

(3) 柱SC梁S構造における柱梁接合部の 構造性能に関する実験的研究

貞末 和史¹・北野 敦則²

¹正会員 広島工業大学准教授 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島市佐伯区三宅2丁目1-1)
E-mail:sadasue@cc.it-hiroshima.ac.jp

²正会員 前橋工科大学准教授 工学部建築学科 (〒371-0816 前橋市上佐鳥町460番地1)
E-mail:kitano@maebashi-it.ac.jp

柱を鉄骨コンクリート部材、梁を鉄骨部材とする構造システムの開発に取り組んでいる。本研究では、力学特性および施工とコストの面で合理的な柱梁接合部の設計法を構築することを目的として、柱梁接合部が含まれる十字形骨組試験体の載荷実験を行なった。実験変数は柱梁接合部の補強方法であり、「外ダイアフラム」、「内スチフナ」、「外ダイアフラム・内スチフナ併用」のそれぞれの形式として、合計3体の試験体を製作した。いずれの試験体とも、柱および梁の降伏に対して、柱梁接合部パネルの降伏が先行するように外ダイアフラムおよび内スチフナの設計を行ない、柱梁接合部の力学特性にどのような違いが現れるか調べる試験体計画とした。実験の結果、補強方法の違いによって柱梁接合部パネルの終局耐力が変化し、外ダイアフラムの幅が大きい試験体ほど終局耐力が大きく、変形能力も優れることを明らかにした。

Key Words : steel concrete composite structure, beam-column connection, ultimate strength

1. はじめに

従来、高さ31mを超える集合住宅等にRC構造が採用されることは稀であり、行政指導によってSRC構造が採用されていた。SRC構造が優れた耐震性能を有していることに変わりはないが、RC構造の耐震性能が従前に比べ向上したため、前述した行政指導は1998年の建築基準法の改正(性能規定化)に伴いなくなった。さらに、昨今の建設コストの削減状況を反映して高層集合住宅の構造形式にはRC構造が多用されるようになり、SRC構造の需要は激減した。これらを背景として、著者らは、SRC構造に代わりRC構造さらにCFT構造と対比させる新型構造として、鉄骨コンクリート(SC)柱と鉄骨梁(および合成梁)で構成される構造システム(以後、柱SC梁S構造と称す)の開発に取り組んでいる。開発を進めている柱SC梁S構造の概要を図-1に示す。柱は十字H形断面を有する鉄骨のフランジ内側にコンクリートを充填し、柱材端部には補強鋼板を設けることでコンファインド効果が得られると共に鉄骨の局部座屈が抑制される。柱鉄骨に伝達される梁のせん断力は、柱鉄骨内側に設ける頭付きスタ

ッドや孔あき鋼板ジベル等のずれ止めによってコンクリートへ伝達される。柱と柱脚(露出型)に関してはSRC構

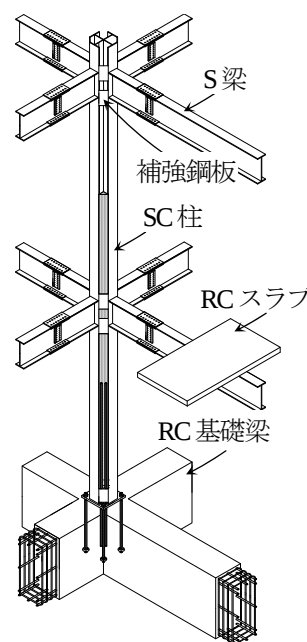


図-1 構造システム

表-1 試験体計画

試験体	F_c (N/mm ²)	N (kN)	軸力比 n	柱鉄骨	梁鉄骨	接合部			破壊 モード
						鉛直スチフナ	外ダイアフラム	水平三角スチフナ	
No.1	30	1200	0.2	2H-300× 150×6.5×9	BH-300× 150×12×16	有	有	無	柱梁接合部 パネル
No.2							無	有	
No.3							有		

造やCFT構造と同等以上の力学特性を有していることを実験で確認し、復元力特性の評価方法を構築している¹²⁾。

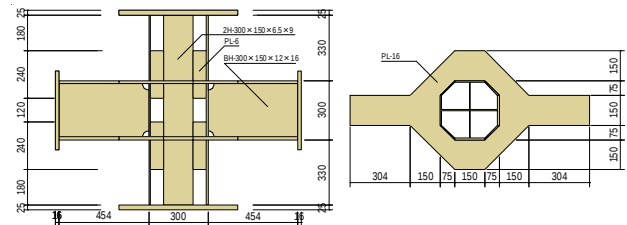
今後、本構造システムを実用化するために残された課題のひとつとして、柱梁接合部の設計法を構築することが必要である。かぶりコンクリートを持たないSC柱であるため、内ダイアフラムや梁フランジ貫通形式の接合部にすると現場打ちではコンクリートの充填が困難となるが、外ダイアフラムや柱鉄骨フランジの内側に水平三角スチフナを設ける接合部にすることで力学的にも施工的にも合理的な設計が可能であると考えている。本論では、柱SC梁S構造における各形式の柱梁接合部の破壊性状と力学特性について明らかにする。

2. 実験概要

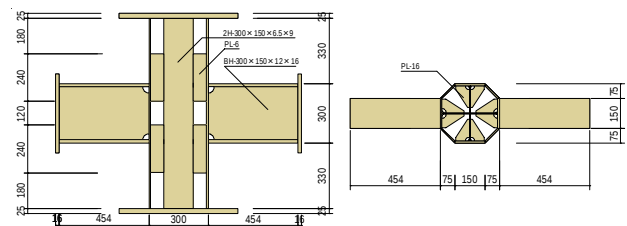
(1) 試験体

試験体計画を表-1、試験体形状を図-2にそれぞれ示す。試験体はいずれも柱SC梁S構造における内部柱梁接合部を模擬した十字形部分骨組とし、一定圧縮軸力下で地震力を受けた際に、柱梁接合部パネルゾーンの破壊が先行するように設計した3体の試験体を計画した。なお、柱部材に関する既往の実験結果と比較することを考え、本実験における柱断面は既往の実験¹⁾と同一とし、H-300×150×6.5×9を十字形断面に溶接組立し、フランジに取り囲まれる内部に設計基準強度 $F_c=30\text{N/mm}^2$ のコンクリートを現場打ちを想定して縦打ちした。なお、本構造では工場でコンクリートを充填して出荷するプレキャスト化が容易であるため、RC構造やCFT構造に対する大きな利点になる。また、プレキャスト化に伴い、コンクリートを横打ちすることが可能になり、柱梁接合部のコンクリートの充填性も向上する。しかしながら、本研究では試験体製作において、1バッチでコンクリート充填を完了させることを優先して、現場打ちを想定したコンクリート打ちとした。実用ではプレキャスト化の方が力学的および施工的に合理的であると考えている。

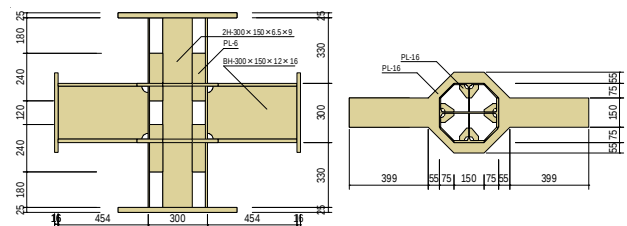
No.1は外ダイアフラム形式の接合部であり、柱フランジ内側にコンクリートの充填を阻害するものがないため、密実なコンクリートを充填できるが、ダイアフラムの存在が仕上げ材の取り付けを困難にする等の欠点がある。力学的にはダイアフラムによって柱フランジの面外変



No.1 (外ダイアフラム形式)



No.2 (内スチフナ形式)



No.3 (外ダイアフラム・内スチフナ併用形式)

図-2 試験体形状

表-2 鉄骨の材料強度

使用箇所		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
柱フランジ [*]	PL-9	300	465	26.3
柱ウェブ [*]	PL-6.5	345	480	23.0
梁フランジ [*] , 水平スチフナ, ダイアフラム	PL-16	312	463	29.3
梁ウェブ [*]	PL-12	258	406	30.3
鉛直スチフナ	PL-6	277	423	21.1

表-3 コンクリートの材料強度

試験体	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
No.1	39.0	3.19	30277
No.2	38.8	2.80	29181
No.3	38.2	2.90	30230

が抑制されるのに加えて、梁フランジの応力を柱の直交フランジに伝達しやすくなるので、柱の直交フランジの抵抗力によって柱梁接合部パネルゾーンのせん断強度が

大きくなると思われる。なお、柱端部に設けている補強鋼板は、柱梁接合部では鉛直スチフナとしての効果を期待できる。

No.2は内スチフナ形式の接合部である。コンクリートを縦打ちとしたため、充填性を考慮して水平三角スチフナとした。この形式では外ダイアフラム形式と比べてコンクリートの充填性に難があるが仕上げ材の取り付けが容易になる。プレキャスト部材としてコンクリートを横打ちするのであれば、H形断面の鋼柱で用いられている一般的な水平スチフナとすることも可能である。力学的には内スチフナが鉄骨とコンクリートのシアキーとしても機能するため、鉄骨とコンクリートの間におけるせん断力の伝達が良好になる。

No.3はNo.1およびNo.2と同等の補強量となるように外ダイアフラムと内スチフナを併用した形式（以後、併用形式と称す）の接合部である。

No.1～3のいずれの試験体とも柱梁接合部パネルゾーンの降伏が先行するように外ダイアフラムおよび内スチフナの設計を行ない、耐力や変形能力等の力学特性にどのような違いが現れるか調べる試験体計画とした。試験体に用いた材料試験結果を表-2および表-3にそれぞれ示す。

(2) 荷重方法

荷重は図-3に示す荷重装置を使用した。柱上下端に位置するピンと試験体を接続し、所定の一定圧縮軸力 N を与えた後、梁両端に位置するピンと試験体を接続して、柱頭のピン位置に正負繰り返し水平力 H を荷重した。 N は、鉄骨とコンクリートの材料試験結果に基づいて得られる柱断面の圧縮耐力 $N_u (=N_{u1}+N_{u2})$ （ここに、 N_{u1} は鉄骨の圧縮耐力、 N_{u2} はコンクリートの圧縮耐力）に対する N の比 $n (=N/N_u)$ が0.2となる値を目標とした。水平力の荷重は変位制御とし、柱上下端のピンの相対水平変位 δ を上下ピン間の距離 h で除した相対部材角 $R (= \delta/h)$ を $R=\pm 0.125\% \text{rad.}$ で1サイクル行なった後、次に $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ で2サイクル、 $R=\pm 0.5\% \text{rad.}$ で2サイクル行い、それ以後は直前の振幅に対して R を $\pm 0.5\% \text{rad.}$ 漸増させる正負繰り返し荷重を2サイクルずつ繰り返し、 $R=\pm 2.0\% \text{rad.}$ に達した以降は R を $\pm 1.0\% \text{rad.}$ 漸増させる正負繰り返し荷重を耐力低下が著しくなるまで2サイクルずつ繰り返すものとした。

変位の計測方法を図-4に示す。変位は梁材軸に対する柱の上下端の相対水平変位を計測して R を算定した。さらに、柱端部および梁端部の曲げ変形、柱梁接合部パネルゾーンのせん断変形を計測し、外ダイアフラム形式、内スチフナ形式、併用形式の違いによって、 R に対する柱、梁、柱梁接合部パネルゾーンの変形割合がどのように変化し、それが力学特性にどのような影響を及ぼすの

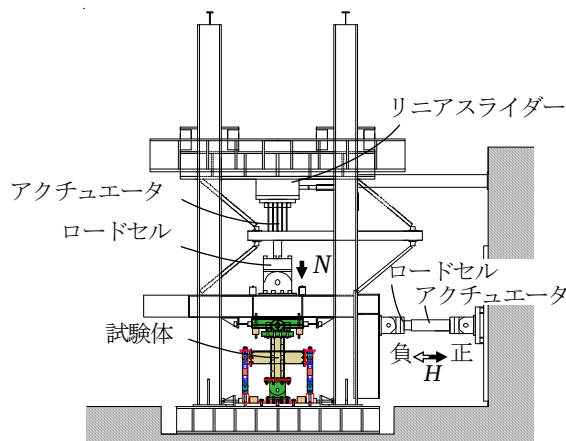


図-3 荷重装置

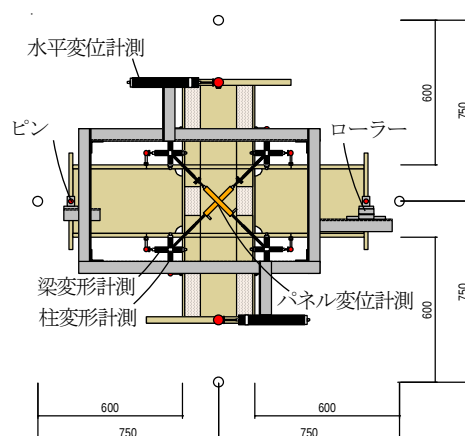


図-4 変位計測方法

■ : 1軸ゲージ ● : 3軸ゲージ

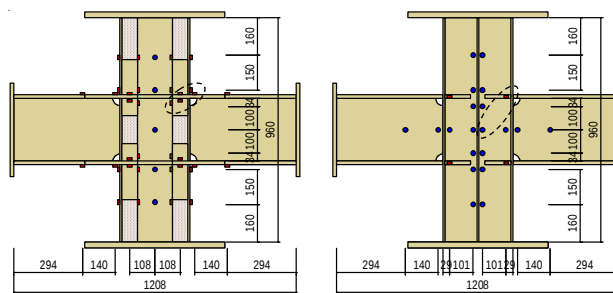


図-5 ひずみ度計測位置

か確認する。

ひずみ度の計測位置を図-5に示す。柱のフランジとウェブ、梁のフランジとウェブ、外ダイアフラム、内スチフナ、鉛直スチフナのそれぞれに1軸ゲージあるいは3軸ゲージを貼り付けてひずみ度を計測した。

(3) 履歴特性と破壊状況

全ての試験体の荷重-変形関係と破壊状況を図-6、図-7、各部のひずみ度推移を図-8、図-9および図-10にそれぞれ示す。荷重-変形関係は層せん断力 $Q (=H)$ -相対部材角 R 関係、および柱梁接合部パネルゾーンの負担せん断力 Q

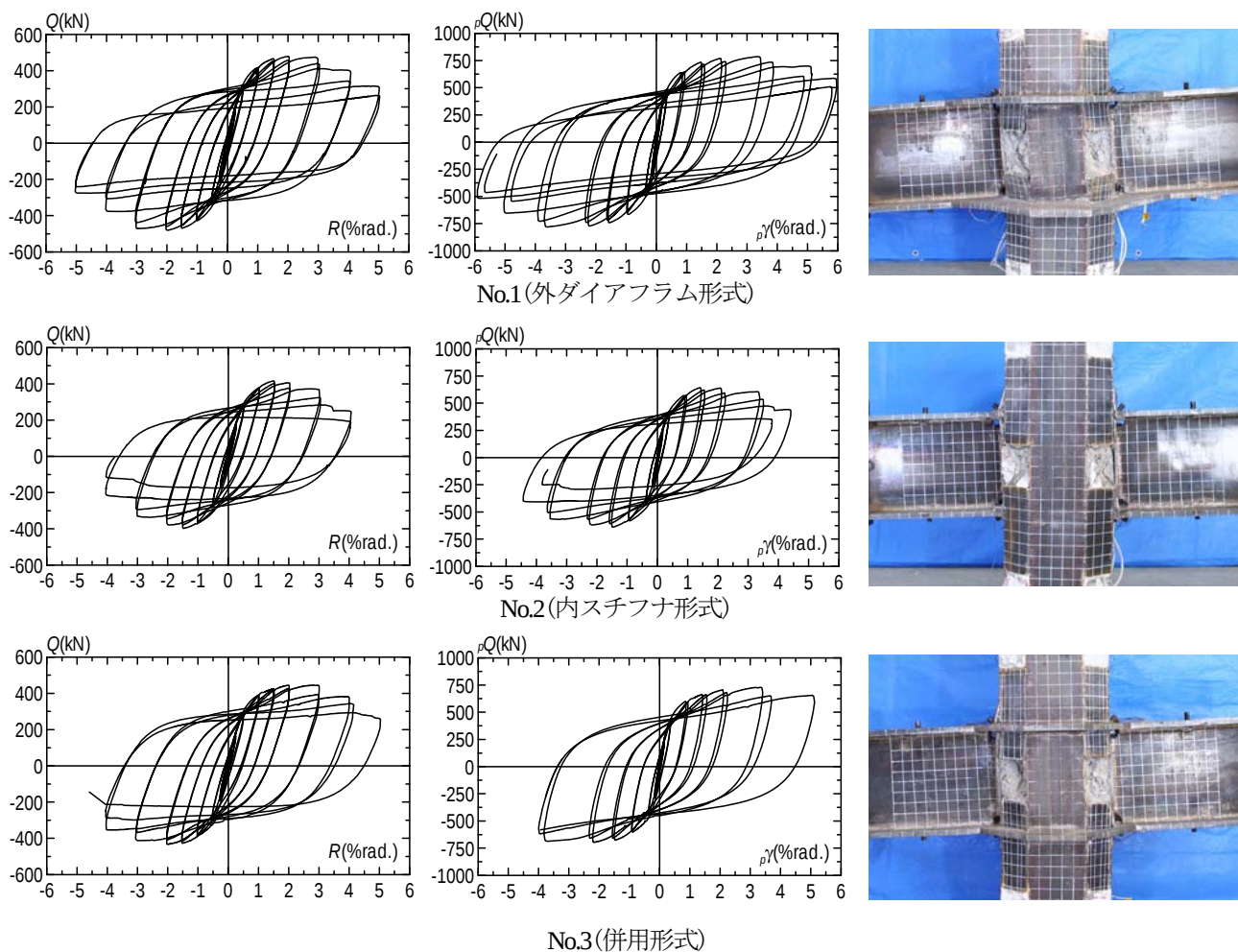


図-6 荷重-変形関係と最終破壊状況



No.1 (外ダイアフラム形式)



No.2 (内スチフナ形式)



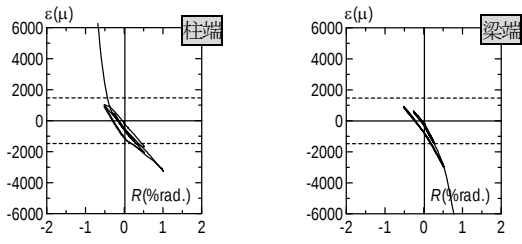
No.3 (併用形式)

図-7 破壊部詳細

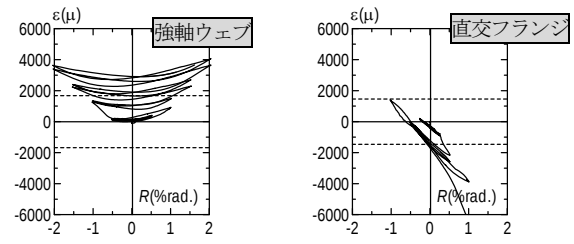
せん断変形角 $\rho\gamma$ 関係のそれぞれを示した。ひずみ度は図-5の点線で囲った部分のひずみ度であり、接合部強軸ウェブは主ひずみ度を示した。それぞれの図中の点線は降伏ひずみ度である。

No.1 (外ダイアフラム形式) は、 $R=\pm 0.25\%$ の振幅までは鉄骨は未降伏、コンクリートは無損傷であり、 Q - R 関係はほぼ線形挙動を示した。 $R=\pm 0.5\%$ の振幅で柱強軸フランジとパネルゾーンの直交フランジおよび梁フランジが降伏し、 $R=\pm 1.0\%$ の振幅でパネルゾーンのコンクリートに軽微なひび割れを生じた。 $R=\pm 1.5\%$ の振幅

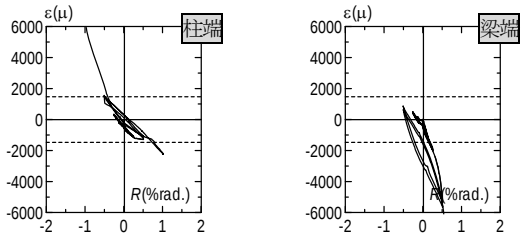
でパネルゾーンの強軸ウェブが降伏し、コンクリートのひび割れが増大した。 $R=\pm 2.0\%$ の振幅で外ダイアフラムが降伏して最大耐力に達した後、 $R=\pm 3.0\%$ の振幅までは耐力低下を生じていないが、パネルゾーンのコンクリートの損傷が大きくなり、それ以後の振幅では徐々に耐力低下を生じた。実験終了まで鉛直スチフナは降伏していないが、 $R=\pm 4.0\%$ の振幅では図-7に示すようにパネルゾーンのフランジと鉛直スチフナの溶接部に亀裂を生じていることが確認され、それ以後の振幅ではフランジの局部座屈を伴いながら耐力低下が進んだ。なお、柱



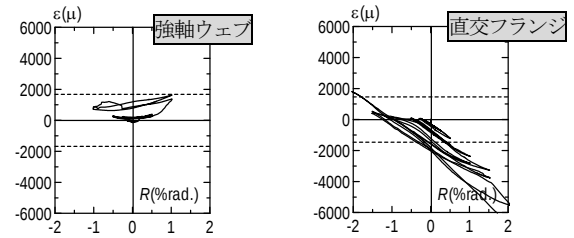
No.1(外ダイアフラム形式)



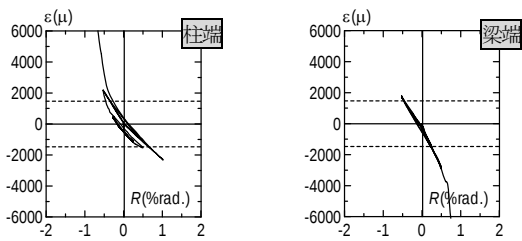
No.1(外ダイアフラム形式)



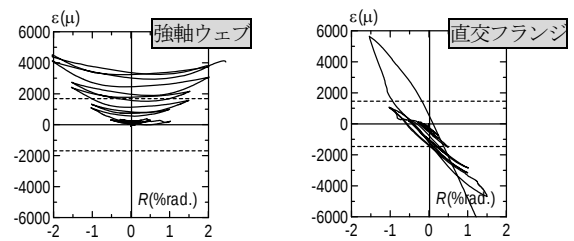
No.2(内スチフナ形式)



No.2(内スチフナ形式)



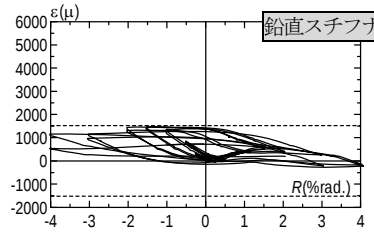
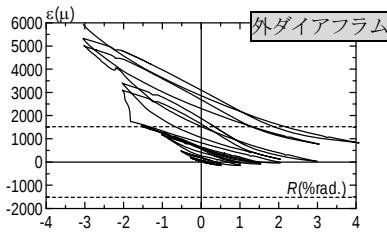
No.3(heiyoukeishiki)



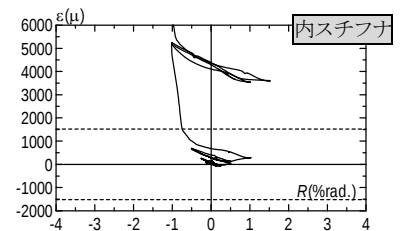
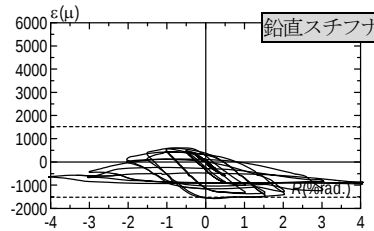
No.3(併用形式)

図-8 柱端フランジおよび梁端フランジのひずみ度推移

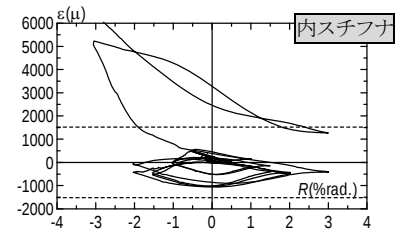
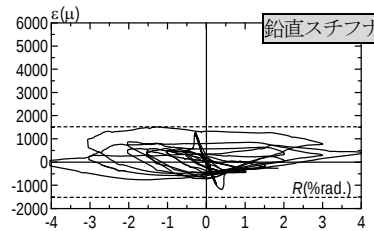
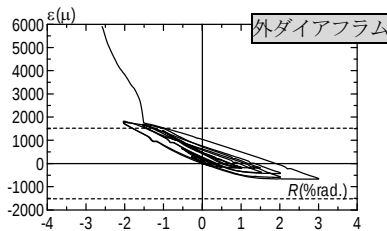
図-9 柱梁接合部の強軸ウェブと直交フランジのひずみ度推移



No.1(外ダイアフラム形式)



No.2(内スチフナ形式)



No.3(併用形式)

図-10 接合部補強鋼板のひずみ度推移

と梁のウェブは実験終了まで未降伏であり、柱のコンクリートは軽微なひび割れに留まっていた。

No.2(内スチフナ形式)は、No.1と同様に、 $R=\pm 0.25\%$ の振幅までは鉄骨は未降伏、コンクリートは無損傷であり、 $Q-R$ 関係はほぼ線形挙動を示した。 $R=\pm 0.5\%$ の振幅で梁フランジが降伏し、 $R=\pm 1.0\%$ の振幅で柱強軸フランジ、パネルゾーンの直交フランジおよび内スチフナが降伏し、パネルゾーンのコンクリートに軽微なひび割れを生じた。パネルゾーンの強軸ウェブに関しては図-5の点線で囲った部分のひずみゲージが $R=\pm 1.0\%$ の振幅で剥離しているが、 $R=\pm 1.5\%$ の振幅で降伏ひずみ度に達しているものと推測され、コンクリートのひび割れが増大して最大耐力に達した。 $R=\pm 2.0\%$ の振幅では梁端の溶接部に亀裂を生じていることが確認され、若干の耐力低下が見られた。実験終了まで鉛直スチフナは降伏していないが、 $R=\pm 3.0\%$ の振幅では図-7に示すように柱フランジと鉛直スチフナの溶接部に亀裂を生じていることが確認され、 $R=\pm 4.0\%$ の振幅では急激に耐力低下した。また、柱と梁のウェブは実験終了まで未降伏であり、柱のコンクリートは軽微なひび割れに留まっていた。

No.3(併用形式)も No.1, No.2 と同様に、 $R=\pm 0.25\%$ の振幅までは鉄骨は未降伏、コンクリートは無損傷であり、 $Q-R$ 関係はほぼ線形挙動を示した。 $R=\pm 0.5\%$ の振幅で梁フランジが降伏し、 $R=\pm 1.0\%$ の振幅で柱強軸フランジおよびパネルゾーンの直交フランジが降伏し、パネルゾーンのコンクリートに軽微なひび割れを生じた。 $R=\pm 1.5\%$ の振幅でパネルゾーンの強軸ウェブと外ダイアフラムが降伏、 $R=\pm 2.0\%$ の振幅で内スチフナが降伏して最大耐力に達した。 $R=\pm 3.0\%$ の振幅ではパネルゾーンの柱フランジと鉛直スチフナの溶接部に小さな亀裂を生じていることが確認されコンクリートの損傷も進展しているが、大きな耐力低下は見られない。 $R=\pm 4.0\%$ 以後の振幅ではパネルゾーンの柱フランジと鉛直スチフナの溶接部の亀裂が拡幅し急激に耐力低下し、 $R=\pm 5.0\%$ の振幅では図-7に示すように外ダイアフラムが破断した。なお、実験終了まで鉛直スチフナは降伏していない。また、柱と梁のウェブは実験終了まで未降伏であり、柱のコンクリートは軽微なひび割れに留まっていた。

(4) 実験変数の影響の確認

最大強度の実験値を表-4、 $Q-R$ 関係の骨格線を図-11にそれぞれ示す。また、骨組の全体変形に対する柱、梁および柱梁接合部パネルゾーンの変形成分の比率を図-12に示す。

初期剛性について比較すると大きな差異は見られないが、最大耐力について比較すると外ダイアフラムを有する試験体は最大耐力が大きく、変形能力も優れていることがわかる。

変形成分の比率をみると、全試験体ともほぼ同様の挙動を示しており、接合部の変形が卓越し、振幅の漸増に伴い接合部変形の割合が増大していることが確認できる。

試験体によって最大耐力が異なるのは、最大耐力時における柱強軸ウェブの負担せん断力 s_wQ と直交フランジの負担せん断力 w_fQ のそれぞれが接合部補強形式の違いによって異なることが影響すると考えられるため、文献⁵⁹⁾に示される方法を用いて s_wQ と w_fQ を算定した(図-13、図-14参照)。それぞれの試験体が最大耐力に達している $R=1.5\sim 2.0\%$ では全試験体ともせん断降伏耐力 s_wQ_u および全塑性モーメント時のせん断力 w_fQ_u に達しており、 s_wQ と w_fQ が最大耐力に与える影響については明確にならなかった。

3. 終局耐力

SC柱の終局曲げ耐力は一般化累加強度理論に基づき算定し¹⁾、鉄骨梁の終局耐力は全塑性モーメントに達する時の耐力とし、柱梁接合部パネルゾーンの終局耐力 P_u はSRC規準⁴⁾に示される(1)式により算定して、(2)式を用いて柱層せん断力 Q_u に換算した軸力と終局耐力の相

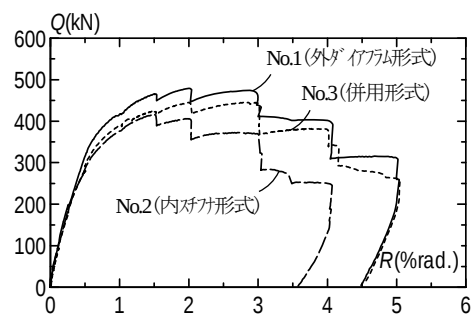


図-11 骨格線

表-4 実験値と計算値一覧

試験体	実験値		終局耐力の計算値					
	最大値		柱		梁		柱梁接合部	
	正	負	曲げ	せん断	曲げ	せん断	SRC規準式	直交フランジ考慮
No.1	479	-481	488	634			338	398
No.2	417	-398	487	634	458	508	338	397
No.3	446	-433	484	632			336	396

注) 表中の全ての数値は層せん断力換算値で単位はkN

関関係を図-15に示す。また、柱梁接合部パネルゾーン
の終局耐力に関しては、直交フランジの効果を考慮した
計算値 ${}_pQ_u^*$ を用いた場合も示した。

$${}_pQ_u = {}_jF_s \cdot {}_j\delta_c \cdot {}_cA_e + \frac{1.2 \cdot {}_{sw}\sigma_y \cdot {}_{sw}A}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

$$Q_u = \frac{{}_j b \cdot l}{(l - {}_j c)h - {}_j b \cdot l} \cdot {}_pQ_u \quad (2)$$

$${}_pQ_u^* = {}_jF_s \cdot {}_j\delta_c \cdot {}_cA_e + \frac{1.2 \cdot {}_{sw}\sigma_y \cdot {}_{sw}A}{\sqrt{3}} + \frac{4 \cdot {}_{wf}\sigma_y \cdot {}_{wf}Z_p}{D_b} \quad (3)$$

ここで、 ${}_jF_s$ はコンクリートのせん断強度、 ${}_j\delta_c$ は接合部
の形状により決まる係数で十字形は3、 ${}_cA_e$ は接合部コン
クリートの有効面積、 ${}_{sw}\sigma_y$ は接合部鉄骨ウェブの降伏応
力度、 ${}_{sw}A$ は接合部鉄骨ウェブの断面積、 ${}_j b$ は梁の有効せ

い、 l は梁のスパン、 ${}_j d$ は柱の有効せい、 h は上下柱の反
曲点間距離、 ${}_{wf}\sigma_y$ は直交フランジの降伏応力度、 ${}_{wf}Z_p$ は直
交フランジ(1枚)の塑性断面係数、 D_b は梁のせいである。

計算値の一覧を表-4に示す。SC柱の終局せん断耐力は
SRC規準式⁹⁾を用いて算定した。

No.1に関しては、梁端フランジが降伏ひずみ度に達し
ており、実験値は梁端位置で決まる耐力の計算値を上回
っているものの、No.1とNo.3は外ダイアフラムによって
梁幅が拡幅されて梁端の実耐力が図-15および表-4に示
した計算値より大きくなっていると考えられ、さらに、図
-12に示されるように接合部の変形が卓越しているため、
いずれの試験体共にパネルゾーンの破壊によって最大耐
力に達し、それ以後はパネルゾーンのコンクリートの圧

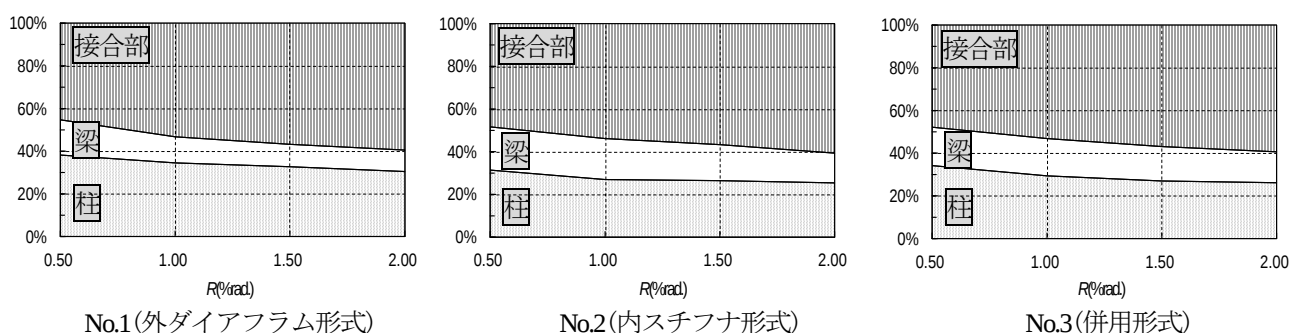


図-12 変形負担割合

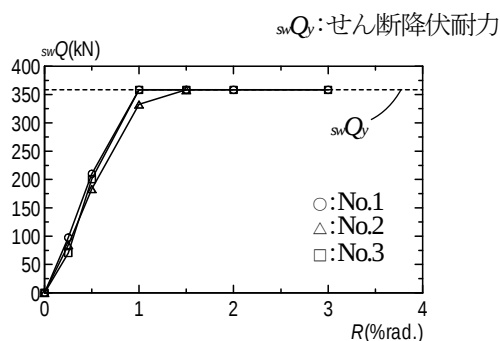


図-13 接合部強軸ウェブの負担せん断力

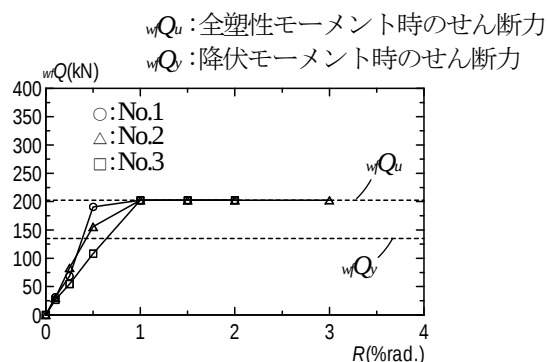


図-14 接合部直交フランジの負担せん断力

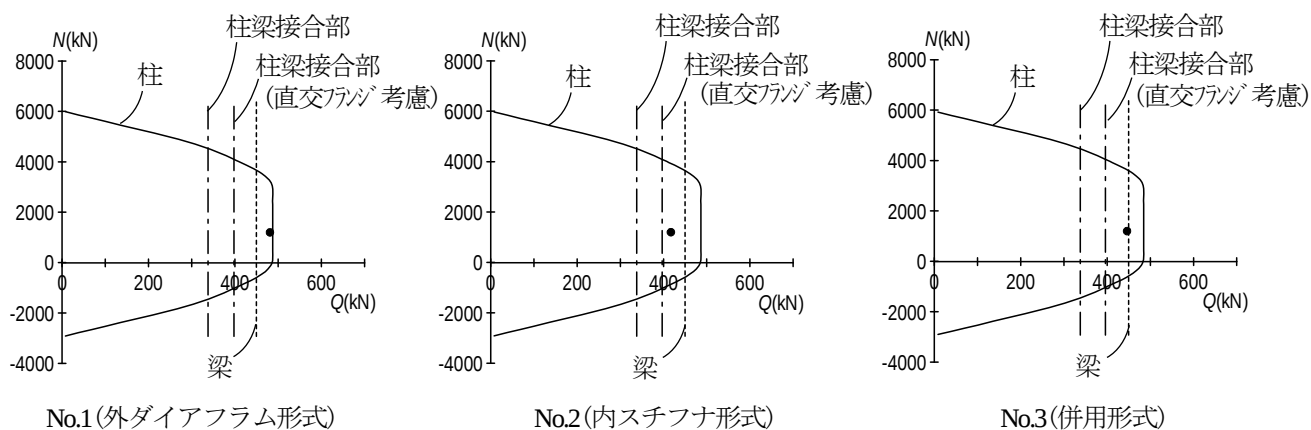


図-15 終局耐力

壊、および梁端溶接部の亀裂の発生によって耐力低下を生じたものと思われる。なお、図-13および図-14に示されるように、いずれの試験体共に架構の最大耐力時に柱梁接合部の強軸ウェブは $s_w Q_u$ に達し、直交フランジも $w Q_u$ に達している。したがって、外ダイアフラムの幅が大きい試験体ほど最大耐力が大きく変形能力も優れているのは、外ダイアフラムによって鉛直スチフナの面外変形が拘束されることで、コンクリートが拘束されて強度と靱性が上昇することが影響している可能性がある。これについては今後引き続き検討したいと考えている。

(1)式および(2)式による計算値 Q_u と実験値 Q_{ep} を比較すると $Q_{ep}/Q_u=1.23\sim1.42$ となり、計算値は過小評価となっている。これは $p Q_u$ の評価に直交フランジの効果を考慮していないことが原因と考えられる。なお、図-14によると外ダイアフラムの有無に関わらず直交フランジの負担せん断力は $w Q_u$ に達していることから、梁フランジの引張および圧縮力は鉛直スチフナを介して直交フランジへ伝達されているものと思われ、(2)式の $p Q_u$ の代わりに(3)式の $p Q_u^*$ を用いた場合、 $Q_{ep}/Q_u=1.05\sim1.20$ となり、直交フランジの負担分を考慮しても安全側に評価できることが確認された。

4. まとめ

一定圧縮軸力下で正負繰返し水平力を受ける柱 SC 梁 S 構造における十字形部分骨組の実験を行い、以下の結論が得られた。

- 1) 各試験体とも柱および梁端フランジは降伏しているが、変形状態、破壊状況および耐力計算の考察によると、架構の最大耐力は柱梁接合部パネルゾーンの破壊で決まっていると思われる。

- 2) 接合部補強形式の違いによる比較を行なうと、初期剛性に大きな差異は見られないが、外ダイアフラムの幅が大きい試験体ほどコンクリートの拘束効果が大きくなり、架構の最大耐力が大きく変形能力も優れている。
- 3) 接合部破壊する骨組の終局耐力は SRC 規準式を用いて安全側に評価できるが、直交フランジの効果を考慮することで、より合理的な評価が可能である。

謝辞：本研究は、(社)日本鉄鋼連盟「2016年度鋼構造研究・教育助成事業」を受けて実施されました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 貞末和史，南宏一：かぶりコンクリートを持たない鉄骨コンクリート柱の復元力特性に関する研究，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 85 号，pp.47-58，2015.3
- 2) 貞末和史，南宏一：アンカーボルトと鉄筋を併用して接合した鉄骨コンクリート露出型柱脚の復元力特性，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 712 号，pp.939-949，2015.6
- 3) 堺純一，倉富洋，田中照久，洲上大貴：八角形断面からなる SC 柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の弾塑性変形性状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.1445-1448，2016.8
- 4) 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(第 6 版)，2014.1
- 5) 倉本洋，松井智哉，永田論，藤本利昭：CES 合成構造システムにおける外部柱梁接合部の構造性能，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，pp.235-242，2008.2
- 6) 北野敦則，後藤康明，城攻：鉄骨鉄筋コンクリート造内柱梁接合部における終局せん断耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 636 号，pp.393-399，2009.2

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF STEEL CONCRETE COLUMN-STEEL BEAM CONNECTIONS

Kazushi SADASUE and Atsunori KITANO

We confirmed the mechanical behavior of beam-column joints for steel beam-steel concrete column structures through the structural tests. Experimental parameters were selected reinforcement method of beam-column joint, the following reinforcement type were selected: (a) extrenal diaphragms type, (b) inside stiffener type, (c) type which used extrenal diaphragms together with inside stiffener. The test specimens are planned as assumption beam-column joint that were provided shear failure was preceded to be failure of column and beam. From the test results, it is found that as for the beam-column joint where the width of the extrenal diaphragms is large, ultimate strength and ductility are excellent. Moreover, it is shown that ultimate strength of beam-column joint could be evaluated by a method based on the AIJ design standard for SRC structures.