鉛直スチフナ形式・SRC柱-Sはり接合部の
力学的挙動に関する研究STRUCTURAL BEHAVIORS OF STEEL-BEAM TO
SRC-COLUMN CONNECTIONS REINFORCED WITH
VERTICAL STIFFENING PLATES

森田 耕次*, 横山 幸夫**, 平岡 秀章**, 石井 匠**

Koji MORITA, Yukio YOKOYAMA, Hideaki HIRAOKA and Takumi ISHII

Experimental and analytical studies have been carried out to estimate yield and ultimate strength of steel-beam to SRC-column connections where steel element of SRC is cross-H section and reinforced with vertical stiffening plates. The followings can be concluded from this research.

- (1) From the test results of cruciform tensile specimens,
 - i. The effect of infilled-concrete is to change the stress transfer mechanism of vertical stiffening plate. The yield mode of vertical stiffening plate is the out-plane bending one in steel column, but the tensile yielding one in both steel-concrete column and steel-reinforced-concrete (SRC) column.
 - ii. The strength of connections became stronger with the thickness of vertical stiffening plate and column flange, but it did not become stronger by widening vertical stiffening plate beyond its specified limit.
 - iii. The yield and ultimate strength of cruciform connections can be estimated by the proposed analysis based on the yield line theory taking the difference of structural system of column into consideration.
- (2) From the test results of steel-beam and SRC-column subassemblage tests,
 - i. Similar yield strength and deformation behavior were observed between the tension side and the compression side of beam-flange to SRC-column connection.
 - ii. The yield and ultimate strength of beam-end-connection can also be estimated analytically based on the yield line theory.
 - iii. The yield strength of connection panel can be estimated by modifying the formula presented in AIJ Standard.

Keywords : SRC Column, Steel Beam, Connection, Yield Strength, Ultimate Strength

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート柱-鉄骨はり構造の柱貫通形式柱はり接合部として、柱の鉄骨が $\boxplus$ 断面の場合は水平スチフナ形式と鉛直スチフナ形式が考えられる。鉛直スチフナ形式は水平スチフナ形式で問題とされる接合部におけるコンクリートの充てん性は良好で、また、接合部の溶接施工の工数は大幅に低減される。

しかし、鉛直スチフナ形式では「はりフランジの応力は、柱鉄骨ウェブと鉛直スチフナによって柱内に伝達されることになるが、応力の流れに無理がある」との指摘がある¹⁾。また、柱はり接合部の力学的挙動に関する実

験および研究はほとんどなされておらず、接合部の耐力評価についてはいまだ明確な方法は示されていない。

本研究では、各種構造形式の柱と鉄骨はり引張側フランジの鉛直スチフナ形式接合部に関する部分モデル実験の結果に基づき、降伏線理論により接合部耐力を考察した。また、十字形・部分骨組架構の実験結果より鉛直スチフナ形式・柱はり接合部の応力伝達機構を考察し、部分モデル実験により得られた接合部耐力の評価法が骨組架構の柱はり接合部に適用できることを検証している。なお、本研究の成果の一部は文献2)に示している。

* 千葉大学 教授・工博

** 千葉大学 大学院生

Prof. of Chiba Univ., Dr. Eng.

Graduate Student of Chiba Univ.

Fig. 2 Experimental P - Δ Relationships of Cruciform Specimens

Fig. 3 Definition of General Yield Strength (eP_p) for Experimental P - Δ Relationships

Fig. 4 Crack Pattern in Beam Flange Joint

接合部には図-4に示す4種類の亀裂CF, CD, CWおよびBFが観察された(表-3参照)。以下に、柱の構造形式別に、接合部の力学的挙動を示す。

(1) 柱：鉄骨構造 (S)

試験体 N-10e の各部のひずみ分布を図-5に示す。

Fig. 5 Strain Distributions in N-10e

Fig. 6 Strain Distributions in C-10e

各部の降伏順序は柱ウェブの引張降伏、柱フランジ(直交フランジも含む)の面外曲げ降伏、鉛直スチフナの面外曲げ降伏、はりフランジの引張降伏の順となり、 eP_p は鉛直スチフナが面外曲げ降伏する荷重とほぼ対応している。

(2) 柱：鉄骨コンクリート構造 (SC)

試験体 C-10e の各部のひずみ分布を図-6に、また、各試験体の鉛直スチフナのひずみ分布を図-7に示す。鉄骨各部の降伏順序は柱鉄骨ウェブの引張降伏、鉛直スチフナの引張降伏、柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏、はりフランジの引張降伏の順であるが、試験体 C-10s および C-10f に関しては、柱鉄骨フランジの面外曲げ降伏とはりフランジの引張降伏がほぼ同時に起こっている。また、 eP_p は柱鉄骨フランジが面外曲げ降伏する荷重とほぼ対応している。なお、鉛直スチフナは、 s_h が広い C-20e が局部的に引張降伏しているのに対し、他

Fig. 7 Strain Distribution in Vertical Stiffeners

の試験体は全面引張降伏している（図—7 参照）。

柱の構造形式だけが相違する C-10 e と N-10 e を比較すると、鉛直スチフナの降伏形が C-10 e は引張降伏であるのに対して N-10 e は面外曲げ降伏である（図—5(a), 6(a) 参照）。また、C-10 e は全塑性および最大耐力とも N-10 e の 1.37, 1.35 倍となっている。したがって、接合部の応力伝達機構および耐力に及ぼす充てんコンクリートの効果は大きい。

鉛直スチフナ幅 (s_h) だけが相違する C-05 e, C-10 e, C-20 e を以下に比較する。 s_h の狭い C-05 e が C-10 e に比べ、早期に剛性の低下がみられ、全塑性および最大耐力はともに約 0.75 倍であった。これに対して s_h の広い C-20 e は C-10 e に比べ全塑性および最大耐力ともに若干下回った。したがって、鉛直スチフナ幅がある特定の幅以上になると接合部耐力の上昇は期待できない。

鉛直スチフナ厚さ (s_t) だけが相違する C-10 s と C-10 e を比較すると、 s_t が厚い C-10 s の全塑性および最大耐力は C-10 e の 1.2, 1.1 倍であった。また、柱フランジ厚さ (c_{t_f}) だけが相違する C-10 f と C-10 e を比較すると、 c_{t_f} が厚い C-10 f の全塑性および最大耐力は C-10 e の 1.2, 1.3 倍であった。

(3) 柱：鉄骨鉄筋コンクリート (SRC)

試験体の鉄骨各部のひずみ分布および降伏順序は柱が SC の試験体と同様である。また、被覆鉄筋コンクリート部分は、柱フランジが面外曲げ降伏を開始する荷重と前後して、はりフランジ端より斜めひび割れが発生し（図—8 参照）、 eP_p 以後に帯筋がはりフランジが取り付く側で降伏する。しかし、主筋は、 eP_m まで降伏していない。

Fig. 8 Crack Pattern in Concrete of R-10 s

柱の構造形式だけが相違する R-10 e と C-10 e, R-05 e と C-05 e および R-20 e と C-20 e を比較すると、前者は後者に対して全塑性耐力で 1.07 から 1.31 倍、最大耐力で 1.09 から 1.38 倍となり、被覆鉄筋コンクリート部分の接合部耐力に対する寄与が認められる。

2.3 接合部耐力の解析

接合部の全塑性耐力時では、柱の構造形式にかかわらず、柱鉄骨フランジははりフランジ取り付け位置近傍で面外曲げ降伏を起こしている。柱鉄骨フランジの面外曲げ抵抗が接合部の降伏耐力に与える寄与を評価する上で降伏線理論が有効である^{3), 4)}。以下では、接合部の全塑性耐力を柱の構造形式別に降伏線理論により解析し、得られた全塑性耐力の評価式を最大耐力の評価まで拡張して適用する方法について検討する。

(1) 柱：鉄骨構造 (S)

接合部の全塑性耐力を、試験体 N-10 e のひずみ分布を参照して、図—9 の崩壊機構を仮定して解析する。すなわち、解析に用いた主な仮定は以下のとおりである。

- i) はりフランジ端部は応力集中により引張降伏域が両端に区間 y だけ生じ、その区間で柱フランジの面外曲げ変形が許容される⁴⁾。ここで、 y は未知数である。
- ii) 柱ウェブは応力集中により引張降伏域が区間 CC' ($2x+t$) に生じ、その区間では柱フランジの面外曲げ変形が許容される³⁾。ここで、 t は柱フランジに形成された降伏線 BB, B'B' の間隔、 x は未知数である。
- iii) 柱フランジには降伏線 AA, A'A', BB, B'B', AB, A'B' が形成される。これら降伏線の単位長さ当たりの降伏モーメントは (1) 式の柱フランジの面外曲げ降伏モーメント ${}_sM_p$ とする。

$${}_sM_p = \frac{c_{t_f}^2 \cdot s \sigma_y}{4} \quad (1)$$

ここで、 $s \sigma_y$ ：柱フランジ素材の降伏点である。

- iv) 柱フランジと鉛直スチフナの交線には降伏線 AA' が形成される。降伏線の単位長さ当たりの降伏モーメントは (2) 式の ${}_sM_p$ とする。

Fig. 9 Yield Line Mechanism in Steel Column for Cruciform Specimen

$$sM_p = \min \left\{ \frac{c t_f^2 \sigma_y}{4}, \frac{s t^2 \sigma_y}{4} \right\} \quad (2)$$

ここで、 $\min \{ \}$ は括弧のうちのいずれか小さい方の値、 σ_y ：鉛直スチフナ素材の降伏点である。

なお、柱フランジの降伏線 AA, A'A' の間隔が鉛直スチフナの幅より広い場合は、鉛直スチフナの降伏線はその幅だけ形成されることになる。

はりフランジの作用荷重 P により、弾性域のはりフランジ部分が取り合う柱フランジの BBB'B' 部分に面外曲げ変形 δ が生じると仮定すると、柱フランジの回転角は降伏線 AA', BB' に対し $\theta_1 = \delta/y$, 降伏線 AA, A'A', BB, B'B' に対し $\theta_2 = \delta/x$, 降伏線 AB, A'B' に対し $\theta_3 = \delta \sqrt{x^2 + y^2} / (x \cdot y)$ となる。

はりフランジに作用する荷重 P のなす外部仕事 (E_x) は (3) 式となる。

$$E_x = (P - y \cdot t_f \cdot \sigma_y) y \cdot \theta_1 \quad (3)$$

ここで、 t_f ：はりフランジ厚さ、 σ_y ：はりフランジ素材の降伏点である。

鉛直スチフナ、柱フランジおよびウェブのなす内部仕事 (E_i) は (4) 式となる。

$$\begin{aligned} E_i &= 2sM_p(2x+t)\theta_1 + 2rM_p(t \cdot \theta_1 + 2(c-b-y)\theta_2) \\ &\quad + 2\sqrt{x^2 + y^2}\theta_3 + wT_y(x+t)y \cdot \theta_1 \\ &\quad \text{for } sh \geq (2x+t) \\ E_i &= 2sM_p \cdot sh \cdot \theta_1 + 2rM_p(t \cdot \theta_1 + 2(c-b-y)\theta_2) \\ &\quad + 2\sqrt{x^2 + y^2}\theta_3 + wT_y(x+t)y \cdot \theta_1 \\ &\quad \text{for } sh < (2x+t) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 c ：柱フランジ幅、 $wT_y = c t_w \cdot \sigma_y$ ：柱ウェブの単位長さ当たりの引張降伏耐力、 $c t_w$ ：柱ウェブ厚さ、 σ_y ：柱ウェブ素材の降伏点である。

接合部の降伏耐力 (sP_p) は、(3) 式と (4) 式を等

Fig. 10 Yield Line Mechanism in Steel-Concrete or Steel-Reinforced-Concrete Column for Cruciform Specimen

しいとして求めた P が最小となるように未知数 x, y を決定すれば得られ、(5) 式となる。

$$\begin{aligned} sP_p &= 2rM_p \cdot c b(4x+t) \frac{1}{x^2} + \frac{1}{2} \cdot wT_y \cdot t \\ &\quad + \frac{4(sM_p + rM_p)x^2}{4rM_p \cdot c b - wT_y \cdot x^2} \cdot t_f \cdot \sigma_y \\ &\quad \text{for } sh \geq (2x+t) \\ sP_p &= 2c b \{ sM_p \cdot sh + rM_p(4x+t) \} \frac{1}{x^2} \\ &\quad + \frac{1}{2} \left(t - \frac{sM_p}{rM_p} sh \right) wT_y \\ &\quad + \frac{4rM_p \cdot x^2}{4rM_p \cdot c b - wT_y \cdot x^2} \cdot t_f \cdot \sigma_y \\ &\quad \text{for } sh < (2x+t) \end{aligned} \quad (5)$$

ただし、(5) 式の x は (6) 式の解である。

$$\begin{aligned} 2wT_y \cdot x^5 + \{ wT_y^2 \cdot t - 8(sM_p + rM_p) t_f \cdot \sigma_y \} x^4 \\ - 16rM_p \cdot c b \cdot wT_y \cdot x^3 - 8rM_p \cdot c b \cdot wT_y \cdot t \cdot x^2 \\ + 32rM_p^2 \cdot c b^2 \cdot x + 16rM_p^2 \cdot c b^2 \cdot t = 0 \\ \text{for } sh \geq (2x+t) \\ 2rM_p \cdot wT_y^2 \cdot x^5 + \{ (sM_p \cdot sh + rM_p \cdot t) wT_y \\ - 8rM_p^2 \cdot t_f \cdot \sigma_y \} x^4 - 16rM_p^2 \cdot c b \cdot wT_y \cdot x^3 \\ - 8rM_p \cdot c b \cdot wT_y (sM_p \cdot sh + rM_p \cdot t) x^2 \\ + 32rM_p^3 \cdot c b^2 \cdot x + 16rM_p^3 \cdot c b^2 (sM_p \cdot sh + rM_p \cdot t) = 0 \\ \text{for } sh < (2x+t) \end{aligned} \quad (6)$$

ここで、柱鉄骨フランジの降伏線 BB, B'B' の間隔 t として、スチフナ補強のない H 断面柱-はり引張側フランジ接合部に関する Wardenier J. の研究を参考にし (7) 式を用いる³⁾。

$$t = t_r + c t_f \quad (7)$$

ここで、 t :補強盛を含むはりフランジの溶接寸法である。

接合部の最大耐力(sP_m)の評価に際しては、全塑性耐力の評価式(5)および(6)式における素材の降伏点の代わりに引張強さを用いることとする。

(2) 柱:鉄骨コンクリート構造(SC)

接合部の全塑性耐力を、試験体 C-10e のひずみ分布を参照して、図-10 の崩壊機構を仮定して解析する。すなわち、解析に用いた主な仮定は以下のとおりである。

i) 鉛直スチフナおよび柱鉄骨ウェブは応力集中により引張降伏域が区間 AA' および CC' (ともに $2x+t$) に生じ、その区間では柱鉄骨フランジの面外変形が許容される。なお、柱鉄骨フランジの降伏線 AA, A'A' の間隔が鉛直スチフナの幅より広い場合は、鉛直スチフナの引張降伏域は鉛直スチフナ幅だけとなる。

ii) 柱鉄骨フランジには降伏線 AA, A'A', BB, B'B' が形成される。これら降伏線の単位長さ当たりの降伏モーメントは(1)式に示す M_p とする。

はりフランジの作用荷重 P のなす外部仕事(E_x)は、柱鉄骨フランジに形成される降伏線の回転角を θ とすれば、(8)式となる。

$$E_x = P \cdot x \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (8)$$

鉛直スチフナ、柱鉄骨フランジおよびウェブのなす内部仕事(E_i)は(9)式となる。

$$\left. \begin{aligned} E_i &= 2sT_y(x+t)x \cdot \theta \cdot \cos \alpha \\ &\quad + 4M_p \cdot c \cdot b \cdot \theta + wT_y(x+t)x \cdot \theta \\ &\quad \text{for } sh \geq (2x+t) \\ E_i &= 2sT_ysh \cdot x - (sh-t)^2/4 \cdot \theta \cdot \cos \alpha \\ &\quad + 4M_p \cdot c \cdot b \cdot \theta + wT_y(x+t)x \cdot \theta \\ &\quad \text{for } sh < (2x+t) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $sT_y = s \cdot t \cdot \sigma_y$: 鉛直スチフナの単位長さ当たりの引張降伏耐力、 α : 鉛直スチフナの傾斜角で本実験では $\alpha = \pi/4$ である(図-10 参照)。

接合部の全塑性耐力(scP_p)は(8)、(9)式が等しいとして求めた P が最小となるように未知数 x を決定すれば得られ、(10)式となる。

$$\left. \begin{aligned} scP_p &= 4\sqrt{M_p \cdot c \cdot b(2sT_y \cos \alpha + wT_y)} \\ &\quad + (2sT_y \cos \alpha + wT_y)t \\ &\quad \text{for } sh \geq 4\sqrt{\frac{M_p \cdot c \cdot b}{2sT_y \cos \alpha + wT_y}} + t \\ scP_p &= 4\sqrt{M_p \cdot c \cdot b - sT_y \cos \alpha (sh-t)^2/8} wT_y \\ &\quad + 2sT_y \cos \alpha \cdot sh + wT_y \cdot t \\ &\quad \text{for } sh < 4\sqrt{\frac{M_p \cdot c \cdot b}{2sT_y \cos \alpha + wT_y}} + t \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

接合部の最大耐力(scP_m)の評価に際しては、全塑性耐力の評価式(10)式における素材の降伏点の代わりに

引張強さを用いることとする。

(3) 柱:鉄骨鉄筋コンクリート構造(SRC)

SRC 柱の被覆コンクリート部分は、柱の鉄骨部分に崩壊機構が形成され、柱鉄骨フランジの面外曲げ変形が許容されると同時に被覆コンクリートにコーン状ひび割れが発生したと考えられる(図-8 参照)。そこで、接合部の全塑性耐力($srcP_p$)は柱鉄骨部分に柱が SC の場合と同様に図-10 に仮定する崩壊機構が形成され、被覆コンクリート部分に図-11 に仮定するコーン状ひび割れが形成された状態であるとする。

被覆コンクリート部分は接合部の全塑性耐力時には、検討の余地は残るが、コーン状破壊に対する短期許容耐力を負担すると仮定する^{5),6)}。ここで、本実験においては、帯筋は仮定した被覆コンクリートのコーン状ひび割れ面でコンクリートのせん断変形をその引張抵抗力で拘束するように配置されていないこと⁷⁾、また、複合構造の接合部耐力に関する既往の研究によれば被覆コンクリート部分の負担耐力はコンクリートのコーン状破壊耐力だけを考慮すればよく、帯筋などの補強鉄筋の効果は無視できると報告があること⁸⁾などより、本解析においても帯筋の接合部耐力に及ぼす効果は無視することとする。

はりフランジが取り合う側の被覆コンクリート部分に図-11 に示すコーン状ひび割れ面を仮定すれば、接合部の全塑性耐力時に SRC 柱のなす内部仕事は(9)式に $|2(2x+t+cb)d + \pi d^2|0.6\sqrt{F_c} \cdot \delta$ (ここで、 F_c :コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²), d :被覆コンクリートの被り厚さ)を加えれば良い。

接合部の全塑性耐力($srcP_p$)は、柱が SC の場合と同じようにして求めることができ、(11)式となる。

$$\left. \begin{aligned} srcP_p &= 4\sqrt{M_p \cdot c \cdot b(2sT_y \cos \alpha + wT_y + 2.4d\sqrt{F_c})} \\ &\quad + (2sT_y \cos \alpha + wT_y)t + |2(t+cb)d + \pi d^2|0.6\sqrt{F_c} \\ &\quad \text{for } sh \geq 4\sqrt{\frac{M_p \cdot c \cdot b}{2sT_y \cos \alpha + wT_y + 2.4d\sqrt{F_c}}} + t \\ srcP_p &= 4\sqrt{M_p \cdot c \cdot b - sT_y \cos \alpha (sh-t)^2/8} (sT_y + 2.4d\sqrt{F_c}) \end{aligned} \right\}$$

Fig.11 Failure Plane of Punching Shear in Concrete

$$+2sT_y \cos \alpha \cdot s_h + wT_y \cdot t + 2(t + c_b)d + \pi d^2 \{0.6\sqrt{F_c} \\ \text{for } s_h < 4\sqrt{\frac{M_p \cdot c_b}{2sT_y \cos \alpha + wT_y + 2.4d\sqrt{F_c}}} + t \} \quad (11)$$

接合部の最大耐力 ($s_{rc}P_m$) の評価に際しては、全塑性耐力の評価式 (11) 式における鋼材の降伏点の代わりに引張強さを、被覆コンクリート部分のコーン状破壊に対する短期許容応力度 $0.6\sqrt{F_c}$ の代わりに破壊応力度 $\sqrt{F_c}$ を用いることにする。

本研究では図-2 に示す柱が SRC と SC の接合部の $P-\Delta$ 曲線を比較すると、接合部の局部変形量 (Δ) が大きくなった以後においても両者の耐力差に変化がほとんど生じていないことを考慮して、被覆コンクリート部分は接合部の最大耐力時までそのコーン状破壊耐力を保持していると仮定している。しかし、この仮定の妥当性は、コーン状破壊を起こす被覆コンクリート部分のせん断変形能力⁹⁾の観点からも、今後さらに検討を進める必要がある。

2.4 解析値と実験値の対応

(1) 柱：鉄骨構造 (S)

試験体 N-10e の解析値を表-4 に示す。全塑性耐力の実験値と解析値の比は $eP_p/sP_p = 0.97$ と両者の対応は良好である。また、図-5 の柱フランジのひずみ分布およびはりフランジのひずみ分布に解析上の x および y 寸法を示したが、これらひずみ分布の実験結果は解析モデルと良い対応を示している。また、本試験体は解析では $2x+t > s_h$ となるが、これは鉛直スチフナが全塑性耐力時には全面的に面外曲げ降伏していることと対応している。しかし、最大耐力の解析値は実験値を若干過大評価している。

(2) 柱：鉄骨コンクリート構造 (SC)

各試験体の解析値を表-4 に示す。全塑性耐力の実験値と解析値の比は eP_p/scP_p は 1.15~1.28 (平均値 1.21) となり、解析値は実験値を若干過小評価している。ここで、各試験体の scP_p を図-2 の $P-\Delta$ 曲線上に○印で示すが、 scP_p は各試験体とも、 $P-\Delta$ 曲線上で剛性が低下

する時の荷重とほぼ対応している。また、解析値は鉛直スチフナの幅および厚さ、柱鉄骨フランジ厚さ等の実験因子の影響を比較的良くとらえているといえる。

また、図-6 の鉛直スチフナおよび柱鉄骨フランジのひずみ分布に各試験体の解析上の x 寸法を示したが、これらひずみ分布の実験結果は解析モデルと比較的良好な対応を示している。

試験体 C-05e, C-10e および C-20e について鉛直スチフナ幅と解析上の鉛直スチフナの引張降伏域の大きさの比 $s_h/(2x+t)$ を求めるとそれぞれ 0.33, 0.82, 1.86 となる。これより $s_h/(2x+t) < 1.0$ の範囲で s_h を大きくすれば全塑性耐力は上昇するが、 $s_h/(2x+t) \geq 1.0$ の範囲では s_h を大きくしても全塑性耐力の上昇は期待できないことが予測される。

各試験体の最大耐力の実験値と解析値の比は eP_m/scP_m は 0.94~1.14 (平均値 1.06) となり、両者の対応は比較的良好である。しかし、鉛直スチフナ厚さが柱鉄骨フランジ厚さより厚い C-10s では解析値は実験値を若干過大評価している。鉛直スチフナ厚さの適用範囲については今後の検討課題である。

(3) 柱：鉄骨鉄筋コンクリート構造 (SRC)

各試験体の解析値を表-4 に示す。実験値と解析値の比は全塑性耐力で $eP_p/s_{rc}P_p = 1.07 \sim 1.26$ (平均値 1.15)、最大耐力で $eP_m/s_{rc}P_m = 1.05 \sim 1.21$ (平均値 1.10) となり、両者とも柱が SC の場合と同等の値となっている。したがって、被覆コンクリート部分の負担耐力の評価はほぼ妥当なものと考えられる。

3. 部分架構実験による検討

3.1 試験体および実験結果

骨組架構の柱はり接合部の応力状態は、部分モデル試験のそれと以下に示す点で相違し、複雑な応力状態にある。

Table 4 Analytical Results for Cruciform Specimens

		General Yield Strength				Maximum Strength	
		P_p [tf]	t [cm]	x [cm]	CASE	P_p/P_p	P_m/P_m
S	N-10e	49.90	3.66	3.58	(b)	0.97	80.09
SC	C-10e	52.00	3.33	3.24	(b)	1.28	83.02
	C-10s	69.68	3.35	2.24	(a)	1.15	112.82
	C-10f	67.07	4.44	4.41	(b)	1.22	107.39
	C-05e	43.12	3.59	4.18	(b)	1.15	68.83
	C-20e	51.37	3.28	2.69	(a)	1.23	82.10
SRC	R-10e	59.18	3.40	3.07	(b)	1.20	94.88
	R-10s	78.84	3.66	2.33	(b)	1.09	125.70
	R-10f	78.76	4.15	3.74	(b)	1.07	119.59
	R-05e	48.46	3.10	3.92	(b)	1.11	77.77
	R-20e	65.69	3.88	2.63	(a)	1.26	100.25

Note: $y=2.15$ cm for N-10e

CASE(a); $2x+t \leq s_h$ CASE(b); $2x+t > s_h$

Fig. 12 Geometry of Connection Assemblage Specimens

- i) 柱の作用応力により、柱フランジには軸方向応力、柱ウェブには軸方向応力およびせん断応力が作用する。
 ii) 接合部パネル部の柱ウェブには高いせん断応力が作用する。

したがって、部分モデル試験により得られた接合部の耐力評価方法が骨組架構の柱はり接合部に適用できるかを実験的に検討する。

試験体は柱がSRC、はりがSの十字形・柱はり接合部試験体で、その形状を図-12に示す。柱の鉄骨要素

Fig.13 Hysteretic Curves of IR-10e

とはりフランジの接合詳細は、試験体 IR-10e, IR-10s および IR-10f は部分モデル試験体の R-10e, R-10s および R-10f にそれぞれ対応する。使用材料は部分モデル試験体と共通とし、それらの機械的性質を表-2に示す。

載荷ははり両端にアクチュエータにより逆対称の正負漸増繰返し載荷 Q_b を加えた。試験体 IR-10e について荷重 (Q_b) と全体変形 (Δ_T) の関係 (Q_b - Δ_T 曲線)、はりの変形 (Δ_b) の関係 (Q_b - Δ_b 曲線)、SRC 柱とはりフランジ接合部の局所変形 (Δ_L) の関係 (Q_b - Δ_L 曲線)、および接合部パネルのせん断変形角 (γ) の関係 (Q_b - γ 曲線) を図-13に、また、最大耐力時における柱のコンクリートのひび割れ状況を図-14に示す。なお、各試験体とも Q_b - Δ_L 曲線は紡錘形の安定した履歴特性を示してい

Fig.14 Crack Pattern in Concrete of IR-10e

Fig.15 Synthetic Curves of Connection Assemblage Specimens

Table 5 Test Results in Comparison with Estimated Strength for Connection Assemblage Specimens

	Beam End Connection					Connection Panel		Beam
	$e Q_p$	$j M_p/s$	t	x	CASE	(1)	(2)	
	[tf]	[tf]	[cm]	[cm]		$e Q_m$	$j M_m/s$	$b Q_p$
IR-10e	34.3 32.7	31.18	4.06	3.36	(b)	1.10 1.05	50.65 ---	47.39
IR-10s	39.3 38.0	37.47	3.98	2.71	(b)	1.05 1.01	52.95 ---	59.55
IR-10f	37.3 38.7	34.69	4.42	4.19	(b)	1.08 1.12	47.55 ---	52.82

Note: CASE(b); $2x+t > s$ h

- (1); $e Q_p \cdot s / j M_p$
 (2); $e Q_m \cdot s / j M_m$
 (3); $Q_p = \text{Eq. (17.a)}$
 (4); $s Q_p = \text{Eq. (17.b)}$

る。また、正負漸増繰返し載荷実験により得られた履歴曲線から試験体の各種耐力および変形状を大づかみすることを目的として、累加経験則⁹⁾に基づいて求めた、各試験体の荷重 (Q_b) と累積変形 ($a\Delta_T$, $a\Delta_b$, $a\Delta_L$, $a\gamma$) の関係を図-15 に示す。

Fig. 16 Strain Distributions in IR-10e

Fig. 17 Yield Line Mechanism for Connection Assemblage Specimen

SRC 柱とは引張側フランジ接合部の全塑性耐力 (eQ_p) を図-15(c) の Q_b - $a\Delta_L$ 曲線より General Yield Point 法により求めた結果を表-5 に示す。

試験体の最大耐力 (eQ_m) を表-5 に示す。試験体 IR-10e および IR-10f は接合部の局部破壊で、IR-10s ははりウェブのせん断座屈により最大耐力が決定している。なお、IR-10e で亀裂 CW, CF, CD が、IR-10f では亀裂 CW が観察された (図-4 参照)。

なお、IR-10f では、柱鉄骨フランジとウェブの溶接がすみ肉溶接 (のど厚 4.0 mm) となっていたため、亀裂 CW は溶接部に生じている。そこで、試験体の残材より十字すみ肉溶接試験体を作成し、単調引張載荷実験を行ったところ、破壊は柱ウェブ母材に生じた。両者で破壊位置が相違している点については今後の検討課題である。

試験体 IR-10e の各部にてん付したひずみゲージの荷重-累積ひずみ関係を用いて求めた挙動を図-16 に示す。

3.2 実験結果の考察

(1) はり端接合部の全塑性耐力

はり端接合部の全塑性耐力を、接合部に図-17 に示す崩壊機構が形成されると仮定して、降伏線理論を用い

て解析する。

図—17 に仮定した崩壊機構は、 $Q_b-\alpha\Delta_L$ 曲線が図—15 (c) に示すとおり、接合部の全塑性耐力まで、はりフランジの引張側と圧縮側で大きな差異が認められないことを考慮して、はりウェブ中心 00 に対して逆対称と仮定した。以下に、接合部に仮定した崩壊機構の概要をはり引張側（はりウェブ中心 00 より上部）に着目して示す。

i) 柱鉄骨ウェブおよび鉛直スチフナは引張降伏域が区間 AO および AD にそれぞれ生じ、柱鉄骨フランジの面外変形が許容される（図—17(a) 参照）。ここで、柱鉄骨フランジの降伏線 AA が鉛直スチフナの外側にある場合は、鉛直スチフナの降伏域は鉛直スチフナ幅だけとなる。

ii) 柱鉄骨フランジには降伏線 AA, BB, CC が形成される（図—17(a) 参照）。

iii) はり引張側フランジが取り合う側の被覆コンクリート部分は図—17(c) に仮定するコーン状のせん断変形を起こし、そのせん断耐力はコーン状破壊に対する短期許容耐力と仮定する。

iv) 上記 i. ~ iii. により、はり端接合部に崩壊機構が形成され、はり端接合部は図—17(b) に示す変形挙動を示すものとする。

本実験では、SRC 柱とはりフランジ接合部の全塑性耐力が、表—5 に示すとおり、はりの全塑性耐力 (bQ_p) 以下であることを考慮して、はりの断面内の応力分布を図—17(d) のとおり仮定する。

以上の仮定により、はり引張側のなす外部仕事 bE_x は (12) 式となる。

$$bE_x = \left\{ b \cdot b \cdot t_f + \frac{b \cdot t_w}{4 \cdot b \cdot h_w} \left(b \cdot h_w^2 - \frac{1}{3} \cdot b \cdot h_w'^2 \right) \right\} \cdot \sigma \cdot \delta \cdots (12)$$

ここで、 $b \cdot b$: はりフランジ幅（本実験の場合 $c \cdot b$ に等しい）、 $b \cdot t_w$: はりウェブ厚さ、 $b \cdot h_w = b \cdot H - 2 \cdot b \cdot t_f$: はりウェブせい、 $b \cdot h_w' = b \cdot H - (b \cdot t_f + t)$ 、 $b \cdot H$: はりせい、 σ : はりフランジの平均応力度である。

柱の内部仕事 cE_i は $2x + t < s \cdot h$ の場合、(13) 式となる。

$$\begin{aligned} cE_i = & \left[s \cdot T_y \left\{ x + 2 \cdot t + (s \cdot h - t) \cdot \frac{b \cdot h_w' - (s \cdot h - t)/2}{b \cdot h_w'} \right\} \cos \alpha \right. \\ & + 2 \cdot s \cdot M_p \cdot c \cdot b \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{b \cdot h_w'} \right) + s \cdot T_y \left(\frac{x}{2} + t + \frac{b \cdot h_w'}{4} \right) \\ & \left. + \left\{ 2 \left(x + t + \frac{b \cdot h_w'}{2} + c \cdot b \right) d + \pi d^2 \right\} \cdot 0.6 \sqrt{F_c} \right] \cdot \delta \cdots (13) \end{aligned}$$

ここで、 $2x + t > s \cdot h$ 場合は (13) 式の第 1 項を $s \cdot T_y \left\{ 2 \cdot s \cdot h - \frac{(s \cdot h - t)^2}{4 \cdot x} - \frac{(s \cdot h - t)^2}{2 \cdot b \cdot h_w'} \right\} \cos \alpha$ とすればよい。

はり端接合部の全塑性曲げモーメント $s \cdot M_p$ は、はりの断面内の応力分布が図—17(d) であれば、(14) 式となる。

$$s \cdot M_p = \left\{ b \cdot b \cdot t_f (b \cdot h_w + b \cdot t_f) + b \cdot t_w \cdot b \cdot h_w^2 / 6 \right\} \cdot \sigma \cdots (14)$$

(14) 式の σ は、(12) 式と (13) 式が等しいとして求めた σ が最小となるように未知数 x を決定すれば得られる。

各試験体の解析結果を表—5 に示す。実験値と解析値の比 $eQ_p \cdot s / s \cdot M_p$ （ここで、 s : はりの加力点から鉄骨柱フランジまでの距離である。）は 1.01 ~ 1.12（平均値 1.07）となり、両者の対応は比較的良好である。なお、解析では各試験体とも $2x + t > s \cdot h$ となり、はり端接合部の全塑性耐力時には鉛直スチフナは全面引張降伏状態となり、実験結果のひずみ挙動と対応している（図—16(a) 参照）。また、試験体 IR-10 e の柱鉄骨フランジのひずみ分布は面外曲げ挙動を示し、降伏線位置の解析値とひずみ分布の対応は比較的良好である（図—16(b) 参照）。

(2) はり端接合部の最大耐力

はり端接合部の最大耐力を全塑性耐力の評価式を拡張して評価する。すなわち、i. 柱鉄骨ウェブおよび鉛直スチフナの引張降伏域の $w \cdot T_y$ および $s \cdot T_y$ の代わりに $w \cdot T_t = c \cdot t_w \cdot w \cdot \sigma_t$ および $s \cdot T_t = s \cdot t \cdot s \cdot \sigma_t$ （ここで、 $w \cdot \sigma_t$ および $s \cdot \sigma_t$ はそれぞれ柱ウェブおよび鉛直スチフナ素材の引張強さである。）とする。ii. 柱鉄骨フランジの降伏線 $s \cdot M_p$ の代わりに $s \cdot M_t = c \cdot t_f^2 \cdot s \cdot \sigma_t / 4$ （ここで、 $s \cdot \sigma_t$ は柱鉄骨フランジ素材の引張強さを意味する。）とする。iii. はり引張側フランジが取り合う側の被覆コンクリート部分のコーン状破壊面のせん断応力度として短期許容応力度 $0.6 \sqrt{F_c}$ の代わりに破壊応力度 $\sqrt{F_c}$ とする。

また、本実験でははり端接合部の最大耐力が、表—5 に示すとおり、はりの全塑性耐力以上であることを考慮して、はりの断面内の応力分布を図—17(e) のとおり仮定する。すなわち、はりウェブは全塑性状態とし、はりフランジの平均応力度 σ を未知数としている。

はり端接合部の最大曲げモーメント $s \cdot M_m$ は、全塑性耐力の評価と同様に、はりの引張側のなす外部仕事と柱の内部仕事が等しいとして求めた σ が最小となるように未知数 x を決定すれば (15) 式により得られる。

$$s \cdot M_m = b \cdot b \cdot t_f (b \cdot h_w + b \cdot t_f) \cdot \sigma + b \cdot t_w \cdot b \cdot h_w^2 \cdot b \cdot \sigma_y / 4 \cdots (15)$$

ここで、 $b \cdot \sigma_y$: はりウェブ素材の降伏点である。

各試験体の解析結果を表—5 に示す。実験値と解析値の比 $eQ_m \cdot s / s \cdot M_m$ は試験体 IR-10 e では 1.07 と両者の対応は比較的良好である。しかし、IR-10 f では 0.90 となり、解析値は実験値を過大評価している。この原因に IR-10 f の柱鉄骨フランジとウェブの溶接がすみ肉溶接であった点が挙げられるが、これについては今後の検討課題である。なお、IR-10 s では最大耐力の解析値 $s \cdot M_m / s$ は実験値 eQ_m より大きくなり、これは IR-10 s の最大耐力がはりウェブのせん断座屈で決定したと対応している。

(3) 柱はり接合部パネルの耐力

SRC 規準¹⁰⁾によれば、本実験の場合、柱はり接合部パネルの短期許容耐力 ${}_pQ_{AS}$ は (16) 式となる。

$${}_pQ_{AS} = cB \cdot mcd [\text{MIN} \{0.3 F_c, 9(5 + F_c/100)\} + {}_w p \cdot {}_h \sigma_y] / 2 + {}_s Q_p \quad (16)$$

ここで、 cB : SRC 柱の幅、 mcd : SRC 柱の主筋の応力中心間距離、 ${}_w p$: 帯筋比、 ${}_h \sigma_y$: 帯筋の降伏点、 ${}_s Q_p$: 接合部パネルの鉄骨部分の降伏せん断耐力である。

${}_s Q_p$ として SRC 規準では柱鉄骨の直交フランジの効果を考慮にいれず、(17. a) 式で評価している。

$${}_s Q_p = (c h_w + c t_f) c t_w \cdot {}_w \sigma_y / \sqrt{3} \quad (17. a)$$

ここで、 $c h_w$: 柱ウェブせいである。

鉛直スチフナは純引張応力状態と仮定し (図—16 参照)、直交フランジと鉛直スチフナが交叉する部分を剛域と仮定して、 ${}_s Q_p$ に直交フランジの効果を考慮すれば、 ${}_s Q_p$ は柱軸力のない本実験の場合は (17. b) 式となる (図—18 参照)。

$${}_s Q_p = (c h_w + c t_f) c t_w \cdot {}_w \sigma_y / \sqrt{3} + \text{MIN} \{ c t_f \cdot c b^2 \cdot {}_f \sigma_y / (bH - (b t_f + s h)), 2 c b \cdot c t_f \cdot {}_f \sigma_y / \sqrt{3}, 2 s h \cdot {}_s t \cdot {}_s \sigma_y \sin \alpha \} \quad (17. b)$$

右辺第 2 項の第 1, 2 の式は、鉛直スチフナの取り合う部分を剛域と考え、直交フランジが両端で面内曲げの全塑性曲げモーメントに達する値、および、直交フランジがせん断降伏するときの値をそれぞれ意味する。また、第 3 の式は鉛直スチフナが引張降伏するとき直交するフランジが負担するせん断耐力を意味する。ただし、鉛直スチフナの幅 ($s h$) が本実験より広い場合、ここで用いた仮定が妥当であるかは今後の検討課題である。

各試験体について ${}_p Q_{AS}$ を求めた結果を表—5 に示す。なお、括弧にははり端に作用する荷重に換算した値をす。表—5 および図—15(d) に示す $Q_b - \alpha \gamma$ 曲線より、(16) および (17. a) 式より求めた接合部パネルの短期許容耐力は $Q_b - \alpha \gamma$ 曲線の剛性が低下する荷重と対応し、(16) および (17. b) 式により求めた耐力は接合部パネルが全面降伏する荷重にはば対応していると考えられる。

Fig. 18 Analytical Model of Connection Panel

なお、SRC 柱が一般化累加強度式による終局曲げ耐力となるときのはり端に作用する荷重は 81.8 tf (IR-10 s) から 86.0 tf (IR-10 f) となり、いずれの試験体も柱は終局曲げ耐力に達していない。

4. まとめ

(1) 柱が S, SC または SRC で、はり S の鉛直スチフナ形式柱はり接合部の部分モデル試験の結果より、

i) 柱が充てんコンクリートの無い S の場合と充てんコンクリートのある SC, SRC の場合で、接合部の応力伝達機構が相違し、鉛直スチフナは前者では面外曲げ降伏し、後者では引張降伏している。

ii) 柱が SC, SRC の試験体では鉛直スチフナ厚さおよび柱鉄骨フランジ厚さを厚くすると接合部耐力が上昇するが、鉛直スチフナ幅は特定の幅以上に広げても接合部耐力の上昇は期待できない。

iii) 柱の構造形式に応じた接合部の全塑性耐力の評価式を降伏線理論に基づいて提案し、また、それらを拡張して最大耐力を評価する方法を示した。なお、各試験体の耐力評価値は実験値と比較的良好な対応を示した。

(2) 柱が SRC、はり S の鉛直スチフナ形式の十字形・柱はり接合部実験の結果より、

i) はり端接合部の全塑性耐力は、部分モデル試験の結果と同様、鉛直スチフナ厚さおよび柱鉄骨フランジ厚さを厚くすると上昇する。また、SRC 柱とはりフランジ接合部ははりフランジの引張側と圧縮側で局部変形性状に大きな差異は認められない。

ii) はり端接合部の全塑性耐力および最大耐力を、部分モデル試験と同様な手法により、評価する方法を示した。なお、各試験体の耐力評価値は実験値と比較的良好な対応を示した。

iii) SRC 規準に示される接合部パネルの短期許容耐力は接合部パネルの履歴曲線で剛性が低下する荷重と対応する。なお、上記に柱鉄骨の直交フランジの効果を考慮すれば接合部パネルの全塑性耐力がほぼ評価できる。

ただし、成果 (2) は小数の十字形・柱はり接合部実験結果より得られたものであり、今後さらに実験資料を蓄積して検討を加える必要がある。

なお、本研究は 1988, 1989 年度文部省科学研究費補助金、一般研究 C (課題番号 63550405, 研究代表者: 森田耕次) によるものである。また、実験は千葉大学・工学部・建築工学実験棟および (株) 横河橋梁製作所・研究所で行った。関係各位に深甚の謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1975 年版
- 2) 森田耕次, 横山幸夫, 平岡秀章, 石井 匠: 鉄骨鉄筋コンクリート柱・鉄骨はり接合部の鉛直スチフナ補強に関

- する研究（その1，実験（I）の計画及び考察），（その2：結果の考察），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），C構造Ⅱ，pp.1583-1586
- 3) 森田耕次，浦 等，植野良二：柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第376号，pp.30-40，昭和62年6月
 - 4) 森田耕次，江波戸和正，渡辺 仁，山本 昇，安田博和，里見孝之：箱形断面柱-H形断面はり接合部のダイヤフラム補強に関する研究—接合部降伏耐力の評価—，同上，第388号，pp.100-111，昭和63年6月
 - 5) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985制定
 - 6) Stone, William C. and Carino, Nicholas J. : Deformation and Failure in Large-Scale Pullout Tests, ACI JOURNAL, Proceedings V.80, No.6, Nov.-Dec. pp.501-513, 1983
 - 7) Cannon, R. W., Godfrey, D. A. and Moreadith, F. L. : Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments, CONCRETE INTERNATIONAL DESIGN AND CONSTRUCTION, Vol.3, No.7, pp.28-41, JULY 1981
 - 8) 加藤 勉，佐藤邦昭，遠山幸三，中村嘉宏，佐伯俊夫，山田俊一：複合構造に於ける鋳鋼製 SPLIT TEE 接合部に関する研究（その3）接合部耐力の評価式，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.2777-2778，昭和59年10月
 - 9) Kato, Ben : Beam-to-Column Connection Research in JAPAN, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST2, pp.343-360, February 1982
 - 10) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987年版
- （1989年12月10日原稿受理，1990年5月8日採用決定）