繰り返し載荷を受ける H 形鋼梁の横座屈挙動と横座屈補剛

LATERAL BUCKLING BEHAVIOR AND LATERAL BRACING OF
WIDE-FLANGE BEAMS SUBJECTED CYCLIC LOADING

金尾伊織*, 中島正愛**, 劉大偉***

Iori KANAO, Masayoshi NAKASHIMA and Dawei LIU

This paper presents a numerical study on lateral torsional buckling, out-of-plane deformation in the post-buckling regime, and strength deterioration of wide-flange steel beams subjected to cyclic loading. The maximum strength obtained in monotonic loading, maximum strength experienced during cyclic loading, and reserved strength after completion of cyclic loading were examined carefully, and the following observations were made. (1) Strength degradation due to load reversals is significant, and the monotonic maximum strength is not a reasonable measure to estimate the reserved strength achieved in cyclic loading. (2) Lateral bracing requirements stipulated in the present Japanese seismic codes are not adequate for beams in steel moment frames built in regions with high seismicity. (3) Lateral bracing lengths that ensure sufficient rotation capacity of wide-flange beams are proposed.

Keywords: wide-flange beams, lateral buckling, cyclic loading, post-buckling behavior, lateral bracing, spatial large deflection analysis

H 形鋼梁, 横座屈, 繰り返し載荷, 座屈後挙動, 横補剛, 立体大たわみ解析法

1. はじめに

鋼梁部材における耐力劣化の主要因の一つとして、横座屈と座屈後の構面外変形が挙げられる。一方で、鋼構造骨組部材に塑性化とエネルギー消費を期待する設計において、梁は耐力劣化を起こすことなく十分に塑性変形することが求められる。ここにおいて、横座屈荷重や、十分な耐力を確保するための補剛間隔などが量として提示されなければならない。

鋼梁の横座屈に関する研究は古くから数多く行われ、弾性・非弾性横座屈に関する膨大な実験と解析を経て、その考え方の基本はいくつもの図書に公表されている他^{1),2)}, それら成果は世界中の諸設計基・規準にも反映されている^{3)~8)}。日本では、塑性設計法の整備に呼応して数多くの関連研究が実施され^{9)~18)}, そこでは、非弾性横座屈荷重の推定、十分な塑性変形能力を確保するための補剛間隔、床スラブなど横座屈に影響を及ぼす種々の要因が詳細に検討されている。しかし、これらの既往の研究は、単調載荷と呼ばれる一方向に力が作用した場合を対象としたものがほとんどで、地震荷重特有の繰り返し強制変形を受ける梁の横座屈と座屈後挙動を対象としたものは少ない。しかし、高梨、宇田川らの先駆的な研究^{19)~21)}で言及されているように、横座屈と座屈後の不安定挙動は、繰り返し載荷によって促進されることは無視できない。日本における耐震設計

基・規準においては、繰り返し載荷による耐力劣化の促進を間接的に考慮しつつも、それを定量的に示すだけの研究蓄積には至らず、原則的には単調載荷による横座屈と座屈後挙動に関する諸知見に基づいて、十分な塑性変形を確保できる梁長さ限界が規定されている^{5),6),22)~24)}。

上記に示した現状に鑑み、本論では、繰り返し載荷を受ける H 形鋼梁を対象に、繰り返し載荷による耐力劣化が単調載荷による耐力劣化に比べてどれほど顕著であるかを明確にする。また、繰り返し載荷を考えても、なお十分な耐力を保持しつつ塑性変形に耐えうる梁の限界長さ(補剛間隔)に定量的な指針を与えると同時に、現行の設計基・規準が規定する補剛間隔を再吟味することを目的とする。

なお、本論では、次節に示す座屈不安定を含む大たわみ挙動を精度良く追跡できる解析コードを用いて、考察に必要な情報を得ている^{25),26)}。

2. 解析法の概要と検証

2.1 解析法の特徴

本論で用いた解析法は、強非線形挙動を精度良く追跡することを意図した解析法である。大たわみを比較的微小なひずみと大きな剛体移動からなるものと仮定し、一軸の構成則に従う材料線要素を導

* 京都大学防災研究所地震災害研究部門
日本学術振興会特別研究員・博士(学術)
** 京都大学防災研究所地震災害研究部門 教授・Ph. D.

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
大学院生・修士(工学)

JSPS Research Fellow, Div. of Earthquake Disaster Prevention, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Ph. D.
Prof., Div. of Earthquake Disaster Prevention, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Ph. D.
Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Systems, Graduate School of Engineering, Kyoto University, M. Eng.

図1 座標系の関係

図2 H形断面部材要素と材料線要素への置換

入するとともに、三次元大変形を精度良く測るために、有限回転を考慮した座標変換則および移動座標系を採用している。また、増分摂動法による定式化によって、的確な増分量を自動的に設定するので、座屈などの不安定挙動の解析においても正しい履歴を追跡することができる。この解析法がもつ非線形挙動解析の精度は、鋼部材、鋼立体剛接骨組の弾塑性挙動実験を模擬した一連の解析によって既に検証されている^{25), 26)}。以下に解析法の概要を示す。なお、解析法の詳細については、文献²⁵⁾、²⁶⁾を参照されたい。

(1) 図1に示すように、部材は一樣な断面を持つ直線材で、材軸方向に直列に並ぶ梁-柱要素から構成される。要素変形を精度良く求めるために、要素の移動に付随する要素局所座標系と部材座標系に一致する要素基準座標系を設定する。また、いくつかの要素に分割された部材は、伝達行列法を用いて、部材両端での節点情報に縮約される。

(2) 要素局所座標系における変位関数として、 x, y 軸方向変位、 z 軸回りの回転角に対しては z の3次関数、 z 軸方向変位に対しては z の1次関数を与えている。

(3) 各要素端は3軸方向の並進変位、各軸回りの回転角、反りに関係するねじれ率の計7自由度を有する。要素局所座標系では始点 p 端、終点 q 端とし、 p 端のねじれ率と q 端の7成分の計8成分、要素基準座標系では、始点 P 端、終点 Q 端とした両端14成分で構成される。

(4) 図2に示すように、各要素は多数の材料線要素から構成される。材料線要素に割り当てる集中断面積 A_i と図心軸からその要素までの距離 (x_i, y_i) は、元の断面における断面積 A 、塑性断面係数 Z_{px}, Z_{py} 、断面二次モーメント I_x, I_y 、反り二次モーメント I_w 、サンブナンのねじれ定数 K が一致するように決定する。また、断面諸量は、各材料線要素の集中断面積とその位置から計算する。なお、構成則は、一軸の応力ひずみ関係に従うものとし、その降伏および除荷の判定は、各要素の中央ひずみを参照する。

(5) 部材摂動方程式をコードシステムにより系摂動方程式に組み

(a) 実験装置

(b) 初期構面外変形
(4θ 載荷時)(c) 顕著な構面外変形
(6θ 載荷時)

図3 実験装置と梁試験体の変形

立てる。部材が角度を変えて接合されている節点では、反りを拘束した剛接合としている。

2.2 小型H形鋼梁の繰り返し横座屈挙動解析

本解析法が、繰り返し載荷を受けるH形鋼梁の横座屈や座屈後の構面外挙動をどの程度追跡できるかを検証するために、以下に示す実験結果を模擬する解析を実施した。

実験装置は図3(a)に示すように、剛強な加力梁と両端をピンで固定された剛な3本の柱の間に、切削加工によって製作された模型H形鋼梁を2体取り付け付けたものである。この平面骨組を二組製作し、両者を連接板で繋ぎ、各平面骨組の加力梁に取り付けられたジャッキを介して、両骨組に同一変位を与えた。このような支持条件において、各模型H形鋼梁(計4体)はいずれも逆対称曲げを受ける(図3(b), (c))。梁端部が全塑性モーメントに達する時の弾性回転角 θ_y (0.01rad)を基準とし、 $2\theta_y$ 、 $4\theta_y$ 、 $6\theta_y$ の振幅をそれぞれ2サイクルずつ繰り返す載荷履歴を採用した。なお、ここで用いた模型H形鋼梁は、断面にH-70×30×2×3を持ち、材長は800mm、弱軸回りの細長比 λ_y は120.6である。これは鋼構造限界状態設計(LSD)指針⁹⁾に定義される横座屈細長比 λ_{cr} に換算すれば0.78となる。

図4にこの実験を模擬する数値解析モデルを示す。図4(a)に示すように、実験骨組の平面1スパン骨組を解析対象とし、実験対象である模型H形鋼梁を材長にわたって40要素に等分割した。また、剛強な柱および加力梁は各1要素とした。応力ひずみ関係を図4(b)に示すようにパイリニア型とし、材料実験結果を参照し、降伏応力を

図4 数値解析モデル

0.38kN/mm², ヤング係数を210kN/mm², 降伏後の係数を2.1kN/mm², セン断弾性係数を81kN/mm²とした。また, 模型H形鋼梁の断面は, 図4(c)のように12材料点要素で構成されるものとした。材料線要素の集中断面積とその位置は, 2.1に示した通り, 元の断面性能を満足するように決定した。また, 摂動次数を2次まで採用し, 打ち切り誤差を20%とした。

図5に模型H形鋼梁の挙動に対する解析結果(実線)と実験結果(点線)をあわせて示す。いずれも縦軸は, 模型H形鋼梁端部に作用するモーメントを全塑性モーメントで基準化している。図5(a)は, 面内挙動としての梁端曲げモーメント-梁端回転角(θ_x)関係である。図5(b)は, 梁端曲げモーメント-構面外変位関係を示し, 横軸は模型H形鋼梁における4等分位置の構面外並進変位(u)を模型H形鋼梁材長(L)で除したものである。図5(c)は梁端曲げモーメント-ねじれ回転角関係であり, 横軸は梁試験体の4等分位置のねじれ回転角(θ_z)を示している。なお, $6\theta_x$ 振幅繰り返し載荷終了時まで, 4体の模型H形鋼梁はほとんど等しい挙動を示していたので, 図5の実験結果は4体の実験結果を平均したものを表している。構面内挙動において, $6\theta_x$ 振幅載荷時に耐力が劣化し始めるが, 解析結果はこの耐力劣化の開始と進展を精度良く予測している。一方, 構面外挙動については, $4\theta_x$ 振幅載荷時から構面外並進変位, ねじれ回転角が増大しはじめ, 繰り返し載荷毎に構面外変形が蓄積されてゆくが, 解析はその性状や変形量も適切に追跡している。これらの結果から, (1)横座屈は耐力劣化を誘発する要因の一つとなるが, 横座屈が生じた直後から顕著な耐力劣化が引き起こされるとは限らないことを確認し, (2)解析は実験結果を精度良く予測し得ることを検証した。

3. 繰り返し載荷を受けるH形鋼梁の横座屈と座屈後挙動

前節で示した解析法を用いて, 繰り返し逆対称曲げを受けるH形鋼梁の横座屈と座屈後挙動を以下の手順で考察する。なお, ここでは, スラブとの合成効果や局部座屈による効果は考慮しておらず,

図5 解析結果と実験結果の比較

横座屈とそれに続く構面外変形の累積による耐力劣化に限っている。ここで対象とした梁は, H形鋼梁で, 中規模から大規模建物に一般的に多用される断面を想定し, 以下の解析においては, 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) の三断面を対象とした。

3.1 繰り返し載荷を受けるH形鋼梁の解析

3.1.1 解析モデルの概要

解析モデルの概要を図6に示す。ここでは, 逆対称曲げモーメントを受ける梁(全長 L)を対象とし, 材中央部における対称性を考

図6 解析モデルの概要

慮して、半分の材長 ($L/2$) を持つ片持ち梁の端部に鉛直方向荷重を受ける梁モデルを解析した。図6(a)に解析モデルを示す。梁は長さ方向に、一要素の長さが梁せいのほぼ半分になるように分割されている。しかし、固定端に近い部分では、塑性化の進展を精度よく追跡するため、要素長を50mm程度とした。また、材端境界条件として、固定端における全変形成分を拘束し、自由端においては、構面外並進変位を拘束するが、ねじれ回転角に対しては自由としている。図6(b)は、12材料点要素からなる梁断面のモデル化を示す。対象とした断面は先に示した三種類で、2.1に示した要領に従い諸元を決めている。応力ひずみ関係は図6(c)のようにパイリニア型を採用し、降伏応力を0.24kN/mm²、ヤング係数を210kN/mm²、降伏後の係数を2.1kN/mm²、せん断弾性係数を81kN/mm²とした。その他の解析条件は、2.2で示したものに準じている。本解析では、材長 (L) を主変数とし、弱軸回りの細長比が $\lambda_y=44 \sim 740$ に相当する梁を対象としている。図6(d)は、解析に用いた載荷履歴で、材長に関わらず、部材回転角が0.015rad, 0.030rad, 0.045radに相当する振幅で、それぞれ2サイクルづつ繰り返している。これらの部材回転角は、柱が剛とした場合において、層間変形角1/67, 1/33, 1/22に対応するものである。例えば、H-500×200, 材長 $L=8$ mの梁では、降伏回転角 θ_y は0.0075radとなり、ここで採用した最大振幅0.045rad時の塑性率 μ は6に相当する。この載荷方法によれば、長い梁ほど部材回転角に対する弾性回転角の寄与分が大きくな

図7 単純梁の横座屈解析結果

り、その結果、塑性率は小さくなる。しかし、いずれの長さの梁に対しても同じ塑性率が得られるような載荷履歴を採用すると、長い梁に対しては大きな部材回転角を与えることになる。例えば、H-500×200, 材長 $L=16$ mの梁では、塑性率が6に相当する部材回転角は0.17radとなり、耐震設計で通常考える層間変形角をはるかに超す。これらの事実を考慮して、本論では塑性率ではなく、部材回転角を振幅の基準とした。なお、ここで採用した載荷方法に従えば、累積塑性変形倍率 η は約87である。 η の μ に対する比は約15となり、構造物地震応答時の最大変形に対する繰り返し塑性変形において、十分であると判断できる^{27)~29)}。

3. 1. 2 H形鋼梁の横座屈と座屈後挙動解析

図7(a)は、H-500×200を有する材長 $L=6$ m, 横座屈細長比 $\lambda_b=0.86$ の梁に対するもので、実線は繰り返し載荷、点線は単調載荷の結果を示す。図中、縦軸は全塑性モーメントで基準化した梁端曲げモーメント(M/M_p)、横軸は材端回転角(θ_x)を示す。また、以下の考察では耐力指標として、部材回転角が0.045radに達するまで単調に載荷した場合の耐力である「単調最大耐力」、繰り返し載荷によって得られる「最大耐力」、繰り返し載荷の最終サイクルにおける最大振幅時の耐力「最終耐力」を選ぶ。図7(b)は全ての解析結果をまとめたものである。横軸はLSD指針で定義される横座屈細長比 λ_b であり、式(1)から得られる。ここで、 M_p は全塑性モーメント、

図8 横補剛材を考慮した解析モデル

図9 横補剛間隔の検討

M_e は弾性横座屈荷重であり、式(2)、(3)より求められる⁹⁾。なお、 M_e の算定では、材長として全長 L を採っている。また、 M_1 、 M_2 は梁両端の曲げモーメントを示し、 $|M_1| \geq |M_2|$ である。本論では逆対称曲げを受ける梁を対象とするので、式(3)において $C_1=2.3$ を採っている。

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{M_p}{M_e}} \quad (1)$$

$$M_e = C_1 \sqrt{\frac{\pi^4 E I_y I_w}{L^4} + \frac{\pi^2 E I_y G K}{L^2}} \quad (2)$$

$$C_1 = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \quad (3)$$

図7(b)以降に示す図において、特に記述がない場合、実線はH-500×200、点線はH-600×200、一点鎖線はH-800×300の断面を持つ梁の解析結果を、また、●は単調最大耐力、×は最大耐力、▲は最終耐力をそれぞれ示す。

図7(b)から、三種類の断面による違いは小さく、これは、式(1)～(3)で定義する基準化した横座屈細長比が、梁の構面外変形特性を適切に表す指標であることを示唆するものである。単調最大耐力と、繰返し最大耐力は全ての細長比に対してほぼ一致しており、最大耐力は载荷履歴に依存しにくいことがわかる。 $\lambda_b=0.6$ 以下の短い梁では、繰返し载荷による耐力劣化もほとんど見られないが、 $\lambda_b=0.6 \sim 1.7$ の梁では、繰返し载荷毎に構面外変形の成長に伴って耐力が劣化し続け(図7(a)参照)、最終耐力は最大耐力の50%にまで低下している場合も見られる。一方、 $\lambda_b=1.7$ 以上の長い梁では

0.015rad振幅の初期载荷時に弾性横座屈が生じ、その後、耐力が劣化し続けるが、長い梁ほど最大耐力と最終耐力の差はむしろ小さくなっている。図7(b)の結果は、短い梁を除けば、単調载荷による最大耐力は、繰返し载荷時に保持しうる耐力を表現する指標になりえないことを示している。

なお、この解析結果は、梁にその全塑性耐力と塑性変形を期待する設計において、横補剛が要らない梁の限界長さに対する情報も与えている。図7(b)を参照すれば、 $\lambda_b=0.6$ 以下であれば、図6(d)の繰返し载荷を受けても、横補剛なくして $M/M_p=1.0$ 以上の耐力が確保できる。

3. 1. 3 必要補剛間隔の検討

$\lambda_b=0.6$ 以上の梁が繰返し载荷を受けても、 $M/M_p=1.0$ 以上の耐力を確保しうる横補剛の間隔を、「必要補剛間隔(l_b)」と呼ぶ。また、ここでは等間隔補剛を対象とする。必要補剛間隔を詳しく考察するために、図8に示すような、梁中央一ヶ所において横補剛を配した梁を解析した。ここでは、横補剛によって、ねじれは完全に拘束されるものとする。先に示した横補剛のない梁においても、曲げの逆対称性を考慮すれば、梁中央でねじれ回転は生じるが、構面外変位は横座屈後も零にとどまる。従って、本節で示す梁中央部に横補剛を設けた梁と、先の横補剛のない梁の違いは、梁中央部におけるねじれ回転拘束の有無に帰せられる。なお、他の条件は全て先の解析に準じた。

図9はその解析結果であり、横補剛のない梁に対する結果を示した図7(b)と同じ指標をとっている。梁中央のねじれ変形拘束によって、最大耐力はわずかに上昇している。また、 $\lambda_b=0.75$ 以下の梁に対して、最終耐力は $M/M_p=1.0$ を上回っていることから、材長 $\lambda_b=0.75$ の半スパン分である $\lambda_b=0.4$ に相当する長さが必要補剛間隔 l_b となる。なお、先の横補剛のない梁に対する解析によって得られた、 $M/M_p=1.0$ 以上を確保できる $\lambda_b=0.6$ と、本節の解析から得られる $\lambda_b=0.75$ の違いが、梁中央によるねじれ回転拘束の効果となる。

$\lambda_b=0.75$ の半分の長さを必要補剛間隔 l_b とすれば、次式を得る。

$$l_b \leq \frac{0.75^2 C_1}{\sqrt{8 M_p}} \sqrt{\pi^2 E I_y K + \pi^2 E \sqrt{G^2 I_y^2 K^2 + 4 I_y I_w} \left(\frac{M_p}{0.75^2 C_1} \right)^2} \quad (4)$$

これは、式(1)において、 $\lambda_b=0.75$ から $M_e=0.75^2 M_p$ が算定され、ついで式(2)に代入し、 L について解くことから得られる。なお、この式の使用にあたっては、 C_1 として逆対象曲げを受ける梁に対応する2.3を採っている。

式(4)の補剛間隔を適用した梁の解析結果を図10(a)に示す。解析対象とした梁は、それぞれの断面について得られた必要補剛間隔の整数倍の長さを持ち、他の解析条件、载荷履歴は先の解析に準じた。横補剛を設けた場合、明らかに耐力劣化が抑えられ、最終耐力は材長に関わらずほぼ $M/M_p=1$ を確保している。ここで、必要補剛間隔 l_b は式(4)で与えられる。表1は式(4)によって得られる必要補剛間隔を、弱軸回りの細長比(λ_y)として具体的に表したものである。式(4)は全塑性モーメントで基準化しているため、素材特性をを図6(c)に示すようなバイリニア型とするならば、異なる鋼材の降

(a) 横補剛を考慮した解析結果

(b) 材長に応じた横補剛を考慮した解析結果

図10 横補剛の効果

伏強さにも適用しうる。表1では、400N級 ($\sigma_y=0.24\text{kN/mm}^2$) に加えて、490N級 ($\sigma_y=0.33\text{kN/mm}^2$) に対する細長比も記載している。

図10(a)を見ると、解析対象とした三断面のうちH-600×200についてだけは、 $\lambda_b=1.2$ 以上の梁において $M/M_p=1.0$ を下回り、 $\lambda_b=1.50$ を超すと $M/M_p \approx 0.9$ になっている。H-600×200が他の二断面と異なる結果を示す理由の一つとして、強軸に対する弱軸回りの全塑性モーメントが他の二断面に比べて低いことが挙げられる。強軸、弱軸における全塑性モーメントの比が、H-500×200では $M_{px}/M_{py}=6.3$ 、H-800×300では $M_{px}/M_{py}=6.4$ であるのに対して、H-600×200では $M_{px}/M_{py}=7.3$ となっている。また、梁が長くなるほど、横補剛間におけるモーメント勾配は緩やかになり、次第に等曲げ状態に近づくことから横座屈も生じやすくなる。この効果を考慮するために、材長（曲げモーメント勾配）にあわせて必要補剛間隔を狭めてゆくことを、以下の手順で考える。

式(4)において、補剛数を n とし、式(3)に示した係数 C_1 を補剛数に応じて調整する。梁を三等分する補剛数 $n=2$ ($\lambda_b=1.02$)において、梁両端部補剛間の曲げモーメントは単曲率であるが、梁中央部は複曲率となっていることから、最終耐力は $n=1$ の時とほぼ同じ耐力を示す(図10(a))。そこで、 $n=2$ までは、先に示した必要補剛間隔(式(4))が適用しうるものとし、 C_1 を調節する係数(1.6)を決定する。さらに、梁端部における横補剛間の曲げモーメント分

表1 必要補剛間隔(等間隔)

λ_y	H-500×200	H-600×200	H-800×300
400N級	71.1	70.3	68.9
490N級	57.4	57.6	56.3

表2 式(6)による必要補剛間隔

λ_y	H-500×200		H-600×200		H-800×300	
補剛数 n	400N級	490N級	400N級	490N級	400N級	490N級
1	71.1	57.4	70.3	57.6	68.9	56.3
2	71.1	57.4	70.3	57.6	68.9	56.3
3	65.8	54.2	65.8	54.3	64.4	53.0
4	63.5	52.4	63.5	52.7	62.2	51.3
5	62.0	51.3	62.1	51.5	60.9	50.2
6	61.0	50.3	61.1	50.8	59.9	49.5
7	60.4	49.9	60.4	50.4	59.1	48.9
8	59.7	49.4	60.0	49.9	58.7	48.4
9	59.5	49.2	59.5	49.4	58.2	48.1
10	59.0	48.7	59.3	49.2	57.9	47.9

図11 横補剛間隔の比較

布を参照して、曲げモーメント勾配 $((n-1)/(n+1))$ を規定すれば、曲げモーメント勾配の調節係数式(3)は、以下のように変更される。

$$\bar{C}_1 = 1.6 \left(1.75 - 1.05 \left(\frac{n-1}{n+1} \right) + 0.3 \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \right) \quad (5)$$

式(5)で得た $\bar{C}_1$ を式(4)に代入することから、必要補剛間隔 $\bar{l}_b$ は式(6)で表される。

$$\bar{l}_b \leq \frac{0.75^2 \bar{C}_1}{\sqrt{8M_p}} \sqrt{\pi^2 E I_y K + \pi^2 E \sqrt{G^2 I_y^2 K^2 + 4 I_y I_w} \left(\frac{M_p}{0.75^2 \bar{C}_1} \right)^2} \quad (6)$$

図10(b)は、式(5)、(6)を用いて、補剛間隔を規定した場合の結果で、最終耐力は材長に関わらず、ほぼ $M/M_p=1$ 以上が確保されている。この方法を用いた具体的な補剛間隔も表2に示す。

補剛数 $n=2$ まで適用できる式(4)を用いれば、補剛数2に対して許容できる梁全長は、400N級に対してH-500×200で9.4m(必要補剛間隔 $l_b=3.12\text{m}$)、H-600×200で9.0m($l_b=3.00\text{m}$)、H-800×300で14.0m($l_b=4.65\text{m}$)、490N級に対してH-500×200

図12 繰り返し回数が多し載荷履歴

図13 載荷履歴の違いによる挙動の比較

で7.6m ($l_b = 2.52\text{m}$), H-600 × 200 で7.4m ($l_b = 2.46\text{m}$), 800 × 300 で11.4m ($l_b = 3.80\text{m}$)である。梁に全塑性耐力と十分な塑性変形を期待する鋼構造ラーメンにおいて、これ以上の梁長を持つことが少ないことを考えると曲げモーメント勾配による調節を考えない式(4)は一般に適用しうる。これらより長い梁に対しても全塑性耐力と十分な塑性変形を期待する場合にのみ、曲げモーメント勾配の影響を考慮した式(6)を適用する必要がある。

本論で示した補剛間隔と、現行の耐震基準⁶⁾(建築物の構造規定：日本建築センター)、LSD指針⁹⁾、および米国LRFD規準⁷⁾(AISC)が規定する補剛間隔を比較する。これらの規定が示す必要補剛間隔は、それぞれ以下の式で算定される。

建築物の構造規定(400N級)

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} \leq 170 + 20n \quad (7)$$

LSD指針(細長比区分：L-I)

$$\lambda_b \leq 0.75_p \lambda_b$$

$$_p \lambda_b = 0.6 + 0.3 \frac{M_2}{M_1} \quad |M_1| \geq |M_2| \quad (8)$$

式(8)において、 λ_b は補剛間隔に対する横座屈細長比で、 M_1 、 M_2 は両端部の曲げモーメントである。

米国LRFD規準(Special Moment Frame, $F_y = 34.5\text{ksi}$)

$$\frac{l_b}{i_y} \leq \frac{2500}{F_y} = 73.2 \quad (9)$$

図11は、400N級、H-500 × 200を対象として、これら規定を比

較したもので、横軸は梁全長、縦軸は補剛間隔を示し、いずれも式(2)で示す基準化された横座屈細長比 λ_b で表されている。なお、いずれの基準化にあっても、曲げモーメント勾配に関する係数 C_1 としては、逆対称曲げを受ける場合の2.3を用いており、材長を全長 L としている。建築物の構造規定では、梁が長いほど補剛間隔は次第に短くなるが、横補剛が不要であるとされる材長は $\lambda_b = 0.86$ である。図7(b)を参考にすれば、この長さを持つ梁は、最大耐力は $M_p/M_p = 1.0$ に至るものの、最終耐力は最大耐力を大きく下回っており、繰り返し載荷を考慮するならば必ずしも十分な補剛間隔とは言えないことがわかる。また、LSD指針では、梁が十分な耐力を発揮する補剛間隔の細長比を塑性限界細長比 $_p \lambda_b$ (曲げモーメント勾配の関数)を基準に規定しているが、補剛が不要となる材長は $\lambda_b = 0.68$ で、建築物の構造規定と同様、繰り返し載荷を考慮した場合、十分な耐力を保持しえない。一方、米国LRFD規準による補剛間隔は、本論で提示する補剛間隔にほぼ等しい(約1.5%長い)。

また、日本の規準には、式(10)で規定される端部補剛に関する規定がある。ここで A_f はフランジ面積、 l_b は端部補剛間隔、 i_y は断面二次半径である。

$$\text{端部補剛} \quad \frac{l_b h}{A_f} \leq 250 \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 \quad (10)$$

H-500 × 200を対象とすれば、式(10)による補剛間隔は $\lambda_y = 37.0$ と小さいが、この規定は梁端部から補剛位置までの間隔だけを示すものであるから、本論の考察範囲ではない。

3. 1. 4 異なる載荷履歴を持つ繰り返し横座屈挙動

先に示した載荷履歴(図6)においては、最大振幅を0.045radとし、累積塑性変形の最大変形に対する比として約15が得られていた。最大変形に対して繰り返し回数の多い載荷履歴に対して、先に示した諸考察がどれほど適用し得るかを確かめるために、図12に示す載荷履歴を対象とした解析を行った。先に示した図6の載荷履歴を載荷履歴1、本節で採用する図12に示す載荷履歴を載荷履歴2と呼ぶ。載荷履歴2は載荷履歴1と比較して、振幅は0.015rad, 0.023rad, 0.030radと小さいものの、それぞれ3サイクルずつ繰り返している。この載荷方法によれば、H-500 × 200の断面を持つ $L = 8\text{m}$ の梁では、最大振幅0.030radに対応する塑性率 μ は4で、また載荷履歴2の載荷終了時の累積塑性変形倍率 η は約101、 η の μ に対する比は約25となり、載荷履歴1の約15よりもさらに大きい。

図13は横補剛のないH-500 × 200梁に対する結果で、図中、実線は載荷履歴1、点線は載荷履歴2を示す。両載荷履歴に対して、最大耐力はほとんど一致しているが、最終耐力に着目すれば、載荷履歴1よりも載荷履歴2の方が劣化が少ない。このことから、先に示した必要補剛間隔は繰り返し回数の多い載荷履歴2にも適用し得る。

4 結語

本論では、繰り返し載荷を受けるH形鋼梁の横座屈および座屈後挙動を考慮し、十分な塑性変形能力を確保するために必要な補剛間隔を対象とした一連の数値解析を行い、以下の知見を得た。なお、繰り返し載荷履歴には、耐震設計において十分な最大回転能力と累積塑性回転能力を確保することを前提として、材端回転角振幅

0.015rad, 0.030rad, 0.045radをそれぞれ二回ずつ繰り返す履歴を採用した。また、H形鋼梁は逆対称曲げを受けるものとし、床スラブや局部座屈の効果は考慮していない。

(1) 単調載荷による最大耐力と繰り返しによって得られる最大耐力はほぼ等しいが、横座屈細長比が0.6以上になると、繰り返しによる耐力劣化が顕著になり、最大振幅時の耐力は最大耐力よりも相当低くなるなど、単調載荷による情報は繰り返し載荷に対する耐力指標にはなりえないことを明らかにした。

(2) 繰り返し載荷においても全塑性耐力を保持できる梁の限界長さおよび補剛間隔に検討を加え、現行の耐震基準が定める補剛間隔では、本論で採用した載荷履歴において、全塑性耐力には到達するものの、繰り返し載荷による耐力劣化が顕著になりうることを明らかにした。

(3) 横座屈細長比にして約0.4に相当する長さを補剛間隔として採用すれば、通常の鋼構造ラーメンにおける梁は、繰り返し載荷を受けても全塑性耐力を保持し続けることができることを提示した。具体的には、400N級について、H-500×200で3.12m, H-600×200で3.00m, H-800×300で4.65m, 490N級について、H-500×200で2.52m, H-600×200で2.46m, H-800×300で3.80mである。

(4) 横座屈細長比にして1.2を超す長い梁が繰り返し載荷を受ける場合にも、全塑性耐力を保持しうると必要な必要補剛間隔を、曲げモーメント勾配の関数として導いた。

謝辞

京都工芸繊維大学 森迫清貴教授には、解析に関する多くのご助言を賜りました。日本の耐震基準類における横補剛規定の成立過程等につきましては、東京大学 加藤勉名誉教授からご指導頂きました。ここに、深く謝意を表します。

参考文献

- Galambos T. V.: Structural Members and Frames, Printice-Hall, 1968.
- Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, edited by Galambos T. V., Fifth Edition, John Wiley & Sons., 1998.
- 鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, 1996.
- 座屈設計ガイドライン, 土木学会鋼構造委員会座屈設計のガイドライン作成小委員会, 土木学会, 1987.
- 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 日本建築学会, 1998.
- 建築物の構造規定 - 建築基準施行令第3章の解説と運用 -, 日本建築センター, 1997.
- Load & Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction, 1998.
- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 1997.
- 鈴木敏郎, 小野徹郎: 塑性設計梁の補剛材剛性について(その1), 塑性設計梁に関する実験的研究(4), 日本建築学会論文報告集, 第202号, pp.31-39, 1972. 12.
- 鈴木敏郎, 小野徹郎: 鉄骨H形鋼梁の変形能力に関する考案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.899-900, 1974.
- 鈴木敏郎, 久保寺勲, 金子洋文: 母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨H形梁の横座屈挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.1053-1054, 1976.
- 鈴木敏郎, 小野徹郎, 久保寺勲, 深澤隆: 母屋・スラブ等の拘束を受ける鉄骨H形梁の横座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1347-1348, 1977.
- 井上哲郎: H型断面鋼梁の弾塑性横座屈後挙動, 日本建築学会論文報告集, 第278号, pp.37-44, 1979.4.
- 若林實, 中村武, 矢川豊, 岡村信也: 鉄骨H形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.185-188, 1980.
- 若林實, 中村武, 岡村信也: 鉄骨H形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究(その2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.385-388, 1981.
- 若林實, 中村武, 大橋直也, 中井政義: 鉄骨H形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究(その3), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.205-208, 1982.
- 若林實, 中村武, 中井政義, 柴田恭幸: 鉄骨H形断面はりの横座屈耐力に関する実験的研究(その4), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.333-336, 1984.
- 下舞三男, 加藤勉: 拘束されたH形鋼はりの横座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1233-1234, 1990.
- K.Takanashi: Inelastic lateral buckling of steel beams subjected to repeated and reversed loadings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
- 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中尚: 繰り返し載荷を受けるH形鋼はりの復元力特性 その1・定変位振幅繰り返し載荷時の塑性ヒンジ回転能力, 日本建築学会論文報告集, 第264号, pp.51-59, 1978. 2.
- 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中尚: 繰り返し載荷を受けるH形鋼はりの復元力特性 その2・ランダム変位履歴における耐力の低下, 日本建築学会論文報告集, 第265号, pp.45-52, 1978. 3.
- 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 日本建築学会, 1990.
- 中低層鉄骨建物の耐震設計法, 鋼材倶楽部, 技報堂出版, 1978.
- 加藤勉編著: 鉄骨構造の耐震設計, 丸善, 1983.
- 金尾(奥田)伊織, 森迫清貴, 中村武: 一軸材料線要素からなる梁-柱有限要素を用いたH形鋼梁の弾塑性横座屈挙動の解析, 日本建築学会構造系論文集第527号, pp.95-101, 2000. 1.
- 金尾(奥田)伊織, 森迫清貴, 中村武: 一軸材料線要素からなる梁-柱有限要素を用いた鋼立体ラーメンの弾塑性挙動の解析, 日本建築学会構造系論文集第533号, pp.99-106, 2000. 7.
- 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集, 第400号, pp.77-84, 1989. 6.
- 井上一郎: 塑性変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.
- 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.

(2000年12月8日原稿受理, 2001年2月6日採用決定)