論文 遠心成形中空 PCaPRC 柱 S 梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

福原 武史^{*1}·宮内 靖昌^{*2}·石川 裕次^{*2}·鈴木 直幹^{*3}

要旨:遠心成形された円形中空 PCaPRC 柱と鉄骨梁を,仕口鋼管を介してノンダイアフラム形式で接合する 柱 RC 梁 S 構法のうち、PCaPRC 柱と仕口鋼管をモルタル充填により一体化した十字型接合部架構の耐震性能 について実験的に検討した。この結果,本架構の接合部耐力の計算値は,既往のCFT ノンダイアフラム形式 接合部の設計式を用いて計算することで,実験値を精度良く評価出来ることが明らかになった。また,地震 荷軍後に残存する鉛直荷軍の支持性能を確認するため、梁両端から仕口鋼管に対して、鋼管押し抜き方向に せん断力を加力した結果,計算される終局耐力程度以上の支持能力を有することを確認した。 キーワード:柱RC梁S接合部,遠心成形柱,プレキャスト,プレストレス,ノンダイアフラム

1. はじめに

近年, PRC 杭の製造ラインを利用して遠心成形される PCaRC 柱を利用した柱 RC 梁 S 架構に関する研究が行わ れてきている^{1),2),3)}。これらの架構では, PCaRC 柱の製 造時に接合部位置に鋼管を埋め込んでおくことで,柱と 鉄骨梁は溶接により接合できることから,鉄骨造と同等 の施工性に加えて鋼材の RC 化によるローコスト化が見 込まれる。さらに,近年の資材価格の急激な変動に対し ては価格および資材調達の両面のリスクヘッジとなる ため,今後より一層の利用が見込まれる構法と考えられ る。なお、遠心成形により作製されたコンクリート柱は、 円形で表面がなめらかに仕上がることから,意匠上の観 点より採用されるケースもある。



構法の概要 図 - 1

本論では,遠心成形された円形中空 PCaPRC 柱(以下 PRC 柱)と鉄骨梁を,仕口鋼管を介して接合する柱 RC 梁 S 構法のうち,特に十字型接合部の耐震性能について 実験的に調査したのでその報告を行う。4)

なお,既往の架構のように PRC 柱の製造時に鋼管を 埋め込む場合,1)遠心成形時に鋼管を固定する必要が ある,2)遠心成形後に型枠を簡単に外す必要がある, 3) 遠心成形杭の型枠を転用するため, 型枠に大がかり な加工は出来ない、といった制約があるため PRC 柱の製 造は困難を有する。このため,本論で対象とする構法で は鋼管を PRC 柱に埋め込むのではなく, PRC 柱製造後 に,鋼管と柱の間にモルタルで充填することによって-体化する構法を用いて,既往の構法の合理化を図ってい る(図-1,図-2参照)。





(2) モルタル充填

図 - 2 施工手順

表 - 1 試験体一覧

試験体	想定する 破壊モード	梁鉄骨断面	仕口鋼管径 (mm)	仕口鋼管厚 (mm)	柱 軸力比	柱プレストレス (N/mm ²)
J1	鋼管面外降伏	H250 × 125 × 6 × 9	-355.6	9.5(D/t=37.4)	0.1	7.1
J2	梁曲げ降伏	H250 × 125 × 6 × 9	-355.6	12.7(D/t=28.2)	0.1	7.1

*1 竹中工務店技術研究所 研究員 工博 (正会員)

*2 竹中工務店技術研究所 主任研究員 工博 (正会員)

*3 竹中工務店大阪本店設計部

2. 実験の概要と結果

2.1 実験概要

表 - 1に試験体の一覧を示す。また,図 - 3に試験体 詳細を,図 - 4に PRC 柱の形状を示す。試験体は,PRC 柱 S 梁架構の接合部を模擬した十字型架構 2 体で,PRC 柱の外径は 300,公称厚さは 60mm,梁鉄骨は H-250 × 125 × 6 × 9 (SS400),柱のせん断スパンは 2.25,梁から 柱へのせん断スパンは 7.0 である。なお,試験体は,梁 のせん断力伝達機構として,図 - 1 および図 - 4 に示す ように,仕口鋼管の内側にはリング筋がフレア溶接され, PRC 柱にはシアーキーが設けられている。

実験変数は接合部の仕口鋼管の管厚とし,管厚はそれ ぞれ9.5mm および12.7mm とした。これは,管厚9.5mm の試験体 J1 では仕口鋼管の梁フランジ取り付き部の面 外降伏先行,管厚12.7mmの試験体J2は,梁の曲げ降伏 先行のメカニズムを想定している。

表 - 2 に,鋼材の機械的性質を示す。仕口鋼管は 355.6mmのSTKN490Bを用い,梁鉄骨はH-250×125×6 ×9のSS400を用いた。また,PRC柱には300 種の PRC既成杭を用い,導入されたプレストレス応力は試験 体J1では324kN(7.1N/mm²),J2では335kN(7.4N/mm²)で ある。表 - 3 に PRC柱に用いられたコンクリート,表 -4 に充填したモルタルの材料特性を示す。



2.2 実験結果

図 - 5 に両試験体の最終破壊状況と荷重 - 変位曲線 を示す。両試験体とも破壊経過はほぼ同じであり,それ ぞれ R=3.4/1000,3.6/1000 rad 時にまず引張側梁フランジ 位置の仕口鋼管とモルタルの間に隙間が生じた。これは 梁フランジから引張力を受けた仕口鋼管が変形したこ とにより生じた隙間である。その後,仕口鋼管とモルタ ルの間あるいはモルタルと PRC 柱の間のひび割れが進 展した。

また,それぞれ R=12,20/1000 rad 時には柱に曲げひび

表 - 3 PRC 柱コンクリートの材料特性

試験体	試験体 材齢		ヤング係数 (N/mm ²)
J1	60日	84.8	40700
J2	64 日	97.2	43100

表 - 4 充填モルタルの材料特性

≐≭≣ ⋧ /★	オオ版へ	圧縮強度	ヤング係数
司马为 14	12] 困マ	(N/mm ²)	(N/mm ²)
J1	28日	58.8	26700
J2	33日	61.5	27200





図 - 4 円形中空 PRC 柱の形状

括米百	如佔	降伏点強度	引張強度	ヤング係数	伸び率
个里天只	마꼬	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
PL-9.5	仕口鋼管(J1)	478	531	209707	34.8
PL-12.7	仕口鋼管(J2)	427	472	205017	41.1
PL-9	梁フランジ	305	460	204715	31.4
PL-6	梁ウェブ	343	483	204158	37.1
NN100	PC 鋼線	1515	1635	210460	8.0
NHW685	帯筋	797	954	207135	11.5
D22	主筋	360	553	189320	24.0

表 - 2 鋼材の機械的性質

割れが発生した。試験体 J1 は最終的には仕口鋼管が変形 し,モルタルが仕口鋼管の上端および下端ではく落した。 仕口鋼管の割れも1ヶ所で見られた。試験体 J2 では仕口 鋼管の変形が生じたが,試験体 J1 より軽微であった。試 験体 J1 は R=9.3/1000 rad で,試験体 J2 は R=10.1/1000 rad. で梁フランジが引張降伏ひずみに達した。その後も荷重 は増大し,R=40,50/1000 rad で最大耐力に達した。試験 体 J2 は紡錘形の荷重 - 変位曲線を示し,試験体 J1 より ループ面積は大きくなった。

3. 実験結果の評価

3.1 架構の耐力の評価

本接合部はノンダイアフラム型であり,接合部の終局 耐力は一般に鋼管の面外降伏耐力の影響を受ける。鋼管 の面外降伏耐力は,鋼管の面外引張耐力_j,P_pを用いて式 (1)で表される。ここで,鋼管の面外引張耐力_j,P_pは,鋼 管出先寸法L₁(図-1参照)が,計算される降伏線高さ X_p より大きい場合には、ノンダイアフラム型 CFT 接合部 の面外降伏耐力式⁵⁾を用いて式(2)で計算した。一方で、 計算される X_p よりも L_1 が短い場合では、文献 5)と同じ 降伏線の設定をすると、鋼管が存在しない範囲まで降伏 線耐力に見込むことになり、危険側の評価になる。ここ で、文献 6)に示される厚肉補強 CFT の面外降伏耐力式に おいて厚肉補強部を本接合部の仕口鋼管に見立てると、 補強部以外の鋼管の管厚が限りなく0 に近づくケースを 仮定することで本架構の降伏線のメカニズムに近似で きると考えられ、この仮定より式(3)が得られる。このた め、本論では X_p よりも L_1 が短い場合の面外引張耐力 $_{jr}P_p$ は式(3)で計算した。

$$_{jr}M_{ui} = _{jr}P_p \cdot_{sB} d \tag{1}$$

鋼管出先寸法が X_pより大きいとき

$${}_{P_{p}} = \frac{2 \cdot t_{s} \cdot \sigma_{y}}{\sqrt{1 + 2\cos^{2}\theta}} \left(X_{p} + t_{cf} \right) + \frac{4 \cdot D \cdot \theta \times m_{p}}{X_{p}}$$
(2)





終局時はパンチングシアーにより鋼管が破断 (_bM₁+_bM₂)・l/l'=253 (kN・m) (梁曲げ) _{ip}Mu₁・l/l'=209 (kN・m) (鋼管面外) Mu/bMp = 0.83



図-5 実験結果と破壊状況



鋼管は膨らむが破断に至らない $({}_{b}M_{I}+{}_{b}M_{2}) \cdot lll' = 253 (kN \cdot m))$ (梁曲げ) ${}_{jp}Mu_{1} \cdot l/l' = 283 (kN \cdot m)$ (鋼管面外) Mu/bMp = 1.12 鋼管出先寸法がXp以下の時

$${}_{jr}P_p = \frac{\mathbf{t}_s \cdot \boldsymbol{\sigma}_y}{\sqrt{1 + 2\cos^2\theta}} \left(\mathbf{X}_p + L_1 + 2t_{cf} \right) + \frac{2 \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\theta} \times \mathbf{m}_p}{\mathbf{X}_p} \quad (3)$$

ここで,

$$\mathbf{X}_{p} = \sqrt{\frac{2 \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\theta} \cdot \mathbf{m}_{p} \sqrt{1 + 2\cos^{2}\boldsymbol{\theta}}}{\mathbf{t}_{s} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{y}}} \quad \mathbf{r} \quad \mathbf{m}_{p} = \frac{\mathbf{t}_{s}^{2} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{y}}{4}$$

t_s:鋼管厚さ(mm), j:鋼材の降伏強度(N/mm²),
 D:鋼管径 (mm), X_p:鋼管の面外曲げ降伏線高さ (mm),
 :鋼管中央と梁フランジ端を結ぶ直線と,鋼管中央と
 梁フランジ中央を結ぶ2直線の角度 (rad),
 L₁:フランジ縁(余盛り含む)から鋼管縁までの距離
 (mm), t_{cf}:余盛り含むフランジ厚さで, t_{cf} = t_f + t_f/4
 t_f:フランジ厚さ (mm), B:フランジ幅 (mm)
 s_Bd:梁せい(mm)

 m_p :鋼管面外曲げ全塑性モーメント (N)

計算耐力と実験値の比較を表 - 5 に示す。架構の耐力



は,梁の終局耐力と鋼管の面外降伏耐力のうち小さい方 とした。計算では,J1 は鋼管面外降伏型,J2 は梁曲げ降 伏型として決定されるが,これは実験の破壊状況と良く 一致している。また,降伏耐力の計算値は実験値を精度 良く評価している。

表 - 5 十字型架構の実験値と計算耐力の比較

討睦休	実験耐力	計算耐力	実験値 /	メカ	
司马为 14	(kN)	(kN)	計算値	ニズム	
11	161	121	1.22	仕口鋼管	
JI	101	151	1.25	面外降伏	
10	192	150	1 15	梁	
JZ	162	138	1.15	曲げ降伏	

3.2 接合部内部の鋼管とコンクリートのせん断力の分担 本接合部のせん断力は,鋼管とコンクリート部が負担 すると考えられる。この分担割合を明らかにするため,







図 - 7 全体に対する鋼管の負担せん断力の割合(正負加力平均)

文献7)を参考にして次のように鋼管とコンクリートのせん断力の分担割合を分離した。まず、仕口鋼管中央のロ ゼットゲージの解析より、鋼管の最大せん断ひずみが得られる。次に、鋼管の最大せん断ひずみをパイプの形状 係数 2.0 で割れば、平均せん断ひずみが得られるので、 これにせん断剛性率と鋼管断面積を乗ずることで鋼管 のせん断力負担分が計算される。そして、接合部全体の せん断力から鋼管のせん断力負担分を引いて、コンクリ ートのせん断力負担分とした。なお、実験では鋼管のせん断ひずみは弾性範囲内であったため、上記方法による 分離が可能であった。

図 - 6には,実験において弾性範囲であった鋼管のせ ん断ひずみを基準にして,各載荷サイクルピーク時の鋼 管とコンクリートの負担せん断力の分布を示す。図より 分かるように,架構の変形が進めば,変形初期は鋼管の ひずみに対してコンクリート応力はほぼ線形に増加す るが,コンクリートのせん断応力度がピークに達した後 は,鋼管のせん断応力度は線形に増加するのに対し,コ ンクリートの応力度は徐々に低下していく。このことよ り,コンクリートのせん断応力度がピークに達するまで は,コンクリートと鋼管の負担するせん断耐力は単純累 加できるが,接合部のせん断終局耐力を計算する際には, 鋼管とコンクリート部それぞれの終局耐力を単純累加 して計算すると,接合部のせん断終局耐力を過大評価す る危険性があると考えられる。

次に,図-7には鋼管とコンクリート部のせん断力の 負担割合を示す。鋼管のせん断力の負担は,架構の変形 が小さい時には全体の20%程度と小さいが,コンクリー トの応力度がピークに達した後には鋼管のせん断力負 担割合は上昇し,最終的にその割合は80~90%程度に達 した。一方で,コンクリートのせん断力負担分は徐々に 低下しており,鋼管へとせん断力の負担割合が推移して いくことが分かる。鋼管とコンクリートのせん断力の負 担割合は,架構の変形の進行と共に変化するが,図-5 に示した架構の荷重変形関係を見れば,架構全体として はコンクリートの負担せん断力が小さくなった後も安 定した履歴性状を示しており,その応力伝達機構が損な われていない事が確認される。

4. 仕口鋼管の押し抜き実験

4.1 実験概要

2 章で逆対称繰り返しせん断力載荷を行った十字型試 験体に対して,加力終了後にジャッキを接合部付近まで 寄せて,梁両端から仕口鋼管に対して,鋼管押し抜き方 向(図-8の上方向)にせん断力を加力して,押し抜き 試験を行い,繰り返し載荷を受けた十字型接合部の残存 する鉛直荷重支持能力を検証した。 4.2 実験結果および考察

耐力の計算は次のように行った。

接合部の鉛直方向のせん断耐力_jVは, リング筋溶接 耐力 Pa, リング筋部のモルタル支圧耐力 P_{sg}, シア ーキーのせん断耐力 P_{sc}, シアーキー支圧耐力 P_{cc}のう ち,最も小さい値として次式より得られる。なお, P_{sc} および P_{cc}はプレキャスト建築技術集成⁸⁾を参考にした。

$$V = \min(P_a, P_{sg}, P_{sc}, P_{cc}) \tag{4}$$

$$P_a = a \cdot (l_w - 2S) \cdot f_w \tag{5}$$

$$P_{s\sigma} = A_{rr} \cdot \alpha \cdot F_{\sigma} \cdot n_{r} \tag{6}$$

$$P_{sc} = n_c \cdot A_{sb} \cdot \tau_c \tag{7}$$

$$P_{cc} = n_c \cdot A_{cc1} \cdot \alpha \cdot F_g \tag{8}$$

ここで,

 $_{c}$:せん断強度で,

長期では, min(F_g /30,0.49 + F_g /100) (N/mm²)

終局では, $0.5\sqrt{F_{g}}$ (N/mm²)

*A*_{sb}: シアーキー付け根部面積 (mm²)

 F_g : モルタルの圧縮強度で,

長期の計算には 1/3 Fg を用いる。(N/mm²)

a:有効のど厚で 0.7 S(フレア溶接のため) (mm)

S:サイズ (mm)

- l_w :溶接長さ(l_w -2S が有効溶接長さ) (mm)
- f_w : せん断降伏強度で, 母材(仕口鋼管とリング筋)
 - のうち強度の低い方の値 (N/mm²)
 - :支圧係数で 1.0
- n_r :リング筋本数, n_c :コッター個数

Acc:支圧面の支圧方向投影面積 (mm²)

A_{rc}: リング筋支圧面の支圧方向投影面積 (mm²) 図 - 9には,押し抜き力-変位関係を示す。梁ウェブの 座屈補強を施さなかったため,試験体J1,J2の耐力は最 終的にいずれもS梁の局部座屈により決まった。





図-9 押し抜き力-変位関係

表 - 6には,柱梁接合部の仕口鋼管押し抜き実験の実 験値と,計算値との比較を示す。なお,押し抜き耐力式 (4)より計算された値である。押し抜き力は,J1では押し 抜きの計算耐力を超えるところまで,J2では計算耐力の 94%程度まで加力出来た。これより,本接合部の押し抜 き耐力は,地震荷重を想定した逆対称繰り返し載荷を受 けた後も,ほぼ設計耐力を保有していることが確認され た。

表 - 6	十字型架構の)実験値と計	算耐力の比較
-------	--------	--------	--------

試験体	実験耐 力(kN)	計算耐力 長期(kN)	計算耐力 終局(kN)	実験 / 計算(終局)
J1	503	138	491	1.03
J2	471	141	502	0.94

5. まとめ

円形中空 PCaPRC 柱 S 梁接合部の耐震性能を十字型架 構実験により検討した結果,以下の結論を得た。

- 本提案式によりノンダイアフラム型接合部の面外降 伏耐力を求めれば,架構の破壊モードを判定できる。
- (2) 面外降伏先行型の試験体では,梁曲げ降伏先行型の 試験体に比べて履歴によるループ面積は小さいとい う差が見られたが,いずれの試験体においても大変 形まで急激な耐力低下が無く,靭性能に優れた性能 であった。
- (3) コンクリートの応力度が最大に達するまでは鋼管と コンクリートの一体性がある程度確認されたが、そ の後のせん断力負担は次第に鋼管に移っていき、最 終的にせん断力の90%程度を鋼管が負担していた。
- (4) 繰り返し載荷後の仕口鋼管の押し抜き実験の結果, 本接合部では地震荷重により損傷を受けたとしても, 長期荷重程度の耐力は十分確保されることが確認された。

参考文献

- 吉田卓生,ほか:鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS構法)の耐力および変形(その17遠心成形コンクリートパイル柱),日本建築学会大会学術講演梗概集,C構造II,pp.1637-1638,C,構造II1991.9
- 2) 山田政雄, ほか:鋼管コンクリート接合部を持つ柱 PRC-梁 S 構造十字骨組み水平加力実験その 1.~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.1881-1882, 1993
- 岡安隆史, ほか:遠心成形 PCa 柱-鉄骨梁構造に関 する実験的研究 その1~その2,日本建築学会大 会学術講演梗概集, C-1, pp.1187-1190, 2004.8
- 4) 鈴木直幹,ほか:柱に既製 PRC 杭を用いる柱 RC 梁
 S 接合部の力学性状に関する研究,日本建築学会大
 会学術講演梗概集,2008.9,構造 ,pp.1213-1214
- 付功義,森田耕次:コンクリート充填円形鋼管柱-鉄骨梁フランジ接合部の局部引張耐力に関する研 究,日本建築学会構造系論文集,第 504 号, pp.119-125,1998.2
- 6) 樋口満, ほか:降伏線理論による接合部局部耐力評価
 インダイヤフラム形式のコンクリート充填円
 形鋼管柱・梁フランジ接合部の局部引張耐力に関する研究
 その1、日本建築学会構造系論文集,第 536号, pp.177-184,2000年10月
- 7) 久光脩文, ほか:鋼管柱接合部の強度・剛性に関する研究 コンクリート充てん鋼管の剪断強度の検討,日本建築学会論文報告集第137号, pp.9-16,昭和42年7月
- 8) プレハブ建築協会:プレキャスト建築技術集成 第
 1 編 プレキャスト建築総論,平成 15 年 1 月, pp.192-207, pp.220-232