角形鋼管柱の左右にせいの異なる梁が接合される場合の 梁の剛性と耐力に関する研究

STIFFNESS AND MOMENT CAPACITY OF H-SHAPED BEAM CONNECTED TO RHS-COLUMN WITHOUT DIAPHRAGM AT ITS LOWER FLANGE LEVEL

立山 英二*, 井上一朗**, 松村 弘道***

Eiji TATEYAMA, Kazuo INOUE and Hiromichi MATSUMURA

At the connection of H-shaped beams and RHS-column as shown in Fig.2, stiffness and moment capacity of smaller depth beam are governed by rigidity of column flange. In this paper, analytical study for predicting elastic stiffness and moment capacity of beam mentioned above and experimental results are reported.

The elastic stiffness of beam was derived by assuming the column flange would behave as grid beams.

For the moment capacity, the theoretical expression was developed based on the yield line theory.

And to confirm the precision, the analytical results were compared with the experimental results obtained from 14 simple beam type specimens under monotonic loading and 5 cruciform type specimens of beam-to-column sub-assembly under cyclic loading. In those tests, the parameters of specimens were thickness of RHS-column, disparity between lower beam flange and diaphragm, and width of beam-flange.

The analytical results were closely coincide with the corresponding test results.

Keywords : beam connected to RHS-column, moment capacity, yield line theory

1. 序

1981年にいわゆる「新耐震設計法」が施行されて以来、低層から高層に至る鉄骨造骨組の柱にはその断面特性の利点を生かして角形鋼管柱が多用されている。

ラーメン架構中の角形鋼管柱・梁接合部では、梁フランジから加わる応力集中による仕口の局部変形に対処し、十分な強度と剛性を有するための接合部の補剛形式としていくつかの代表的な工法があるが、「鋼管構造設計施工指針・同解説」¹⁾に与えられている許容力式や設計・施工上の注意事項は外ダイヤフラム形式の柱・梁接合部に関するものが主である。しかし、実施設計では外ダイヤフラム形式の補剛が採用されることはまれで、中低層の鉄骨造骨組ではほとんど通しダイヤフラム形式の補剛が慣用されている。

最近、通しダイヤフラム形式補剛の接合部で左右の梁に段差が無い標準的な接合部(図—1 以下、標準接合部

と略記)については、実験的、解析的研究成果^{2)~5)}が発表されている。しかし、現実の鉄骨造骨組は、このような標準的な接合部だけで構成されているわけではなく、特殊な接合部も存在する。そのような特殊接合部の一つ

図—1 通しダイヤフラム形式の標準接合部

本論文の一部は文献11)において発表済みである。

* 近畿大学 講師・工修

** 大阪大学 助教授・工博

*** (株)日本鋼管 主任研究員・工修

Lecturer of Kinki Univ., M. Eng.

Associate Prof. of Osaka Univ., Dr. Eng.

Research Engineer of Nihon Kokan Co., M. Eng.

図-2 段違い梁接合部

に機能上の要求, または鉄骨重量の軽減目的等により角形鋼管柱の左右で梁断面を変化させ, 梁に段差を設けた接合部(図-2 以下, 段違い梁接合部と呼ぶ)がある。このような接合部の補強方法としては, 段違い梁の下フランジ位置に内ダイヤフラム, または, 外ダイヤフラムを導入するか, もしくは, ハンチを付ける等の方法がある。どの補強方法を採用かは設計条件に応じて選択されるものと考えられるが, より合理的, 効果的な補強を行うためには無補強の場合の応力伝達機構, 剛性, 耐力等について把握しておく必要がある。無補強段違い梁接合部では, 梁の下フランジが不連続となり, 柱・梁接合部まわりの弾塑性挙動は標準接合部の場合と異なる。段違い梁接合部の弾塑性挙動・設計法に関する研究は極めて少なく, わずかに中尾^{6), 7)}, 平野^{8), 9)}, 福知¹⁰⁾らのH断面柱・梁接合部に関する研究が見られるにすぎず, 角形鋼管柱と段違い梁の接合部に関する資料は皆無である。

本研究は, 角形鋼管柱・段違い梁接合部の力学的特性の基礎的検討を目的として, 降伏線理論により無補強段違い梁接合部の梁耐力の算定式を導き, 段違い梁接合部を有する骨組の分解架構についての単調, および繰返し載荷試験結果に適用し, その妥当性について検討する。

2. 実験方法

実験は梁の段差(e), 角形鋼管柱の管厚(t_r), および, 梁幅を実験パラメータとして, 以下の系列別実験を行う。

- I) 完全に剛なパネルゾーンに接合する単純梁の単調載荷実験
- II) 角形鋼管柱・梁標準接合部の単純梁形試験体による単調載荷実験
- III) 角形鋼管柱・無補強段違い梁接合部の単純梁形試験体による単調載荷実験
- IV) 角形鋼管柱・無補強段違い梁接合部の十字型架構による繰返し加力実験

2.1 試験体の形状・寸法と材料の機械的性質

試験体は上記に示すように, 単純梁形と十字形の2種類であり, 試験体の梁はすべて溶接組立H形断面である。

角形鋼管柱は冷間プレス成型による管厚16mmのものを除いてすべて冷間ロール成型鋼管であり, その製造過程において円形から角形に成型されたものである。

単純梁試験体は, 図-3(a)~(c) および表-1 に示す

(a) B0シリーズ試験体

(b) B1シリーズ試験体

(c) B2シリーズ試験体

図-3 単純梁試験体

表-1 単純梁試験体

Specimen	Beam	Column	e(mm)
B0-1	BH-350×150×6×9	PL-32	—
B0-2	BH-250×125×6×9	"	—
B0-3	BH-250×175×6×9	"	—
B1-1	BH-350×150×6×9	□-250 ² ×6	—
B1-2	"	□-250 ² ×12	—
B1-3	"	□-250 ² ×16	—
B2-1	BH-250×125×6×9	□-250 ² ×6	50
B2-2	"	□-250 ² ×12	25
B2-3	"	"	50
B2-4	"	"	100
B2-5	"	□-250 ² ×16	100
B2-6	BH-250×175×6×9	□-250 ² ×12	25
B2-7	"	"	50
B2-8	"	"	100

B0, B1, B2の各シリーズから成っている。B0シリーズの試験体は, 図-3(a) に示すように中央の32mmの鋼板の両側にH形鋼を溶接したものであり, 接合部が剛

図—4 十字形試験体

表—3 材料の機械的性質

Specimen		Grade	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	EL. (%)
Plate	PL-6	SS41	3.04	4.67	30
	PL-9	"	3.10	4.41	32
RHS	□-250 ² ×6	STKR41	3.62*	4.49	28
	□-250 ² ×12	"	3.83*	4.55	29
	□-250 ² ×16	"	3.48*	4.85	23

註) 試験片はJIS Z 2201に準拠し、Plateについては1号試験片、RHSについては5号試験片である。

* 印は0.2% off-set値の降伏応力度

表—2 十字形試験体

Specimen	Beam		Column	Column Axial Force
	Left Side	Right Side		
CB-1	BH-350×150×6×9	BH-350×150×6×9	□-250 ² ×12	0
CB-2	"	"	"	133(N/N _P =0.33)
CB-3	"	BH-250×125×6×9	"	"
CB-4	"	"	"	"
CB-5	"	BH-250×175×6×9	"	"

N_P:柱の降伏軸力

な場合の梁の曲げ剛性や曲げ耐力に関する基準値を把握するためのものである。B1シリーズの試験体は、梁ウェブのモーメント伝達性状を検討するためのものであり、表—1に示すように、角形鋼管柱の管厚を実験パラメータとしている。B2シリーズの試験体は、無補強段違い梁のモーメント伝達性状を検討するためのもので、角形鋼管柱の管厚、梁の下フランジとダイヤフラムとの食い違い量(断差: e)、梁のフランジ幅をパラメータとし、総数8体である。十字形試験体(CBシリーズ)は、以上の単純梁形式の実験で得られた結果・結論を、地震時に近い応力状態を再現して確認するための試験体である。試験体は4種類で総数5体あり、図—4、表—2にその形状・寸法などを示す。この試験体の柱やパネルゾーンは弾性域にとどまるように断面を選定している。図—3、4に示すように、単純梁形および十字形のすべての試験体に対して、柱面から加力点までのH形鋼梁の長さは等しく、1875mmである。

使用材料の機械的性質を表—3に、各試験体の梁および柱の断面諸量を表—4に示す。

2.2 加力方法

加力装置は、単純梁形試験体と十字形試験体に対して

共通であり、加力装置に単純梁形試験体をセットした状況を図—5(a)に、また、十字形試験体をセットした状況を図—5(b)に示す。ただし、十字形試験体は装置の都合上、上下が逆にセットされている。試験体の梁は、横座屈を防ぐため、内側の2箇所の縦スチフナーの位置(図—3、4)で横方向の移動が拘束されている。単純梁形試験体の中央部は加力装置上部のピン治具に取付けられ、図—6(a)に示すように、梁の両端に下向きの一方せん断力を作用させる。十字形試験体では、角形鋼管柱の下部のオイルジャッキで柱に所定の軸力(柱の降伏軸力の約3割)を導入した後、図—6(b)のように、梁の両端に繰返しせん断力を作用させる。加力に当たっては、梁両端と接合部の3点が常に一直線上にあるように変位制御する。このような加力方法を用いることにより、図—6(b)の実験で得られた荷重-変形関係を座標変換して、 $P-\Delta$ 効果を含む層せん断力-層間変形角関係に変換することが出来る⁵⁾。

2.3 測定項目および測定方法

2.3.1 変位

単純梁形試験体では、図—7(a)に示す測定用フレームを試験体中央のプレート、またはダイヤフラムに取り

表—4 試験体の断面諸量

Section	A (cm ²)	A _w (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Z _P (cm ³)	N _P (t)	M _P (t·cm)	M _{EP} (t·cm)
BH-350×150×6×9	47.0	21.2	9620	550	623	—	1920	1360
BH-250×125×6×9	36.7	15.1	3890	312	353	—	1090	797
BH-250×175×6×9	45.3	15.1	5120	411	456	—	1410	1120
□-250 ² ×12	52.6	—	5210	417	480	190	1740	—
□-250 ² ×12	105	—	9790	783	938	402	3590	—
□-250 ² ×12	140	—	12500	999	1210	487	4210	—

図-5(a) 加力装置 (単純梁形試験体)

図-5(b) 加力装置 (十字形試験体)

図-6 加力方法

(a) 単純梁

(b) 十字形

図-7 変位測定フレーム

付け、梁両端の相対変位を計測する。実験結果としては、左右2本の梁のうち、大きい方の梁の変形を採用する。

十字形試験体の変位の計測点は、図-7(b)のように梁両端および柱の上下2点ずつであり、さらに、パネルゾーンの変形も図-8に示す位置で計測する。

2.3.2 ひずみ度

W.S.G. の貼付位置の例を図-9(a), (b)に示す。単純梁形試験体では中央の角形鋼管柱には貼付せず、片側のH形鋼梁だけに貼付している。

2.3.3 接合部の柱の面外変形

単純梁形試験体については、実験終了後、角形鋼管接合部のフランジおよびウェブの残留面外変形を計測し、等高線図を作成する。面外変形の計測は図-10に示す画像解析システムによって行った。試験体は変形が起っていない部分を基準面としてエマルジョンタイプ白色ワックスの液槽内に固定設置する。液面の高さを変化

図-8 パネルゾーンの変形

(a) 単純梁形試験体

(b) 十字形試験体

図-9 ひずみゲージ貼付位置

図—10 面外変形の計測システム

図—13 柱フランジ面

図—14 弾性解析モデル

させ、各液面高さの状況を試験体の真上からビデオカメラで撮影し、ビデオデッキを通してモニターテレビ、A/D変換器に画像を送る。輝度、色相等の条件を選択して、A/D変換器でその条件にあう必要画面を取り込み、コンピュータを通してハードコピーで等高線図を出力する。

3. 弾性剛性と塑性耐力

3.1 弾性剛性

3.1.1 B1 シリーズ試験体の弾性剛性

梁の上下フランジの位置で通しダイアフラムによって補剛されているが、梁のウェブは貫通していないから、図—11に示す梁のせん断力 P と部材回転角 θ を関係付ける剛性 K はせん断変形を考慮して下記の範囲にある。

$$K_0 = \frac{1}{\frac{l_b^3}{3EI} + \frac{1}{GA_w}} > K > K_1 = \frac{1}{\frac{l_b^3}{3EI_F} + \frac{1}{GA_w}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 I_F はウェブを無視した梁フランジだけの断面二次モーメント、 A_w はウェブの断面積である。

3.1.2 B2 シリーズ試験体の弾性剛性

梁の下フランジ位置でダイアフラムによる補強がされていない段違い梁では、梁に曲げが作用すると接合部の柱フランジに面外変形が生じ、これによって梁の端部が回転して剛性が低下する。したがって、この梁の解析に当たっては、柱フランジの面外剛性に対応する梁端の回転バネを導入した図—12に示すような解析モデルを考え、回転バネ剛性 K_r を次のようにして求める。

図—13に示す柱フランジ面を図—14に示す格子梁に置換する。この図では、梁 AB は幅 B の両端固定梁、

図—11

図—12

梁 $CD(C'D')$ は図中に点線で示されているように、梁の下フランジ端でピン支持の変断面片持ち梁とする。ただし、固定端 $C(C')$ における幅 b_0 を次のように定義する。

$$b_0 = \text{Min}(2e_1, 2e_2) \quad \dots\dots\dots (2)$$

また図—14において、梁の下フランジに相当する DD' の部分は変形しないものとする。格子梁の交点 DD' の変位 v と梁の回転角 θ_r の関係は図—14に示すとおりであり、梁端モーメント M は上下フランジの偶力として伝達されるものとする、 M と θ_r を関係付ける回転剛性 K_r は次式のように導かれる。

$$K_r = 3E(\alpha h_p)^2 \left\{ \frac{I_{AB}}{(\alpha \beta h_p)^3} + \frac{4I_{CD}}{3e_2^3} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 I_{AB} 、 I_{CD} は、それぞれ梁 AB および固定端における梁 $CD(C'D')$ の断面2次モーメントである。すなわち、

$$I_{AB} = \frac{Bt_w^3}{12}, \quad I_{CD} = \frac{b_0 t_i^3}{12} \quad \dots\dots\dots (4)$$

図—12に示す段違い梁のせん断力 P と部材回転角 θ を関係付ける弾性剛性 K_2 は、(3)式の K_r を用いて次式で与えられる。

$$K_2 = \frac{1}{\frac{l_b^3}{3EI_F} + \frac{1}{GA_w} + \frac{l_b}{K_r}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

3.2 塑性耐力

3.2.1 B1 シリーズ試験体の塑性耐力

図—15に示す接合部を対象にして、梁ウェブから柱フランジに伝達される塑性モーメントは柱フランジの崩壊機構を図—16に示すように想定すると、降伏線理論¹²⁾に基づいて次式⁵⁾で与えられる。

$$M_{wc}(X) = 8 \left(\frac{D_f}{2} - X \right) \left[(\pi - \phi) + \left(\frac{D_f}{2X} - 1 \right)^2 - 1 \right]^{1/2} M_0^t + \frac{D_f(X - S_r)}{2X} N_0^w \quad \dots\dots\dots (6)$$

(6)式を X で最小化させる過程は繁雑であり、 M_{wc} の厳密解を求めることは困難であるから近似値を用い

図—15 標準接合部

図—16 崩壊機構

図—17 梁ウェブ応力分布

る。近似値 M'_{wc} は、梁ウェブ断面の応力分布を図—17に示すようにウェブの断面上下 X の範囲だけに様な軸方向力が作用するものと仮定して、次式⁵⁾のように求める。

$$M'_{wc} = (X - S_r)(D_f - X - S_r)N_0^w \quad (7)$$

$$X = \left(\frac{4 D_f M_0^t}{N_0^w} + S_r^2 \right)^{1/2} \quad (8)$$

ただし、 M_0^t は鋼管板要素の単位幅当たりの塑性モーメントである。梁フランジだけの塑性モーメントを M_{FP} とすると、柱梁接合部で伝達される梁の塑性モーメントの近似値 M'_c は、(7) 式の M'_{wc} を用いて次式で与えられる。

$$M'_c = M'_{wc} + M_{FP} \quad (9)$$

ただし、 M'_c は梁断面の全塑性モーメント値 M_p を超えることはできない。

3.2.2 段違い梁 (B2 シリーズ) 試験体の塑性耐力

段違い梁の崩壊機構に関しては、図—18 に示すように、二辺の固定端 PH, PJ で支持された板の点 0 に集中荷重が作用する場合の解¹²⁾を適用する。図—18 にお

図—18 二辺固定支持板が集中荷重を受ける場合の塑性化領域

いて降伏線の一部である曲線 QR は等角螺旋であり、塑性化領域 OQR の応力仕事速度 W_i^{CN} は次のように導かれる。

$$W_i^{CN} = M_0 u [\cot \lambda_1 + \cot \lambda_2 + 2(\lambda_1 + \lambda_2 - \beta)] + \frac{2}{\lambda_1 + \lambda_2 - \beta} \left(\ln \frac{k \sin \lambda_1}{\sin \lambda_2} \right)^2 \quad (10)$$

ここで、 u は荷重点 0 の変位速度であり、角度パラメータ λ_1, λ_2 が次の値を取るとき W_i^{CN} は最小値を取る。

$$\lambda_1 = \frac{1}{2} \pi - \phi, \quad \lambda_2 = \frac{1}{2} \pi + \phi \quad (11)$$

ϕ は図—18 において次式で定義される。

$$\tan \phi = \frac{1}{\lambda_1 + \lambda_2 - \beta} \ln \frac{k \sin \lambda_1}{\sin \lambda_2} \quad (12)$$

柱フランジの崩壊機構として図—19 に示す機構を仮定する。この機構の塑性化領域④②①と④③⑥に対して (10) 式を適用すれば、段違い梁の崩壊モーメント M_c が次のように得られる。

$$M_c = 4 \left\{ \tan \phi_1 + \left(\frac{\pi}{2} + \text{ant} \frac{B}{2 h_b} - \phi_1 \right) \sec^2 \phi_1 + \frac{\pi}{2} \sec^2 \phi_2 + \frac{B}{2 e_1} \right\} M_0 h_b' \quad (13)$$

ただし、 M_c は梁の全塑性モーメント M_p を超えることはできない。

4. 実験結果とその考察

4.1 単純梁形試験体の実験結果

実験結果としては、接合部の両側の梁のうち、大きな

図—19 崩壊機構

図-20 単純梁の変形

変形が生じた方の結果を採用している。B1 および B2 シリーズの各実験結果は、同じ梁断面で剛な接合部を持つ B0 シリーズの実験結果（以下、これを基準試験値と略記）と比較して示す。荷重-変形関係としては、図-20 に示す梁のせん断力 P と部材回転角 θ の関係を用いている。

4.1.1 B1 シリーズ

各試験体の P - θ 関係を図-21 に示す。図-22 はそれらをまとめたものであり、図中の点線は B0-1 の基準試験値である。原点を通る 2 本の直線は (1) 式の剛性の上下界 K_0 , K_1 を表している。 P_P , P_{FP} は、それぞれ梁の全塑性モーメントおよび梁フランジの全塑性モーメントに対応する荷重レベルであり、 P_c は (7) 式のモーメントに対応する。荷重点 P_{gp} は、荷重-変形関係の勾配が初期の 1/6 になった点で、本論ではこの値を実験値としている。1/6 の勾配を採用した理由は下記のとおりである。

- (1) 降伏棚が現れる荷重-変形曲線に対しては、ほぼ降伏棚開始点の荷重レベルに対応する。
- (2) 降伏棚が認められない荷重-変形曲線の場合には、剛性が大きく低下する荷重点に対応する。

その他、図中の記号 FB, WB は、それぞれフランジ

およびウェブに局部座屈が観察された点を表している。

剛な接合部を持つ B0-1 では明瞭な降伏棚が現れた後、ひずみ硬化によって耐力が若干上昇し、ウェブに局部座屈が生じて耐力が漸減する。一方、B1 シリーズでは降伏棚は認められず、弾性域から塑性域にかけて徐々に剛性が低下している。また、どの試験体の最大耐力 (P_{max}) も基準試験値に達しているが、管厚 6 mm の B1-1 では、最大耐力になるのはかなり大きな変形が生じた後である。B1 シリーズのうち、(7) 式から計算される M'_c 値が M_P 値より小さい試験体は B1-1 だけである。この試験体に対しては、 P_c は P_{gp} によく一致しているが、B1-2, 3 では $P_c(P_P)$ は P_{gp} よりやや大きい。しかし、B1-2, 3 では、B1-1 に比べて小さな変形で P_P に達しており、 P_{max} に達する変形は基準試験値とはほぼ同じである。

B0-1 の剛性は理論値 K_0 にほぼ一致しているが、B1 シリーズでは、柱の管厚にかかわらず、どの試験体の剛性も (1) 式の下界に非常に近い。

各試験体の荷重が P_{gp} に達したときの接合部近傍のウェブのひずみ分布を図-23 に示す。B1 シリーズのひずみ度はどれも基準試験値よりかなり小さい。

図-24 は、B1-1 の実験終了後の接合部柱フランジの面外変形を 1 mm ピッチの等高線で示したもので、図-16 の崩壊機構に類似している。なお、他の 2 体の試験体ではほとんど変形が検出されなかったのを図を省略する。

4.1.2 B2 シリーズ

各試験体の P - θ 関係を図-25 に示す。図中の記号は

図-21 P - θ 関係 (B1 シリーズ) 図-22 P - θ 関係 図-23 ウェブのひずみ度分布 ($P = P_{gp}$)

図-24 面外変形

図-25 P-θ 関係 (B2 シリーズ)

図-26 P-θ 関係

前項と同じであるが、剛性については K_1 の代わりに (5) 式から得られる K_2 を示している。耐力、剛性ともに、どの試験体も基準試験値に比べて明らかに低下しており、当然のことながら、柱の管厚が薄くなるほど、また段差が大きくなるほどこの傾向は顕著である。解析値と実験値とを比較すると、図-14 の格子梁モデルから得られる剛性 K_2 は、全体に実験値をやや過小評価する傾向にある。

また、図-19 の崩壊機構から導かれる耐力レベル P_c と P_{gp} とは比較的良好に一致していると言えよう。

図-26 は、段差 e が 50 mm の場合の 2 種類の梁断面に対する実験結果を比較したものであり、点線は B0-2 の基準試験値である。B2-7 の耐力は B0-2 のものを超えており、このことから、段違い梁の補強方法として内

ダイアフラムやハンチなどを用いなくても、梁の端部にフランジ幅を広げるという簡便な補強で梁の全塑性値に到達できる可能性があると言える。表-5 は単純梁試験体の弾性剛性、塑性耐力の解析値と実験値をまとめたものである。

接合部の柱の永久面外変形の一例を図-27 に示す。B2 シリーズでは、クリッピングの有無を調べる目的でウェブの面外変形も計測したが、柱の管厚 6 mm のものの以外ではほとんど検出されなかった。図-27 に示されているフランジ面の変形状態は図-19 の崩壊機構とよく似ている。

4.2 十字形 (CB シリーズ) 試験体

4.2.1 繰返し加力実験結果

図-28 に示すように、十字形試験体はラーメン架構

表-5 単純梁試験体の弾性剛性と塑性耐力

Specimen	弾性剛性					塑性耐力		
	解析値		実験値 K_e (t/rad)	弾性剛性		解析値 P_c (ton)	実験値 P_{gp} (ton)	P_{gp}/P_c
	K_0 (t/rad)	$K_1(K_2)$ (t/rad)		K_e/K_0	$K_e/K_1(K_2)$			
B0-1	1570		1620		1.03	10.5	11.0	1.04
B0-2	655		586		0.89	5.85	6.20	1.06
B0-3	857		843		0.98	7.61	7.86	1.03
B1-1	1540	1220	1190	0.97	0.77	8.21	8.51	1.04
B1-2	1570	1240	1250	1.01	0.80	10.6	9.31	0.88
B1-3	1560	1240	1260	1.02	0.81	10.5	10.1	0.96
B2-1	664	65	268	4.12	0.41	0.85	1.43	1.68
B2-2	653	481	524	1.09	0.80	5.51	5.33	0.98
B2-3	666	317	400	1.26	0.61	4.04	5.07	1.25
B2-4	356	200	291	1.46	0.44	3.65	3.99	1.09
B2-5	661	343	401	1.17	0.61	5.99	5.49	0.92
B2-6	853	676	694	1.03	0.81	7.33	7.37	1.01
B2-7	851	499	551	1.10	0.64	5.59	6.86	1.23
B2-8	850	422	384	0.91	0.45	5.45	5.46	1.00

ただし、 (K_2) は B2 シリーズの場合

図-27 柱・梁接合部の永久面外変形

図-28 試験体位置

の一部を切り出したものである。梁の部材角が常に零を保つよう架構の変形状況を想定し、十字形試験体の加力に当たっては、図-30に示すように梁両端および接合部の3点が常に一直線上にあるように変位を制御している。

図-29 十字形試験体の測定変位

図-30 $\bar{N}, \bar{Q}$

十字形試験体の実験結果を図-31~33に示す。CB-1以外の試験体には、すべて柱に133 ton (軸力比: 0.33)の軸力が作用している。

図-31(1)~(5)は各試験体の $Q-R$ 関係である。ただし、CB-4試験体はCB-3と同じで、加力時の変位振幅が異なるだけである。図中の点線は解析結果を表す。原点を通る直線はパネルゾーンのせん断変形¹³⁾を考慮し、断差のない梁に対しては(1)式で示される K_1 を用い、段違い梁については接合部柱フランジの面外変形を考慮した(5)式の剛性 K_2 を適用したものである。一点鎖線は接合部の柱フランジを剛としてその面外変形を無視した場合の剛性を表している。水平あるいは右下がりの点線は崩壊機構線であり、 Q_P および Q_C は、それぞれ左右の梁の全塑性値および接合部柱フランジ面の崩壊荷重に対応する荷重レベルである。さらに、図-31中の各記号は下記の現象が観察された点を示すもので、最初の英字としてLとRで左側および右側の梁を区別している。

FB WB: フランジまたはウェブに局部座屈発生

FC: スカップ端部の梁に亀裂発生

FT: 梁フランジ破断

実験結果と解析結果の弾性剛性と塑性耐力を表-6にまとめて示す。

図-32は、接合部パネルゾーンの平均せん断応力度(τ)と測定値の平均せん断変形(γ)との関係を表すもので、 τ は(14)式で算出している。

(1) CB-1

(2) CB-2

(3) CB-3

(4) CB-4

(5) CB-5

図-31 $Q-R$ 関係

図-32 パネルゾーンの τ - γ 関係 図-33 梁の P - θ 関係

表-6 十字形試験体の弾性剛性と塑性耐力

Specimen	弾性剛性					塑性耐力		
	解析値 K_0 (t/rad)	K_1 (t/rad)	実験値 K_e (t/rad)	$\frac{K_e}{K_1}$	$\frac{K_e}{K_0}$	解析値 Q_c (ton)	実験値 Q_{gp} (ton)	$\frac{Q_{gp}}{Q_c}$
CB-1	1760	1350	1290	0.96	0.73	16.9	16.2	0.96
CB-2	1620	1210	1120	0.83	0.69	15.2	12.9	0.85
CB-3	1230	761	792	1.00	0.64	8.68	8.57	0.99
CB-4	1230	789	827	1.05	0.67	8.66	7.73	0.89
CB-5	1300	894	830	0.93	0.64	10.8	9.29	0.86

Ko: 柱フランジの面外変形を考慮せず

K1: 柱フランジの面外変形を考慮

図-34 梁フランジの亀裂状況

図-35 柱・梁接合部の溶接状況

$$\tau = \frac{M_L + M_R - Q \cdot j_b}{V_p} \quad (14)$$

ここで、 M_L 、 M_R は左右の梁端モーメント、 V_p はパネルゾーンの体積である。ただし、 V_p は左右の梁のうち大きい梁のフランジ中心間距離 j_b と柱の管壁厚 t_s の積である。

図-33は、段違い梁を持つ十字形試験体 (CB-3, 5) の左右の梁のせん断力と部材回転角 (図-29, θ_L , θ_R) の処女荷重時の関係であり、同図中には同じ断面の単純梁試験結果も示している。

4.2.2 実験結果の考察

図-31、表-6に示すように、弾性剛性に関しては実験値は解析値と良く一致している。これに対して、どの試験体も崩壊機構線の荷重レベルは超えているが、単純梁試験と同様、線形性からの離脱は早期に生じている。この結果、処女荷重における塑性耐力については、解析値は実験値を上回っている。

繰返し加力に対しては、図-34に示すように、どの試験体の梁にもスカラップ端部の引張側フランジ中央に亀裂が発生し、それが両側に進展して破断に至っている。図中に点線で示しているように、破断箇所のフランジには絞りが生じていた。ただし、フランジに亀裂が生じた

のは、CB-4, 5試験体では段差の無いせいが多い方のH形鋼梁のみである。無補強段違い梁では、接合部柱フランジの面外変形によって梁の変形が吸収され、亀裂は生じていない。図-35は接合部付近の溶接詳細を示すものであるが、この図における梁フランジのAB部分が他の部分に比べて構造的な欠陥もしくは弱点になっており、この部分にひずみが集中して破断に至ったことは明らかである。

図-32の τ - γ 関係については、CB-1, 2どちらも若干降伏域に入っているが、軸力比が0.33程度ではその影響は認められない。一方、無補強段違い梁を持つCB-3, 4, 5の場合、かなり低いレベルで明らかに塑性化が生じている。

図-33は十字形試験体と単純梁形試験体の各梁のせん断力と部材回転角を比較したものであるが、右側の段違い梁については、十字形試験体の梁の耐力は単純梁のそれと同程度かそれよりやや低くなっている。

5. 結 論

本論では、角形鋼管柱と左右の梁せいが異なる無補強段違い梁の接合部における応力伝達機構に関する解析的研究を行い、梁の弾性剛性、終局曲げ耐力の算定式を導

いた。また、単純梁形試験体について単調載荷実験、十字片試験体について正負交番繰返し加力実験を行い、梁の弾性剛性、終局曲げ耐力の算定式を実験結果と比較して、その妥当性について考察した。さらに、無補強段違い梁の実験結果は剛接合部と標準接合部を持つ同じ形状の梁に対する曲げ試験結果と比較して検討・考察した。得られた結果を要約すれば、下記のとおりである。

(1) 梁の下フランジとダイアフラムに段差がある段違い梁の弾性剛性および塑性耐力は、当然のことながら段差が大きくなるほど、また柱の管厚が薄くなるほど低下する。しかし、段差が小さい場合や柱の管厚が大きい場合には、剛性・耐力の低下量はわずかであり、最大耐力は基準試験値に達している。

(2) 段違い梁の弾性剛性については、柱フランジ面を格子梁に置換したモデルで面外変形の効果を考慮することにより評価できるが、計算値は実験値をやや過小評価する傾向がある。一方、塑性耐力については、降伏線理論を用いた柱フランジ面の面外変形機構に基づく計算値によっておおむね予測できる。

(3) 十字形試験体の弾性剛性については、単純梁形試験体に用いた方法を適用し、さらに、パネルゾーンのせん断変形を考慮することによって、計算値は実験値に良く一致する。塑性耐力については、単純梁の場合と同様、計算値は実験値をやや過大に評価する。

一方の梁が段違い梁の場合には、パネルゾーンのせん断耐力がかなり低下する。したがって、水平力を負担するような段違い梁が接合される部分では何らかの補強策を講ずる必要がある。なお、この試験体では数回の繰返し加力の後、スカラップによる断面欠損部のフランジに絞りが生じて破断した。

謝 辞

本実験研究について、大阪大学工学部建築学科五十嵐定義教授より貴重な御助言を頂いた。また、阪急電鉄(株)杉本正三氏(当時、大阪大学大学院生)、菊池鉄工(株)西植文計氏(当時、近畿大学研究生)の多大な助力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説，1980年5月
- 2) 福田浩司，金谷 弘，田淵基嗣：通しダイアフラム補剛

による角形鋼管柱・H形はり接合部の弾塑性性状 その3，鋼管幅厚比の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.973-974，昭和63年10月

- 3) 福田浩司，金谷 弘，田淵基嗣，佐柳光昭：角形鋼管柱・はり接合部の力学性状に与える接合部詳細の影響 その4，はりフランジの2次曲げの影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1217-1218，1989年10月
- 4) 田淵基嗣，坂本真一，金谷 弘，藤原勝義，上場輝康：角形鋼管柱に接合されるH形鋼はり端部の曲げ耐力の評価，日本建築学会構造系論文報告集，第389号，pp.122-131，昭和63年7月
- 5) 立山英二，井上一朗，杉本正三，松村弘道：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形断面はりの耐力と変形性能に関する研究—日本建築学会構造系論文報告集，第389号，pp.109-121，昭和63年7月
- 6) 中尾雅躬，小佐野宏：左右のはりせいが異なるH形鋼強軸交差形柱はり接合部に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.917-918，昭和60年10月
- 7) 中尾雅躬，小佐野宏：左右のはりせいが異なるH形鋼強軸交差形柱はり接合部に関する研究 その2：梁せい比が復元力特性に与える影響について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1195-1196，1989年10月
- 8) 平野道勝，吉田幸弘，西上 誠，今井兼久，渡辺富雄：段差を有する柱はりパネルゾーンの力学的研究に関する研究，社団法人鉄骨建設業協会鉄骨，Vol.10，pp.29-37，1988.6
- 9) 今井兼久，平野道勝，吉田幸弘，西上 誠，渡辺富雄：段差を有する柱はり接合部の力学的研究に関する研究，その1～その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1203-1208，1989年10月
- 10) 万木 宏，梅沢宣雄，土井康生，福知保長：段差を有する柱・はり仕口部の耐力実験 その1，その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1199-1202，1989年10月
- 11) 立山英二，五十嵐定義，井上一朗，張 雨田，杉本正三，松村弘道：通しダイアフラム形式の角形鋼管柱・H形鋼はり接合部におけるはりの応力伝達機構に関する研究(その1～その3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.929-934，昭和60年10月
- 12) E. H. Mansfield：Studies in Collapse Analysis of Rigid-Plate with Square Yield Diagram, Proc. of the Royal Society London, 241, Series A, pp.311-338, Aug., 1957
- 13) 日置興一郎，中本嘉彦：接合部のせん断変形を考慮したたわみ角法，日本建築学会論文報告集，第101号，pp.39-44，1964年8月

(1990年2月10日原稿受理，1990年8月28日採用決定)