繰返し载荷を受ける H 形鋼梁の保有耐力横補剛に関する数値解析的研究 NUMERICAL ANALYSIS STUDY ON LATERAL BRACING WITH LOAD-CARRYING CAPACITY FOR WIDE FLANGE BEAMS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

于 征*, 金尾伊織**, 森迫清貴***
Zheng YU, Iori KANAO and Kiyotaka MORISAKO

This paper presents a numerical study on the effect of lateral bracing with load-carrying capacity for beams subjected to cyclic loading, and proposes a new lateral bracing arrangement method. The current Japanese standard adopts two lateral bracing methods with load-carrying capacity. One is the method to locate lateral bracings equally, the other is to locate lateral bracings near the plastic hinge first and brace the remainder of the beam according to allowable stress requirements. In the proposed method, lateral bracings are located at the position with beam-ends and the remainder as equal distance of $l_b/l_y \leq 100$.

Keywords: *Cyclic loading, Wide flange beam, Lateral buckling, Lateral bracing with load-carrying capacity, Lateral bracing near plastic hinge*
繰返し载荷, H 形鋼梁, 横座屈, 保有耐力横補剛, 端部補剛

1. はじめに

梁の横座屈は骨組耐力や変形能力を低下させる主要因となる。通常、塑性変形によるエネルギー消費を向上させる目的として、梁の横座屈を防ぎ、横座屈による骨組の不安定挙動が生じないように横補剛を配置する。しかし、その横補剛の配置方法にはいくつかある¹⁾。

米国は 1969 年の AISC の塑性設計規準において、M. G. Lay らの研究成果^{2),3)}に基づいて塑性ヒンジ部近傍を拘束する補剛規定を導入したが、1986 年以降は、均等間隔に横補剛を配置する横補剛規定を採用している⁴⁾。中島らは数値解析によって、この均等間隔補剛法は、梁の部材回転角が 0.045rad になるまで耐力を維持できることを示している⁵⁾。中国では、数値解析⁶⁾と実験結果⁷⁾に基づいて、種々の载荷条件に対して、横補剛を配置した場合の簡便な曲げ耐力の算定式を規定している⁸⁾。この方法による横補剛は均等間隔である。

日本では、現行の耐震設計基・規準において、許容応力度設計に加えて保有耐力横補剛として、均等間隔補剛規定と端部補剛規定が示されている⁹⁾。均等間隔補剛に関する規定は、加藤・秋山¹⁰⁾による一定軸力下で強軸回りに曲げモーメントを受ける柱の座屈後挙動解析をもとにしている。文献 11), 12)で、荷重条件に関係なく梁の細長比によって補剛間隔が決まる式が示されており、日本の均等間隔補剛規定による補剛数は材長が長くなるにつれて著しく多くなる。一方、端

部補剛の規定に関しては、当時の米国規準に基づく鈴木・小野らの研究を経て、導入されたと考えられる¹³⁾。端部補剛規定に関しては、降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては端部補剛規定に従って横補剛を配置し、降伏モーメントに達しない領域では、鋼構造設計規準に従って許容応力度設計を行うことになっている。そのため、この方法では、荷重条件などによって補剛位置が異なり、様々な補剛間隔が存在する。

著者らは、日中米三国の補剛規定とその補剛効果の違いに着目し、文献 1)において、それぞれの横補剛を有する梁の数値解析を行い、終局耐力や変形能力について比較した。解析結果より、米国、中国の補剛方法はほぼ同等の効果を与えることを示すと共に、日本の保有耐力横補剛が最も効果的であることを示した。端部補剛規定による補剛方法は補剛数が少ないにも関わらず、均等間隔補剛規定と同等の効果を示し、塑性ヒンジ部を拘束することで繰返し载荷に対しても大きな効果を発揮することを確認した。

本論では、日本の端部補剛規定と均等間隔補剛規定の利点を活かした補剛方法を提案することを試みる。この方法は端部補剛で挟まれた中間部を均等間隔で補剛する方法である。なお、ここではスラブによる拘束効果は対象としていない。

* 京都工芸繊維大学大学院 大学院生・工修
** 京都工芸繊維大学 准教授・博士(学術)
*** 京都工芸繊維大学 理事・副学長・博士(工学)

Graduate Student, Kyoto Institute of Technology, M. Eng.
Assoc. Prof., Kyoto Institute of Technology, Ph. D.
Trustee, Vice-President, Kyoto Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 保有耐力横補剛を有する繰返し载荷を受ける梁の挙動

現行の均等間隔補剛規定と端部補剛規定による横補剛の効果をあらためて明確にするため、材長をパラメータとし、繰返し载荷を受ける梁の有限要素解析を行う。

2.1 解析モデル

汎用有限要素法プログラム Marc.2010 を用いて、数値解析を行う。解析モデルの概要を図 1 に示す。単純梁の有限要素モデルを図 1(a) に示す。対象断面は H-500×200×10×16 (以下 H-500×200)、H-600×200×11×17 (以下 H-600×200)、H-800×300×14×26 (以下 H-800×300) である。文献 1)を参考として、細長比 $\lambda_y=110, 250, 570$ に相当する材長について検討する。 $\lambda_y=110$ は均等間隔補剛規定では補剛が不要であり、端部補剛規定では横補剛が 2 本必要な材長に相当し、 $\lambda_y=570$ は均等間隔補剛規定では 20 本必要な材長である。 $\lambda_y=250$ はその中間に相当する材長であり、端部補剛規定では端部補剛のみ、均等間隔補剛規定では 4 本の横補剛が必要となる材長に相当する最大の材長である。なお、文献 1)では中国、米国の横補剛規定との比較を行っており、中国、米国の横補剛規定も勘案して材長を決定している。

要素は 4 節点厚肉シェル要素を用いる。応力ひずみ関係はバイリニアモデルとし、移動硬化を考慮する。接線弾性係数は $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、降伏応力度は $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$ とし、降伏後の接線係数は $E/100$ としている。ポアソン比は 0.3 である。梁の両端に鉛直荷重を载荷して梁端に曲げモーメントを与えるため、梁を支点から外側へ 1m はね出し、その先に鉛直方向に集中荷重を加え、梁に逆対称曲げモーメントを与える。载荷点および支点位置には、局所的な変形を防ぐため、それぞれのフランジと同じ厚さで、接線弾性係数 $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ の鋼板を取りつけている。材軸方向に、細幅断面の H-500×200 と H-600×200 は、フランジを 20×50mm、ウェブを 50×50mm の要素に等分割しており、中幅断面の H-800×300 は、フランジを 30×100mm、ウェブを 80×100mm の要素に等分割している。载荷点の節点の X, Y 方向変位およびねじれ回転角を固定している。ピ

ン支点は全並進変位とねじれ回転角を拘束し、ローラー支点は、X, Y 方向変位およびねじれ回転角を拘束している。また、横補剛を配置する場合は、横補剛配置位置の断面の全節点の X 方向変位とねじれ回転角を拘束しており、スラブによる拘束は考慮していない。なお、数値解析の精度に関しては、文献 14)で検証している。

図 1(b)に示すように、0.015rad, 0.030rad, 0.045rad を 2 回ずつ繰返し载荷履歴を採用する。この部材回転角は、柱を剛とした場合において、層間変形角 1/67, 1/33, 1/22 に対応している。この载荷履歴の妥当性は、文献 15)~17)の知見に基づき文献 18)で検討している。

以下の考察では、図 1(c)に示すように、繰返し履歴中における最大耐力 (最大耐力 M_{max})、負側の最終繰返しにおける最大振幅時の耐力 (最終耐力 M_{last}) を指標とする。以下の結果において、参考のため無補剛の場合の結果も示す。

2.2 解析結果の比較

建築物の構造関係技術基準解説書⁹⁾には、梁端部が十分に回転変形するまで横座屈が生じないための保有耐力横補剛規定として、梁全長に渡り一定の間隔で横補剛を配置する均等間隔補剛規定と、塑性ヒンジが形成される位置に横補剛を設ける端部補剛規定が示されている。400N 級鋼に関して、均等間隔補剛は、梁の弱軸に関する細長比 λ_y が式(1)を満足するように補剛間隔を決定し、端部補剛に関しては、式(2)に従って端部補剛を設け、その中間部分は許容応力度を満足するように、横補剛を設ける。

$$\lambda_y = 170 + 20n \quad (1)$$

ここで、 n : 補剛数

$$l_b \cdot H / A_f \leq 250 \quad \text{and} \quad l_b / i_y \leq 65 \quad (2)$$

ここで、 H : 梁せい、 A_f : 圧縮フランジの断面積

ここでは、保有耐力横補剛である均等間隔補剛規定による補剛方法 (以下、「均等間隔補剛」と記す)、端部補剛および許容応力度規定による補剛方法 (以下、「端部補剛 A」と記す) を対象とする。

細長比 $\lambda_y=110, 250, 570$ の梁について、2 つの補剛規定による補剛

図1 数値解析モデル

表1 日本基準による横補剛数⁹⁾

	λ_y		
	110	250	570
(a) 均等間隔補剛	0	4	20
(b) 端部補剛 A	2	2	6

図3 無補剛梁と保有耐力横補剛規定を満たす梁の履歴曲線 (H-600×200, $\lambda_y=570$)

図4 保有耐力横補剛規定を満たす梁の最終耐力の比較

図5 補剛配置図

数を表1にまとめ、 $\lambda_y=570$ の梁の補剛位置の例を図2に示す。材長が短い場合は、端部補剛Aによる補剛数が多く、材長が長くなるにつれて、均等間隔補剛による補剛数が極めて多くなることがわかる。

図3に $\lambda_y=570$ の梁の繰返し載荷時のモーメント-回転角関係を示す。(a)は無補剛、(b)は均等間隔補剛、(c)は端部補剛Aによる補剛を有する場合の結果を示す。縦軸は梁端曲げモーメントを全塑性モーメントで除して無次元化し、横軸は材端回転角を示す。(a)より、補剛が無い場合は弾性横座屈が発生し、その後著しい耐力低下が生じている。一方、(b)、(c)より、均等間隔補剛、端部補剛Aによる補剛を有する梁は、最大耐力および最終耐力ともに全塑性モーメント以上を示した。

図4に最終耐力と細長比の関係性をまとめて示す。縦軸は梁端曲げモーメントを全塑性モーメントで除して無次元化し、横軸は材長の細長比を示す。(a)はH-500×200、(b)はH-600×200、(c)はH-800×300を示す。なお、最大耐力はいずれの補剛方法も全塑性モーメント以上の耐力を示すことを確認した。

いずれの断面・長さにおいても全塑性モーメント以上の耐力を維持できるのは、端部補剛Aに従った横補剛を有する梁である。均等間隔補剛では、材長が短い場合は本数が少ないため、最終耐力が全塑性モーメントを維持できない梁が現れる。一方、材長が長くなるにつれて補剛数が多くなるため、耐力低下は抑えられるが、その効果は端部および許容力度設計による横補剛を有する梁とほぼ同等であることがわかる。特に $\lambda_y=570$ では、均等間隔補剛の補剛数が20本に対して端部補剛Aの補剛数は6本と大きな差があるにもかかわらず、最終耐力の差はわずか1~4%である。

3. 端部補剛と均等間隔補剛を組み合わせた補剛方法

3.1 均等間隔横補剛の必要横補剛長さ

2.の解析結果より、端部補剛A(端部補剛規定および許容応力度規定に従った補剛方法)は補剛数が少ないものの、梁の全塑性モーメント以上の最終耐力を維持できることを示した。そこでは、端部補剛

図6 中間部分の補剛間隔の影響 (H-600×200, $\lambda_y=570$)

図7 耐力と中間部分の補剛間隔の関係 ($\lambda_y=570$)

規定に従って梁端部に補剛を設けた後、発生している断面力に対して許容応力度規定に従って中間部分の補剛間隔を決定しなければならない。しかし、図 5(b)に示すように、端部補剛規定に従った横補剛を梁両端部に配置し、その中間部の補剛間隔を、均等間隔で補剛することができれば、設計を容易にすることができる。この方法を以下、「端部補剛 B」と記す。そこで、耐力および変形能力を保持できる必要補剛間隔を検討する。

横座屈に対して最も不利である $\lambda_y=570$ の梁を対象として検討する。解析モデルは図 5(b)に示すように、端部補剛で挟まれた中間部を 2～6 等分し、最終耐力が全塑性モーメントを維持できる補剛間隔を検討する。すなわち、中間部の補剛数を n とすると、 $n=0$ は端部補剛のみ

を有し、補剛間隔 $l_b/i_y=500$ に相当する。 $n=5$ は端部補剛に加えて中間部を 6 等分した位置に横補剛を配置し、補剛間隔 $l_b/i_y=80$ に相当する。

図 6 に H-600×200 の梁について、補剛間隔を変化させた場合のモーメント-回転角関係を示す。いずれの場合も最大耐力は全塑性モーメント以上を示し、繰返し载荷を受けることで耐力低下が生じるが、補剛間隔が短い程、耐力低下の程度も小さくなり、補剛間隔が $l_b/i_y=100$ よりも短い場合に、最終耐力が全塑性モーメントを維持していることがわかる。

図 7 に中間部の補剛間隔 l_b/i_y と梁の最大耐力および最終耐力の関係を示す。縦軸は梁端曲げモーメントを全塑性モーメントで除して無次元化し、横軸は中間部の補剛間隔 l_b/i_y を示す。図中には参考のため、

全く補剛を有しない場合の結果、現行の端部補剛 A による最終耐力を示す。(a)はH-500×200, (b)はH-600×200, (c)はH-800×300を示す。いずれの断面においても端部補剛のみ ($n=0$, 中間部の補剛間隔 $l_b/i_y=500$) を配置しただけで、最大耐力は全塑性モーメント以上を示し、最終耐力は約 13%高まり、端部補剛のみで大きな効果があることがわかる。また、いずれの断面においても補剛間隔 $l_b/i_y=100$ の場合、最終耐力においても全塑性モーメントを維持することができる。このとき、補剛数は端部補剛も加えて合計 6 本であり、これは、現行の端部補剛規定と同じ本数である。また、図 7 中に示す現行規定による最終耐力と比較すると、中間部を均等に補剛する場合の方がわずかに低下しているが、その差はわずか 1~4%程度である。以上より、中間部の均等補剛間隔は $l_b/i_y=100$ 以下とすればよいと考えられる。

3.2 補剛効果の検討

3.1 で示した端部補剛で挟まれた中間部に補剛間隔 $l_b/i_y=100$ で横補剛を均等配置した場合の補剛効果を検討するため、梁材長の細長比を $\lambda_y=170\sim570$ まで変化させて数値解析を行った。

図 8 に H-600×200 の梁におけるモーメント-回転角関係を示す。(a)は $\lambda_y=170$, (b)は $\lambda_y=270$, (c)は $\lambda_y=370$, (d)は $\lambda_y=470$ の結果を示す。 $\lambda_y=270$ よりも長い梁に関しては、耐力低下が生じるものの、最終耐力が概ね全塑性モーメント以上を有していることがわかる。また、 $\lambda_y=370$ では最終耐力は全塑性モーメントをわずかに下回るが、わずか 3%である。なお、 $\lambda_y=570$ の結果は図 6(e)で示している。

図 9 に梁の細長比と最大耐力および最終耐力の関係を示す。縦軸は梁端曲げモーメントを全塑性モーメントで除して無次元化し、横軸は

表2 端部補剛Aと端部補剛Bの横補剛数

(a) H-500×200			
梁の材長(m)[細長比]	端部補剛A	端部補剛B	均等間隔補剛
(a) 7.4 [170]	2	2	0
(b) 11.8 [270]	2	3	5
(c) 16.1 [370]	4	4	10
(d) 20.5 [470]	5	5	15
(e) 24.9 [570]	6	6	20

(b) H-600×200			
梁の材長(m)[細長比]	端部補剛A	端部補剛B	均等間隔補剛
(a) 7.1 [170]	2	2	0
(b) 11.2 [270]	3	3	5
(c) 15.4 [370]	4	4	10
(d) 19.6 [470]	5	5	15
(e) 23.7 [570]	6	6	20

(c) H-800×300			
梁の材長(m)[細長比]	端部補剛A	端部補剛B	均等間隔補剛
(a) 11.3 [170]	2	2	0
(b) 18.0 [270]	3	3	5
(c) 24.7 [370]	4	4	10
(d) 31.3 [470]	5	5	15
(e) 38.0 [570]	6	6	20

図8 端部補剛Bの補剛効果(H-600×200)

図9 端部補剛Bの補剛効果

材長を示す。(a)は H-500×200, (b)は H-600×200, (c)は H-800×300 の結果を示す。

いずれの断面においても、最大耐力は全塑性モーメント以上を示す。また、(a), (c)より、H-500×200 と H-800×300 の梁では、いずれの材長においても、最大耐力と最終耐力は全塑性モーメント以上の耐力を示し、十分な耐力と変形能力を有することがわかる。

表 2 に、提案した端部補剛 B による補剛数と、現行の端部補剛 A による補剛数を示す。また、参考のために均等間隔補剛規定による補剛数も表中に示す。(a)は H-500×200, (b)は H-600×200, (c)は H-800×300 の結果を示す。表 2(a)より、H-500×200, $\lambda_y=270$ である梁においては提案した補剛方法による補剛数は現行規定による補剛数より 1 本多いが、その他については、いずれの断面・長さにおいても必要補剛数は同じである。提案した端部補剛 B による補剛数は現行規定による端部補剛 A と概ね同等である。

以上より、端部補剛に加え中間部に $l_b/i_y=100$ 以下の補剛間隔で横補剛を均等間隔に配置すれば、繰返し载荷を受ける梁においても、最大耐力および最終耐力において全塑性モーメントを維持することができる。

4. 米国、中国の補剛規定との比較

今回提案した補剛方法（端部補剛 B）と、米国・中国の基準による補剛方法の効果を比較する。

4.1 米国、中国の補剛規定

米国、中国の補剛規定をまとめる。米国、中国では、必要横補剛間隔が定められ、その間隔を満足するように、横補剛が均等に配置される。なお、両国の補剛規定に関しては、文献 1) に詳述している。

(a) 米国基準

米国基準において、耐震設計に用いられる耐力および変形性能を規定した Seismic Provisions for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 341-10)⁴⁾に従った横補剛規定について検討する。

文献 4) では、塑性率を 8 以上を要求される Special Moment Frames (SMF) に対して、横補剛間隔の制限は次式で定められる。

$$l_b/i_y \leq 0.086E/F \quad (3)$$

ここで、 E : ヤング係数, F : 400N 級鋼の場合 248 N/mm²

(b) 中国基準

中国における鋼構造設計は、横補剛間隔は式(4)を満足するように

決定される⁸⁾。

$$M_x/(\phi_b \cdot Z) \leq f \quad (4)$$

$$a < 0.6 \text{ のとき : } \phi_b = a \quad (5.a)$$

$$a \geq 0.6 \text{ のとき : } \phi_b = 1.07 - 0.282/a \leq 1.0 \quad (5.b)$$

$$a = C \cdot \frac{4320}{(l_b/i_y)^2} \cdot \frac{Ah}{Z} \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{l_b/i_y}{4.4h} t_1 \right)^2} \right) \cdot \frac{235}{f_y} \quad (5.c)$$

$$C = 1.75 + 1.05(M_2/M_1) + 0.3(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$$

ここで、

M_x : 梁に作用する最大曲げモーメント

A : 梁の断面積, Z : 梁の断面係数, h : 梁せい

l_b : 横補剛間隔, t_1 : 圧縮側のフランジ厚

f : 400N 級鋼の場合 215N/mm²

f_y : 400N 級鋼の場合 235 N/mm²

M_1, M_2 : 梁端部モーメント ($M_1 > M_2$)

簡便な規定式として、400N 級鋼の場合、式(6), (7)が示されている。

H 形鋼の場合、式(6)を満足すれば横補剛を設けなくてよいが、式(6)を満足しない場合は式(7)に従って横補剛を配置しなければならない。

$$\text{上フランジに荷重が加わる場合 : } l_b/b \leq 13 \quad (6.a)$$

$$\text{下フランジに荷重が加わる場合 : } l_b/b \leq 20 \quad (6.c)$$

$$\text{必要横補剛間隔 : } l_b/b \leq 16 \quad (7)$$

ここで、 b は梁幅を示す。

4.2 補剛効果の比較

表 3 にそれぞれの補剛方法による本数を示す。本数としては、米国・中国はほぼ同じ本数であり、提案した端部補剛 B の本数は短い範囲では多く、長くなると本数が少なくなることがわかる。

図 10 に、H-600×200 の断面において、細長比 $\lambda_y=570$ に相当する梁について、それぞれの補剛方法によるモーメント-回転角関係を示す。いずれの補剛方法による場合でも、最大耐力は全塑性モーメント

表3 米国、中国規定と提案による横補剛数

	λ_y		
	110	250	570
(a) 米国基準(式(3))	1	3	8
(b) 中国基準(式(7))	1	3	7
(c) 端部補剛B	2	3	6

(a) 米国耐震基準

(b) 中国簡便式

(c) 提案した方法（端部補剛B）

図10 米国、中国規定と端部補剛Bの補剛効果の比較 (H-600×200, $\lambda_y=570$)

以上であるが、最終耐力については、米国・中国規定の横補剛を配置した場合に全塑性モーメントをわずかに下回っている。一方、提案した補剛方法では、他の2つの基準と比較して補剛数が少ないにも関わらず、全塑性モーメント以上の最終耐力を維持しており、他国の基準と比較しても、効果的な補剛方法であることがわかる。

5. まとめ

本論では、繰返し逆対称モーメントを受ける梁の H-500×200×10×16, H-600×200×11×17, H-800×300×14×26 を対象とした有限要素法解析を行い、現行の保有耐力横補剛規定の効果を示すとともに、端部補剛と均等間隔補剛を組み合わせた補剛方法を提案し、その性能について検討した。得られた知見は以下の通りである。

(1) 現行の日本の2つの保有耐力補剛規定の効果は、ほぼ同等であった。 $\lambda_y=570$ の場合、均等間隔補剛規定による補剛数は20本に対して、端部補剛規定に従った補剛数は6本と極めて少ないが、最終耐力の差はわずか1~4%程度であり、繰返し載荷時においても全塑性モーメント以上の耐力を維持できることを確認した。

(2) 端部補剛に加えて、それらの端部補剛で挟まれた中間部を一定の間隔で補剛する方法を提案した。補剛間隔をパラメータとした数値解析を行い、その結果、対象とした梁において、中間部の均等補剛間隔を $l_b/i_y=100$ 以下にすることで、十分な効果を発揮することを示した。この方法によると、端部補剛で挟まれた中間部は、梁の材長に関係なく、ある一定の細長比以下に均等配置すればよく、設計が容易となる可能性がある。

(3) $\lambda_y=170\sim570$ の梁に関する数値解析結果では、提案した補剛方法による梁の最終耐力は、現行の補剛規定による梁の最終耐力と比較すると1~4%程度低い耐力となったが、いずれの材長および断面においても、最終耐力が概ね全塑性モーメントを維持できることを示した。

提案した補剛法による補剛数は、現行の端部補剛規定に従った場合とほぼ同じ補剛数であり、均等間隔補剛規定と比較して、 $\lambda_y=570$ の梁では、約1/3に減らすことができる。

(4) 米国および中国の基準と提案した補剛方法を比較し、補剛本数については、材長が短い場合は提案した補剛方法の方が多いが、長くなると少なくなることを示した。また、 $\lambda_y=570$ で横補剛を有する梁の数値解析を行った結果、いずれの補剛方法も最大耐力は全塑性モーメントを満足したが、最終耐力は提案した補剛方法のみが満足することを示した。

なお、常時荷重の影響についても引き続き検討する。

参考文献

- 1) 于征, 金尾伊織, 森迫清貴: 日中米の横補剛規定を満たす H 形鋼梁の弾塑性挙動解析, 構造工学論文集, Vol. 59B, pp. 221-230, 2013. 3.
- 2) M. G. Lay, T. V. Galambos: Inelastic steel beams under uniform moment, Journal of the Structural Division, ASCE, 91(ST6), pp.67-93, 1965.
- 3) M. G. Lay, T. V. Galambos: Inelastic Beams under Moment Gradient, Journal of the Structural Division, ASCE, 93(ST1), pp.381-399, 1976.
- 4) American Institute of Steel Construction: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, 2010.
- 5) Masayoshi Nakashima, Iori Kanao, Dawei Liu: Lateral Instability and Lateral Bracing of Steel Beams Subjected to Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, pp. 1308-1316, 2002. 10.
- 6) 張顕傑, 夏志斌: 鋼梁屈曲試験の計算機模擬, 鋼結構研究論文報告選集, 第2冊, pp. 78-95, 1982.
- 7) 盧献栄, 夏志斌: 驗算鋼梁整体穩定的簡化方法, 鋼結構研究論文報告選集, 第2冊, pp. 96-119, 1982.
- 8) 中華人民共和國建設部: 鋼結構設計規範 GB 50017-2003, 2003.
- 9) 国土交通省住宅局建築指導課: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.
- 10) 加藤勉, 秋山宏: H 形断面柱の塑性曲げ振れ座屈解析, 日本建築学会論文報告集, 第264号, pp.61-71, 1978.2.
- 11) 鋼材倶楽部: 中低層鉄骨建物の耐震設計法, 技報堂, 1978.4.
- 12) 加藤勉編著: 鉄骨構造の耐震設計, 丸善, 1983.1.
- 13) 鈴木敏郎, 小野徹郎: 塑性設計梁に関する実験的研究(2), 日本建築学会論文報告集, No.171, pp.31-36, 1970.5.
- 14) Feng-Xiang Li, Iori Kanao, Jun Li, Kiyotaka Morisako: Local Buckling of RBS Beams Subjected to Cyclic loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 135, pp. 1491-1498, 2009. 12.
- 15) 秋山宏: 第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, pp.77-84, 1989.6.
- 16) 井上一朗: 塑性歪履歴を受ける鋼構造部材の耐震性能判定に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.41B, pp.621-629, 1995.3.
- 17) 小川厚治: 半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第532号, pp. 185-192, 2000. 6.
- 18) 金尾伊織, 中島正愛, 劉大偉: 繰返し載荷を受ける H 形鋼梁の横座屈挙動と横座屈補剛, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, pp. 147-154, 2001. 6.

(2013年7月8日原稿受理, 2013年11月11日採用決定)