論文 鉄骨仕口部を角形鋼管とした柱RC梁S接合部の接合部面外降伏耐力 に関する実験的研究

福原 武史^{*1}· 菅谷 公彦^{*2}· 前田 達彦 ^{*3}

要旨:鉄骨仕口部にノンダイアフラムの角形鋼管を用いた柱 RC 梁 S 接合部は,鋼管の面外降伏とそれに伴う鋼管外側のコンクリートのコーン破壊による面外降伏モードにより構造性能が決定する。本論ではこの耐力発揮メカニズムを要素実験により検証し,鋼管の面外降伏耐力とコンクリートのコーン耐力の累加で実験結果と計算結果の比は 1.12~1.27 と適切に評価できることを確認した。さらに,接合部を模擬した架構実験を新たに実施し,既報の実験結果と併せて本要素試験で検証した面外降伏耐力の評価方法により架構の接合部耐力評価したところ,実験結果と計算結果の比は 1.27~1.65 と安全側に評価されることが確認された。 キーワード: RC 柱,S梁,合成混合構造,十字型接合部,梁段差

1. はじめに

柱 RC 梁 S 架構において仕口部に角形鋼管を用いて S 梁とノンダイアフラム接合をすると、梁段差が容易に設 けられるメリットがある(図-1(c)参照)。この方法は施工 合理化としてS造で提案されているが、面外方向の剛性 や耐力不足で実用的な鋼管サイズに収まり難いという課 題がある。著者らは、この方法を柱 RC 梁 S 造に応用し、 ①角形鋼管を RC 柱に埋め込むことで鋼管の面外方向の 剛性および耐力に関する課題を解消すると同時に、②面 外方向の性能確保のために厚肉になる鋼管の利用を仕口 部分のみとして柱は RC 造とする合理的な接合部架構の 実現を試みた¹⁾。一方, 仕口部にノンダイアフラムの角 形鋼管を用いた柱 RC 梁 S 接合部は、従来の柱 RC 梁 S 構造の破壊モード(接合部支圧破壊・せん断破壊)に加 え,鋼管が薄い場合には鋼管の面外降伏とそれに伴う鋼 管外側のコンクリートの掻き出し(コーン状)破壊によ り耐力が決定する。本論では、RC 柱に鋼管を埋め込む ことによる鋼管の面外方向の剛性や耐力の向上への効果 を要素試験によって確認し、その耐力の評価手法を提案 する。さらに,既往の実験に対して仕口鋼管のサイズ, 接合部形状(ト形)を実験変数とした架構実験を新たに 実施して構造性能を確認し,要素試験結果に基づいて提 案した架構接合部の耐力評価方法の妥当性を既報と併せ て検証する。

2. 面外引張耐力に対する要素試験

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を,図-2 に試験体の断面および 形状を示す。試験体は実大の約1/2を想定した計4体で, うち2体は鋼管のみ(ただし鋼管内部にはコンクリート を充填)として両側のフランジを引張り,残り2体はRC 柱に鋼管を埋め込んだ状態を模擬して片側からの引張加 力を実施した。試験変数は,鋼管サイズ,RC 柱への埋 め込みの有無である。なお,フランジ面から鋼管端部ま での長さ(鋼管立ち上がり高さh,)は施工で想定される 柱打継ぎ位置(スラブ厚さ)以下を意識し,42mm(フラ ンジ芯からは50mm)とした。



. 1	日十二历旧	12 111 101 76/2	(正云戶
*2	竹中工務店	東京本店	設計部
*3	竹中工務店	大阪本店	設計部

2.2 使用材料

使用したコンクリートの圧縮強度は表-1 中に示すよ うに 38.1N/mm² である。また,使用した鋼材の機械的性 質は表-2に示す通りである。

2.3 加力方法

鋼管のみの試験体(SP-01,SP-02)は、200ton 引張試験 機においてフランジを模擬した両側の鋼板を試験機の チャックに挟み,引張力を加えた。変位δは,鋼管中 央からのフランジの変位を測定した。RC 柱に鋼管を 埋め込んだ試験体(RP-01, RP-02)は、柱は反力床に PC 鋼で固定し、鋼板は図-3 に示すように反力フレーム に接合したジャッキで引張力を加えることで加力を行 った。変位 δ はフランジの絶対変位を測定した。

2.4 実験結果

写真-1 には試験体の破壊状況を,図-4 には実験 結果を示す。RC 柱への埋め込みの無い試験体(SP-01, SP-02) はいずれも鋼管の面外降伏が, RC 柱への埋め 込んだ RP-01 および RP-02 試験体ではコンクリート部 のコーン破壊が確認された。図中(a)および(b)にはそれ ぞれ同一の鋼管サイズの組み合わせで引張力と変位の 関係を示す。RC 柱への鋼管の埋込みの有無に着目す ると、鋼管の埋込んだ試験体(RP-01, RP-02)は、埋込ん でいない試験(SR-01, SP-02)より明確に耐力および剛 性が高いことが確認できる。これは、鋼管の面外変形 を RC 柱が抑えた効果と考えられる。また、図中には 鋼管の降伏耐力(接線剛性が初期剛性の 1/3 になった 点と定義,初期剛性は最大耐力の1/3の荷重時の剛性) をプロットするとともに、埋込みの有無の実験結果の 差分として推定したコンクリートの負担分を併せて示 す。コンクリートの負担は 2.0~2.4mm 程度の小さい変 形レベルで最大に達する。一方,鋼管降伏耐力時の変 形は 1.0~2.0mm であるが, 終局耐力は 7.0~13mm の大 変形時に発揮する。このため、コンクリートと鋼管の 負担耐力を累加して評価する際には鋼管の終局耐力で はなく降伏耐力が適切であるといえる。また、本ディ テールよりも極端に鋼管の面外剛性が低いと、鋼管降 伏耐力を用いても過大評価の可能性があるこ とに留意が必要である。

2.5 耐力評価方法および実験結果との比較

前節の実験結果より、鋼管を RC 柱に埋め込んだ場合 の面外耐力 Puは, 鋼管の面外降伏耐力 Psv とコンクリー



(a)SP-01



鋼材の機械的性質 表--2

表-1 試験体一覧						
試験体	鋼管	RC 断面	$_{c}\sigma_{B}$			
		(柱模擬)				
SP-01	$\Box 175 \times 9$	無し				
SP-02	<u>□200</u> ×9	(鋼管内 充填のみ)	201			
RP-01	$\Box 175 \times 9$	■ - 400×400mm	30.1			
		主筋:12-D16				
RP-02	<u>□200</u> ×9	帯筋:4-D6 @50(pw=0.63%)				

 $c\sigma_B: コンクリート圧縮強度(N/mm²)$

部位 (種類)	降伏点 強度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)
鋼管 □175 (t=9)	390	482
鋼管 □200 (t=9)	428	505
引張部鋼板 (t=16)	406	552
帯筋 (D6)	442	561
柱主筋 (D16)	414	607



トのコーン耐力 P_{pc} の累加として式(1)で評価できると考 えられる。

$$P_u = P_{sy} + P_{pc} \tag{1}$$

鋼管の面外降伏耐力の算定は,森田らの提案²が挙げ られる。これは、図-5の左に示す降伏線を仮定し,降 伏線理論により面外降伏耐力を式(2)で算定するもので ある。この時,面外曲げによる内部仕事と外力による外 部仕事の釣り合い式を元に仕事量が最小の条件式を導い たものが式(3)で,この条件式のxの解を用いることで式 (2)が算定される。なお,式(2)では,余盛を考慮したフラ ンジ厚,tはフランジ厚 t_b ,鋼管ウェブ面とフランジ面は 同材であることから,単位長さ当たりの板曲げモーメン トは $M_a=M_p$,とし,式中では整理して示した。また,鉄 骨のウェブの降伏線の取り方の差があるものの,同文献 にて同様の方法で提案された式は鋼構造接合部指針³に て解説されており,こちらも参考にされたい。

$${}_{n}P_{y} = 2M_{p} \cdot b_{c} \cdot (4 \cdot x + t_{b}) / x^{2}$$

$$+ 2 \{x - (1/2) \cdot m \cdot b_{c} / x\}^{2} \cdot t_{b} \cdot \sigma_{y} / b_{c}$$

$$\subset \subset \heartsuit,$$
(2)

$$M_p$$
:単位長さ当たりの板曲げモーメントで,
 $M_p = _{ct} t_f^2 \cdot_b \sigma_y/4$

mp cf boy!

x :降伏線の高さで,式(3)の x の解で得られる仕事 量が最小になる変数

bσy:鋼管の引張降伏強度

 $4 \cdot M_p^{2} \cdot t_b \cdot_b \sigma_y \cdot x^4 - 8 \cdot M_p^{3} \cdot b_c \cdot x$

 $-M_n^2 \cdot b_c^2 \cdot (4 \cdot M_n) \cdot t + m^2 \cdot t_h \cdot \sigma_v = 0$

(3)

ここで、式(2)は**図**-5の左に示す降伏線を仮定したも のである。ただし、本要素試験体では $h_t < x$ となるため、 図中右側の赤破線で示す A'-A'面の欠損分 P_{s1} および A'-A'から鋼管仕口高さ h_t までの高さ方向の欠損分 P_{s2} を 以下のように差し引くことで補正して算定した。

 P_{s1} はA-A'とB-B'間において端部が板厚方向に M_p で曲 げ降伏した梁材と考え、このせん断スパンをx/2と仮定 して式(4)で算定する。

$$P_{s1} = M_{p} \cdot b_{c} / (x/2) \tag{4}$$

 P_{s2} は,高さ方向の欠損分に関係しない A-A, B-B, A'-A', B'-B'の負担分を $_{n}P_{y}$ から差し引き,これに上下の降伏線 の距離 $2x+t_{b}$ に対する鋼管せいの不足分の比率 $(x-h_{t})$ /($2x+t_{b}$)を乗じて式(5)で得る。ここで,A-A, A'-A'の負 担分 P_{s1} は式(4)で,B-B, B'-B'の負担分 P_{s1} 'は同様の考 えで式(6)で得る。これより, $h_{t} < x$ の条件での P_{sy} は式(7) で表される。なお, $h_{t} \ge x$ は場合は式(8)である。

$P_{s2} = \{ {}_{n}P_{y} - 2(P_{s1} + P_{s1}') \} \cdot (x - h)$	$(2x-r_t)/(2x-r_t)$	(5)
$P_{s1}' = M_p \cdot (b_c - 2 \cdot m) / (x/2)$		(6)
	$(1, \cdot)$	/ - \

$$P_{sy} = {}_{n} P_{y} - P_{s1} - P_{s2} \qquad (h_{l} < x) \qquad (7)$$

$$P = P \qquad (h \ge x) \qquad (8)$$

$$\sum_{y \in \mathcal{A}} \sum_{y \in \mathcal{A}} \sum_{$$

次いで, コーン破壊耐力 P_{pc} は, 各種合成構造指針 *



表-3 要素試験の実験結果および計算結果

試験体	実験 (kN)	計算 (kN)	実験 /計算	計算式
SP-01	151 ^{*1)}	139	1.09	オ(7)
SP-02	$140^{(1)}$	141	0.99	式(7)
RP-01	381	309	1.23	式(1)
RP-02	325	289	1.12	工(1)
RP-01 - SP-01	$170^{(2)}$	170	1.00	(1)
RP-02 - SP-02	$151^{(2)}$	148	1.02	14(9)
	()) () () () () () () () () (· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	

*1)鋼管の降伏耐力(接線剛性が初期剛性の 1/3) *2)RP と SP 試験体の包絡線の差分の最大耐力 を参考に式(9)で算定できるものと仮定した。

$$P_c = \Sigma A_c \cdot {}_c \sigma_t \tag{9}$$

ここで、 $_{c}\sigma_{t}=0.31$ ・ $\int_{c}\sigma_{b}, _{c}\sigma_{b}$: コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 ΣA_{c} : 有効水平投影面積で図ー6 参照

表-3 には、各耐力の実験結果と計算結果を示す。なお、RP 試験体における、 P_{sy} および P_{pc} の各計算値は、それぞれ SP および RP - SP の計算値に対応する。各耐力とも実験結果と計算結果の対応が良いことが確認でき、本評価方法が妥当であると言える。

3. 架構実験

3.1 試験体

表-4 に試験体一覧を,図-7 に試験体の断面および 形状を示す。なお,表中には既報¹⁾で実施した試験体に (JT-01~JT-03)ついても参考に示す。本報告で新たに報告 するのは既報で実施した試験体 JT-02 に対して鋼管サイ ズを大きくすることで鋼管に対するコンクリートのかぶ り部分を小さくした JT-04 試験体およびト形接合部とし た JT-05 試験体の計 2 体で,これらの変数による架構性 能への影響を確認した。コンクリート圧縮強度は表-4 中に,鋼材の機械的性質は表-5 に示す。

表-5 鋼材の機械的性質

		σ_y (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	φ (%)		
D6	(hoop)	363	199000	515	25.2		
D16	(bar)	363	185000	547	18.9		
PL9	(flange) *4	345	204000	475	28.5		
PL11	(flange) *5	401	203000	534	25.9		
PL6	(web) *4	359	203000	458	26.1		
PL7	(web) *5	443	201000	557	22.8		
PL9	(tube)	428	204000	505	18.3		
σ·路	σ ·降伏 確 F ·ヤング 係数 σ · 引張 確 m · 他 び 密						

^{*1:}JT-04 に使用, *2:試験体 JT05 に使用



表-4 試験体一覧

	特徴	柱	梁 (mm)	仕口鋼管 (mm)	梁段差 (mm)	$c\sigma_B$ (N/mm ²)
JT-01*	段差無し	断面:B×D=400×400mm 主筋:12-D16		<u>□-175×175×9</u> <i>h_t</i> =50	無し	29.2
JT-02*	梁段差	柱帯筋:4-D6@50 接合部帯筋:	H-350×100×7×11 直交梁: 無し	$\begin{array}{c} \square -175 \times 175 \times 9 \\ h_t = 50 \end{array}$	<u>50</u>	30.0
JT-03*	薄肉仕口鋼管	2-D6@80 [JT-01] 2-D6@70 [JT-02,JT-03]		□-175×175× <u>6</u> <i>h</i> _t =50	50	30.2
JT-04	仕口鋼管 かぶり小	断面,主筋,柱带筋:同上 接合部带筋:4-D6@70	H-350×100×6×9 直交梁: 無し	$\Box - \frac{200 \times 200}{h_t = 50} \times 9$	50	33.1
JT-05	<u> </u>	断面,主筋,柱帯筋:同上 接合部帯筋:2-D6@80	H-350×100×7×11 直交梁: 無し	$\square -200 \times 200 \times 9$ $h_t = 50$	-	30.5

*文献1で既実施の試験体で、3章での比較および4章での耐力評価で用いた。

 $_{c\sigma_{B}}$: コンクリート圧縮強度, h_{t} : 鋼管立ち上がり高さで,フランジ上面から鋼管端部までの距離(段差がある場合は短い側).

3.2 加力装置及び加力方法

図-8には加力装置を示す。加力は、柱に一定軸力(軸 力比 n=N/(B・D・σc)=0.2)を与えて一定とし、梁に繰 り返しせん断力を加えることで、地震力を模擬した。ま た、加力プログラムは図-9に示す通りである。

3.3 実験結果

図-10 には梁せん断力-層間変形角関係,写真-2 に は R=20×10³rad 時の試験体状況を示す。試験体 JT-04 お よび JT-05 は,梁フランジを中心とした放射状の損傷も 顕著に発生し,その後かぶりコンクリートの面外方向の 浮きも確認された。写真-3 には JT-04 試験体を R=60× 10³rad の大変形まで加力した後に接合部のコンクリート を斫った状況を示す。写真より仕口鋼管が内部で面外変 形していることが確認され,接合部は要素試験の破壊モ ードにより耐力が決定したと考えられる。

図-10中には、比較対象の試験体の包絡線を破線で併 せて示している。鋼管サイズが大きい試験体 JT-04 試験 体は JT-02 試験体の 0.78~0.81 倍の耐力であった(図中 (a))。これは、要素試験と同様の傾向であり、鋼管サイ ズが大きくなると鋼管埋め込み深さが浅くなり、鋼管を 抑えるコーン耐力が小さくなるためと考えられる。 ト形接合部とした試験体 JT-05 試験体は、逆側に梁が 取りつかず、鋼管を考慮しなければ埋め込み深さは柱せ いの 1/4 と極めて浅いため、早期に支圧破壊することが 懸念された。しかしながら、十字形接合部の JT-04 試験 体に対して 0.87~0.9 倍の耐力を発揮しており、耐力はや や不利であるもの接合部の耐力発揮メカニズムと同様で あったと考えられる(図中(b))。

4 架構の接合部面外耐力の検討

ここでは、2章で提案した面外引張耐力評価方法を用 いて、架構の接合部面外耐力を算定する方法を提案し、3 章の実験結果 2 体に既往の実験結果(JT-01~JT-03)を含め た計5体を対象に実験結果との対応を比較する。なお、 既報においてJT-01およびJT-02試験体は支圧ひび割れが 見られたことから支圧破壊と判断していたが、ここでは 面外耐力で決定したとして評価する。これは、既報の JT-01 および JT-02 試験体において耐力が低下した R=20 ×10³rad 時のサイクルでは、既に発生した支圧ひび割れ に加えコーン破壊したとみられるひび割れが複合的に発 生しており、本論2章の要素実験において面外耐力は概 ねコンクリートのコーン破壊のタイミングで発揮されて





図-10 実験結果(梁せん断カー層間変形角関係)

いる状況を鑑みると,実際には面外耐力で決定したとの 判断が妥当と考えたためである。

計算結果を実験結果と比較するため、面外耐力時の梁 せん断力は次のように算定した。梁フランジの引張側が 負担できる荷重は式(1)より P_u で算定される。これにフ ランジ重心間距離 $_{sbd}$ を乗じると、面外耐力時の梁フェ ースモーメント M_{bp} が得られる(図-11参照)。これを h 梁のせん断スパン(内法)の半分 0.5 l_o で除すと面外耐力 時の梁せん断力 Q_{bp} が式(10)で得られる。

$$Q_{bp} = M_{bp} / (0.5 \cdot l_o) = P_u \cdot_{sb} d / (0.5 \cdot l_o)$$
(10)

なお、要素試験ではいずれも鋼管の降伏線高さ $x \ge 鋼$ 管仕口高さ h_t であったが、梁段差のある試験体 (JT-02, JT-03 および JT-04) の正加力時の引張側では $h_t \ge x$, 負加 力時の引張側では $h_t < x$ である。このため、段差のある試 験体は正負それぞれの最大耐力に対応する算定式にて評 価することで、両方の条件での実験結果と計算結果の比 較を行うこととした。

表-5 には実験結果と計算結果を示す。また、図-12 には実験結果と計算結果の比較を示す。なお、図中には比較の参考として要素試験結果を式(9)にて梁せん断力に換算した値も併せて示す。架構実験の実験結果は $h_t < x$, $h_t \ge x$ によらずいずれも計算結果に対して 1.5 倍前後であり、要素試験結果に比べて実験結果を小さく見積もる傾向にあるものの、 $h_t \ge x$ の関係性に対して妥当な評価がなされていると言える。なお、要素試験結果よりも架構実験の方が安全側の評価となった理由としては、鋼管の面外降伏耐力 P_{sy} において鉄骨梁のウェブによる降伏線の効果を考慮していないことが一因として挙げられる。

5 まとめ

仕口部にノンダイアフラムの角形鋼管を用いた柱 RC 梁S 接合部の接合部破壊のうち,特に鋼管の面外降伏と コンクリートのコーン破壊により決定する接合部面外耐 力に関して,以下のことが明らかになった。

- 鋼管のみおよび鋼管外周のコンクリートを模擬した要素試験を実施し、その比較を行ったところ、鋼管外周にコンクリートがある場合には鋼管のみと比べてフランジ引張に対する面外剛性および耐力が明確に改善することを確認した。
- 2) 鋼管外周にコンクリートがある場合の破壊耐力として、要素試験結果に基づいて鋼管の面外降伏耐力およびとコンクリートのコーン耐力の累加で評価したところ、要素試験においては実験結果と計算結果の比は1.12~1.27と適切に評価できた。また、十字形およびト形接合部において既報を含めて検証した結果、実験結果と計算結果の比は1.27~1.65と実験結果を過大評価しないことが確認された。



図-11 接合部面外破壊に対する抵抗機構

表-5 実験結果および計算結果

	実験	計算	実験	P_u 計算内訳		x	
試験体	Q_b	Q_{bp}	/		(kN)		(mm)
	(kN)	(kN)	計算	P_{sy}	P_{pc}	P_u	
JT-01	94.8	57.6	1.65	138	150	289	61.4
JT-02(正)	109	68.3	1.60	186	157	342	61.4
JT-02(負)	89.7	58.0	1.55	138	152	291	61.4
JT-03(正)	75.3	47.4	1.59	83.6	154	238	57.5
JT-03(負)	63.5	42.7	1.49	62.5	151	214	57.5
JT-04(正)	85.7	67.3	1.27	188	148	336	74.5
JT-04(負)	78.6	55.0	1.43	135	139	274	74.5
JT-05	72.5	54.2	1.34	138	134	272	72.6



参考文献

- 福原武史,石川裕次,樋口満,上村昌之:鉄骨仕口 部を角形鋼管とした RC 柱 S 梁接合部架構の耐震性 能,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.36, No.2, pp.1075-1080, 2014.7
- Morita, K., Yamamoto, N., Ebato, K, : Analysis on the Strength of Unstiffened Beam Flange to RHS Column Connections Based on the Combined Yield Line Model, Tubular Structures, The Third International Symposium, Elsevier Applied Science, pp.164-171, 1989.9
- 3) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 2012.3
- 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11