勾配曲げモーメントを受ける連続補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈挙動 に及ぼす柱の振り抵抗による拘束効果

EFFECT OF FORK RESTRAINT OF COLUMN ON LATERAL BUCKLING BEHAVIOR FOR H-SHAPED STEEL BEAMS WITH CONTINUOUS BRACES UNDER FLEXURAL MOMENT GRADIENT

木村 祥裕^{*1}, 佐藤 唯^{*2}, 鈴木 敦詞^{*3}

Yoshihiro KIMURA, Yui SATO and Atsushi SUZUKI

When a steel moment-resisting frame deforms horizontally, H-shaped beams are subjected to the flexural moment gradient. Generally, H-shaped beams are rigidly connected to the box section columns possessing the large fork restraint. Further, continuous braces on the top flange effectively prevent lateral buckling. In this paper, the lateral buckling behavior of continuously braced H-shaped beams with the fork restraint under the flexural moment gradient is clarified theoretically and analytically. Additionally, the elastoplastic buckling stresses of beams and lateral restraint force and rotational restraint moment of continuous braces are evaluated, reflecting the flexural moment gradient and constraint at the beam end.

Keywords : Lateral Buckling, Fork Restraint, Continuous Braces, Required Rigidity, Stiffening Force

横座屈, 横曲げ拘束, 連続補剛, 必要補剛剛性, 補剛力

1. 序

1.1 研究背景と研究目的

実ラーメン骨組における梁は、柱梁接合部による反り拘束、柱や直交する梁による横曲げ拘束を受けるものと考えられる。梁の横座屈に対する反り拘束や横曲げ拘束の影響を明らかにした研究^{例えば 1)~7)}では、これらの拘束が梁の横座屈耐力に及ぼす影響を定式化し^{4)~6)}、横座屈性状を実験により明らかにしている^{1)~7)}。Fig.1 に示す二方向ラーメン骨組に用いられる箱形鋼管や円形鋼管等の閉断面の柱は、梁に対して高い反り拘束度を有することから、梁端は反り固定に近く、横曲げ拘束は柱の階高や直交梁の弱軸方向の曲げ剛性の大きさにより、必ずしも横曲げ固定とはならず、また最上階では梁の下端にのみ柱が取り付けことから、中間層における梁に比べると横曲げ拘束度は低下する。

さらに、梁には母屋材、屋根折板等の非構造部材や床スラブが取り付けすが、床スラブの場合、合成梁として面内曲げモーメントをスラブが負担し^{8)~9)}、その面内力は梁が捩れ変形を生じる終局時まで残存する¹⁰⁾。しかし、母屋材や屋根折板のような非構造部材は、梁の面内曲げモーメントをほとんど負担せず、横座屈時には梁の捩れ変形に抵抗する^{4)~6), 11)~19)}。屋根折板が取り付けいた梁の載荷実験⁷⁾により明らかにされており、連続補剛された梁の横座屈耐力評価式^{4)~6), 14)~19)}が適用できる。これらの成果が文献 20) で連続補剛材として

紹介されているものの、現行の設計規準・指針^{21)~23)}では、前述の梁端拘束度及び非構造部材による連続補剛効果を規定していない。

実際の構造物における梁の横座屈耐力をより正確に把握するためには、梁材端に取り付く周辺部材の拘束効果と連続補剛効果の相互作用を明らかにする必要がある。著者らは、これまでに材長方向に連続補剛された H 形鋼梁の横座屈に対する補剛効果として、柱梁接合部による反り拘束を対象とした^{4)~5)}。実ラーメン骨組における梁は振り剛性の高い箱形鋼柱と接合することが多く、柱梁接合部による反り固定、柱の振り抵抗による横曲げ拘束を受けるものの、これらの論文^{4)~5)}では横曲げ拘束を考慮していない。そこで、文献 6) では、

^{*1} 東北大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学)

^{*2} JFE シビル(株) 修士 (工学) (元東北大学大学院工学研究科 大学院生)

^{*3} 東北大学大学院工学研究科 助教・博士 (工学)

Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku Univ., Dr.Eng.

JFE Civil Engineering & Construction Corp., Inc., M.Eng. (Former Grad. Student, Graduate School of Eng., Tohoku Univ.)

Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku Univ., Dr.Eng.

横曲げ拘束を受ける梁が連続補剛された場合の横座屈耐力を明らかにした。その際、横曲げ拘束が梁の横座屈に及ぼす基本的な力学挙動を明らかにするため、荷重条件として等曲げモーメントのみを対象としたが、地震外力などを受ける場合、梁には様々な曲げモーメント分布が作用する。そして、補剛材により梁の横座屈耐力を向上させるためには、梁の最大曲げ耐力時まで補剛材は弾性保持しなければならないことから、補剛材に作用する水平補剛力・補剛モーメントを把握する必要がある。

本論文では、梁の材端支持条件および連続補剛による横座屈耐力への影響を明らかにするために、勾配曲げモーメントを受け、横曲げ拘束された連続補剛 H 形鋼梁の横座屈挙動を把握し、梁の横座屈荷重を評価する。さらに、連続補剛材に求められる水平補剛力・補剛モーメントを必要補剛剛性との関係から明らかにする。

1.2 本論文の構成

本論文の構成として、第 2 章では、エネルギー法による停留原理を適用して、完全固定における上フランジで連続補剛された勾配曲げモーメント作用下での H 形鋼梁の弾性横座屈荷重式を誘導する。また、文献 5) で誘導した反り固定、本論文で誘導した完全固定における弾性横座屈荷重式を下限及び上限として、横曲げ拘束された連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈荷重式を提案するとともに、材端支持条件、モーメント勾配が異なるときの必要補剛剛性比を明らかにする。これは、これまでの一連の研究^{4),5),14)~17)}では、材端支持条件、モーメント勾配が異なっても単純支持、等曲げモーメントの場合における基準補剛剛性比を適用していたものの、梁端の固定度が高くなると、必要補剛剛性比は変化することから、正確な必要補剛剛性を把握することが重要となるためである。さらに、有限要素法による弾性固有値解析により、弾性横座屈荷重式の妥当性を示す。第 3 章では、弾塑性大変形解析により連続補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈挙動を明らかにする。また、第 2 章で求めた弾性横座屈荷重式を一般化細長比に適用した現行の設計指針²⁾における座屈曲線を用いて、弾塑性大変形解析より得られた弾塑性横座屈応力度を評価する。第 4 章では、弾塑性大変形解析により勾配曲げモーメントを受ける H 形鋼梁に取り付け連続補剛材の作用水平補剛力及び作用補剛モーメントについて、材端支持条件ごとに設定した必要補剛剛性比との関係から、補剛材に求められる耐力を把握する。第 5 章では、第 2 章~第 4 章までに得られた知見を結論として示す。

2. 勾配曲げモーメントを受ける連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈荷重

2.1 数値解析概要

本節では、数値解析全般の対象範囲、解析条件及び有限要素解析モデルを示す。数値解析には、有限要素法汎用プログラム ABAQUS6.14²⁴⁾を用いる。解析モデルは Fig.2 に示す二軸対称 H 形鋼である。H 形鋼梁を 4 節点シェル要素、水平補剛材を水平バネ要素、回転補剛材を回転バネ要素、柱の振り抵抗による端部の横曲げ拘束を梁端ウェブ中央に取り付け回転バネ要素に置換している。また、梁端の断面を剛体にすることで上下フランジ間の回転を固定し、反り固定を表している。梁端の荷重条件は勾配曲げモーメントとし、

Fig.2 Numerical Analysis Model

三角形分布の軸応力となる荷重を梁両端の上下フランジ中央及び各ウェブ節点に与える。なお、各荷重節点の位置は Fig.2 右下に示す通りであり、各節点の中立軸からの距離である $d_1 \sim d_3$ の位置に偶力を与え、曲げモーメントを作用させる。両端に作用させる偶力の大きさを変えることで、勾配曲げモーメントとしている。バネ要素を H 形鋼梁の材長方向に一定間隔 l' で設け、バネ要素 1 つ当たりの補剛剛性を $k_u l'$, $k_\beta l'$ とする。 k_u 及び k_β は、梁長(補剛間隔)方向に対する単位長さ当たりの水平補剛剛性及び回転補剛剛性であり、これらを総称して補剛剛性、 l' を補剛間隔と呼ぶ。 k_u : 補剛材による単位長さ当たりの水平補剛剛性(kN/mm²)、 k_β : 補剛材による単位長さ当たりの回転補剛剛性(kN/rad)である。ここで連続補剛材としては、屋根折板や材長方向に複数取りつく母屋材等が考えられるが、本論文では、実際の屋根折板が梁に溶接接合されたタイトフレームと山の部分でボルト接合されていると想定し、折板の隣り合う山と山の間隔(補剛間隔)を $l'=250$ mm とする。ただし、文献 14) と同様に、単位長さ当たりの補剛剛性を等しくし、補剛間隔を $l'=250 \sim 500$ mm に変化した場合であっても、 $l'=100$ mm における数値解析結果との誤差は 0.26%~2.75%であった。そのため、補剛間隔 $l'=100 \sim 500$ mm の範囲であれば、連続補剛とみなせることを確認した。なお、これらのモデル化について、荷重条件以外は文献 6) と同様である。

本論文では、文献 6) と同様、補剛剛性を表す指標として H 形鋼梁の曲げ剛性に対する補剛材の水平補剛剛性の比である水平補剛剛性比 $K_u/(EI_y/l')$, H 形鋼梁の振り剛性に対する補剛材の回転補剛剛性の比である回転補剛剛性比 $K_\beta/(GK_T/d)$ を用いる。ここで、 I_y : 梁の弱軸回りにおける、補剛材が取り付けフランジの断面二次モーメント、 G : 梁の弾性せん断係数($=E/2(1+\nu)$)、 K_T : フランジの振り定数、 l : 梁長、 d : 上下フランジ中心間距離である。また、 K_u (kN/mm)、 K_β (kN mm/rad) は補剛剛性 k_u , k_β に単位長さ 1mm を乗じた値とする。

H 形鋼梁と連続補剛材の接合を剛接合と仮定すると、屋根折板等の連続補剛材の水平及び回転補剛剛性は、折板の一山分の剛性として次式で求められる。このとき、 E : ヤング率、 I_b : 単位長さ 1mm 当たりの補剛材の断面二次モーメント、 A_b : 単位長さ 1mm 当たりの補剛材の断面積、 l_a : 並列する梁の間隔とする。

$$K_u = \frac{2EA_b}{l_a} \quad (1a), \quad K_\beta = \frac{12EI_b}{l_a} \quad (1b)$$

梁に取り付け連続補剛材として、既存の実構造物に使用されている屋根折板²⁵⁾が細幅 H 形断面(H-500×250×9×16)に取り付いた場合、

水平補剛剛性比 $1 \leq K_u/(EI_f/l^3) \leq 3$, 回転補剛剛性比 $0.01 \leq K_\beta/(GK_f/d) \leq 0.1$ となる。そこで、実際の屋根折板と様々な断面の H 形鋼梁の組み合わせを考慮し、解析対象とする補剛剛性値の範囲を $K_u/(EI_f/l^3) \leq 3$, $K_\beta/(GK_f/d) \leq 0.1$ とする。また、骨組における梁材端の横曲げ剛性は柱の振り剛性であり、次式で表される。

$$\overline{K}_f = M_T / \phi = GK_c / 2h_c \quad (2)$$

ここで、 M_T : 梁の横曲げ変形による曲げ振りモーメント、 ϕ : 横曲げ変形によって生じるウェブ中心における回転角、 GK_c : 柱の振り抵抗による St Venant 振り剛性、 h_c : 階高である。文献 6) では、実際の断面寸法をもとに、柱材の横曲げ剛性の範囲を検討している。柱梁耐力比を $M_{pc}/M_{pb}=1.3 \sim 2.0$, 階高を 3~5m と想定すると、柱材の横曲げ剛性は、 $\overline{K}_f = 10^{1.4} \sim 10^{5.4} \text{ kN mm/rad}$ が対象範囲となることから、本論文でもこの範囲を対象とする。詳細については Appendix I に示す。文献 6) と同様、断面の違いが梁の横座屈挙動に及ぼす影響を検討するために、梁の振り抵抗と曲げ抵抗の割合 $\chi^2 = (GK/d^2)/EI_f(\pi/l)^2$ を指標として 3 種類の断面を選定した。対象とした梁断面は細幅 H 形断面である H-600×200×11×17 及び H-500×250×9×16, 中幅 H 形断面である H-390×300×10×16, 断面形状比 b/h は 0.33, 0.5, 0.77 である。ここで、 $GK_b = 2GK_f + GK_w$, $EI_y = 2EI_f$ であり、 K_w はウェブの振り定数である。梁の横座屈細長比 λ_1 (以降細長比と呼ぶ) は、文献 22) と同様、次式で定義するものとし、本章では $\lambda_1 = 200, 240, 280$ を解析対象とする。

$$\lambda_1 = \frac{l}{i_1} \quad (3a) \quad \therefore i_1 = \sqrt{\frac{I_f}{A_1}} \quad (3b), \quad A_1 = A_f + \frac{A_w}{6} \quad (3c)$$

ここで、 i_1 : 横座屈断面二次半径、 A_1 : H 形鋼梁の有効断面積、 A_f : フランジ断面積、 A_w : ウェブ断面積である。

文献 5) の梁と同様、端部に作用する勾配曲げモーメント M_j を上下フランジに作用する軸荷重 P_{ij} に置き換える。ここで、 $i=1, 2$ はそれぞれ上、下フランジを、 $j=1, 2$ は左右の梁端を示している。補剛材は上フランジに取り付くものとし、補剛材が取り付けフランジを上フランジ、補剛材が取り付けかないフランジを下フランジと呼ぶ。また、左端のモーメント M_1 は基本的に右端のモーメント M_2 以上とし、補剛側が圧縮となる場合を Type A, 補剛側が引張となる場合を Type B とする。 M_1 に対する M_2 の割合をモーメント勾配 m と定義し、無補剛のときを m_N , Type A の荷重条件のときを m_A , Type B の荷重条件のときを m_B とする。左端で圧縮力が最大となる軸荷重が横座屈荷重 P_{cr} である。

2.2 基準補剛剛性比

本章における基準補剛剛性比の定義を示す。モーメント勾配によってモード移行する際の補剛剛性は異なることから、ここでは反り固定、等曲げモーメント作用時の座屈モードが $n=1$ から $n=2$ へ移行するときの補剛剛性比を基準補剛剛性比と定義する。 n は座屈モード次数であり、反り固定の場合、Fig.4 右のように $n=1$ で sine 半波形、 $n=2$ で sine 一波形となる。Fig.4 左に一例として H-500×250×9×16, $\lambda_1=200$ における Type A, Type B の必要補剛剛性比曲線をそれぞれ灰色線、黒線として示す。Type B の必要補剛剛性比曲線の漸近値を $k_{u,\min}$, $k_{\beta,\min}$ とし、 $k_{\min}(k_{u,\min}, k_{\beta,\min})$ を○で示し、基準補剛剛性比を設定する際の指標とする。原点、 $k_{\min}$ を通る直線と、Type A, Type B の必要補剛剛性比曲線との交点を基準補剛剛性比 ${}_AK_0(k_{u0}, {}_AK_{\beta0})$, ${}_BK_0$

Fig.3 Loading Conditions

Fig.4 Relations between Standard Lateral Rigidities and Standard Rotational Rigidities

(${}_BK_{u0}$, ${}_BK_{\beta0}$) と定義する (図中□, ■)。以降、これらのパラメータを用いて弾性横座屈荷重式を誘導する。

2.3 完全固定された梁の弾性横座屈荷重の導出

勾配曲げモーメントを受ける連続補剛 H 形鋼梁が横座屈するときのポテンシャルエネルギー U は文献 14) を参考に (4) 式のように示される。ここで、 Γ : 梁の曲げ振り定数、 K : 梁の振り定数、 P_{ij} : 梁両端の上下フランジ中心に作用する軸荷重、 u_i : 上下フランジの水平変形、 β : 梁の振れ変形である。(4) 式中の水平変形は、完全固定の場合、(5) 式で示す sine の合成波を仮定している。振れ変形については、未定係数を $a_1 \sim a_n$ の代わりに $b_1 \sim b_n$ とし、(5) 式と同形とすることから、本論文では省略している。ただし、梁の横座屈時、フランジの振れ抵抗及び補剛材の回転抵抗に伴い、Fig.1(b) に示すウェブの曲げ変形 α_i が生じることから、 GK_f と k_{β} による横座屈耐力への影響が低下する。そこで、本論文でも、 α_i による β の減少として (7a), (7b) 式左辺とし、右辺の τ_1 , τ_2 の割合として表現する。ここで、 τ_1 , τ_2 はウェブの曲げ変形に伴う振り剛性及び回転補剛剛性の低下率であり、これらは等曲げモーメントを受ける連続補剛 H 形鋼梁を対象とした文献 14) の (11), (12) 式として導かれている。これらを (11), (12) 式を (8a), (8b) 式として再掲する。また、式中の n は座屈モード次数である¹⁴⁾。以上より、(4) 式中の GK に τ_1 , τ_2 を適用すると、(9) 式のように表せる。反り固定を対象とした文献 5) では、(10) 式の k_{β} に τ_1 を乗じることで、勾配曲げモーメントを受ける場合でもウェブの曲げ変形による低下を考慮できることが示されており、本論文でも適用する。(4) 式に (5) 式を代入し、ウェブの曲げ変形 α_i ((7a)~(9) 式) を考慮した弾性横座屈荷重式は、(10) 式のように表すことができる。このとき、(10) 式は一例として、 $n=2$ まで適用した場合を示している。(10) 式より求められる行列式を P_{cr} に対して解くことで、弾性横座屈荷重式は、Type A のとき P_{11} , Type B のとき P_{21} となる。完全固定及び反り固定における連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈荷重とモーメント勾配の関係を Fig.5 に示す。対象は H-500×250×9×16, $\lambda_1=280$ であり、無補剛、 $0.5{}_BK_0$, ${}_BK_0$ とする。完全固定の場合を黒線で、反り固定の場合を灰色線で示す。また、有限要素法による数値解析結果 (○, ● 等) を示す。なお、反り固

エネルギー法による弾性横座屈荷重

$$U = \frac{1}{2} \int_0^l \left\{ EI_y u''^2 + EI \beta'^2 + GK \beta'^2 + k_u u_1^2 + k_\beta \beta^2 \pm \left(P_{11} - \frac{P_{12} - P_{12}}{l} x \right) u_1'^2 \pm \left(P_{21} - \frac{P_{22} - P_{22}}{l} x \right) u_2'^2 \right\} dx \quad (4)$$

$$u = a_1 \sin^2 \frac{\pi}{l} x + \dots + a_n \begin{cases} \sin^2 \left(\frac{10n\pi}{13l} x \right) & \left(0 \leq x < \frac{13l}{20n} \right) \\ \sin \left(-\frac{10n\pi}{7l} x + \frac{10\pi}{7} \right) & \left(\frac{13l}{20n} \leq x < \frac{l}{n} \right) \\ (-1)^n \sin \left(\frac{n\pi}{l} x - n\pi \right) & \left(\frac{l}{n} \leq x < \frac{(n-1)l}{n} \right) \\ (-1)^{n-1} \sin \left(\frac{10n\pi}{7l} x - \frac{10(n-1)\pi}{7} \right) & \left(\frac{(n-1)l}{n} \leq x < \frac{(20n-13)l}{20n} \right) \\ (-1)^{n-1} \sin^2 \left(-\frac{10n\pi}{13l} x + \frac{10n\pi}{13} \right) & \left(\frac{(20n-13)l}{20n} \leq x \leq l \right) \end{cases} \quad (5)$$

$$u = \frac{u_1 + u_2}{2} \quad (6a)$$

$$\beta = \frac{u_1 - u_2}{d} \quad (6b)$$

$$\beta - \alpha_1 = \tau_1 \beta \quad (7a)$$

$$\beta - \alpha_2 = \tau_2 \beta \quad (7b)$$

$$\tau_1 = \frac{\frac{6D_w}{d} \left\{ GK_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{2D_w}{d} \right\}}{\left\{ GK_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{4D_w}{d} + k_\beta \right\} \left\{ GK_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{4D_w}{d} \right\} - 4 \left(\frac{D_w}{d} \right)^2} \quad (8a) \text{ [文献 17](8a)式]}$$

$$\tau_2 = \frac{\frac{6D_w}{d} \left\{ GK_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{2D_w}{d} + k_\beta \right\}}{\left\{ GK_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{4D_w}{d} + k_\beta \right\} \left\{ GK_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{4D_w}{d} \right\} - 4 \left(\frac{D_w}{d} \right)^2} \quad (8b) \text{ [文献 17](8b)式]}$$

$$GK = GK_w + (\tau_1 + \tau_2) GK_f \quad (9)$$

$$\begin{bmatrix} 8EI_f \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + \frac{3}{4} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 & 0 & -\frac{d}{2} (1-m) P_{\sigma} + \frac{3}{8} k_u d \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 & B(1+m) P_{\sigma} d \\ 0 & AEI_f \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + \frac{67}{80} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 & B(1+m) P_{\sigma} d & -\frac{200}{91} (1-m) P_{\sigma} d + \frac{67}{160} k_u d \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \\ -\frac{d}{2} (1-m) P_{\sigma} + \frac{3}{8} k_u d \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 & B(1+m) P_{\sigma} d & 2d^2 EI_f \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + GK + \frac{3d^2}{16} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 + \frac{3}{4} k_\beta \tau_1 \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 & 0 \\ B(1+m) P_{\sigma} d & -\frac{200}{91} (1-m) P_{\sigma} d + \frac{67}{160} k_u d \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 & 0 & \frac{A}{4} d^2 EI_f \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + \frac{200}{91} GK + \frac{67d^2}{320} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 + \frac{67}{80} k_\beta \tau_1 \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} = 0 \quad (10)$$

$$A = \left\{ \left(\frac{40}{13} \right)^3 + 2 \left(\frac{20}{7} \right)^3 \right\}, B = \frac{20}{13} \left\{ -\frac{13}{33} \sin \left(\frac{7\pi}{20} \right) + 2 \left\{ \left(\frac{13}{14} \right)^2 - \left(\frac{13}{66} \right)^2 \right\} \cos \left(\frac{7\pi}{20} \right) + 2 \left\{ \left(\frac{13}{66} \right)^2 - \left(\frac{13}{14} \right)^2 \right\} \right\} - \frac{20}{7} \left\{ -\frac{49}{102} \cos \left(\frac{3\pi}{20} \right) + 2 \left\{ \left(\frac{7}{6} \right)^2 - \left(\frac{7}{34} \right)^2 \right\} \cos \left(\frac{3\pi}{20} \right) \right\}$$

定された梁の弾性横座屈荷重式は文献5)を参照されたい。完全固定及び反り固定における弾性横座屈荷重とモーメント勾配の関係を概ね捉えているものの、これらは(5)式の sine 関数で4次モードまで考慮した場合であり、曲げモーメントが勾配を有する場合には8×8行列とならざるを得ず、弾性横座屈荷重式を陽な形の式で表すことができない。そこで次節では、(10)式の各項の関係を考慮しつつ、より簡便な横曲げ拘束を受ける梁の弾性横座屈荷重式を提案する。

2.4 弾性横座屈評価式の提案

2.4.1 完全固定された連続補剛 H 形鋼梁弾性横座屈荷重式

等曲げモーメント作用時の完全固定された連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈荷重式を(12a), (12b)式として再掲する。設計規準²¹⁾では、単純支持を対象として、モーメント修正係数 C_1 ((13)式)を乗じることによって勾配モーメント作用時の横座屈荷重を導出しているものの、材端支持条件によってモーメント修正係数は異なることが示されている⁵⁾。ここで、モーメント修正係数とは材端支持条件を考慮した梁について、等曲げモーメントを受ける場合に対する勾配曲げモーメントを受ける場合の横座屈荷重の比である⁵⁾。

Fig.6 に、異なる材端支持条件に関する横座屈荷重上昇率とモーメント勾配の関係を示す。対象断面は H-390×300×10×16, H-500×250×9×16, H-600×200×11×17, 対象細長比は無補剛の場合で $\lambda_1=200, 240, 280$ である。横軸はモーメント勾配 m_N , 縦軸は横座屈荷重上昇率であり、等曲げモーメント作用時の横座屈荷重との比としている。単純支持, 反り固定, 完全固定における数値解析結果(×, ○, ●)を示す。灰色破線, 黒破線は、一例として、対象断面 H-500×250×9×16, 対象細長比 $\lambda_1=280$ における(10)式を4次モードまで考慮した式から求めた反り固定, 完全固定の場合の横座屈荷重上昇率である。灰色実線は文献5)の(16)式に示す反り固定の場合, 黒実線は本論文で提案する(17)式の完全固定の場合のモーメント修正係数である。なお、(17)式は設計規準²¹⁾に示す単純支持のモーメント

Fig.5 Relations between Elastic Lateral Buckling Load and Gradient of Flexural Moment

Fig.6 Relations between Ratio of Lateral Elastic Buckling Load and Gradient of Flexural Moment (No Bracing)

修正係数と同じものである。(17)式を採用した理由は、数値解析結果より求めた完全固定の横座屈荷重上昇率が単純支持の場合とほぼ等しいことによる。反り固定の場合には、左端では圧縮力が作用する上フランジに水平変形が生じ、下フランジも連動して同じ方向に座屈する。右端でも逆向きに同様の現象が発生するため、両端で水平変形の向きが逆になり、上下フランジが互いの変形を拘束するため単純支持の場合に比べて横座屈荷重上昇率が大きくなる。一方、

弾性横座屈評価式

$${}_n P_2 = \pm \frac{k_u}{2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 + \sqrt{\left\{ \frac{k_u}{2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \right\}^2 + \frac{2(n^2 - 5n + 15)}{5} \left[\frac{EI_f}{2} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \left\{ -\frac{(n-5)}{2} EI_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{GK}{d^2} - \frac{n-6}{5} k_u \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 + \frac{n+6}{10} \frac{k_\beta}{d^2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \tau_1 \right\} + \frac{k_u}{4} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \left\{ \frac{GK}{d^2} + \frac{n+6}{10} \frac{k_\beta}{d^2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \tau_1 + \frac{n+5}{500} k_u \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \right\} \right]} \quad (11)$$

[文献 6](11)式]

$${}_i P_3 = \pm \frac{3}{8} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 + \sqrt{\left\{ \frac{3}{8} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \right\}^2 + 8EI_f \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \left\{ 2EI_f \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + \frac{GK}{d^2} + \frac{3}{4} \frac{k_\beta}{d^2} \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \tau_1 + \frac{3}{8} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \right\} + \frac{3}{4} k_u \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \left\{ \frac{GK}{d^2} + \frac{3}{4} \frac{k_\beta}{d^2} \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \tau_1 \right\}} \quad (12a) \text{ [文献 6](12)式]}$$

$${}_n P_3 = \pm \frac{B}{4} k_u \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 + \sqrt{\left\{ \frac{B}{4} k_u \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \right\}^2 + AEI_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \left\{ \frac{A}{2} EI_f \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 + \frac{GK}{d^2} + B \frac{k_\beta}{d^2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \tau_1 + \frac{k_u}{2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \right\} + Bk_u \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \left\{ \frac{GK}{d^2} + B \frac{k_\beta}{d^2} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \tau_1 \right\}} \quad (12b) \text{ [文献 6](13)式]}$$

$$\therefore A = -0.36n + 2.9, \quad B = 0.07n + 0.6$$

$$C_1 = 1.75 + 1.05m + 0.3m^2 \leq 2.3 \quad (13) \quad C_1' = 0.375m + 1.375 \quad (14) \text{ [文献 5](17)式]}$$

$$C_2 = C_1 \quad (m \leq 0), \quad C_2 = C_1(1 + 0.25m) \leq 2.875 \quad (0 \leq m) \quad (15) \text{ [文献 5](16)式]} \quad C_2' = C_1' (0.1m + 1.1) \quad (16) \text{ [文献 5](18)式]}$$

$$C_3 = C_1 \quad (17) \quad C_3' = C_1' (0.23m + 1.23) \leq 2.3 \quad (18)$$

$${}_k \gamma_{a,b,N} = {}_k \gamma_{a,1,N} + ({}_k \gamma_{a,0,N} - {}_k \gamma_{a,1,N}) ({}_k \gamma_{1,b,N} - {}_k \gamma_{1,1,N}) / ({}_k \gamma_{1,0,N} - {}_k \gamma_{1,1,N}) \quad (0 \leq {}_k \gamma_{a,b,N} \leq 1) \quad (19)$$

ただし、完全固定 Type B は、 ${}_k \gamma_{1,0,3} = {}_k \gamma_{1,1,3}$ のため、 ${}_k \gamma_{a,b,N} = {}_k \gamma_{a,1,N} + ({}_k \gamma_{a,0,N} - {}_k \gamma_{a,1,N}) ({}_k \gamma_{1,b,N} - {}_k \gamma_{1,1,N}) (0 \leq {}_k \gamma_{a,b,N} \leq 1)$

$${}_A \gamma_{a,0,2} = 1 + 0.08a^2 - 0.53a \quad (20a) \quad {}_A \gamma_{a,1,2} = 0.11a^2 - 0.52a + 0.41 \quad (20b) \quad {}_A \gamma_{1,b,2} = 0.17b^2 - 0.72b + 0.55 \quad (20c)$$

$${}_B \gamma_{a,0,2} = 1 + 0.04a^2 - 0.2a \quad (21a) \quad {}_B \gamma_{a,1,2} = 0.1a^2 - 0.38a + 0.28 \quad (21b) \quad {}_B \gamma_{1,b,2} = 0.39b^2 - 1.23b + 0.84 \quad (21c)$$

$${}_A \gamma_{a,0,3} = 1 - 0.26a \quad (22a) \quad {}_A \gamma_{a,1,3} = 0.03a^2 - 0.23a + 0.2 \quad (22b) \quad {}_A \gamma_{1,b,3} = 0.34b^2 - 1.08b + 0.74 \quad (22c)$$

$${}_B \gamma_{a,0,3} = 1 - 0.01a \quad (23a) \quad {}_B \gamma_{a,1,3} = 0.013a^2 - 0.073a + 0.06 \quad (23b) \quad {}_B \gamma_{1,b,3} = \begin{cases} 0.71b^2 - 1.7b + 0.99 & (m < 0) \\ -0.25b + 0.25 & (m \geq 0) \end{cases} \quad (23c)$$

$${}_k C_2'' = (C_2 - C_2') {}_k \gamma_{a,b,2} + C_2' \quad (24) \quad {}_k C_3'' = (C_3 - C_3') {}_k \gamma_{a,b,3} + C_3' \quad (25)$$

$${}_k P_{cr2} = {}_k P_{cr2,m=1} C_2'' \quad (26) \quad {}_k P_{cr3} = {}_k P_{cr3,m=1} C_3'' \quad (27)$$

※添え字
i=1:上フランジ, 2:下フランジ,
j=1:左端, 2:右端, k=A or B (A:Type A, B:Type B)
N=1:単純支持, 2:反り固定, 3:完全固定

完全固定の場合、上下フラン

ジは材端で固定されており、

互いにフランジの変形がもう

一方のフランジの変形に影響

を与えないため、単純支持の

場合とほぼ等しい。逆対称曲

げモーメント時は梁の左右両

側で同時に座屈変形を生じる

ため、横座屈荷重が最大とな

る $m_N=0.8$ の場合に比べて横

座屈荷重上昇率が低下する。

$m_N=1$ 近傍での横座屈荷重上昇率の低下に対して、設計標準²¹⁾では単純支持の場合について等曲げモーメントが作用したときの荷重に 2.3 を乗じたものを横座屈荷重の上限としている。上限値を設けることで、設計標準²¹⁾における設計式は数値解析結果を下回る結果となった。完全固定の場合、単純支持の場合と数値解析結果は概ね等しいことから、単純支持のモーメント修正係数である(13)式が適用できる。なお、反り固定の場合の弾性横座屈荷重式及びモーメント修正係数については、文献 6(11)式を(11)式、文献 5(16)式を(15)式として本論文に再掲する。

Fig.7 に一例として Type B で連続補剛された H-500×250×9×16, $\lambda_t=280$ を対象に、(a)に単純支持、(b)に反り固定、(c)に完全固定におけるモーメント修正係数を示す。縦軸は横座屈荷重上昇率、横軸はモーメント勾配、パラメータは補剛剛性 ${}_B K_0$ である。単純支持、反り固定に関する横座屈荷重上昇率の傾向は文献 5)に詳述しているが、比較のために掲載している。材端支持条件によらず、補剛剛性が大きくなるにつれて横座屈荷重上昇率は低下し、基準補剛剛性比以上の場合、図中●、■、◆、▲に示すように、横軸 m_B が等しいと

Fig.7 Relations between Ratio of Lateral Elastic Buckling Load and Gradient of Flexural Moment (Type B)

き補剛剛性によらず横座屈荷重上昇率は一定となる。そこで、完全固定における基準補剛剛性比以上のモーメント修正係数として(18)式を提案する。単純支持、反り固定時には文献 5)で提案されており、本論文では(14)、(16)式として再掲する。

文献 5)では、単純支持、反り固定における基準補剛剛性比以上のモーメント修正係数について、文献 5(11)、(12)式より得られる解から、Fig.7(a)、(b)中の黒実線の C_1' 、 C_2' ((14)、(16)式)を近似的に導出している。(16)式は、単純支持の C_1' ((14)式)に、反り固定による横座屈荷重の上昇分を乗じており、本論文でも同様の評価手法を用いる。完全固定における基準補剛剛性比以上のモーメント修正係数 C_3' は、1~4 次モードを考慮した弾性横座屈荷重式を基に、Fig.7(c)中の黒実線として示される(18)式のように近似できる。完全固定の場合、(18)式が逆対称モーメント付近で(17)式の上限である 2.3 を超えることから、(18)式も同様に 2.3 を上限として設けている。

さらに、Fig.8 に Type B における逆対称曲げモーメント時のウェブ中央における水平変形 u 、上下フランジの水平変形 u_i を示す。(a)、(b)は無補剛、(c)、(d)は ${}_B K_{0,N}$ 、また、(a)、(c)は単純支持、(b)、(d)は

完全固定の場合である。ここで、添え字の N は材端支持条件、 ${}_B K_{0,N}$ は Fig.4 と同様求められた各材端支持条件の必要補剛剛性比曲線より得られた値である。

無補剛時、単純支持(Fig.8(a))と完全固定(Fig.8(b))のウェブ中央における水平変形 u について、端部の変形は異なるものの、 $u/l=0$ となる位置は $x/l=0.5$ で、上下フランジの最大変形位置は概ね等しい。単純支持で連続補剛が取り付けいた場合(Fig.8(c))、 $u/l=0$ となる位置は $x/l=0.7$ であり、無補剛の場合(Fig.8(a))と比べて梁右側に移動する。逆対称曲げモーメント時、上フランジは連続補剛により変形が拘束されるため、下フランジの圧縮側となる梁左側で座屈変形が大きくなり(下フランジ型座屈)、水平変形 u は $x/l=0.5$ に対して点対称でなくなる。このことから、無補剛のモーメント修正係数と比べて小さくなる。

一方で、完全固定で連続補剛が取り付け付く場合(Fig.8(d))、座屈変形が卓越する下フランジの水平変形 u_2 に着目すると、 $x/l=0.26$ で最大となっており Fig.8(c)の単純支持($x/l=0.23$)に比べて梁中央側に移動する。また、Fig.8(d)の完全固定では、Fig.8(c)の単純支持よりも梁左側で下フランジ座屈変形に伴う上フランジ変形 u_1 が小さくなっている。これは、完全固定の上フランジで最大変形を生じる圧縮領域(梁右側)のフランジが引張領域(梁左側)のフランジ変形を追従させるためであり、 $u_1/l=0$ となる位置は $x/l=0.40$ と、単純支持(Fig.8(c))に比べて左側に移動している。

結果的に、完全固定の場合、逆対称モーメント時に連続補剛が取り付けいても、無補剛の場合(Fig.8(b))と同様に、水平変形 u は $x/l=0.5$ に対して概ね点対称となる。以上より、完全固定におけるモーメント修正係数が無補剛と同等となり、単純支持(Fig.7(a))、反り固定(Fig.7(b))の傾向と異なった。

前述した通り、単純支持と完全固定の場合、無補剛におけるモーメント修正係数は概ね同様となる。しかし、単純支持の場合に比べて、完全固定の場合、基準補剛剛性比以上のモーメント修正係数は大きくなり、無補剛と連続補剛の差が小さい。これは、端部の固定度により連続補剛の効果が低下したことが一因として挙げられる。

一方、Fig.7(c)で○、□、◇、△は必要補剛剛性比以上の場合のモーメント修正係数(18)式を下限、無補剛の場合のモーメント修正係数(17)式を概ね上限として分布している。そこで、必要補剛剛性比以下の場合の横座屈荷重上昇率を把握するために、(19)式として補剛修正係数 $k\gamma_{a,b,N}$ を定義する。 $k\gamma_{a,b,N}$ は横座屈荷重上昇率を必要補剛剛性比から無補剛までの範囲を 0~1 と示したものである。補剛修正係数 $k\gamma_{a,b,N}$ は必要補剛剛性比以上の場合 0、無補剛の場合 1 となる。左添え字の k は A : Type A, または B : Type B である。 a は Fig.4 の基準補剛剛性比に対する水平補剛剛性比 $K_H/(EI_f/l^2)$ の比率、 b は基準補剛剛性比に対する回転補剛剛性比 $K_\theta/(GK_f/d)$ の比率である。

Fig.9 は一例として Type A の場合で完全固定、H-500×250×9×16、 $\lambda_1=280$ 、 $m=0$ を対象としている。縦軸は補剛修正係数 $\gamma_{a,b,3}$ 、横軸は上述の a である。ここで○、●等は数値解析結果より算出した値であり、無補剛の場合の横座屈荷重と基準補剛剛性比の連続補剛材が取り付けいたときの横座屈荷重の差に対する、任意の補剛剛性比の連続補剛材が取り付けいた場合の横座屈荷重の割合である。また、パラ

Fig.8 Distribution of Lateral Deformation (Type B)

Fig.9 Relations between Moment Correction Factor and Ratio of Required Lateral Rigidity (Type A)

Fig.10 Relations between Elastic Lateral Buckling Load and of Gradient Flexural Moment (Fully Fixed Support)

メータは上述の b であり、○、□、◇、△は $b=1$ 未満の場合、●、■、◆、▲は $b=1$ 以上の場合を示す。水平補剛剛性と回転補剛剛性の組み合わせの違いによって補剛修正係数 $\gamma_{a,b,3}$ は変化する。任意の補剛剛性の組み合わせ(ak_{a0} , $bk_{\theta 0}$)に対して補剛修正係数 $\gamma_{a,b,3}$ は(19)式のように導出した。 $\gamma_{a,b,3}$ の導出方法を以下に述べる。図の各線は $b=0 \sim 1.75$ の場合であり、図の(1,0)は基準補剛剛性比である。最初に、補剛修正係数 $\gamma_{a,b,3}$ は基準補剛剛性比(1,0)を通る $b=1$ の数値解析結果より近似した補剛修正係数 $\gamma_{a,1,3}$ ((22b)式)を下限、無補剛(0,1)を通る $b=0$ の数値解析結果より近似した補剛修正係数 $\gamma_{a,0,3}$ ((22a)式)を上限とした。そして、 $a=1$ のときの、 b による補剛修正係数(22c)式の変化率で補間した。また、前述したように、 $k\gamma_{a,b,N}$ は必要補剛剛性比以上の場合 0 であることから、 $\gamma_{a,b,3}=0$ を下限としている。これらより、図中灰色破線は、(19)式により表される $\gamma_{a,b,N}$ と

Fig.11 Relationship between Ratios of Fork Restraint and Rotational Rigidity for Beam Ends to Flexural Rigidity for Compressed Flanges

(a) No Bracing

Fig.12 Relations between Elastic Lateral Buckling Load and Gradient of Flexural Moment (Fork Restraint)

(b) Continuous Braces \$0.5B K_0\$

なり、数値解析結果をもとに直接近似した(22a)~(22c)式以外の式においても、任意の a , b の組み合わせに対して、数値解析結果と概ね一致している。また、反り固定の場合は(20a)~(20c)式の補剛修正係数で適用できることを確認している。したがって、反り固定のときは(15)式と(16)式を(19)式で補間した(24)式、完全固定のときは(17)式と(18)式を(19)式で補間した(25)式により、連続補剛された場合のモーメント修正係数は得られる。(24), (25)式を Fig.7 に灰色実線として示している。数値解析結果と線は概ね一致しており、(13), (15)式に上限値を設定することにより安全側となる。また、Type B の場合も同様の手法で補剛修正係数 $\lambda_{f,a,b,N}$ を(19)式として導出できる。そのときの(19)式中の各項は(21a)~(21c), (23a)~(23c)式で表される。

以上より、等曲げモーメント作用時の弾性横座屈荷重式である(11)式と(12a), (12b)式に(24), (25)式を乗じることで、勾配曲げモーメント作用時の反り固定と完全固定における弾性横座屈荷重式は(26), (27)式として表せる。

Fig.10 に H-500×250×9×16, $\lambda_1=280$ で、完全固定された連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈荷重とモーメント勾配の関係を示す。(10)式を灰色線で、(27)式を黒線で、数値解析結果を○, ●, ●で示す。パラメータは $0.25B K_0$, $0.5B K_0$, $B K_0$ である。縦軸は横座屈荷重 P_{cr} であり、横軸は上段を m_B , 下段を m_A としている。(27)式の Type B を左側から黒一点鎖線で、Type A を右側から黒実線で描き、両者の小さい方を弾性横座屈荷重とする。基本的に、Type A では上フランジ、Type B では下フランジで座屈変形が大きくなるが、Type A でモーメント勾配が大きくなる場合は例外的に下フランジで大きく座屈変形を確認している。Fig.10 でも、黒実線の Type A と黒一点鎖線の Type B の交点は図中に示すように $m_B > 1$ に位置し、Type A と想定された範囲であっても下フランジ座屈型となることが示されており、Type B の横座屈荷重を延長した黒一点鎖線 (Type A の横座屈荷重である黒実線との交点まで) で下フランジ座屈時の荷重を評価できる。また、(10)式より求めた弾性横座屈荷重式は数値解析結果と良い対応を示し、(27)式は $0.5 \leq m_B (=1/m_A) \leq 1.5$ で安全側、それ以外の範囲では概ね良い対応を示している。以上より、(27)式を用いて横座屈荷重の下限が抑えられていることが示された。

2.4.2 横曲げ拘束された場合の弾性横座屈荷重式

2.4.1 項では反り固定と完全固定の場合の勾配曲げモーメント作用時の弾性横座屈荷重式を陽な形で導出した。実際の柱における回

転拘束により横曲げ拘束を受ける場合の横座屈荷重は、横曲げ拘束度によって反り固定 kP_{cr2} (26)式と完全固定 kP_{cr3} (27)式の間となる。等曲げモーメント作用時⁶⁾と同様に、勾配曲げモーメント作用時でも横曲げ拘束度 $\bar{\tau}_f$ で補間することで横曲げ拘束下での弾性横座屈評価式を(28a)式として導出する。

$$kP_{cr,f} = (kP_{cr3} - kP_{cr2})\bar{\tau}_f + kP_{cr2} \quad (28a)$$

$$\bar{\tau}_f = \frac{\tau_f - 1}{3} \quad (28b) \quad \tau_f = 4 - \frac{3}{1 + 2s_f} \quad (28c) \quad s_f = \frac{\bar{K}_f}{I} \left/ \left\{ \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 EI_f \cdot \sqrt{\frac{C_2 + C_3}{2}} \right\} \right. \quad (28d)$$

ここで、 $\bar{\tau}_f$ は横曲げ拘束度と定義され、横曲げ自由(反り固定)で 0, 完全固定で 1 となるように、(28b)式のように表される。式中の τ_f は、柱による梁端の横曲げ拘束の割合である。これは、(28c)式に示すように端部回転剛性比 s_f で表したものであり、1~4 の間となる。 s_f は圧縮側フランジの曲げ剛性に対する横曲げ剛性の比であり、(28d)式に示す通りである。また、 $\bar{K}_f$ は横曲げ剛性(kN mm/rad)である。

また、単純支持から反り固定までの(反り拘束を受ける)梁の横座屈荷重式は、文献 5)より次式で提案されている。

$$kP_{cr,w} = (kP_{cr2} - kP_{cr1})(\bar{\tau}_w + 1) + kP_{cr1} \quad (29a)$$

$$\bar{\tau}_w + 1 = \frac{\tau_w - 1}{3} \quad (29b) \quad \tau_w = 4 - \frac{3}{1 + 2s_w} \quad (29c) \quad s_w = \frac{\bar{K}_w}{I} \left/ \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 EI_f \right. \quad (29d)$$

ここで、 $\bar{K}_w$ は反り剛性であり、文献 4)の(23)式に示すとおりである。ただし、本論文では、単純支持から完全固定までの範囲を網羅するために、反り拘束度の範囲を $-1 \leq \bar{\tau}_w \leq 1$ と設定しており、それに適用させるために(29a), (29b)式を変更している。

Fig.11 に横曲げ拘束度 $\bar{\tau}_f$ と端部回転剛性比 s_f の関係を示す。縦軸は(28b)式の横曲げ拘束度、横軸は(28d)式の端部回転剛性比である。○, ●等は、梁材端支持条件、補剛形式、補剛剛性、モーメント勾配の異なる数値解析結果を(28a)式の kP_{cr1} , kP_{cr2} , kP_{cr} に代入し、 $\bar{\tau}_f$ を逆算して求めている。また、×は数値解析結果を文献 2)(18)式より逆算した値である。(28b)式の黒実線は、 s_f が大きくなると、完全固定である 1 に収束していく。文献 2)で横曲げ拘束度を評価した場合、×は図中黒実線に対して危険側となる。これは、文献 2)では等曲げモーメント作用時を対象としており、モーメント勾配の影響を考慮していないためである。したがって、本論文では文献 2)(20)式にモーメント修正係数((15), (17)式)を加味することで、(28a)~(28d)式を用いて横曲げ拘束度を評価する。モーメント勾配が異なる場合でも、数値解析結果のばらつきは小さく、黒実線は傾向を捉えられ

ていることから、(28b)式によって反り固定と完全固定の間となる横曲げ拘束度を評価できることが示された。

Fig.12 に H-500×250×9×16, $\lambda_1=280$ で、横曲げ拘束された場合の弾性横座屈荷重とモーメント勾配の関係を示す。(a)は無補剛の場合、(b)は連続補剛された場合($0.5B K_0$)であり、パラメータは横曲げ拘束度 $\bar{\tau}_f$ である。黒実線は

(28a)式、灰色破線は文献 5)(12)式と(10)式である。Fig.10 では理想的な境界条件(完全固定)における弾性横座屈荷重を示したが、反り固定 $\bar{\tau}_f=0$ を下限、完全固定 $\bar{\tau}_f=1$ を上限として任意の横曲げ拘束度を有する梁についても数値解析結果と各線が概ね対応しており、(28a)式の弾性横座屈荷重式で評価できることが示された。

2.5 材端支持条件、モーメント勾配による必要補剛剛性比の変化

2.5.1 材端支持条件による必要補剛剛性比の変化

Fig.13 に、一例として H-500×250×9×16, $\lambda_1=200$, Type B における必要補剛剛性比曲線を示す。黒点線は単純支持、黒実線は反り固定、灰色点線は完全固定の場合である。●は反り固定の場合の $k_{\min}$ であり、原点と赤丸プロットを結ぶ直線を黒破線で示している。 $k_{\min}$ は 2.2 節で述べた通り、Type B の必要補剛剛性比曲線の漸近値で求められ、材端支持条件によって異なる。本論文では反り固定の $k_{\min}$ と原点を結ぶ直線と各材端支持条件の必要補剛剛性比曲線との交点を必要補剛剛性比とする。また、任意の反り拘束度における必要補剛剛性比を単純支持と反り固定における必要補剛剛性比で線形補間すれば、必要補剛剛性比 ${}_k K_{0,\bar{\tau}}$ は(30)式上段($\bar{\tau} < 0$ の場合)として表せる。また、反り固定と完全固定の間の拘束度を有する横曲げ拘束度についても同様に考え、(30)式下段($\bar{\tau} \geq 0$ の場合)として表せる。

$${}_k K_{0,\bar{\tau}} = \begin{cases} ({}_k K_{0,\bar{\tau}=0} - {}_k K_{0,\bar{\tau}=1}) \bar{\tau} + {}_k K_{0,\bar{\tau}=0} & (\bar{\tau} < 0) \\ ({}_k K_{0,\bar{\tau}=1} - {}_k K_{0,\bar{\tau}=0}) \bar{\tau} + {}_k K_{0,\bar{\tau}=0} & (\bar{\tau} \geq 0) \end{cases} \quad (30)$$

ここで、 $\bar{\tau} (= \bar{\tau}_w) = -1$ は単純支持、 $\bar{\tau} (= \bar{\tau}_w = \bar{\tau}_f) = 0$ は反り固定、 $\bar{\tau} (= \bar{\tau}_f) = 1$ は完全固定であり、 $-1 \leq \bar{\tau} (= \bar{\tau}_w) < 0$ は反り拘束、 $0 \leq \bar{\tau} (= \bar{\tau}_f) \leq 1$ は反り固定を前提とした横曲げ拘束を示す。つまり、単純支持から完全固定までの梁端拘束度を一つの記号 $\bar{\tau}$ で表すこととする。

(30)式により、各材端支持条件における必要補剛剛性比を定義する。

2.5.2 モーメント勾配による必要補剛剛性比の変化

モーメント勾配が大きくなると、高次モードの寄与が大きくなるため、基準補剛剛性比はモーメント勾配の影響を受ける。Fig.14 に H500×250×9×16, $\lambda_1=240$, Type B の場合で、反り固定における基準補剛剛性比に対する補剛剛性比の割合と横座屈荷重の関係を示す。縦軸は反り固定における基準補剛剛性比に対する補剛剛性比の割合、横軸は(10)式より得た横座屈荷重である。Fig.14 では補剛剛性比の増加とともに、横座屈荷重が一定の割合で増大するが、耐力増大率が緩やかになる点がある。本論文では、Fig. 14 の関係を一階微分して得られる耐力増大率の、初期勾配に対する低下開始点を座屈モード移行点(図中△)とする。ここで得られた座屈モード移行時の補剛剛性比をモーメント勾配で整理すると、Fig.15 となる。数値解析結果は、材端支持条件によらず(31)式で近似でき、逆対称モーメント時は無補剛で二次モードとなることから、無補剛時の数値解析

Fig.13 Difference of K_0 Based on the Boundary Conditions

Fig.14 Relations Between $K_{0,m}/K_{0,m=-1}$ and P_{cr}

Fig.15 Relations Between $K_{0,m}/K_{0,m=-1}$ and m

Table1 Material Properties

$E(\text{N/mm}^2)$	2.06×10^5
$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	294
$\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	436
$E_{st}(\text{N/mm}^2)$	2.74×10^3

Fig.16 Initial Imperfection for Elastoplastic Buckling Analysis

結果は 0 となるものの、本論文では $m=0.5$ のときの v を下限とする。

ここで、 m_N , m_A , m_B を総称して m で表す。

$${}_k K_{0,m} = {}_k K_{0,\bar{\tau}=0} \cdot v \quad (31)$$

$$v = 0.25m^2 - 0.5m + 0.25 \geq 0.065$$

以上より、(30)、(31)式で材端支持条件、モーメント勾配によらず必要補剛剛性比を定めることができた。そこで、第 3 章の弾塑性横座屈応力度評価、第 4 章の最大補剛力比の上限値評価では、この必要補剛剛性比を用いる。

3. 勾配曲げモーメントを受ける横曲げ拘束下での連続補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈

3.1 弾塑性大変形解析概要

数値解析モデルは前章と同様である。本章では弾塑性大変形解析を行うため、鋼種に SS400 を想定した材料特性を Table 1 に示す。H 形鋼梁の材料特性にはバイリニア型を適用している。補剛材であるバネ要素は弾性とし、数値解析における補剛間隔 l' は 2 章と同様、250mm としている。梁の初期不整は文献 14)と同様であり、Fig.16 に示す面外方向に最大値が材長の $l/2500$ となる sine 半波、最大値が $l/10000$ となる sine 一波を足し合わせた水平変形と、 x 軸回りで材長の $l/2500(d/2)$ となる sine 半波の振れ変形としている。この初期不整は、単純支持梁の弾性固有値解析による 1 次モードと 2 次モードに相当し、かつ簡便な初期不整形としてしている。1 次モードの最大初期不整量は、文献 1)の無補剛の梁の実験結果と対応するように定めており、実験結果と数値解析モデルとの比較を文献 6)に示している。また、文献 26)でも sine 半波と一波の足し合わせによる初期不整が与えられており、横座屈に対する弾塑性解析の初期不整として妥当であると考えられる。なお、初期不整形はそれぞれの条件に応じた弾性固有値解析から得られるものの、その大きさに対する妥当性は必ずしも検証されていないことから、本論文では初期不整形及びその大きさは材端支持条件や補剛剛性によらず同じものを採用した。弾塑性大変形解析における制御方法は、弧長増分法の 1 つである Riks 法を採用している。

3.2 弾塑性横座屈性状

Figs.17, 18 に H 形鋼梁の弾塑性横座屈性状を示す。対象は Type

B の場合で、細幅 H 形断面 H-500×200×9×16, $\lambda_1=280$, 補剛剛性を $0.5B K_0$ としている。Fig.17 はモーメント勾配を, Fig.18 は横曲げ拘束度をパラメータとしている。縦軸は梁左側で最大となる作用軸荷重 P_{21} を降伏軸荷重 P_y で除した値, 横軸は荷重作用時に u が最大となる位置における, 材長に対する(a)水平変形 u の割合, (b)捩れ変形 β である。Fig.17 より, モーメント勾配 m_B が大きいほど最大荷重が上昇している。モーメント勾配による等曲げモーメント時からの最大荷重の上昇分は, $m=0.0$ で 1.17 倍, $m=1.0$ で 1.35 倍となっている。Fig.18 より, 横曲げ拘束度が大きくなるほど最大荷重が上昇している。端部拘束度による単純支持からの最大荷重の上昇分は, $\bar{\tau}=0$ で 1.22 倍, $\bar{\tau}=1.0$ で 1.65 倍となっている。Fig.17 より, 最大耐力時の u/l , β は $m_B=0$ で最も大きい。Fig.18 では, $\bar{\tau}$ が大きくなると, 端部の変形が拘束されるため, 最大耐力時の u/l , β が小さくなる。

3.3 弾塑性横座屈応力度評価

設計規準・指針²¹⁾²²⁾における弾塑性横座屈応力度評価に用いられている, 曲げ材の一般化細長比 λ_b 中の弾性横座屈荷重式には, 連続補剛効果や横曲げ拘束効果, 反り拘束効果が考慮されていない。そこで, 2 章で算出した(28a), (29a)式の弾性横座屈評価式 $k P_{cr}$ を用いた, 次式で示す修正一般化細長比を提案する。

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}} = \sqrt{\sigma_y / \frac{k P_{cr}}{A_1}} \quad (32)$$

Fig.19 に弾塑性横座屈応力度評価を示す。横軸は(32)式の修正一般化細長比, 縦軸は弾塑性大変形解析により求めた最大軸荷重 P_{max} を等価断面積 A_1 で除した弾塑性横座屈応力度 σ_{max} と降伏応力度 σ_y の比である。モーメント勾配が大きいほど数値解析結果が上昇し, $\sigma_{max} / \sigma_y \geq 0.6$ の弾塑性域では, 対応する各モーメント勾配の座屈曲線を概ね下限として分布している。よって, (32)式の修正一般化細長比を適用した設計指針²²⁾の座屈曲線により, 弾塑性横座屈応力度を概ね評価できる。

4. 勾配曲げモーメントを受ける横曲げ拘束下での上フランジ連続補剛 H 形鋼梁の補剛力上限値評価

4.1 弾塑性大変形解析概要

本章では, 前章と同様, 弾塑性大変形解析を行い, 補剛材に作用する水平補剛力・補剛モーメントを把握する。解析モデルは Fig.2 と同様であり, 初期不整は補剛材にとって厳しい条件として, 最大値が JASS6²⁷⁾で規定されている最大許容誤差 $l/1000$ となる sine 半波を与える(Fig.20)。補剛力の検討に関する既往の研究²⁸⁾²⁹⁾でも同様の初期不整を与えていることから, 本章でもこの初期不整を採用した。対象とする梁断面, 横座屈細長比, 補剛剛性は 3 章と同様である。

水平補剛力と補剛モーメントは, 最大軸荷重時に補剛材に働く力またはモーメントであり, 水平補剛力 F_{max} は, Fig.21(a)に示す水平補剛剛性 k_u と上フランジの水平変形 u_1 の積, 補剛モーメント M_{max} は, Fig.21(b)に示す回転補剛剛性 k_β と補剛点の回転変形角 $(\beta - \alpha_1)$ の積としている。以降, この水平補剛力と補剛モーメントを総称して, 補剛力と呼ぶ。また, 評価指標として, 梁のフランジに作用する最大軸力 P_m に対する F_{max} の比 F_{max}/P_m と, 梁の最大曲げモーメント M_m

Fig.19 Evaluation of Lateral Elasto-plastic Buckling Stress

Fig.20 Initial Imperfection for Bracing Fig.21 Definition of Bracing Forces Force Evaluation

Fig.22 Distribution of Bracing Force

に対する M_{max} の比 M_{max}/M_m を用いる。それぞれの評価指標を水平補剛力比, 補剛モーメント比と呼ぶ。

4.2 水平補剛力比・補剛モーメント比分布

Fig.22 に材長方向の補剛力比分布を示す。H-500×200×9×16, $\lambda_1=280$, $0.5B K_0$, $\bar{\tau}=0.5$ の梁を一例とし, モーメント勾配 m_B をパラメータとする。(a), (b)は Type A について, (c), (d)は Type B について水平補剛力比と補剛モーメント比を示す。各線は数値解析結果, 縦軸は最大軸荷重時の単位幅当たりの補剛力比の分布であり, 横軸は材長方向の位置 x/l を示している。Type A, Type B とともに, モーメント勾

配が大きくなるにつれて水平補剛力比及び補剛モーメント比の最大値が小さくなっている。また、 $m_B = -1.0$ では梁中央で最大補剛力比となる sine 半波形だが、モーメント勾配が大きくなると、最大補剛力比となる位置が梁の左側へ移行している。

4.3 最大水平補剛力比・補剛モーメント比の評価

Fig.23 に端部拘束度 $\bar{\tau}$ による水平補剛力及び補剛モーメントの変化率 ζ_f , ζ_m を示す。縦軸は、Type A, Type B それぞれについて、各モーメント勾配、補剛剛性比が異なるときの単純支持の場合 ($\bar{\tau} = 1$) に対する、最大補剛力の変化率、横軸は端部拘束度である。概ね数値解析結果の中心となる次式を Fig.23 中の黒線で示す。

$$\zeta_f = 1 - 0.275(\bar{\tau} + 1) \quad (33) \quad \zeta_m = 1 - 0.22(\bar{\tau} + 1) \quad (34)$$

Fig.24 にモーメント勾配 m_A, m_B による水平補剛力及び補剛モーメントの変化率 κ_f , κ_m を示す。縦軸は各端部拘束度、補剛剛性での $m_A, m_B = -1$ 時の補剛力に対する、最大補剛力変化率、横軸はモーメント勾配である。 m_A, m_B が大きくなると上下フランジの水平変形が sine 一波形に近づき、最大変位が小さくなるため補剛力が低下する。概ね数値解析結果の中心となる次式を Fig.24 中の黒線で示す。

$$\kappa_f = 0.45m^2 - 0.39m + 0.16 \geq 0.076 \quad (35)$$

$$\kappa_m = 0.3m^2 - 0.43m + 0.27 \geq 0.116 \quad (36)$$

ここで、(35), (36)式の極小値である 0.076, 0.116 を下限値とした。

Fig.25 に補剛力比の数値解析結果と評価式の関係を示す。縦軸は最大補剛力比、横軸は既往の文献 6) で採用されている(23)式の等価補剛剛性 K' とし(37)式として再掲する。

$$K' = (k_u / k_{u0}) \cdot (k_\beta / k_{\beta 0}) \chi^2 \quad (37) \text{ [文献 6)(23)式]}$$

$$\chi^2 = (GK/d^2) / EI_y (\pi/l)^2$$

等曲げモーメントが作用した場合の評価式¹⁴⁾の右辺に Fig.23, 24 で求めた端部拘束度による変化率(33), (34)式とモーメント勾配による変化率(35), (36)式を乗じたものが次式である。

$$F_{\max} / P_m = 0.0028(0.8 + 1/\sqrt{K'}) (\zeta_f \cdot \kappa_f) \quad (38)$$

$$M_{\max} / M_m = 0.004(0.8 + 1/\sqrt{K'}) (\zeta_m \cdot \kappa_m) \quad (39)$$

Fig.25 では $\bar{\tau}$ と m の違いによらず統一的に評価するために縦軸 $F_{\max}/P_m$, $M_{\max}/M_m$ を(38), (39)式の $\zeta_f \cdot \kappa_f$, $\zeta_m \cdot \kappa_m$ で除している。ここでは $\bar{\tau}$ と m をパラメータとしている。数値解析結果はほとんど(a), (b)中の実線で示した(38), (39)式を下回っており、これらの式を上限として分布している。

以上より、単純支持の場合と同様、反り拘束、横曲げ拘束された H 形鋼梁が勾配曲げモーメントを受ける場合の連続補剛材の補剛力比の上限値を評価できることが示された。

5 結

- 1) 完全固定における勾配曲げモーメントを受ける連続補剛 H 形鋼梁の弾性横座屈荷重をエネルギー法で(10)式として誘導し、各項の関係を考慮して陽な形で弾性横座屈荷重式(12a), (12b), (17)式を導出した。また、反り固定に関しては、既往の研究⁹⁾で算出されているが、反り固定の基準補剛剛性比に対する補剛修正係数を(20a)~(21c)式を用い、新たに(19)式として導出した。
- 2) 横曲げ拘束された場合の弾性横座屈荷重式は、反り固定と完全

固定を補間した横曲げ拘束度により(28a)式として誘導した。そして、(28a)式と有限要素法による弾性固有値解析結果は概ね対応しており、(28a)式の妥当性を明らかにした。

- 3) (32)式の修正一般化細長比を適用した設計指針²²⁾の座屈曲線により、勾配曲げモーメントを受け、横曲げ拘束された連続補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈応力度を概ね評価できることを示した。
- 4) 単純支持で等曲げモーメントが作用したときの補剛力比の評価式¹⁴⁾に、反り拘束及び横曲げ拘束による補剛力変化率(33), (34)式、モーメント勾配による補剛力変化率(35), (36)式を乗じること、反り拘束及び横曲げ拘束され、勾配曲げモーメントが作用するときの最大補剛力比の上限値を(38), (39)式で評価できることを示した。

なお、実構造物では屋根折板が雨勾配を有し、梁の鉛直変形時にその変形の水平成分が梁を横方向に変形させる応力となる。屋根折板の勾配による横座屈耐力の影響について今後検討する必要がある。

参考文献

- 1) Suzuki, T. and Kimura, Y.: Lateral Buckling of H-Shaped Beams with Warping Restraint of Beam-to-Column Joints, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.537, pp.115-120, 2000.11 (in Japanese)
- 2) Suzuki, T. and Kimura, Y.: Buckling Length of H-shaped Beams in Steel Rigid Frame, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.521, pp.127-132, 1999.7 (in Japanese)
- 3) Ikarashi, K., Tomo, N. and Wang, T.: Effect of Boundary Conditions and End Moment Ratio on Elastic Lateral Buckling Strength of H-shaped Beams, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.76, No.670,

pp.2173-2181, 2011.12 (in Japanese)

- 4) Kimura, Y., Miya, M., Liao, W.: Effect of Restraint for Continuous Braces on Lateral Buckling Load for H-Shaped Beams to Column Joint, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.751, pp.1353-1363, 2018.9 (in Japanese)
- 5) Kimura, Y. and Miya, M.: Effect of Warping Restraint of Beams to Column Joint on Lateral Buckling Behavior for H-Shaped Beams with Continuous Braces Under Gradient Flexural Moment, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.84, No.766, pp.1601-1611, 2019.12 (in Japanese)
- 6) Kimura, Y. and Sato, Y.: Effect of Warping Restraint of Beams to Column Joint on Lateral Buckling Behavior for H-Shaped Beams with Continuous Braces Under Gradient Flexural Moment, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.86, No.779, pp.145-155, 2021.1 (in Japanese)
- 7) Yoshino, Y. and Kimura, Y.: The Tests on Lateral Buckling of H-shaped Steel Beams with Folded-Roof Plates under Cyclic Load, Proceedings of Constructional Steel, Vol.24, pp.810-813, 2016.11 (in Japanese)
吉野裕貴, 木村祥裕: 繰返し载荷を受ける屋根折板つき H 形鋼梁の横座屈載荷実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 24 巻, pp.810-813, 2016.11
- 8) Suzuki, A. and Kimura, Y.: Cyclic Behavior of Component Model of Composite Beam Subjected to Fully Reversed Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, 145(4), 04019015, 2019.4
- 9) Suzuki, A., Abe, K., Suzuki, K. and Kimura, Y.: Cyclic Behavior of Perfobond Shear Connectors Subjected to Fully Reversed Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, 147(3), 04020355, 2021.3
- 10) Suzuki, A., Abe, K. and Kimura, Y.: Restraint Performance of Stud Connection during Lateral-Torsional Buckling under Synchronized In-Plane Displacement and Out-of-Plane Rotation, Journal of Structural Engineering, 146(4), 04020029, 2020.4
- 11) Kimura, Y. and Yoshino, Y.: Required Bracing Capacity on Lateral Buckling Strength for H-Shaped Beams with Bracing, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.76, No.670, pp.2143-2152, 2011.12 (in Japanese)
- 12) Kimura, Y. and Yoshino, Y.: Effect of Lateral and Rotational Restraint for Bracings on Lateral Buckling Load for H-Shaped Beams under Moment Gradient, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.700, pp.761-770, 2014.6 (in Japanese)
- 13) Kimura, Y., Matsuo, T. and Yoshino, Y.: Estimation of Elasto-Plastic Lateral Buckling Stress for H-Shaped Beams with Lateral-Rotational Braces on Subjected to Axial Force and Flexural Moment, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.703, pp.1299-1308, 2014.9 (in Japanese)
- 14) Kimura, Y., Yoshino, Y. and Ogawa, J.: Effect of Lateral-Rotational Restraint and Strength of Continuously Braces on Lateral Buckling Load for H-Shaped Beams, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.683, pp.193-201, 2013.1 (in Japanese)
- 15) Kimura, Y. and Yoshino, Y.: Effect of Lateral-Rotational Restraint of Continuous Braces on Lateral Buckling Strength for H-Shaped Beams with Flexural Moment Gradient, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.726, pp.1309-1319, 2016.8 (in Japanese)
- 16) Kimura, Y., Sugita, Y. and Yoshino, Y.: Effect of Lateral-Rotational Restraint of Continuous Braces on Lateral Buckling Strength for H-Shaped Steel Beams with Compressive Axial Force and Flexural Moment, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.726, pp.1321-1331, 2016.8 (in Japanese)
- 17) Kimura, Y. and Sugita, Y.: Effect of Lateral-Rotational Restraint by Continuous Braces on Lateral Buckling Strength for H-Shaped Beams with Gradient Flexural Moment and Compressive Axial Force, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.82, No.741, pp.1799-1809, 2017.11 (in Japanese)
- 18) Tsuda, K. and Kido, M.: Buckling Strength of Columns Braced Continuously with Varying Axial Force: Flexural buckling of compressive flange of H-shaped steel restrained by web or slab-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.690, pp.1513-1521, 2013.8 (in Japanese)

- 19) Matsui, R., Yamaura, Y. and Takeuchi, T.: Lateral Bracing Requirements for H-Section Beams with Supports Attached to Top Flange Subjected to Cyclic Antisymmetric Moment, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.690, pp.1485-1492, 2013.8 (in Japanese)
- 20) Architectural Institute of Japan (AIJ): Stability Problems of Steel Structures 2013, 2013.6 (in Japanese)
日本建築学会: 鋼構造の座屈に関する諸問題 2013, 2013.6
- 21) Architectural Institute of Japan (AIJ): Design Standard for Steel Structures, 2005
日本建築学会: 鋼構造設計標準, 2005
- 22) Architectural Institute of Japan (AIJ): Recommendation for Limit State Design of Steel Structures, 2010 (in Japanese)
日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010
- 23) American Institute of Steel Construction (AISC): Steel Construction Manual, 2005
- 24) ABAQUS/Standard User's Manual version 6.14, 2014.4
- 25) Japan Steel Corporation: Material Handbook for Buildings, 2019 (in Japanese)
日本製鉄株式会社: 建築用資材ハンドブック, 2019
- 26) Idota, H., Kato, Y. and Ono, T.: Lateral Bracing Spacing and Strength of H-Shaped Steel Beams under Cyclic Loading, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.693, pp.1989-1998, 2013.11 (in Japanese)
- 27) Architectural Institute of Japan (AIJ): Japanese Architectural Standard Specification 6, 2018
日本建築学会: 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2018
- 28) Suzuki, T.: Lateral Bracing Forces on Beams and Columns, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.41, pp.295, 1966.10 (in Japanese)
- 29) Ono, T., Ishida, T. and Shimono, K.: A Study on Bracing for Steel Column and Beam Considering Limit State, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.469, pp.117-125, 1995.3 (in Japanese)

Appendix I

Fig.A1 に、柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb} と実際の柱材による横曲げ剛性 $\bar{K}_r$ の関係を示す。実際の断面寸法²²⁾をもとに、柱の種類は箱形鋼柱(柱せい 300~600mm)、中幅 H 形鋼柱(柱せい 400~600mm)、広幅 H 形鋼柱(柱せい 350~500mm)、階高は 3~5m を検討対象とした。柱梁耐力比を $M_{pc}/M_{pb}=1.3\sim 2.0$ と想定すると、柱の振り抵抗により $\bar{K}_r=10^2\sim 10^5\text{ kN mm/rad}$ が横曲げ剛性の範囲となる。また、一般的には柱仕口部分には 4 方向に梁が取り付くため、横曲げ剛性の下限値を $\bar{K}_r=10^2$ の 1/4 である $25\approx 10^{1.4}$ とする。

Fig.A1 Relation between Column-to-beam's Rotational Rigidity and Strength Ratio

Appendix II

Fig.A2 に単純支持、完全固定における 2.5 倍の基準補剛剛性比が取り付けられた場合の座屈時水平変形を示す。Fig.A2(a)の単純支持の場合、上下フランジの水平変形 u_1 , u_2 及び梁の水平変形 u は、Fig.8(c)に示す基準補剛剛性比の 1 倍の場合とほぼ同様となる。一方で、Fig.A2(b)の完全固定では、上フランジ水平変形 u_1 が 3 つの極値を有しており、その水平変形は梁中央で最大となる。Fig.8(d)に示す基準補剛剛性比 1 倍では、Fig.A2(b)に類似した変形に移行しつつあり、結果的に梁右側で変形が拘束されている領域が、Fig.8(b)に比べて長くなっている。このため、0.7l で上フランジ水平変形 u_1 が最大となり、Fig.8(b)の無補剛時と同様に上下フランジで最大点が逆側となっている。

Fig.A2 Lateral deformation of sufficiently restrained beam with fully fixed support

EFFECT OF FORK RESTRAINT OF COLUMN ON LATERAL BUCKLING BEHAVIOR FOR H-SHAPED STEEL BEAMS WITH CONTINUOUS BRACES UNDER FLEXURAL MOMENT GRADIENT

Yoshihiro KIMURA^{*1}, Yui SATO^{*2} and Atsushi SUZUKI^{*3}

^{*1} Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku Univ., Dr.Eng.

^{*2} JFE Civil Engineering & Construction Corp., Inc., M.Eng. (Former Grad. Student, Graduate School of Eng., Tohoku Univ.)

^{*3} Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku Univ., Dr.Eng.

When a steel moment-resisting frame is subjected to a seismic force, the flexural moment gradient is carried to H-shaped beams. In actual space structures, deep and slender beam sections are utilized for main beams to effectively increase the bending stiffness and strength. However, such beams possibly demonstrate the lateral buckling prior to reaching the plastic strength. Therefore, a significant number of lateral braces have to be installed along a beam to constraint the lateral buckling deformation (AIJ 2010).

In the meantime, a beam in a building structure possesses continuous braces such as the folded-roof plates on the top flange. These non-structural members are not considered as the lateral or rotational braces; however, they may provide the restraint effect preventing the lateral buckling of beams. Further, the beams are generally jointed to the box-section column possessing a high torsional rigidity. Consequently, the beam receives a fork restraint at the beam end by virtue of the column torsional rigidity, resulting in the enhancement of lateral buckling strength. In the latest research, Kimura and Sato (2021) had investigated the continuously braced H-shaped beams with the fork restraint subjected to uniform bending. In their research, it had been verified that the H-shaped beams with the fork restraint demonstrate more significant lateral buckling strength with a certain degree in between the warping restraint and fully fixed supports.

Besides, the flexural moment presents the gradient along the H-shaped beam during the seismic force. This flexural moment gradient influences the lateral buckling strength; however, this concern was untouched in the previous research (Kimura and Sato 2021). Hence, this research clarifies the lateral buckling behavior of continuously braced H-shaped beams with the fork restraint under the flexural moment gradient. There are two types of loading conditions (Type A and Type B) depending on the magnitude of the axial force at the left side of the beam. Type A corresponds to the case that the compressive load of the top flange is greater than that of the bottom flange. Inversely, the compressive load of the top flange becomes smaller than the one of the bottom flange in Type B.

The organization and methodology of this study are as follows:

1. The theoretical equation of the elastic lateral buckling load of continuously braced H-shaped beams with the fork restraint is derived considering the flexural moment gradient based on the potential energy method and finite element analysis. To simplify the equation, the closed-form solution of lateral buckling load is proposed with reference to the terms of the flexural and torsional rigidities of beams and loading conditions.
2. The elastoplastic buckling behavior of the beams is simulated by the elastoplastic large deformation analyses. The lower bound of the buckling stress of the beams is evaluated based on the buckling curve of bending members guided by Recommendation for Limit State Design of Steel Structure (AIJ 2010) using the proposed modified equivalent slenderness ratio as an evaluation index.
3. The upper bound of rotational restraint moment and lateral restraint force performed by the continuous brace is evaluated based on the ratio of the flexural and torsional rigidities of beams, the rigidities of braces, the fork restraint ratio, and the gradient of the flexural moment.

(2021 年 6 月 2 日原稿受理, 2021 年 10 月 26 日採用決定)