梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の 繰り返し載荷実験

CYCLIC LOADING TEST OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION WITH LOW MOMENT TRANSFERRING EFFICIENCY IN WEB

山田 哲^{*1}, 三木 徳人^{*2}, 吉 敷 祥 一^{*3}, 長谷川 隆^{*4}, 焦 瑜^{*5}

*Satoshi YAMADA, Norihito MIKI, Shoichi KISHIKI,
Takashi HASEGAWA and Yu JIAO*

When SN490 beam is connected to BCR295 column, especially when the joint efficiency at beam web is low, there is a high possibility that the connection does not meet the joint coefficient criteria of connection strength. A comprehensive evaluation of the plastic deformation capacity of these connections is necessary. Nineteen beam-to-column specimens with joint coefficients ranged from 0.97 to 1.39 were tested under incremental cyclic loadings. The plastic deformation capacity, maximum strength, yield strength and full plastic strength of the specimens with different failure modes were evaluated quantitatively. The test results show that for the specimens with low joint coefficients, although the plastic deformation capacities are not particularly good, these specimens reached the minimum requirements of seismic design. The test results also indicate that the "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures" provides accurate evaluation of both the maximum strength of beam-to-column connections and joint efficiency on the safe side.

keywords: beam-to-column connection, plastic deformation capacity, cyclic loading test, fracture

柱梁接合部, 塑性変形能力, 繰り返し載荷実験, 破断

1. 序

柱を角形鋼管とした柱梁接合部では、梁ウェブから柱へのモーメント伝達は柱のスキンプレートを介して行われるが、スキンプレートの面外に変形することから、特に柱板厚が薄い場合にはスキンプレートの面外剛性および耐力が不足し梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低下する。日本建築学会鋼構造接合部設計指針¹⁾(以降、接合部設計指針)には、極限解析に基づく梁ウェブのモーメント伝達効率を考慮した接合部の最大耐力の算定法が示されており、柱と梁の断面および鋼種の組み合わせ、スカラップの有無を考慮して、接合部の最大耐力を評価することができる。

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率を考慮した接合部の最大耐力の評価結果としては、日本建築学会溶接接合設計施工ガイドブック²⁾に、BCR295 である角形鋼管柱と JIS 細幅系列の梁断面の組み合わせごとの、接合部の最大耐力の梁の全塑性耐力に対する比率である接合部係数が示されており、梁を SN490 とした場合に SN400 とした場合に比べて多くの組み合わせで接合部係数が塑性変形能力を確保するための保有耐力接合の条件³⁾を満足しないとされている。

ここで、接合部設計指針¹⁾では、梁を SN490 とした場合の保有耐力接合の条件として、鋼材の強度のばらつきなどに基づき接合部係数で 1.25 以上確保することとしている。一方、文献 3) では、梁を SN490 とした場合の保有耐力接合の条件として接合部係数で 1.2 としているが、この条件で判定した場合においても、保有耐力接合の条件を満足しない断面の組み合わせがでてくる。

汎用的な部材断面の組み合わせで接合部係数が低くなる場合が多いことから、接合部係数が低くなった場合には接合部の破断(本研究では延性破断を対象とする)によって決まる梁の塑性変形能力がどの程度となるかを調べておくことは重要な課題であるが、既往の梁端接合部に関する実験では比較的接合部係数が大きな試験体が扱われていることが多く⁴⁾⁵⁾、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低く接合部係数の低い場合にどの程度の変形能力があるについては、十分わかっていない。本研究ではまず、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低いことで接合部係数が低くなった梁端接合部について、接合部係数と変形能力の関係を定量的に把握することを目的に、接合部を含む部分架構の繰り返し載荷実験を行う。

^{*1} 東京工業大学建築物理研究センター 教授・博士(工学)

^{*2} 東京工業大学 大学院生・修士(工学)

^{*3} 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・博士(工学)

^{*4} 建築研究所構造研究グループ 主任研究員・博士(工学)

^{*5} 東京理科大学工学部建築学科 助教・博士(工学)

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Tech., Dr.Eng.

Grad. Stud., Tokyo Tech., M.Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Tech., Dr.Eng.

Senior Researcher, Structural Engineering Dept., Building Research Institute, Dr.Eng.

Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表 1 に、形状を図 1 に、素材試験結果の一覧を表 2 に示す。実験は梁ウェブにおけるモーメント伝達効率をパラメータとして、16 体の試験体に対して 2 シリーズに分けて行った。また、既報⁴⁾における梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の低い試験体 3 体(No.17~19_接合部における偏心無し)についても検討に加えることにし、表中に併せて示している。

第 1 シリーズ(No.1~10)は、試験体は通しダイアフラム形式の角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部、もしくは H 形鋼梁の端部をエンドプレートに溶接する形式の接合部とする 10 体の試験体により構成される。試験体のパラメータは、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の低下の要因となる柱板厚とスカラップの有無、ならびに局部座屈の発生を抑えるための梁端のスチフナの有無である。梁は同一ロットの H-600×200×11×17(SN490B: フランジ FA, ウェブ FB)、柱は幅 400mm で板厚 12mm と 19mm の角形鋼管(BCR295)とした。実験計画段階では、接合部の最大耐力 μM_p (計算値)⁵⁾の梁の全塑性耐力 M_p (計算値)に対する比率で定義される接合部係数が 1.2 前後となるように、引張強さおよび降伏点の規格下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数 α_F で 1.14~1.33 の範囲となるよう断面の組み合わせを決めたが、実際には梁フランジの降伏比が 0.627 と低かったことから、素材試験結果と実測板厚を用いて求めた接合部係数 α は 1.19~1.39 と、実験計画より高くなった。降伏比が接合部係数に与える影響については、付録 2 に示す。

第 2 シリーズ(No.11~16)においても、試験体は通しダイアフラム形式の角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部としたが、梁断面は梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の影響が大きくなるように梁ウェブの板厚を厚くした溶接組立部材 BH-600×200×16×16、BH-600×200×12×16 (いずれも SN490B: フランジ FA, ウェブ FA)とし、柱は幅 400mm で板厚 12mm, 16mm, 19mm の角形鋼管(BCR295)として、これらの断面の組み合わせの 6 体とした。第 2 シリーズでは全ての試験体でスカラップ有りの接合部詳細とし、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを設置した。第 2 シリーズの試験体について、引張強さおよび降伏点の規格下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数 α_F は 1.02~1.21 の範囲であったが、素材試験結果と実測板厚を用いて求めた接合部係数 α は 0.97~1.15 と、こちらは計画より低くなった。

既報⁴⁾の実験では、梁を H-500 × 200(No.17 では 150) × 10 × 16(SN490B: フランジ FA, ウェブ FA)、柱を幅 300mm で板厚 9mm, 12mm の角形鋼管(BCR295)とした 3 体の試験体を用いた。いずれの試験体もスカラップ有りの接合部詳細とし、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを設置した。これらの試験体の素材試験結果と実測板厚を用いて求めた接合部係数 α は 1.08~1.19 である。

なお、全ての試験体共通で、梁端接合部の溶接ではエンドタブは固形タブを使用した。また、通しダイアフラム形式の試験体ではダイアフラムの板厚を 22mm とし、スカラップ有りの試験体ではスカラップの形状を JASS6 準拠の複合円タイプとした。局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを設置した試験体では、第 1・第 2 シリーズ(No.1~16)については、板厚 9mm のスチフナを柱フェイスから 120, 220, 320mm の位置に配し、既報⁴⁾の実験で用いた試験体(No.17 ~ 19)では、柱フェイスから 100, 200, 300mm の位置に配した。

2.2 荷重方法

セットアップを図 2 に示す。試験体は柱を水平に、梁を鉛直にした状態で反力フレームに固定し、梁先端にオイルジャッキを取り付けて荷重を行った。柱端部では、PC 鋼棒で鉛直方向の反力を、スクリージャッキで水平方向の反力をとった。梁の面外変形及びねじれ変形に対しては加力点に板ピンを取り付け、接合部近傍と加力点近傍では試験体との間にテフロンシートを挟んだ溝形鋼で挟み込むことで拘束した。

荷重履歴を図 3 に示す。文献 5)で提案された荷重履歴を用い、全塑性耐力に対応する弾性変形を θ_p として、2 サイクル毎の変位振幅増分を $2\theta_p$ とした荷重を行った。

図1 試験体形状

図2 セットアップ

図3 荷重履歴

表 1 試験体一覧

No.	試験体名	部材断面		スラップ	スチフナ	l_b (mm)	bM_p (kN・m)	jM_u (kN・m)	α	m	α_F	m_F	jM_{wu} (kN・m)	jM_{fu} (kN・m)	jM_y (kN・m)	jM_p (kN・m)
		梁	柱													
1	A-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	有	有	2,050	979	1,162	1.19	0.49	1.14	0.48	125	1,037	680	775
2	A-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	有	有	2,050	979	1,235	1.26	0.78	1.20	0.74	198	1,037	727	848
3	A-F	H-600×200×11×17		有	有	2,050	979	1,290	1.32	1.00	1.26	1.00	253	1,037	751	903
4	B-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	無	有	2,050	979	1,200	1.23	0.49	1.18	0.48	163	1,037	738	813
5	B-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	無	有	2,050	979	1,295	1.32	0.78	1.26	0.74	258	1,037	785	908
6	C-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	有	無	2,050	979	1,162	1.19	0.49	1.14	0.48	125	1,037	680	775
7	C-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	有	無	2,050	979	1,235	1.26	0.78	1.20	0.74	198	1,037	727	848
8	D-12	H-600×200×11×17	□-400×400×12	無	無	2,050	979	1,200	1.23	0.49	1.18	0.48	163	1,037	738	813
9	D-19	H-600×200×11×17	□-400×400×19	無	無	2,050	979	1,295	1.32	0.78	1.26	0.74	258	1,037	785	908
10	D-F	H-600×200×11×17	PL50 _y	無	無	2,050	979	1,366	1.39	1.00	1.33	1.00	329	1,037	809	979
11	BH16-12	H-600×200×16×16	□-400×400×12	有	有	2,050	1,144	1,111	0.97	0.43	1.02	0.39	155	957	720	831
12	BH16-16	H-600×200×16×16	□-400×400×16	有	有	2,050	1,144	1,162	1.02	0.57	1.06	0.52	205	957	762	881
13	BH16-22	H-600×200×16×16	□-400×400×22	有	有	2,050	1,144	1,235	1.08	0.77	1.11	0.70	278	957	817	955
14	BH12-12	H-600×200×12×16	□-400×400×12	有	有	2,050	1,042	1,094	1.05	0.49	1.11	0.46	137	957	719	813
15	BH12-16	H-600×200×12×16	□-400×400×16	有	有	2,050	1,042	1,138	1.09	0.64	1.15	0.60	181	957	753	858
16	BH12-22	H-600×200×12×16	□-400×400×22	有	有	2,050	1,042	1,203	1.15	0.88	1.21	0.81	246	957	796	923
17	C-150-9	H-500×150×10×16	□-300×300×9	有	有	2,100	612	663	1.08	0.41	1.09	0.39	63	600	404	464
18	C-200-12	H-500×200×10×16	□-300×300×12	有	有	2,100	745	886	1.19	0.56	1.19	0.52	85	800	552	619
19	C-200-9	H-500×200×10×16	□-300×300×9	有	有	2,100	745	863	1.16	0.41	1.17	0.39	63	800	533	597

表中、 l_b ：梁の曲げ長さ、 bM_p ：梁の全塑性耐力の計算値、 jM_u ：梁端接合部の最大曲げ耐力の計算値、 α ：接合部係数(= jM_u/bM_p)、 m ：梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力、 α_F ：鋼材の規格強度の下限值と公称板厚を用いて計算した接合部係数、 m_F ：鋼材の規格強度の下限值と公称板厚を用いて計算した梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力、 jM_{wu} ：梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力の計算値(3.3 節)、 jM_{fu} ：梁フランジ接合部の最大曲げ耐力の計算値(3.3 節)、 jM_y ：接合部の降伏耐力の計算値(3.4 節)、 jM_p ：接合部の全塑性耐力の計算値(3.4 節)

表2 素材試験結果一覧

			鋼種	実測板厚 (mm)	降伏点 ^{*1} (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
No.1 ～10	梁	フランジ	SN490B	17.1	326	520	62.7	30.7
		ウェブ	SN490B	10.8	381	553	68.9	26.0
	柱	□-400×400×12	BCR295	12.0	366	447	81.9	29.2
		□-400×400×19	BCR295	19.1	377	417	90.4	29.3
No.11 ～16	梁	PL-16	SN490B	15.9	364	515	70.7	28.9
		PL-12	SN490B	12.1	375	530	70.8	25.7
	柱	□-400×400×12	BCR295	12.3	374	444	84.2	27.1
		□-400×400×16	BCR295	16.4	377	444	84.9	27.9
No.17 ～19	梁	□-400×400×22	BCR295	22.4	385	436	88.3	28.6
		フランジ	SN490B	15.8	349	523	66.7	27.8
	柱	ウェブ	SN490B	9.9	389	530	73.4	26.9
		□-300×300×9	BCR295	8.9	394	472	83.5	23.0
		□-300×300×12	BCR295	11.8	417	487	85.6	27.9

*1 0.2% オフセット耐力

図5 梁端におけるフランジとウェブの歪計測位置(mm)

図4 荷重と変形の計測

2.3 計測方法

試験体の変形は、図 4 に示す位置に設置した変位計により計測し、試験体に作用するせん断力は、ジャッキ先端に組み込まれたロードセルにより計測した。図 4 中、 δ_1 はジャッキの鉛直変位、 δ_2 、 δ_3 は加力点の水平変位、 δ_4 、 δ_5 、 δ_6 、 δ_7 は柱フェイス面における梁フランジ中心線での水平変位、 δ_8 、 δ_9 、 δ_{10} 、 δ_{11} は鉛直変位である。図中、括弧が無いものは紙面表側の変位計測値、有るものは裏側の変位計測値である。これらの変位及び荷重の計測値より、梁端モーメント bM 、梁の部材角 θ を式(1)～(6)により算出した。

$$bM = Q \cdot L_n \quad (1)$$

$$L_n = L \cdot \sin(\theta_0 + \theta_j) \quad (2)$$

$$\theta_j = \delta_j / L_j \quad (3)$$

$${}_b\theta = \frac{{}_b\delta}{l_b} - \phi \quad (4)$$

$${}_b\delta = \frac{\delta_2 + \delta_3}{2} - \frac{\delta_4 - \delta_5 + \delta_6 - \delta_7}{4} \quad (5)$$

$$\phi = \frac{\delta_8 - \delta_9 + \delta_{10} - \delta_{11}}{2 \cdot h_b} \quad (6)$$

ここで、 Q は試験体に作用するせん断力、 L_m は柱梁接合部中心からジャッキ軸心までの距離、 L は柱梁接合部中心から反力点側のジャッキ材端ピン中心までの距離、 θ_0 は柱梁接合部中心と反力点側のジャッキ材端ピン中心を結ぶ直線の水平からの角度、 θ はジャッキの傾斜角、 δ_l はジャッキの鉛直変位、 L_j はジャッキ端ピン中心から鉛直変位計測点までの距離である。また、 ${}_b\delta$ は加力点の相対水平変位、 ϕ は柱梁接合部における柱フェイス面の回転角、 h_b は梁フランジ中心間距離である。

また、梁端におけるフランジとウェブの歪計測位置を図 5 に示す。接合部近傍における梁フランジの平均軸歪と、梁ウェブが伝達するモーメントを計測するため、歪ゲージを貼付した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係と破壊状況

各試験体の荷重-変形関係については、梁端モーメント ${}_bM$ と梁の部材角 ${}_b\theta$ をそれぞれ素材試験結果と実測板厚に基づき算定した梁の全塑性モーメント ${}_bM_p$ と全塑性モーメントに対応する梁の弾性部材角 ${}_b\theta_p$ で除した ${}_bM/{}_bM_p - {}_b\theta/{}_b\theta_p$ 関係として、図 6,7 に示す。図中には、素材試験結果と実測板厚に基づき算定した接合部の最大耐力¹⁾ ${}_jM_u$ を接合部係数 $\alpha (= {}_jM_u/{}_bM_p)$ として破線で示している。

試験体の終局状態であるが、ノンスラップでエンドプレートに接合された接合部係数が最も大きな試験体であり、局部座屈の発生を抑えるためのスチフナを取り付けていない D-F については局部座屈の発生により最大耐力が決まったが、残り 18 体については、破断により最大耐力が決まった。破断により最大耐力が決まった試験体について、後述する接合部の破断につながる延性亀裂の発生位置と亀裂の進展状況の例を、図 8 ならびに図 9 に示す。

破断により最大耐力が決まったスカラップ有りの試験体では、いずれもスカラップ底、梁フランジ中央部の溶接止端ならびに溶接始終端部の溶接止端に延性亀裂の発生が確認された。これらの試験体のうち、A-19、A-F、BH16-12、BH16-16、BH16-22、BH12-12、BH12-22、C-150-9、C-200-12、C-200-9 は、スカラップ底に発生し進展した延性亀裂を起点に破断した。BH12-16 は、スカラップ底の延性亀裂がある程度は進展したが、最終的には梁フランジ中央部の溶接止端に発生し進展した延性亀裂を起点に破断した。A-12、C-12、C-19 は、梁フランジ溶接始終端部の溶接止端に生じた延性亀裂を起点に破断した。破断で最大耐力が決まったスカラップ有りの試験体については、スチフナの有無による破壊性状の違いは見られなかった。

一方、破断により最大耐力が決まったノンスラップの試験体 B-12、B-19、D-12、D-19 では、いずれも梁フランジ中央部の溶接止端ならびに溶接始終端部の溶接止端に延性亀裂の発生が確認されたが、最終的には梁フランジ溶接始終端部の溶接止端に生じた延性亀裂を起点に破断した。これらの試験体の中で、局部座屈の発生を

抑えるためのスチフナを取り付けていない D-12、D-19 については、わずかな局部座屈の発生が観察されたが、局部座屈が進展する前に破断により最大耐力が決まった。

局部座屈により最大耐力が決まった D-F については、最大耐力以降も全塑性モーメント程度の耐力を保ちつつ、安定した履歴を描いた。D-F については振幅が $10\theta_p$ に入る手前でジャッキのストロークが限界に達したため、その時点で載荷を終了した。なお、D-F においても溶接始終端部の溶接止端に延性亀裂の発生が確認されている。

3.2 塑性変形能力

各試験体が繰り返し荷重のもとで発揮した塑性変形能力を、式(7)で定義される累積塑性変形倍率 η と、式(8)で定義される履歴曲線から抽出した骨格曲線(定義を図 10 に示す)における塑性変形倍率 η_l で表し、接合部係数 α との関係で図 11,12 に示す。また、実際の設計では鋼材の規格強度に基づき接合部係数を評価することから、鋼材の規格強度の下限値と公称板厚を用いて計算した接合部係数 α_F と η ならびに η_l の関係を図 13,14 に示す。各試験体の η と η_l の値は表 3 にも示す。

$$\eta = \sum {}_{bp}\theta / {}_b\theta_p \quad (7)$$

$$\eta_l = \sum {}_{bp}\theta_s / {}_b\theta_p \quad (8)$$

ここで、 $\sum {}_{bp}\theta$ は最大耐力が決まり変形の進行に伴い荷重の低下が開始する時点までの累積塑性変形(図 10)、 $\sum {}_{bp}\theta_s$ は骨格曲線における塑性変形(図 10)

図 11,12 には文献 3)に示される保有耐力接合の条件である $\alpha=1.2$ を実線で示す。いずれの図においても、保有耐力接合の条件である 1.2 を境に、接合部係数が保有耐力接合の条件を満たす範囲では接合部係数が高くなるにつれ、接合部が最大耐力に至るまでの塑性化領域の拡大に伴う塑性変形能力の向上が見られる。一方、保有耐力接合の条件を満たさない範囲では、塑性変形能力は低い値に留まっている。また、保有耐力接合の条件である接合部係数が 1.2 程度である場合の塑性変形能力は、 η で 20 程度、 η_l で 4 程度であった。既報⁹⁾での中層の梁降伏型平面骨組の弾塑性応答解析で得られた、適切な強度分布の下で梁部材の破断に対する変形性能を骨格曲線と対応する一方荷重下における等価塑性変形倍率で 3 程度確保することで、塑性変形能力の高い部材によって構成される構造ランク I⁷⁾の梁降伏型骨組に対する要求エネルギー吸収能力を確保できるという知見を踏まえると、文献 3)に示されている保有耐力接合の条件である接合部係数 1.2 は、接合部の破断に至るまでの最低限の塑性変形能力を確保し、骨組の耐震性能を確保する上で妥当な値であることを示す結果と言える。ここで、保有耐力接合の条件を満たさない接合部係数 α が 1.2 以下の範囲に注目すると、 α が 1.0~1.1 程度の範囲では α が 1.0 を下回る場合も含め、 η で 15~20 程度、 η_l で 2~4 程度の値を示している。 α が 1.0 を下回る場合、接合部の最大耐力が梁の全塑性モーメントを下回り計算上は塑性変形能力が全く期待できないことになるが、実際には破断に至るまでに接合部近傍の梁フランジが塑性変形することからある程度の塑性変形能力は存在することになる。そのため、接合部係数が 1.0 をやや下回る領域でも塑性変形能力が下限値的に存在する結果となった。

図6 荷重-変形関係1

図7 荷重-変形関係2

表3 実験結果一覧

No.	試験体名	η	$s\eta$	bM_{max} (kN・m)	bM_{wmax} (kN・m)	bM_{pe} (kN・m)	bM_{ye} (kN・m)
1	A-12	20.9	4.3	1266	202	831	798
2	A-19	19.2	3.8	1324	221	978	918
3	A-F	28.9	4.9	1490	264	1108	1065
4	B-12	19.5	3.7	1351	273	1019	960
5	B-19	46.4	6.7	1521	350	1029	1006
6	C-12	24.6	4.5	1219	-	826	817
7	C-19	33.1	4.4	1303	-	893	873
8	D-12	32.7	5.8	1373	-	1025	953
9	D-19	63.4	7.0	1448	-	1021	955
10	D-F	100.4	6.0	1409	-	1099	997
11	BH16-12	15.8	2.9	1184	135	902	815
12	BH16-16	20.2	3.9	1314	266	858	838
13	BH16-22	20.4	3.7	1407	296	973	907
14	BH12-12	16.1	3.4	1181	-	824	800
15	BH12-16	15.6	2.7	1188	160	846	790
16	BH12-22	30.5	3.6	1354	245	836	876
17	C-150-9	12.2	3.1	771	109	593	542
18	C-200-12	24.6	4.7	1020	139	777	689
19	C-200-9	30.9	2.6	914	108	711	665

表中、 η は累積塑性変形倍率(式(7))、 $s\eta$ は骨格曲線における塑性変形倍率 $s\eta$ (式(8))、 bM_{max} は梁の最大耐力、 bM_{wmax} は梁ウェブにおける伝達モーメントの最大値、 bM_{pe} は梁の全塑性耐力の実験値、 bM_{ye} は梁の降伏耐力の実験値

また、梁フランジ溶接部の破壊状況の違いについては、スカロップの有無と併せて図 11,12 中にプロットを分けて示している。スカロップ無しの場合には接合部係数が高いことから塑性変形能力も高くなっているが、今回の実験の範囲においては、破壊状況の違いによる塑性変形性能への影響はみられなかった。

接合部係数を鋼材の規格強度に基づき求めた図 13,14 でも、図 11,12 と同様の傾向が見られるが、ばらつきは大きくなっている。付録に示したように、接合部係数の計算では梁フランジの降伏比が影響する。図 13,14 では、梁フランジの降伏比(素材試験結果)でプロットを分けて示している。また、素材試験結果を用いて求めた接合部係数 α と引張強さおよび降伏点の規格下限値を用いて計算した接合部係数 α_F の比較を図 15 に示す。図 15 からは、梁フランジの降伏比の違いが接合部係数に与える影響が明確に捉えられ、降伏比が高い場合には規格下限値を用いて計算した場合より低くなることがわかるが、図 13,14 に示した塑性変形能力との関係においては顕著な違いとはなっていない。

接合部係数と塑性変形能力の関係に関連して、接合部係数の異なる試験体(A-12,A-19,A-F ならびに BH16-12,BH16-22,BH12-22)につい

て、それぞれ同じ位置に貼付した歪ゲージで計測した、破断した側の梁フランジにおける材端部の平均歪と累積部材角の関係を図 16 に例示する。いずれも接合部係数が大きくなるにつれて、同じ変形レベルでの梁フランジの歪が小さくなっていることが確認できる。

3.3 破断によって決まる最大耐力

保有耐力接合の条件は、接合部の最大耐力の計算値 jM_u が梁の全塑性耐力の計算値 bM_p に対して、どの程度上回っているかを表す接合部係数 α ($=jM_u/bM_p$) で以て判定する。接合部設計指針に示される設計式による最大耐力の計算値¹⁾について、接合部の破断によって決まった試験体の最大耐力と比較し、設計式による予測結果の検討を行う。

各試験体の最大耐力 bM_{max} を表 3 に、接合部の破断によって決まった試験体については実験値を計算値と比較し図 17 に示す。最大耐力の実験値は、全体的に計算値よりも 1 割ほど高めの値となっており、今回の実験の範囲では、接合部耐力の設計式¹⁾が安全側の評価となっていることがわかる。

ここで、接合部設計指針¹⁾では接合部の最大耐力 jM_u を梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力 jM_{wu} と梁フランジ接合部の最大曲げ耐力 jM_{fu} の和として算定している。そこで、梁ウェブと梁フランジにおける伝達モーメントの最大値について、実験値と計算値を比較検討する。

破断によって最大耐力が決まった各試験体について、梁ウェブにおける伝達モーメント bM_w の最大値 bM_{wmax} の値を表 3 に、接合部設計指針¹⁾による計算値 jM_{wu} との比較を図 18 に示す。ここで、実験における梁ウェブにおける伝達モーメントの算定にあたっては、①梁ウェブに貼付した歪ゲージの計測値について、荷重-変形関係の骨格曲線に対応する部分の歪増分をつなぎ合わせたものを一方向載荷の場合に生じる歪と等価であると仮定し、②断面内の歪は計測区間内を直線分布するものと仮定した。また、応力度-歪度関係については、引張側については素材試験結果を、圧縮側については体積一定の仮定の下で素材試験結果から求めた応力度-歪度関係を用いた。実験で得られた梁ウェブにおける伝達モーメントの最大値 bM_{wmax} は、接合部設計指針¹⁾による評価に対し、低いものでも同等、高いものでは計算値の 7 割程度上回っており、接合部設計指針¹⁾による評価は全体的に安全側となっている。これは、接合部設計指針による評価式が極限解析に基づくものであり、梁ウェブと柱スキンプレートにおける歪硬化を無視していることによると考えられる。

一方、 jM_{fu} は片側の梁フランジの断面積 A_f と梁フランジ中心間距離 d_b ならびに梁フランジ材の引張強さの積で与えられ、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率に関わらず梁フランジが伝えることのできる曲げ応力の最大値を与えていると考えられる。最大耐力 bM_{max} から梁ウェブにおける伝達モーメントの最大値 bM_{wmax} を引いたフランジにおける伝達モーメントの最大値と梁フランジ接合部の最大曲げ耐力 jM_{fu} の比較を図 19 に示す。フランジの最大耐力も実験値は計算値に対し低いものでも同等、高いものでは計算値の 2 割近く上回っており、梁の最大耐力の実験値が計算値を上回った原因として、 jM_{fu} についても梁端溶接部の拘束などによって計算値より上昇したことが挙げられる。

3.4 全塑性耐力および降伏耐力に関する検討

梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い場合、弾性域においても接合部における梁ウェブの負担モーメントが低下することか

ら、全塑性耐力および降伏耐力も低下する。図 20 に実験で得られた荷重-変形関係から抽出した骨格曲線を例示する。接合部係数が小さくなると、荷重の低いところから塑性化が始まっており、鋼管の板厚が厚い場合(BH16-22)よりも薄い場合(BH16-12)の方が、同じ

断面の組み合わせでもスカラップ無し(B-19)よりもスカラップ有り(A-19)のほうが、低い荷重で剛性が低下している。

本研究では、骨格曲線から全塑性耐力および降伏耐力の実験値を求め、全塑性耐力および降伏耐力の計算値との関係を調べた。全塑

図8 梁フランジ端接合部における延性亀裂の発生位置

図10 骨格曲線の抽出

スカラップ底から延性亀裂が進展

梁フランジ中央の溶接止端部から延性亀裂が進展

溶接始端部の溶接止端から延性亀裂が進展

図9 延性亀裂の進展状況

図11 累積塑性変形倍率 η と接合部係数 α の関係

図12 骨格曲線における塑性変形倍率 $s\eta$ と接合部係数 α の関係

図13 η - α_F 関係

図14 $s\eta$ - α_F 関係

図15 α - α_F 関係

図16 梁フランジの平均歪と累積部材角の関係

図17 最大耐力の実験値と計算値の比較(破断で最大耐力が決まった試験体)

図18 梁ウェブの最大耐力の実験値と計算値の比較(破断で最大耐力が決まった試験体)

図19 梁フランジの最大耐力の実験値と計算値の比較(破断で最大耐力が決まった試験体)

図20 骨格曲線の比較

図21 全塑性耐力および降伏耐力実験値の求め方

図22 $bM_{pe}/bM_p - jM_p/bM_p$ 関係

図23 $bM_{ye}/bM_p - jM_y/bM_p$ 関係

図24 jM_p で基準化した骨格曲線

図25 jM_y で基準化した骨格曲線

図26 $bM_w/bM_{wf} - b\theta$ 関係

性耐力の実験値は、図 21 に示すように、文献 8)における検討結果を踏まえ、初期剛性の 1/2 の剛性線と骨格曲線の交点を求め、この点における接線と初期剛性線との交点の荷重として求めた。また、降伏耐力の実験値 bM_{ye} については、接線剛性が弾性剛性の 1/3 に低下した点として求めた。

全塑性耐力および降伏耐力の実験値を表 3 に示す。また、計算値との対応をそれぞれ図 22,23 に示す。ここで、全塑性耐力および降伏耐力の計算値は以下のように求めた。まず、接合部における全塑性耐力 jM_p は、接合部設計指針¹⁾に示されるモーメント伝達効率の

低下を考慮した有効断面が全塑性耐力時においても同様であると仮定し、(9)式より算出した。また、接合部における降伏耐力 jM_y は、接合部設計指針¹⁾に示される有効断面係数 jZ_e を用いて(10)式より算出した。全塑性耐力と降伏耐力のいずれについても、計算値は実験値と同様の傾向ではあるがやや低めの値であり、下限値程度となっている。

$$jM_p = Z_{fp} \cdot \sigma_{yf} + m \cdot Z_{wpe} \cdot \sigma_{yw} \quad (9)$$

$$jM_y = jZ_e \cdot \sigma_{yf} \quad (10)$$

ここで、 Z_p は梁フランジの塑性断面係数、 Z_{wpe} はスカラップによる断面欠損を考慮した梁ウェブの塑性断面係数、 σ_{yf} は梁フランジの降伏点、 σ_{yw} は梁ウェブの降伏点

また、 bM と $b\theta$ をそれぞれ jM_p と jM_p に達した時の弾性変形角 $j\theta_p$ で基準化した骨格曲線を図24に、 bM と $b\theta$ をそれぞれ jM_y と jM_y に達した時の弾性変形角 $j\theta_y$ で基準化した骨格曲線を図25に示す。降伏耐力ならびに全塑性耐力の計算値 jM_y 、 jM_p は実験値に対して低めの値ではあったが、 jM_y に達したあたりで概ね弾性限界に達し、 jM_p に達したあたりから梁の塑性変形が進行していることがわかる。

ここで、弾性域から塑性域に達し最大耐力に至るまでの、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率の推移を確認しておく。確認にあたり、上下梁フランジの歪を直線で結んだ、平面保持条件下での歪分布から算出した全断面有効とした梁ウェブのモーメント bM_{wf} を、モーメント伝達効率が完全な場合の梁ウェブの伝達モーメントと仮定した。梁ウェブにおける伝達モーメントの実験値 bM_w を bM_{wf} で除したものを、骨格曲線における梁の部材角との関係で図26に例示する。図中の○は梁フランジの歪が降伏歪に達する時点を示している。断面が平面保持されていると考えられるエンドプレートに接合された試験体(A-F)では bM_w/bM_{wf} は概ね一定の値となっているが、角形鋼管に接合された試験体では、梁フランジが降伏歪に達したあたりから bM_w/bM_{wf} が増加していることがわかる。

4. 結

梁を SN490、柱を BCR295 とした角形鋼管柱-H 形鋼梁接合部について、特に梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低く接合部係数が低くなり保有耐力接合の条件を満足しないような場合に、実際にはどの程度の塑性変形能力があるのかを明らかにするため、これまであまり行われてこなかった梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い接合部試験体を対象とした繰り返し載荷実験を行った。使用した試験体は19体、接合部係数の範囲は0.97～1.39であり、接合部係数が最も大きな試験体であるノンスカラップでエンドプレートに接合された1体を除き、接合部における破断により最大耐力が決まった。本研究で得られた主な知見を以下にまとめる。

1.各試験体が繰り返し荷重のもとで発揮した塑性変形能力を、接合部係数との関係で整理したところ、SN490による梁を用いた場合の梁端接合部の保有耐力接合の条件³⁾として示されている接合部係数1.2程度を境に、接合部係数が保有耐力接合の条件を満たす範囲では接合部係数が高くなるにつれ塑性変形能力の向上が見られる一方で、保有耐力接合の条件を満たさない範囲では、塑性変形能力は低い値に留まっていることを確認した。また、保有耐力接合の条件である接合部係数が1.2である場合は、塑性変形能力は高くはないものの、骨組の耐震性能を確保する上では最低限の能力を確保しているものと考えられる。保有耐力接合の条件として1.2の接合部係数を確保することは、接合部の破断に至るまでの最低限の塑性変形能力を確保する上で妥当であると考えられる。

2.保有耐力接合の条件を満たさない、接合部係数が1.2以下となる範囲では、接合部係数の低下に伴い塑性変形能力は低くなるものの、塑性変形能力の低下の程度は緩やかであり、接合部係数が0.97と

1.0を下回る場合も含め、下限値にある程度の塑性変形能力を有することを確認した。接合部係数が1.0を下回る場合には、接合部の最大耐力が梁の全塑性モーメントを下回り、計算上は塑性変形能力が全く期待できないことになるが、実際には接合部近傍において、全強接合された梁フランジが破断に至るまでに塑性変形することによる。

3.保有耐力接合の条件を検討する際に用いる接合部の最大耐力の計算値¹⁾について、接合部の破断によって決まった試験体の最大耐力と比較したところ、最大耐力の実験値は全体的に計算値よりも1割ほど高めの値となっており、今回の実験の範囲では、接合部耐力の設計式¹⁾が安全側の評価となっていることを確認した。

4.接合部の最大耐力は梁フランジ接合部の最大曲げ耐力 jM_{fu} と梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力 jM_{wu} の和として算定される¹⁾ことから、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率に関わる、接合部設計指針による jM_{wu} の計算値と破断によって最大耐力が決まった各試験体の梁ウェブにおける伝達モーメント bM_w の最大値 bM_{wmax} を比較したところ、実験値は計算値に比べ低いものでも同等、高いものでは計算値の7割程度上回っており、接合部設計指針¹⁾による評価は全体的に安全側となっていることを確認した。これは、接合部設計指針による評価式が極限解析に基づくものであり、梁ウェブと柱スキンプレートにおける歪硬化を無視していることによると考えられる。また、フランジについても最大耐力の実験値は計算値に対し低いものでも同等、高いものでは計算値の2割近く上回っていることを確認した。

謝辞

本研究における実験は、平成23～25年度国土交通省建築基準整備促進事業において実施されたものである。実験の実施にあたっては、納所昌広君はじめ、東京工業大学大学院生諸氏の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第3版，2012.3
- 2) 日本建築学会：溶接接合設計施工ガイドブック，2008.11
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合
- 4) 三木徳人，山田 哲，吉敷祥一，焦 瑜，長谷川 隆：角形鋼管柱-H 形鋼梁偏心接合部の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第80巻 第710号，pp.669-679，2015.4
- 5) (独)建築研究所，(社)日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書，2002
- 6) 山田 哲，松本由香：梁部材の終局挙動が鋼構造多層骨組の耐震性能に与える影響，日本建築学会構造系論文集 第535号，pp.133-140，2000.9
- 7) 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
- 8) 島田侑子，吉敷祥一，山田哲：実験結果に基づく全塑性モーメントの評価方法に関する考察，2008年度日本建築学会関東支部研究報告集，pp.305-308，2009.3

付録1 既往の実験で扱われた試験体の接合部係数

梁フランジの破断により最大耐力が決まった既往の実験^{付1)付1)}について、試験体の接合部係数を調べた。調査の対象とした実験は、使用鋼材(梁)が、400N級あるいは490N級(SN490、SN400、SM490、SS400)で、工場接合形式の接合であり、JASS6の改良型スカラップまたはノンスカラップ形式の接合部詳細となっている試験体を用いたもので、漸増変位振幅繰り返し載荷が行われたものである。試験体の終局状態としては、梁フランジが延性亀裂から破断

したと判断できたものを対象とし、溶接不良等による早期の脆性破断を扱った実験は除いた。扱われた試験体の接合部係数と、接合部の最大耐力の実験値の関係を付図 1 に示す。縦軸は、破断した側の荷重領域での梁の最大耐力の実験値(絶対値) bM_{max} を梁の全塑性耐力の計算値 bM_p で除した値であり、横軸は接合部設計指針による接合部の最大耐力の計算値 jM_u を梁の全塑性耐力の計算値 bM_p で除した値である接合部係数 α である。図中には本論文で行った実験も○でプロットしている。●でプロットした既往の実験は、接合部係数が 1.11~1.52 の範囲で行われているが、1.2 を下回る領域での実験結果が極めて少ないことがわかる。また、既往の実験においても、本研究における実験結果同様、最大耐力の実験値は全体的に計算値よりも高くなっており、接合部耐力の設計式¹⁾は最大耐力の下限値を捉えていると言える。

付図 1 既往の実験^{付 1) 付 11)}

参考文献

- 付 1) 石井匠, 菊川春三, 森田耕次, 高梨晃一: 通しダイアフラム形式・柱梁接合部の破断性状に関する実験的研究, 日本鋼構造協会鋼構造論文集 (24), 87-102, 1999
- 付 2) 山本昇, 石井匠, 森田耕次: はり端溶接接合部の力学的挙動におよぼすスカラップの影響, 構造工学論文集 B 39B, 493-506, 1993.3
- 付 3) 皿海康行, 斎藤英明, 横山治男, 青柳隆之, 坂本真一, 田沼良一: 梁端ディテールの違いが角形鋼管柱-H 形断面梁接合部における梁端仕口部の構造性能に及ぼす影響 梁全体の曲げ性能に占める梁フランジの割合が比較的小さい場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.373-374, 1998.7
- 付 4) 川乗安生, 甲津功夫: 現場接合形式柱梁溶接接合部の力学性状に関する研究 その 1 エンドタブと溶接ワイヤ材質の影響, 鋼構造論文集, 第 7 巻 第 28 号, pp.71-85, 2000.12
- 付 5) 甲津功夫, 中田智三: 現場接合形式柱梁溶接接合部の力学性状に関する研究 その 2 開先形状と溶接ワイヤの影響, 鋼構造論文集, 第 10 巻 第 38 号, pp.1-15, 2003.6
- 付 6) 中込忠男, 的場耕, 岩田衛: 梁材の力学的性能が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, pp.111-117, 2001.2
- 付 7) 久世庸平, 中込忠男, 市川祐一, 服部和徳, 杉江篤司, 村井正敏: ノン裏当て金工法を用いた接合部ディテールが柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究日本建築学会北陸支部研究報告集 (45), 33-36, 2002.6
- 付 8) 焦瑜, 角野大介, 島田侑子, 吉敷祥一, 山田哲: 繰返し荷重を受ける梁部材のエネルギー吸収能力 その 2 実験の結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.569-570, 2008.7
- 付 9) 中込忠男, 藤田哲也, 南圭祐, 李建, 村井正敏: 柱梁溶接接合部におけるノンスカラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 498 号, pp.145-151, 1997.8
- 付 10) 中込忠男, 山田丈富, 村井正敏, 的場耕, 會田和広: ノンスカラップ工法における梁端ディテールが柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp.121-128, 2001.8
- 付 11) 吹田啓一郎: 鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値, 日本建築学会構造系論文集, 第 567 号, pp.165-171, 2003.5

付録2 鋼材の降伏比が接合部係数に与える影響

角形鋼管柱に接合される梁端接合部の接合部係数 α は、接合部の最大耐力 jM_u の梁断面の全塑性耐力 bM_p に対する比であり、接合部設計指針¹⁾による jM_u の算定式と、フレット部を無視した bM_p の算定式から、式(付 1)、(付 2)により求めることができる。式(付 1)から、接合部係数 α は、梁フランジおよび梁ウェブの全塑性耐力と、梁フランジの降伏比 YR_f 、梁ウェブ接合部の無次元化耐力¹⁾ m 、梁ウェブの高さ d_w およびスカラップの高さ S_c で決まることがわかる。

梁断面を H-600×200×11×17(SN490B)としたときの梁フランジの降伏比と接合部係数 α の関係を、スカラップの有無ごとに付図 2 に示す。ここで、梁ウェブの降伏点は梁フランジと同じとした。図中の網掛け部分は、統計調査^{付 12)}による H 形鋼(SN490B)における降伏比の平均値±標準偏差の範囲を、灰色の破線は設計値である降伏点の規格下限値 F と引張強さの規格下限値 F_u の比 F/F_u を表す。実際の鋼材の降伏比は F/F_u より高くなる場合が多いこと、降伏比が高くなると接合部係数 α が低下し、統計調査に基づく平均値±標準偏差の範囲では設計値での想定より 0.1~0.15 程度低下する。

また、梁ウェブ接合部の無次元化耐力 m が小さくなると接合部係数 α も小さくなる。 m は柱、梁の断面寸法と、柱と梁ウェブの降伏点の比で決まる。梁断面を H-600×200×11×17(SN490B)、柱断面を□-400×400×12 もしくは 19 とした場合の、梁ウェブの降伏点に対する柱の降伏点の比 σ_{wc}/σ_{yw} と m 及び α の関係を付図 3 に示す。図中の網掛け部分は統計調査^{付 12)}に基づく H 形鋼(SN490B)における降伏点の平均値±標準偏差と、角形鋼管(BCR295)における降伏点の平均値±標準偏差の組み合わせの範囲を、灰色の破線は設計値である BCR295 と SN490B の降伏点の規格下限値 F の比を示す。実際の鋼材の降伏点の比は、設計値である BCR295 と SN490B の降伏点の規格下限値 F の比に比べ高くなる場合が多く、 m 及び α は設計値に比べて高くなる場合が多いが、接合部係数への影響は梁フランジの降伏比の変動に比べると小さい。

$$\alpha = \frac{jM_u}{bM_p}$$

$$= \frac{B \cdot t_f \cdot (D_b - t_f) \cdot \sigma_{yf} + m \cdot \frac{1}{4} (D_b - 2t_f - 2S_c)^2 \cdot t_w \cdot \sigma_{yw}}{B \cdot t_f \cdot (D_b - t_f) \cdot \sigma_{yf} + \frac{1}{4} (D_b - 2t_f)^2 \cdot t_w \cdot \sigma_{yw}}$$

$$= \frac{\frac{1}{YR_f} \cdot bM_p + m \cdot (1 - 2 \frac{S_c}{d_w})^2 \cdot bM_{wp}}{bM_p + bM_{wp}}$$

$$m = \min \left\{ 1.4 \frac{t_c}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot \sigma_{yc}}{t_w \cdot \sigma_{yw}}} \right\}$$

ここで、 σ_{yf} は梁フランジの引張強さ、 σ_{yf} は梁ウェブの引張強さ、 σ_{wc} は柱の降伏点、 σ_{wc} は柱の引張強さ、他の記号は接合部設計指針¹⁾による

付図2 梁フランジの降伏比 YR_f と接合部係数 α の関係

付図3 柱と梁ウェブの降伏点の比が梁ウェブの接合部の無次元化耐力 m と接合部係数 α に及ぼす影響

参考文献

- 付 12) 藤澤一善, 杉本真隆, 一戸康生, 園田正雄: SN 鋼の機械的性質・化学成分に関する統計調査, 学術講演梗概集, pp.699-700, 2013.08

CYCLIC LOADING TEST OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION WITH LOW MOMENT TRANSFERRING EFFICIENCY IN WEB

Satoshi YAMADA^{*1}, *Norihito MIKI*^{*2}, *Shoichi KISHIKI*^{*3},
Takashi HASEGAWA^{*4} and *Yu JIAO*^{*5}

^{*1} Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Tech., Dr.Eng.

^{*2} Grad. Stud., Tokyo Tech., M.Eng.

^{*3} Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Tech., Dr.Eng.

^{*4} Senior Researcher, Structural Engineering Dept., Building Research Institute, Dr.Eng.

^{*5} Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

Joint efficiency of beam web affects the strength and plastic deformation capacity of wide flange beam to RHS column connections. When thin-walled sections are used as columns, joint efficiency is lower due to insufficient strength and out-of-plane stiffness of the skin plate. Joint coefficient of a connection is defined as the ratio of the maximum strength of the connection to the full plastic strength of its beam, where the former is calculated considering the web's joint efficiency. The Building Design Law provides that joint coefficient should be larger than 1.2 when SN490 steel is used in the beam to guarantee enough strength of the connection in order to ensure plastic deformation capacity of beam. While in the "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures", this critical value is 1.25. Apparently, some of the qualified connections based on the Building Design Law might not have enough strength according to the "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures". Furthermore, the "Guidebook on Design and Fabrication of Welded Connections" states that when SN490 wide-flange beam is connected to BCR295 RHS column, especially when the joint efficiency at beam web is low, there is a high possibility that the connection does not meet the criteria of connection strength. The plastic deformation capacity of these connections are not clear, a comprehensive evaluation is necessary.

Nineteen beam-to-column specimens with joint coefficients ranged from 0.97 to 1.39 were tested under incremental cyclic loadings. The plastic deformation capacity, maximum strength, yield strength and full plastic strength of the specimens with different failure modes were evaluated quantitatively. The main findings from the test results are as follows:

- (1) 18 specimens ended up with ductile fracture at the beam-end flange during cyclic loadings. The other specimen of which the beam was welded onto the end-plate without weld access holes reached its ultimate status due to local buckling.
- (2) Specimens with higher joint coefficients showed better plastic deformation capacities than those with lower joint coefficients. For the specimens with joint coefficients around 1.2, although the plastic deformation capacities are not particularly good, these specimens reached the minimum requirements of seismic design.
- (3) For the specimens with joint coefficients lower than 1.2, plastic deformation capacities dropped slowly with the decrease of joint coefficients. Even the specimens with joint coefficients less than 1.0, of which the maximum strength of the connections were smaller than the full plastic moments of beams, showed certain plastic deformation capacities that still met the minimum requirements.
- (4) The experimental values of the maximum strength of the specimens were about 10% higher than the calculated results based on the calculation approach suggested in the "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures", which indicates that the "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures" provides accurate evaluation of the maximum strength of beam-to-column connections on the safe side.
- (5) For the specimens with lower joint efficiencies, the experimental values of maximum bending strength of beam web matched the calculated value based on the "Recommendation for Design of Connections in Steel Structures" well. For the specimens with good joint efficiencies, the experimental results were about 20% higher than the calculated results. The evaluation method is effective and also on the safe side.

(2015年6月10日原稿受理, 2015年11月5日採用決定)