.2)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w} \quad \dots (2.3)$$

式(2.1)～(2.3)の各記号は、σ_{yw}：ウェブ降伏応力度、σ_{yf}：フランジ降伏応力度、E：ヤング係数、d：ウェブせい、t_w：ウェブ板厚、b：フランジ半幅、t_f：フランジ板厚、A_w：ウェブ断面積、A_f：フランジ断面積、λ_w：ウェブ辺長比、β：曲げ応力勾配(0≤β≤2、0：均等曲げ、2：逆対称曲げであり、本論文では1)である。

λ_bについては、

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{M_p}{M_{cr}}} \quad \dots (2.4)$$

ここで、

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(k_u l)^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} \left[\left(\frac{k_u}{k_\beta} \right)^2 + \frac{GJ(k_u l)^2}{\pi^2 EI_w} \right]} \quad \dots (2.5)$$

$$k_u = 0.696 \quad \dots (2.6)$$

$$k_\beta = 0.696 \quad \dots (2.7)$$

$$C_1 = \frac{1 + (-0.200\beta + 0.476\beta^2 - 0.179\beta^3) / \left(1 + 0.113 \frac{GJl^2}{\pi^2 EI_w} \right)}{1 - 0.548\beta - 0.197\beta^2 + 0.178\beta^3} \quad (2.8)$$

式(2.4)～(2.8)の各記号は、M_p：梁の全塑性モーメント、M_{cr}：梁の弾性横座屈モーメント、C₁：モーメント修正係数、I_y：弱軸まわりの梁の断面2次モーメント、I_w：梁の曲げねじり定数、J：梁のねじり定数、l：梁の支点間長さ、k_u：弱軸曲げに対する座屈長さ係数、

k_β：曲げねじりに対する座屈長さ係数、E：ヤング係数、G：横弾性係数、β：曲げ応力勾配(0≤β≤2、0：均等曲げ、2：逆対称曲げであり、本論文では1)である。

図3に各試験体の幅厚比関係を示す。図中実線で示す曲線が試験体No. 1, 6, 8に対応するWF=1.0とした時の制限曲線¹⁰⁾である。この曲線は、各板要素に対応する引張試験から得られた表1に示す素材の材料定数を考慮して求めたものである。また破線が鋼構造限界状態設計指針⁴⁾に示されている幅厚比区分である。この制限値は、降伏応力度を300N/mm²、ヤング係数を205000N/mm²として定めたものである。ここで、試験体No. 8のウェブ幅厚比は、鋼構造限界状態設計指針⁴⁾の制限値を満たすものではないが、文献¹⁰⁾におけるWF=1.0の制限値を満たしているため、端部モーメントが全塑性モーメントを確保できる試験体である。同様に、試験体No. 1, 2, 6についても、全塑性モーメントを確保することができる。

図4に各試験体のWF-λ_b関係を示す。WFについては、前述した通り、全て1以下である。また、λ_bについては0.6以下となっている。鋼構造限界状態設計指針⁴⁾に従えば、本試験体のように横座屈支持区間の両端の曲げモーメント比が0(本論文の表記では、β=1)の場合、塑性限界細長比は0.6となる。したがって、本論文における試験体は、弾性横座屈は発生せず、全塑性モーメントを確保できる。図に示すように、本論文で対象とする試験体は、λ_b-WF平面上に広く分布している。

2.2 繰返し曲げせん断力を受けるH形断面梁の連成座屈挙動

図5に繰返し荷重実験より得られた全試験体の荷重変位関係を示す。各荷重変位関係には、荷重方向別の最大耐力点を▼で示し、観測された座屈発生点を現象別に示している。この座屈発生点は、局部座屈に関しては、目視あるいは板要素両面に貼付したひずみゲージの値の差が急激に増大したループの除荷点とし、横座屈に関しては、材長の1/2、固定端側から材長の1/4の位置に設置した変位計より計測した上下フランジ位置の横たわみが、初めて材長の1/200を超えた点としている。図6には、固定端側から材長の1/4の上下フランジ位置での面外変位量を材長で除し、荷重ステップの進行とともに示す。荷重正方向時に圧縮側及び引張側になるフランジの面外変位量をそれぞれu₁及びu₂で示している。図中のmax+, max-はそれぞれ荷重正方向時の最大耐力時、荷重負方向時の最大耐力時を示してい

図5 全試験体の荷重変位関係 及び 図6 全試験体の面外変形性状 (註: 上図で各試験体毎に左が図5, 右が図6である.)

表3 各試験体の崩壊形式と骨格曲線による塑性変形倍率一覧

	WF	λ_b	κ	Mode	μ_{cs+}	μ_{cs-}
No.1	0.70	0.29	2.39	Local(W)	5.21	4.62
No.2	0.62	0.45	1.38	Coupled(W+O)	3.30	2.59
No.3	0.60	0.34	1.77	Local(F)	3.88	5.76
No.4	0.59	0.55	1.07	Overall	2.22	2.91
No.5	0.40	0.44	0.90	Overall	5.23	4.58
No.6	0.64	0.37	1.72	Coupled(W+O)	3.94	4.58
No.7	0.48	0.30	1.60	Coupled(O+F)	5.06	5.01
No.8	0.88	0.39	2.27	Coupled(W+O)	2.40	2.02
No.9	0.60	0.48	1.25	Coupled(F+O)	2.29	2.93

る. なお図5, 図6は各試験体ごとに並べて示している. 写真1～3には, 特徴的な崩壊形式の例を示している. 表3には, 各試験体の崩壊モード, 3章で示す塑性変形倍率の値及び $\kappa=WF/\lambda_b$ を示している. ここで塑性変形倍率 μ_{cs+} , μ_{cs-} は, 3章に示す方法により骨格曲線を作成した後, それぞれ正方向荷重, 負方向荷重における最大荷重時の変位量から算出している. 崩壊モードの中で記号W, F, Oはそれぞれウェブ局部座屈, フランジ局部座屈, 横座屈を示しており, +はそれらが複合した崩壊モードであることを示している.

図7 骨格曲線の比較

図8 一方向載荷時の面外変形状

全体的な傾向としては、いずれの試験体も全塑性曲げ耐力を確保して、▼で示す最大耐力点まで正側負側の荷重変位関係は対称であり、安定した紡錘型の履歴曲線となっている。最大耐力以降は、各試験体で異なった崩壊形式となり、荷重変位関係は耐力劣化とともに崩れていく。また耐力劣化の程度も異なっている。

さらに崩壊形式に着目して以下にまとめる。No. 1はウェブ局部座屈、No. 3はフランジ局部座屈が主要因となり崩壊し、目立った横変位はない。No. 4, No. 5はねじれを伴わない弱軸方向の曲げが支配的な横座屈で崩壊している。これに対して、No. 2は、弱軸方向の曲げ変形がなく、ねじれが支配的な崩壊である。これら、No. 2とNo. 4, No. 5の面外変形状の違いは、図6の(6b)と(6d), (6e)に違いとなって現れている。写真1, 写真2にそれぞれフランジ局部座屈と横座屈の例としてNo. 3, No. 5の最終変形状態を示す。

No. 6, No. 8はウェブ局部座屈と横座屈が、No. 7, No. 9はフランジ局部座屈と横座屈が連成している。No. 6, No. 7は最大耐力以降も正負で対称な履歴曲線を描いているのに対し、No. 8, No. 9ではその履歴が正負で非対称となっている。これは、図6に示す面外変形状にも良く現れており、No. 6はねじりが進行する形式、No. 7は弱軸曲げが進行する形式ではあるが、 u_1 , u_2 で絶対値がほぼ等しい進行状況である。これに対して、No. 8, No. 9のものは異なる進行状況であり、 u_1 の進行のみが相対的に大きい。

この非対称な座屈変形は最大耐力後の劣化性状に大きな影響を及ぼし、劣化性状は正側負側それぞれに対して圧縮側となるフランジの座屈性状に大きく左右される。No. 8は正側で横座屈を生じた試験体No. 5と同様の劣化性状を示す一方、負側でNo. 6と同様の劣化性状を示している。No. 9についても正側でNo. 5に類似の横座屈の特徴、負側でNo. 3に類似のフランジ局部座屈の特徴を示している。写真3にNo. 9の最終変形状態を示す。正側で圧縮側となるフランジ（右側写真の奥側フランジ、左側写真の左側フランジ）が横座屈とフランジ局部座屈の連成座屈を生じているのに対し、負側で圧縮を受けるフランジ（右側写真の手前フランジ、左側写真の右側フランジ）は端部のフランジ局部座屈が主要な座屈モードとなっている。このように梁の繰返し載荷に特有の現象として、構成板要素の局部座屈と横座屈が正側、負側の荷重時で別々に発生する場合があります。正負で非対称な座屈変形を生じる。ただし、前に述べたように最大耐力点までの履歴曲線の形状は対称である。

このように、局部座屈と横座屈が同時に起こるような梁は大変複雑な崩壊挙動を示すため、単に局部座屈指標や横座屈指標で梁の性

能を評価するのは困難であり、それらを複合的に考慮した新たな指標が必要である。以下では、この崩壊形式の分類を行った上で、連成座屈が発生する梁の塑性変形能力評価を行う。

3. 連成座屈を考慮したH形断面梁の塑性変形能力評価

3.1 繰返し載荷結果と一方向単調載荷結果の相違

本論文では、履歴の違いが荷重変位関係に及ぼす影響の確認と数値解析との対応を見ることを目的に、一方向単調載荷による載荷実験も行っている。一方向単調載荷を行った試験体は、No. 5, No. 7と同一のものである。図7に文献20)に示されている方法により繰返し載荷の結果から抽出した曲線、一方向単調載荷による結果、数値解析から得られた結果を比較したものを示す。なお繰返し載荷の結果は、最大耐力点までは荷重の更新点を結んだ骨格曲線に、最大耐力以降は、各変位振幅における1サイクル目の除荷点を結んだ包絡線に変換した曲線で示している。数値解析には汎用有限要素法プログラムABAQUSを用いた。4節点シェル要素を用いて解析モデルを作成し、固有値解析から得られた固有値の小さい方から2つに対応する固有モードを足し合わせて初期不整を与え、弾塑性大変形解析を行っている。材料特性は、板要素ごとに引張試験より得られた応力度ひずみ度関係を用いている。これら数値解析の詳細については、付録2に示している。図7に示すように、No. 5, No. 7とも一方向載荷の荷重変位関係と数値解析結果は良く一致している。

図7(a)に示すNo. 5は一方向単調載荷の荷重変位関係と繰返し載荷より得られた骨格曲線は良く一致している。図7(b)に示すNo. 7の場合は塑性変形能力が大きいため、骨格曲線の最大耐力時変位量が一方向単調載荷のものにくらべ小さい。塑性変形能力が比較的小さい梁の一方向単調載荷の荷重変位関係と骨格曲線は比較的良好一致するものの、塑性変形能力が大きな梁の場合の両者は骨格曲線から得られるものが小さい傾向にある¹⁰⁾。これは繰返し載荷によるエネルギー吸収量の違いによるものと推測される。

また、先の図5(5e)に示すNo. 5を繰返しした場合の最大耐力以降の耐力劣化は、図7(a)の一方向載荷の場合より急激である。これは、図8に示す一方向載荷の場合の面外変形の進展の様子と図6(6e)の繰返し載荷の場合の面外変形の進展の様子を比較する事で説明できる。一方向単調載荷の場合は、圧縮側フランジの材に対する面外変位のみが比較的大きくなっているのに対して、繰返し載荷の場合は両フランジの材に対する面外変位が同程度に大きくなっている。このため一方向単調載荷の場合は、繰返し載荷の場合に比較して引張

側フランジの抵抗が大きく、耐力劣化勾配が緩やかになる。

なお、No. 5は横座屈による崩壊、No. 7は局部座屈と横座屈の連成による崩壊であり、これら試験体の最終崩壊形式は異なるものの、数値解析により得られた崩壊形式はそれぞれで概ね一致していた。このことから、先の荷重変位関係及び最終崩壊形式ともに数値解析により再現可能と判断できる。

3.2 連成座屈範囲の特定と連成効果による塑性変形倍率への影響

前章の表3に示した載荷実験結果に見るように、H形断面梁の崩壊形式は、構成要素の局部座屈、横座屈、それらの連成座屈の3つに大別されることが明らかになった。数値解析結果も含めて、基準化幅厚比 WF と一般化横座屈細長比 λ_b からなる平面に崩壊形式を示したものが図9である。■、□が局部座屈、●、○が横座屈、▲、△が連成座屈を表し、黒プロットが実験結果、白プロットが数値解析結果である。これら崩壊形式の判断は目視による。なお、図中の直線の傾きの具体的な数値の意味は後述するが、この結果をもとに、おおまかには直線の傾きが2.4以上の範囲は局部座屈、概ね0.9以下の範囲では横座屈のみを生じている。その中間の0.9から2.4の間では連成座屈が発生する可能性のある範囲として区分できる。ただし、実際の座屈性状は幅厚比や断面積比、板幅比等の個別の形状因子が複雑な相互作用を及ぼすために、今回連成座屈範囲と定めた範囲においても局部座屈や横座屈が単独で発生していると見なせる座屈性状の試験体もあり、この範囲に存在する試験体全てに連成座屈が生じるというわけではないことに注意する必要がある。ただ、連成座屈が発生する可能性がある範囲を定めるものとして、 WF と λ_b の比は有用であると考え。ここでこの比を式(3.1)のように κ とする。本論文で行った載荷実験の試験体の κ の値は表3に示している。

$$\kappa = \frac{WF}{\lambda_b} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、 WF : 式(2.1)で与えられる値、 λ_b : 式(2.4)で与えられる値である。

なお、この現象と同様な現象を著者の一人は文献16)の中で弾性座屈耐力の考察から捉えている。H形断面梁で局部座屈耐力と横座屈耐力が近接する場合、その連成座屈耐力は、局部座屈耐力あるいは横座屈耐力のどちらか低い耐力よりも低下する。この現象は、横座屈と局部座屈の連成効果によるものである。本論文では、全塑性耐力後の崩壊モードを検討しているものであり、直接比較できるものではないが、 κ がある範囲において連成座屈モードで崩壊することと何

図9 崩壊形式の分類

らかの因果関係があると推察できる。

図9において連成座屈範囲の境界を与える κ の具体的な値を定めた方法を以下に示す。梁の曲げねじれ変形を拘束した場合、梁の塑性変形能力は局部座屈性状のみによって決定されると考えてよい。梁の曲げねじれ変形を拘束しない場合は、曲げねじれ変形の影響により塑性変形能力は低下し、梁の曲げねじれ変形を拘束せずとも構成要素の幅厚比が大きい場合には、局部座屈により梁の塑性変形能力が決定することは容易に想像がつく。ここでは、曲げねじれ変形の拘束の有無が、梁の塑性変形能力に影響を及ぼす範囲について数値解析的に検討する。

図10は、曲げねじれ変形を拘束しない場合の塑性変形倍率に対する拘束した場合の塑性変形倍率の比を縦軸に、横軸に κ をとったものである。この図において縦軸の値が1となった場合、最大耐力決定要因が局部座屈のみで決定すると捉えられる。図中のプロットは数値解析結果であり、●は2章で行った試験体に対応したものである。解析範囲は、 WF で約0.3から0.9、 λ_b で約0.2から0.6の範囲を検討対象としている。図より κ が2.4以上になると、曲げねじれ変形の拘束による塑性変形倍率の増大はなく、拘束による効果は得られない。つまり最大耐力決定要因が横座屈に関連する連成座屈ではなく、局部座屈のみで決まると判断できる。まずこの知見から、局部座屈のみで塑性変形能力が決定する範囲を $\kappa > 2.4$ として定める。

図10 曲げねじれ変形の拘束が塑性変形倍率に及ぼす範囲

図11 座屈耐力曲線の例

図12 座屈耐力比

次に、横座屈のみで塑性変形能力が決定するであろう κ の範囲を定める。ここでは、弾性局部座屈耐力と弾性横座屈耐力の比を用いて考察することとし、文献16)と同様なエネルギー法による座屈解析を行っている。図11に弾性局部座屈耐力を定める座屈係数(K_T)と弾性横座屈耐力を定める座屈係数(K_L)を、横軸に辺長比をとって示す。ここに示す図は、一例であり、断面形状は図に示している。

これら座屈係数曲線は、式(3.2)中に示すように、弾性せん断座屈耐力に対する座屈係数 K_T を用いて表している。

$$\tau_{cr} = K_T \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{(d/t_w)^2} \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、 τ_{cr} ：せん断座屈応力度、 E ：ヤング係数、 ν ：ポアソン比、 d ：ウェブせい、 t_w ：ウェブ板厚である。なお、 τ_{cr} の導出に関する詳細は文献16)を参照いただきたい。図中●印で示した点は限界辺長比であり、局部座屈耐力と横座屈耐力が等しくなる点である。

このようにして現実的な範囲を基本として様々なH形断面梁において求めた座屈係数を用いて、縦軸に局部座屈係数と横座屈係数のうち、小さい方で大きい方を除した座屈耐力比を、横軸に κ をとり図12に示す。先の図10において、局部座屈のみを考えればよいとして定めた範囲である $\kappa > 2.4$ のとき、弾性局部座屈耐力と弾性横座屈耐力の比は、おおむね2以上を確保している。横座屈のみを考えればよい範囲についても同様に、座屈耐力比が2以上を確保できれば良いとして考えれば、 $\kappa < 0.9$ が得られる。以上の仮定のもと、H形断面梁の崩壊形式や塑性変形能力を考える上で連成座屈を考慮しなければならない範囲として、 $0.9 \leq \kappa \leq 2.4$ を定めることが出来る。

この仮定を検証するために、有限要素法による解析例を図13に示す。数値解析に用いた試験体のウェブ辺長比 λ_w は10で統一し、断面積比と板厚比をパラメータとして0.42程度の λ_b に対し、様々なWF及び κ をもつ試験体を選択した。図14には図13の解析結果から得た最大耐力時の塑性変形倍率 μ_m と κ の関係を示す。図13より、 κ の増加とともに荷重変位関係にみる最大耐力後の劣化勾配は大きくなり、最大耐力時変位量は徐々に減少することがわかる。また、図14より κ が連成範囲境界線に相当する0.9を超えるとその後徐々に塑性変形倍率が低下していく傾向が読み取れる。以上の考察にもとづき、図9において連成範囲を示す直線を定めている。

3.3 連成座屈を考慮した塑性変形能力評価指標の提示

これまでの考察により、H形断面梁の崩壊形式には、局部座屈あるいは横座屈のいずれか単独で決定される場合と、それらが関連し合

図13 連成座屈が影響する範囲の梁の荷重変位関係

図14 塑性変形倍率の変化

いながら決定される場合があることを確認するとともに、崩壊形式を分類するのに効果的な指標 κ を提示した。さらにここでは、局部座屈から連成座屈、横座屈によって崩壊する梁の塑性変形能力を統一的に評価する手法について検討する。

それに先立ち、局部座屈耐力指標である基準化幅厚比WFあるいは横座屈耐力指標である一般化横座屈細長比 λ_b のみで、H形断面梁の連成座屈を含めた塑性変形能力が評価可能かどうかを確認する。図15の(a)、(b)はそれぞれWF、 λ_b により塑性変形能力を整理した図である。ここで、WF、 λ_b は式(2.1)、式(2.4)から求めている。○は横座屈を対象とした既往の研究25)～28)から収集したプロットであり、局部座屈との連成が見られるものも含んでいる。なお、既往の研究の試験体の一般化横座屈細長比 λ_b を算定するにあたり、単純梁形式の梁は、横座屈に対して当該梁に取り付く梁からそり拘束を受けると考え、境界条件は一端単純支持、他端そり拘束と見なしている。▲は本論文における実験結果、●は数値解析結果であり、局部座屈から横座屈まで様々な座屈性状のものを示している。ここに示すように、局部座屈耐力指標、横座屈耐力指標のいずれか一方のみでは、塑性変形倍率のばらつきが大きく、H形断面梁の塑性変形能力を統一的に評価することが出来ているとはいえない。ただし、これまでの研究成果等^{5), 10)}からわかるように、崩壊形式が明確な場合には、構成要素の幅厚比あるいは一般化横座屈細長比で梁の塑性変形能力はある程度評価可能である。付録3には、 κ を用いてある程度崩壊形式を分類した上で、図15のプロットを抽出したものを示している。

前節で見たように、WFと λ_b の比 κ が0.9～2.4の範囲にあり連成座屈する梁は、塑性変形能力の低下を考慮する必要がある。これを λ_b -WF

(a) 局部座屈耐力指標WFによる評価 (b) 横座屈耐力指標 λ_b による評価
図15 既往の座屈耐力指標による塑性変形能力評価

図16 塑性変形能力確保のための領域概念図

図17 連成座屈を考慮したH形断面梁の塑性変形能力評価指標の導出概念

平面上で、ある一定の塑性変形倍率を確保するために満足しなければならない領域として表現すると、図16の陰を付けた範囲の様に見えることができる。局部座屈のみ、あるいは横座屈のみを考えた設計をする場合、ある塑性変形倍率を確保するためには、前者の場合 $WF < b$ 、後者の場合 $\lambda_b < a$ の一方の条件を満たせば良い。しかし、連成座屈を考慮する場合、 $WF < b$ かつ $\lambda_b < a$ 満たす長方形領域の隅を、連成効果を考慮して図のように低減する必要がある。

ここで本論文ではまず、図17に示すように、梁が全塑性耐力を確保するための領域を三次楕円式で近似し、この曲線を連成座屈も考慮にいた塑性限界曲線と定義した上で、この曲線からの余裕度 $\Lambda_c (=R/r)$ を考え、塑性変形能力を評価する際の指標として用いる。この時、 WF に対する塑性限界値は1であり¹⁰⁾、 λ_b の塑性限界値 λ_{pb} は0.6である。この λ_{pb} は文献4)に示されている下式(3.3)に、本実験のモーメント勾配に対応する $M_2/M_1=0$ を代入して得られる値である。

$$\lambda_{pb} = 0.6 + 0.3(M_2/M_1) \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

以上から、 Λ_c の一般式は次式で表される。

$$\Lambda_c = \sqrt[3]{(\lambda_b/\lambda_{pb})^3 + WF^3} \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

このようにして得られる新規評価指標 Λ_c を用いて梁の塑性変形能力を評価した図が図18である。 Λ_c を評価指標とすることで座屈形式に関わらず、図15とは異なり、ばらつきが少なくなっている。このように、本研究での考え方に基づく梁の塑性変形能力評価指標 Λ_c は、比較的精度良く統一的に塑性変形能力を評価することが可能である。 Λ_c で評価した塑性変形倍率の下限値は、下式で与えられる。

$$\mu = 32(1 - \Lambda_c)^2 \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

また同図中には、文献4)、文献10)で与えられているものと同じ塑性変形倍率0, 2, 4に対応した部材区分を示している。現段階では、データ量が少なく今後も検討していく余地はあるが、区分に対応した Λ_c の値は概ね1.0, 0.75, 0.65と設定できる。

最後に、このようにして定めた Λ_c を用いて、図19のように、 λ_b - WF 平面上に構造区分を示すことができる。この図は、 $M_2/M_1=0$ の場合であるが、その他のモーメント勾配の場合も同様な図が描けることになる。

また、簡便には図19中の破線で示すように直線による構造区分を用いてもよい。図19の場合には、下式で表される。

$$\begin{cases} WF \leq 0.54\Lambda_c, \lambda_b \leq 0.60\Lambda_c & \kappa < 0.9 \\ WF \leq 2.07\Lambda_c - 2.56\lambda_b & 0.9 \leq \kappa \leq 2.4 \\ WF \leq \Lambda_c, \lambda_b \leq 0.42\Lambda_c & \kappa > 2.4 \end{cases} \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

4. 結

本論文では、一端完全固定、他端単純支持の境界条件下にあるH形断面片持ち梁に対して、繰返し載荷実験を行った。この結果、各試験体は局部座屈単独、横座屈単独のものから、それらが混在する連成座屈を生じたものまで、様々な座屈形式で崩壊する梁の荷重変位関係が得られた。連成座屈を生じる梁の繰返し載荷に特有の現象として、載荷履歴及び座屈変形が荷重正負方向で非対称なものとなる場合があることを示した上で、そのような場合でも最大耐力点までの履歴挙動は正負対称であり、塑性変形倍率も正負でほぼ同程度の値となることを明らかにした。

図18 連成座屈を考慮した指標による塑性変形能力評価

図19 連成座屈を考慮した構造区分

また、実験結果及び数値解析から得られた結果を用いて、座屈性状を分類し、基準化幅厚比 WF と一般化横座屈細長比 λ_b で表される λ_b - WF 平面上に局部座屈、横座屈、連成座屈が発生する可能性のある領域を直線で区分した。さらに評価指標として、 WF と λ_b の比 κ を提案し、 $0.9 \leq \kappa \leq 2.4$ の範囲を連成座屈範囲として定められることを示した。併せて、同程度の λ_b となる梁でも WF が大きくなることで塑性変形倍率が低下することを確認した。

これらの結果を受けて、連成座屈が生じる梁の塑性変形能力評価指標として、 λ_b - WF 平面上で塑性限界を表す三次楕円曲線からの余裕度として Λ_c を定義し、これが局部座屈から横座屈までの幅広い座屈性状を呈する梁に対して、統一的に精度良く塑性変形倍率を評価できることを示した。また梁の塑性変形倍率に応じた構造区分を提示した。

今後は、さらに精度の良い座屈設計式につなげるべく、梁の繰返し載荷におけるデータを増やしていく必要があり、それらの結果から、本論文で提案した指標を用いた塑性変形能力評価の精度が向上すると期待する。

謝辞

本研究は、一般社団法人日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」及び科学研究費補助金(23360242)を受けて行ったものであります。付して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造設計標準—許容応力度設計法—，2005.9
- 2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010.2
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，1990.10
- 4) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010.2
- 5) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009.11
- 6) 建築物の構造関係技術標準編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術標準解説書，2007.5
- 7) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，常木康弘：せん断曲げを受けるH形鋼梁の崩壊形式と塑性変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.547，pp.185～191，2001.9
- 8) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，常木康弘：H形鋼梁の塑性変形性能に及ぼす端部境界条件及び応力状態の影響に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.563，pp.185～192，2003.1
- 9) 五十嵐規矩夫，小田部敏明，王 韜：ウェブ幅厚比の大きなH形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.646，pp.2345～2354，2009.12
- 10) 五十嵐規矩夫，末國良太，篠原卓馬，王 韜：鋼構造H形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.668，pp.1865～1872，2011.10
- 11) 今井克彦，興田香二：局部座屈と横座屈が連成する溶接H形鋼の曲げ実験（その1，その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1279～1282，1984.9
- 12) 興田香二，今井克彦，黒羽啓明，小川厚治：幅厚比の大きいH形断面曲げ材の変形挙動予測に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.411，pp.83～96，1990.5
- 13) 鈴木敏郎，小河利行，末岡利之：崩壊機構の制御による靱性改善効果を考慮したH形鋼梁の座屈補剛に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.480，pp.161～170，1996.2
- 14) 小野徹郎，石田交広，土方和己：連成座屈を考慮した鋼構造梁部材の横座屈補剛に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.533，pp.159～166，2000.7
- 15) 劉 大偉，金尾伊織，中島正愛：繰返し載荷を受けるH形鋼梁の塑性変形能力に及ぼす局部座屈の影響，鋼構造論文集，第10巻，37号，pp.61～70，2003.3
- 16) 五十嵐規矩夫，王 韜：曲げせん断力を受けるH形断面梁部材の連成座屈解析及び座屈耐力算定法，日本建築学会構造系論文集，No.623，pp.135～142，2008.1
- 17) 五十嵐規矩夫，王 韜：連成座屈を考慮したH形断面梁部材構成板要素の幅厚比制限評価法，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.629，pp.1117～1184，2008.7
- 18) 加藤 勉，秋山 宏：鋼構造部材の耐力（その4），日本建築学会論文報告集，No.151，pp.15～20，1968.9

- 19) 加藤 勉，秋山 宏，帯 洋一：局部座屈を伴うH形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，No.257，pp.49～58，1977.7
- 20) 日本建築学会：建築物の耐震性能評価手法の現状と課題—限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析—，2009.2
- 21) 木村祥裕：局部座屈崩壊型H形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす載荷履歴特性の影響—片持ち梁形式の載荷実験データベースの構築—，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.664，pp.1143～1151，2011.6
- 22) 井戸田秀樹，松野 巧，小野徹郎：横座屈で耐力が決まる一端曲げH形鋼梁の繰返し履歴モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.669，pp.1981～1988，2011.11
- 23) 鈴木敏郎，木村祥裕：H形断面の横座屈に対する柱梁接合部による反り拘束の影響，日本建築学会構造系論文集，No.537，pp.115～120，2000.11
- 24) 五十嵐規矩夫，輦 伸之，王 韜：H形断面梁の横座屈耐力に与える端部境界条件及びモーメント勾配の影響係数，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.670，pp.2173～2181，2011.12
- 25) 鈴木敏郎，小野徹郎：塑性設計梁に対する実験的研究（2）モーメント勾配をもつ梁，日本建築学会論文報告集，No.171，pp.31～36，1970.5
- 26) 鈴木敏郎，小野徹郎：高張力鋼の塑性設計に関する研究—塑性設計梁に関する実験的研究（5）—，日本建築学会論文報告集，No.219，pp.39～45，1974.5
- 27) 鈴木敏郎，小野徹郎，西田芳宏，加藤征宏：鉄骨梁の断面形状と変形能力に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系49，pp.897～898，1974.8
- 28) 宇田川邦明，最相元雄，高梨晃一，田中 尚：一方向載荷を受けるH形鋼梁の塑性横座屈実験，日本建築学会論文報告集，No.212，pp.23～36，1973.10

付録1 載荷点の機構と境界条件

ここでは、本文図2に示した載荷点治具及び境界条件との対応について説明する。付図1に、載荷点の機構図を示す。外側板のB，ベアリング1とベアリング2及びその内部にある心棒からなるCと内側板のDから構成される治具によりフランジの面内回転（部材としては弱軸回りの回転）が許容される。この治具は、上下梁フランジにボルトによりそれぞれ接合されており、上下梁フランジの面外回転を個別に許容する機構となっている。これにより断面のそりを拘束しない。なお、Bの梁面外方向の移動は別途治具により拘束されている。

また、B～Dからなる2組の治具が梁を挟んだ上で、梁の面内回転を許容するピンAとPC鋼棒により接続されている。このAの先にロードセルを介して加力用ジャッキが接続されており、そのジャッキ他端にも面内回転を許容するピンが配され、反力フレームに取付けられている。これにより、梁の材軸方向変位が許容されている。これらの組合せにより、載荷点において単純支持の境界条件を再現している。

付録2 数値解析概要

本研究における数値解析には、有限要素法プログラムABAQUS/Standard Ver. 6.8を使用した。使用した要素は4節点シェル要素である。実験結果との比較における数値解析モデルの断面形状等は実測寸法を用いている。パラメトリックな解析においては、梁せい、梁幅、材長を適宜変化させている。板厚に関しては、実験で使用した板厚から適宜選択しているため、材料データは、板厚毎に引張試験結果から算出したものを用いている。

要素分割は、ウェブ板要素を梁せい方向に12分割、フランジ板要素を幅方向に6分割し、材長方向にはそれぞれウェブ辺長比を12倍した数で分割している。これは、各要素を極力正方形に近づけるためである。対象としている応力状態は、片持ち梁形式の応力状態であり、それぞれの端部は一端を完全固定（全節点の全自由度を拘束）、他端にはスチフナを設け、その重心部節点の梁としての弱軸方向変位及び材軸回り回転を拘束している。大変形解析に先立ち固有値解析を行い、得られた座屈固有値の小さい方から2つに対応する座屈モードを用いて、それぞれの座屈波形の最大値が0.05mmとなるように初期不整を与えている。なお残留応力は考慮しておらず、初期応力は与えていない。

本文節3.2図10で曲げねじれ変形を拘束した解析を行い、その結果を図10に示している。この解析の場合、固定端側から梁せい分、材長の1/4、1/2の位置でウェブとフランジの接合線上の節点において、断面弱軸方向の変位のみを拘束している。あわせて梁のせん断スパン比が12を超える場合には、梁せい分の2倍の位置でも横変位を拘束している。

材料データは引張試験より得られた応力ひずみ度関係を用いて作成している。ヤング係数、降伏応力度は、表1に示す値を用い、塑性化後以降は、真応

付図1 載荷点機構図

力真ひずみ関係に変換し、明確な降伏棚を有するものについては降伏棚部を削除している。

このようにして行った数値解析結果と一方向単調載荷の実験結果を比較したものが、本文図7であり、両者は概ね対応していることから、本研究で用いた数値解析法は妥当なものであると判断した。

付録3 既往の座屈耐力指標による塑性変形能力評価

本実験での試験体、数値解析対象、既往の研究から収集した試験体を含めて、本論文で対象とした梁の κ は、約0.74～3.4の間にある。節3.2から、梁の挙動を考える場合に連成効果を考慮する必要がある範囲は、0.9～2.4である。この範囲より大きい範囲が局部座屈により崩壊する範囲、小さい範囲が横座屈により崩壊する範囲である。ただ、この範囲の試験体のみを扱うと該当する個数が少なくなるため、付図2は、 κ が2.0より大きいものを局部座屈で崩壊するもの、 κ が1.3より小さいものを横座屈で崩壊するものとして、それぞれ、横軸に WF 、 λ_b をとって本文図15と同様に表現したものである。梁の塑性変形倍率は、付図2の方が本文図15に比較して WF や λ_b のみで概ね評価できている。したがって、 κ を用いてそれぞれの崩壊形式を単独で扱えるように分類すれば、その範囲で WF や λ_b で評価することは可能である。

(2011年12月8日原稿受理, 2012年5月8日採用決定)