

論文 二重鋼管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研究

倉富 洋*1・入江 千鶴*2・川田 侑子*2・塚 純一*3

要旨：二重鋼管を有する鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁から構成される柱梁接合部の開発を目指して、柱梁接合部に通しダイヤフラムとふさぎ板を用いた本柱材と鉄骨梁からなる十字形骨組を製作し、繰返し載荷実験を実施した。終局せん断耐力評価法と崩壊形式（梁曲げ崩壊型と仕口パネルせん断崩壊型）の違いが挙動に及ぼす影響を調べることを目的として、全5体の試験体を用意した。梁曲げ崩壊型の試験体は梁の全塑性モーメント発揮時の終局せん断耐力で、仕口パネルせん断崩壊型の試験体は、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準に準じた終局せん断耐力で、それぞれ終局耐力を評価できることを明らかとした。

キーワード：ふさぎ板、通しダイヤフラム、柱梁接合部、終局せん断耐力、充填コンクリート

1. はじめに

著者らは、鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRCと略記）構造から主筋およびせん断補強筋を取り除き、薄肉鋼管により横補強した鋼・コンクリート（以下、SCと略記）柱材が優れた構造性能を示すことを明らかとしている¹⁾。一方、この柱材に用いられている横補強鋼管は角形であるためにコンクリートの横拘束に懸念を残すことや、内蔵鉄骨には十字鉄骨を使用するために加工コストの増加につながるなど、改良すべき点が残されている。そこで著者らは、横補強のための外鋼管を用い、十字鉄骨の代わりに角形鋼管を内蔵させた、図-1に示すような柱断面を有する二重鋼管SC柱の開発に取り組んでいる。既往の研究より、本SC柱の圧縮特性と曲げせん断性状を実験的に調べており、優れた構造性能を示すことを明らかとした^{2),3)}。

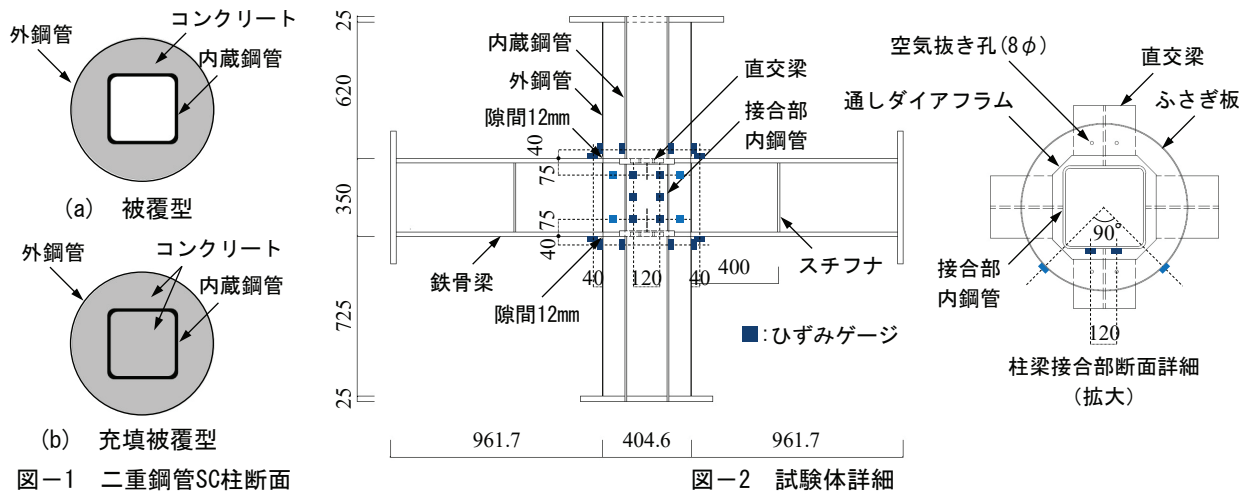
本研究では、本SC柱に鉄骨梁が取り付けくことを想定した柱梁接合部の開発を目指して、仕口パネルに通しダイ

アフラムとふさぎ板を用いたディテールを考案する。そこで、本SC柱と鉄骨梁から構成される十字形骨組を製作し、繰返し載荷実験を実施した。本研究の主目的は、仕口パネルの終局せん断耐力評価法を提案し、実験挙動と比較することによりその妥当性を確認することおよび、崩壊形式（梁曲げ崩壊型、仕口パネルせん断崩壊型）の違いが骨組および柱梁接合部の弾塑性変形性状に及ぼす影響を調べることである。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体詳細を図-2に示す。試験体は本SC柱と鉄骨梁からなる十字形骨組とした。内蔵鋼管には200mm角のSTKR400材を、外鋼管とふさぎ板にはSS400材をそれぞれ用い、鉄骨梁は6mm、12mm、19mmの鋼板（SM490材）を溶接してBH-350×150のH形鋼を製作した。外鋼管はコンクリート外径400mmを確保できるように2.3mm厚の鋼



*1 福岡大学 工学部建築学科助教 博士（工学）（正会員）

*2 JFEシビル株式会社

*3 福岡大学 工学部建築学科教授 博士（工学）（正会員）

板を円形に曲げ、継ぎ目をTig溶接して製作した。柱梁接合部は通しダイアフラム形式とし、梁フランジとダイアフラム(25×250×250mm)を完全溶け込み溶接で、梁ウェブと内蔵鋼管および、鉄骨梁とふさぎ板はそれぞれ隅肉溶接とした。直交梁は寸法と接合方法ともに前述した梁仕様と同じである。直交梁の断面を大きくすることで柱梁接合部の耐力に影響するものと考えられるが、本実験では崩壊形式ごとの直交梁の仕様は同条件とした。直交梁のフランジにはコンクリート打設用に8φの空気抜き孔を設けた。本SC柱材の外鋼管は径厚比176であり、軸力を負担させないようにするために、柱頭および柱脚部に12mmの隙間を確保している。コンクリートは呼び強度39N/mm²とし、試験体上部より打継ぎのない一体打ちで打設した。

試験体一覧を表-1に示す。試験体は全5体製作した。実験変数は崩壊形式の違い、充填部コンクリートの有無とふさぎ板の板厚である。崩壊形式の違いを検討するために、試験体ごとに内蔵鋼管と梁フランジの板厚を変数とした。試験体SC-P1を仕口パネル崩壊型の基準試験体とし、試験体SC-P2では内蔵鋼管への充填コンクリート

の有無を比較する。試験体SC-P3ではふさぎ板の板厚が柱梁接合部の挙動に及ぼす影響を調べるため、2.3mm厚(径厚比176)から4.5mm厚(径厚比91)とした。試験体SC-B1を梁曲げ崩壊型の基準試験体として製作し、仕口パネルせん断崩壊型との挙動の違いを比較する。また、SRC規準⁴⁾では柱と梁間の応力伝達を円滑に行うために、柱梁接合部において梁と柱の鉄骨曲げ耐力の比が0.40以上を満足させる規定がある。本実験において上述した規定を満足しない際の挙動を調べるために、試験体SC-B2では梁と柱の鉄骨曲げ耐力比が0.35となるように試験体を設計した。この耐力比は試験体SC-B1では0.75、試験体SC-Pシリーズは0.51である。なお、柱部材の内蔵鋼管の部材種別(幅厚比で決められたランク)は実降伏点を用いると試験体SC-B2のみFDランクとなり、他4試験体はFAランクである。本実験に使用した鋼材の機械的性質を表-2に示す。また、柱に作用させる軸力比 n は全試験体とも0.15で共通とした。

2.2 終局せん断耐力の算定

各試験体の崩壊形式を明確化するために、柱と梁の終局曲げ耐力および仕口パネルの終局せん断耐力を算定す

表-1 試験体一覧

試験体名	コンクリート		内蔵鋼管内のコンクリート	柱		鉄骨梁	柱梁接合部		崩壊形式
	cD (mm)	$c\sigma_B$ (N/mm ²)		内蔵鋼管	部材種別		ht (mm)	内蔵鋼管	
SC-B1	400	39.0	無し	□-200×9	FA	BH-350×150×6×12	2.3	□-200×9	梁曲げ崩壊型
SC-B2	400	40.4	無し	□-200×4.5	FD	BH-350×150×6×12	2.3	□-200×9	
SC-P1	400	39.1	無し	□-200×9	FA	BH-350×150×6×19	2.3	□-200×6	仕口パネルせん断崩壊型
SC-P2	400	41.6	有り	□-200×9	FA	BH-350×150×6×19	2.3	□-200×6	
SC-P3	400	45.5	無し	□-200×9	FA	BH-350×150×6×19	4.5	□-200×6	

cD :コンクリート外径, $c\sigma_B$:シリンダー圧縮強度, ht :ふさぎ板の板厚, 外鋼管: $\phi 404.6 \times 2.3$ mm (SS400材)で統一
軸力比 n : 0.15で統一, $n=N_{sc}/N_u$, N : 載荷軸力, scN_u : 柱の圧縮耐力, $scN_u=cA \times c\sigma_B + sA \times s\sigma_y$, cA : コンクリートの断面積, sA : 内蔵鋼管の断面積, $s\sigma_y$: 内蔵鋼管の降伏応力度
柱内蔵鋼管の部材種別は以下のとおり。FAランク: $b/t \leq 33(235/s\sigma_y)^{1/2}$, FBランク: $33(235/s\sigma_y)^{1/2} < b/t \leq 37(235/s\sigma_y)^{1/2}$, FCランク: $37(235/s\sigma_y)^{1/2} < b/t \leq 48(235/s\sigma_y)^{1/2}$, FDランク: $48(235/s\sigma_y)^{1/2} < b/t$, b : 柱内蔵鋼管の幅, t : 柱内蔵鋼管の板厚

表-2 鋼材の機械的性質

使用箇所	鋼種	t (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)	$Elong.$ (%)	$Y.R.$
$c t$	STKR400	4.5	360	444	2.15×10^5	37.2	0.81
		6.0	360	427	2.07×10^5	39.2	0.84
		9.0	427	484	2.02×10^5	36.2	0.88
$b t_w$	SM490	6.0	358	558	2.09×10^5	29.7	0.64
$b t_f$		12.0	348	520	1.98×10^5	40.6	0.67
		19.0	360	519	2.03×10^5	42.7	0.69
t_d		25.0	335	516	2.06×10^5	52.8	0.65
$h t$	SS400	2.3	300	469	2.06×10^5	34.7	0.64
		4.5	327	459	2.07×10^5	35.5	0.71

$c t$: 柱および柱梁接合部の内蔵鋼管, $b t_w$: 梁ウェブ, $b t_f$: 梁フランジ, t_d : ダイアフラム, $h t$: ふさぎ板, t : 各鋼板の板厚, σ_y : 降伏応力度, σ_u : 引張強さ, E : ヤング係数, $Elong.$: 伸び率, $Y.R.$: 降伏比

る必要がある。前述した試験体は、以下の計算手法に基づいて耐力を算定し、各試験体の部材寸法を決定した。鉄骨梁の曲げ耐力は、柱フェイス位置で梁断面が全塑性モーメントを発揮するときを終局曲げ耐力として計算した。柱の終局曲げ耐力は一般化累加強度を用いて算定した。コンクリートの圧縮強度の低減は行なっていない。仕口パネルの終局せん断耐力 M_u はSRC規準⁴⁾に準じてふさぎ板のせん断耐力を考慮した式(1)により算定した。

$$M_u = c\tau_u \cdot cV_e \cdot j\delta + w\tau_u \cdot wV_e + f\tau_u \cdot jV_e \quad (1)$$

ここで、 $c\tau_u$ ：コンクリートのせん断応力度 ($=\min(0.12c\sigma_B, 1.8+3.6c\sigma_B/100)$)、 $w\tau_u$ ：内蔵鋼管のせん断応力度 ($=1.2c\sigma_B/3^{1/2}$)、 $f\tau_u$ ：ふさぎ板のせん断応力度、 $j\delta$ ：接合部の形状係数、 cV_e 、 wV_e 、 jV_e ：それぞれ、コンクリート、内蔵鋼管、ふさぎ板の有効体積（各体積に1/2を乗じた）である。

文献5)と同様、柱、梁および仕口パネルの終局耐力を梁のせん断力に換算した値 P_w 、 bP_u および jP_u を、式(2)、式(3)および式(4)より算定した。本実験における十字型骨組の終局せん断耐力 P_u は、 cP_w 、 bP_u および jP_u の最小値とし、式(5)で算定する。

$$cP_w = \frac{H}{L \cdot h} \cdot cM_{pc} \quad (2)$$

$$bP_u = \frac{bM_p}{l} \quad (3)$$

$$jP_u = \frac{H}{2H \cdot l - L \cdot b_j} \cdot cM_{pc} \quad (4)$$

$$P_u = \min(bP_w, cP_w, jP_u) \quad (5)$$

ここで、 H 、 h ：それぞれ、仕口パネルの芯および梁フェイスから柱頭ピン支点までの距離、 L ：仕口パネルの芯から梁材端の加力点までの距離、 l ：柱フェイスから梁材端部の加力点までの距離、 b_j ：鉄骨梁フランジ中心

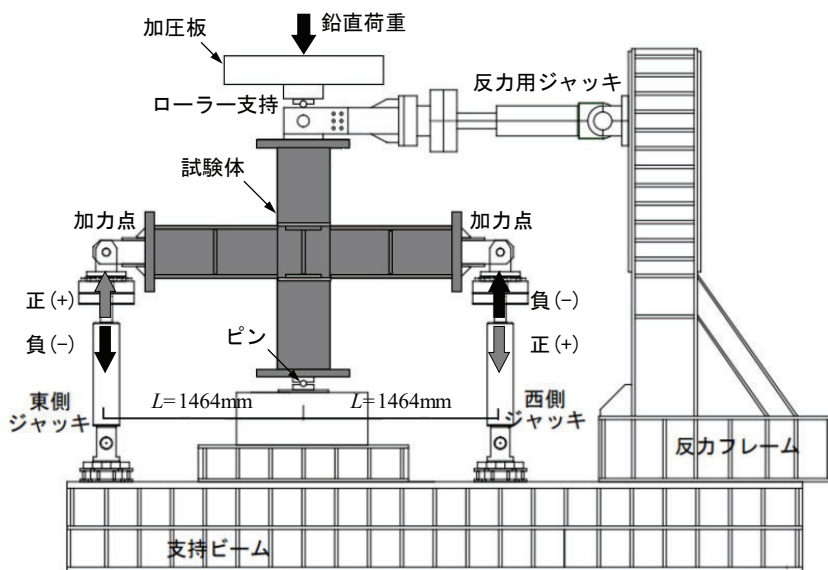


図-3 荷重装置

間距離である。

2.3 荷重方法

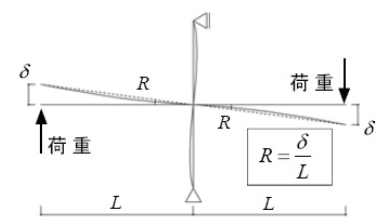
荷重装置を図-3に示す。柱頭はローラー支持（材長方向に移動自由）、柱脚はピン支持とし、柱頭には5000kN圧縮試験機にて所定の軸力を荷重した。荷重軸力を一定に保持した状態で、梁の両端に取り付けた500kN油圧ジャッキにて正負交番の繰返しせん断力を加えた。本実験では柱頭および柱脚の水平移動は拘束しているため、 $P\delta$ モーメントは発生しない。図-4に部材角 R の取り方および、仕口パネルせん断変形のモードをそれぞれ示す。荷重プログラムは加力点の梁材端部の変形にて制御し、部材角2.0%までは0.5%ずつ漸増させ、2サイクルずつ荷重した。その後、部材角2.0%以降は1.0%ずつ漸増させ、同変位振幅における繰返し回数は1サイクルとした。ひずみゲージ貼付位置を図-2中に示す。梁フランジには単軸ゲージを、内蔵鋼管、ふさぎ板、外鋼管には3軸ゲージを、それぞれ貼付した。

3. 実験結果

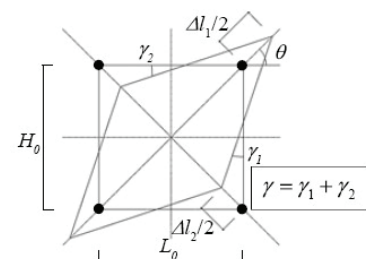
実験で得られた主要な実験結果を表-3に、荷重-梁部材角関係を図-5に、荷重-パネルせん断変形角関係を図-6に、それぞれ示す。図-5中の梁部材角を示した横軸 R は、鉄骨梁の加力位置における鉛直変位 δ を、仕口パネルの芯から梁端加力位置の距離 L で除すことで得られた値である。また、図-6中のパネルせん断変形角 γ は式(6)に基づいて算定した。

$$\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{\cos\theta}{H_0} + \frac{\sin\theta}{L_0} \right) (\Delta l_1 - \Delta l_2) \quad (6)$$

ここで、 H_0 、 L_0 、 θ ：仕口パネルのせん断変形角を算定するための変位測定位置間の距離と角度、 Δl ：せん断変形による伸縮量（図-4(b)参照）である。



(a) 梁部材角 R



(b) 仕口パネルのせん断変形角

図-4 変形のモード⁵⁾

全ての試験体において東側と西側の挙動に差異は見られなかったため、図-5は西側のせん断力と部材角の関係を示す。同図中には式(3)に基づいて計算した梁の終局せん断耐力 bP_u と、仕口パネルが終局せん断耐力を発揮するときのせん断力 jP_u を点線でそれぞれ示す。表-4に、各部位における降伏時の部材角 R_y を示す。この部材角 R_y は、3軸ひずみゲージによるロゼット解析から主ひずみを求め、各部位に貼付したゲージの全ての主ひずみが降伏ひずみに達したときの部材角である。同表より、試験体SC-B2を除いて、各試験体の崩壊形に対応した部材が降伏していることがわかる。

梁曲げ崩壊型である試験体SC-B1では、梁部材角1.63%で梁の終局曲げ耐力を発揮した。この時点では、パネルのせん断変形角はほとんど生じていないことがわかる(図-6(a)参照)。その後、ひずみ硬化によって耐力は上昇を続け、実験終了時の梁部材角5.0%では仕口パネルの終局せん断耐力に近接したものの、実験終了時まで履歴曲線は安定した紡錘形を描いた。本試験体は、接合部の梁に対する耐力比は1.3程度であるが、梁の終局せん断耐力発揮後は耐力の上昇につれて仕口パネルのせん断変形角も大きくなることで塑性化が見られた。なお、全試験体において、梁部材角0.5%程度で柱頭部の外鋼管に設けた12mmの隙間部分からコンクリートのひび割れと空隙が観察された。

同じく梁曲げ崩壊型とした試験体SC-B2では、試験体SC-B1に対して変形性能および履歴性状で劣り、梁の終局せん断耐力を発揮できなかった。これは、柱に用いた

内蔵鋼管の部材種別がFDランクであることから、柱の塑性変形能力を十分に発揮できずに柱崩壊型の挙動を起こしたためだと考えられる。表-4より、試験体SC-B1では梁フランジが先行降伏していることに対して、本試験体では梁フランジよりも柱内鋼管が先に降伏していることがわかる。写真-1に実験後の試験体の様子を示す。写真-1(c)および写真-1(d)に示すように、外鋼管および内蔵鋼管に局部座屈を生じていることを観察した。これらの現象に伴い、パネルのせん断変形角は正確に測定ができなかった。

仕口パネルせん断崩壊型として設計した試験体SC-P1では、正側では梁部材角1.85%で、負側では梁部材角2.75%でSRC規準に準じて計算した仕口パネルの終局せん断耐力を発揮した。この時点で、図-6(c)より仕口パネルのせん断の塑性化が見られていることがわかる。ただし、仕口パネルが終局せん断耐力を発揮しても、急激な耐力低下を起こすことなく、梁部材角5.0%まで安定した履歴性状を示した。

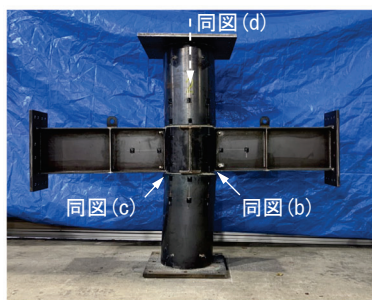
試験体SC-P2は、梁部材角3.0%で柱脚部のピン受け材が水平移動を生じたことから、ここで載荷を終了した。荷重一部材角関係より、正側では梁部材角1.74%で、負側では梁部材角1.84%で仕口パネルの終局せん断耐力を発揮していることがわかる。本試験体は内蔵鋼管にコンクリートを充填した充填被覆型であるため、仕口パネルの耐力および剛性は試験体SC-P1より大きく発揮された。

ふさぎ板の板厚を厚くした試験体SC-P3の荷重-梁部材角関係より、正側では梁部材角2.60%で、負側では梁部材

表-3 主要な実験結果一覧

試験体名	bP_u (kN)	cP_u (kN)	jP_u (kN)	計算上の崩壊形式	$exp P_{max}$ (kN)	R_u (%)	$\frac{exp P_{max}}{P_u}$	実際の崩壊形式
SC-B1	207	445	271	梁曲げ崩壊型	258	1.63	1.25	梁曲げ崩壊型
SC-B2	207	267	272	梁曲げ崩壊型	202	—	0.98	柱崩壊型
SC-P1	301	446	196	仕口パネルせん断崩壊型	230	1.85	1.17	仕口パネルせん断崩壊型
SC-P2	301	469	223		274	1.74	1.23	
SC-P3	301	445	240		257	2.60	1.07	

$exp P_{max}$: 実験における最大耐力, R_u : 終局せん断耐力 P_u を発揮するときの部材角, P_u : bP_u , cP_u , jP_u の最小値



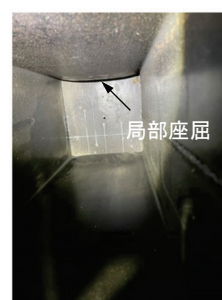
(a) 試験体SC-B2全景



(b) 柱頭部の空隙



(c) 外鋼管の局部座屈



(d) 内鋼管の局部座屈

写真-1 実験後の試験体の様子

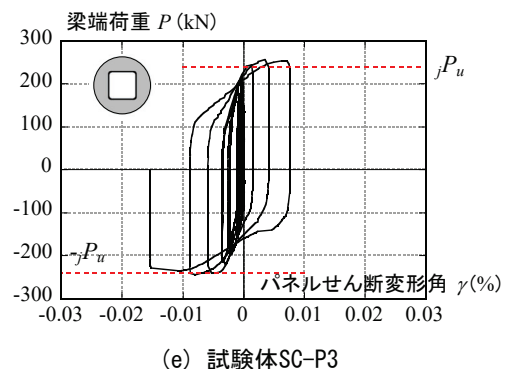
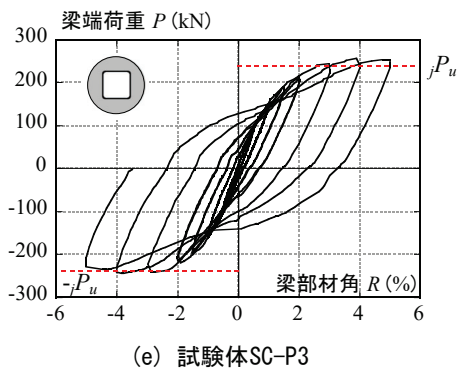
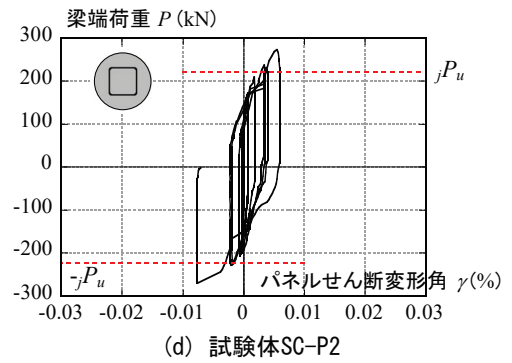
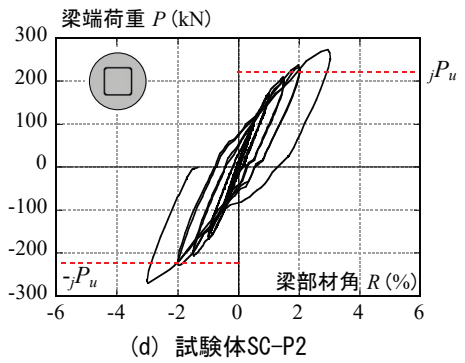
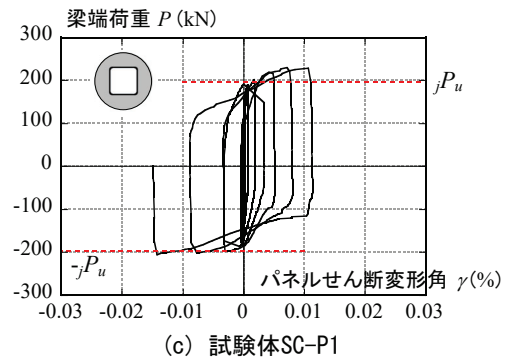
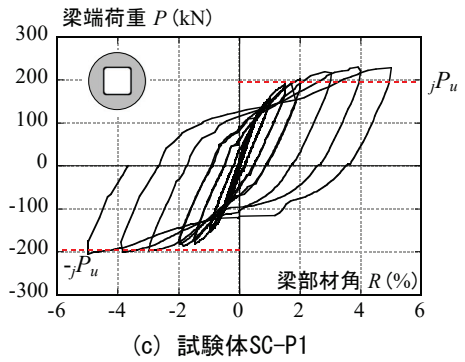
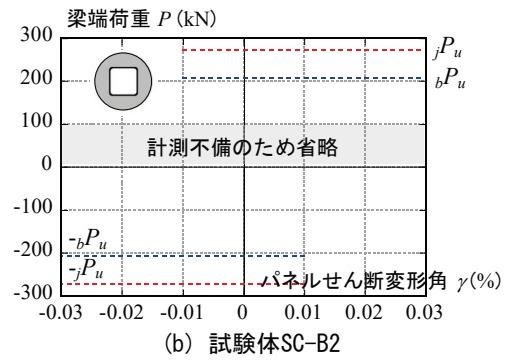
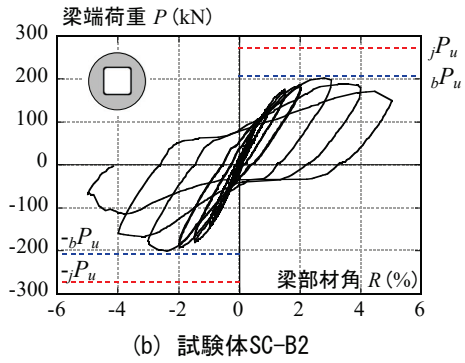
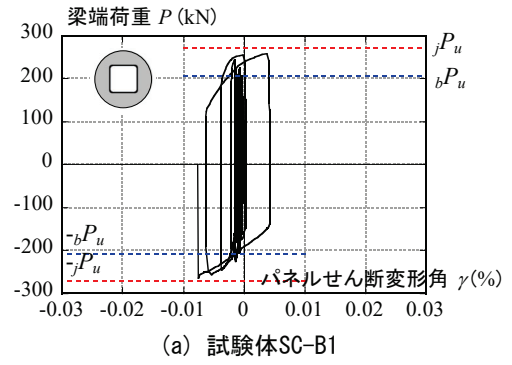
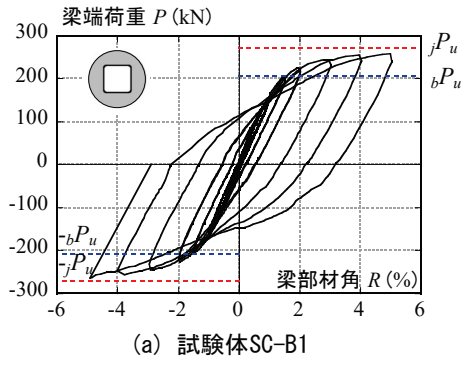


図-5 荷重-梁部材角関係

図-6 荷重-仕口パネルせん断変形角関係

表-4 各部位における降伏時の部材角 R_y と降伏順序

試験体名	pR_y (%)	cR_y (%)	fR_y (%)	rR_y (%)	hR_y (%)	降伏順序
SC-B1	-1.48 ($\rightarrow R=1.5$ ②)	-1.41 ($\rightarrow R=1.5$ ②)	-0.98 ($\rightarrow R=1.5$ ①)	-2.12 ($\rightarrow R=3.0$)	3.52 ($\rightarrow R=4.0$)	梁→柱内鋼管→パネル内鋼管→外鋼管→ふさぎ板
SC-B2	-2.81 ($\rightarrow R=3.0$)	-0.067 ($\rightarrow R=1.5$ ①)	-1.62 ($\rightarrow R=2.0$ ①)	2.15 ($\rightarrow R=3.0$)	—	柱内鋼管→梁→パネル内鋼管→外鋼管
SC-P1	-0.92 ($\rightarrow R=1.0$ ②)	-1.0 ($\rightarrow R=2.0$ ①)	—	-1.96 ($\rightarrow R=2.0$ ①)	2.36 ($\rightarrow R=3.0$)	パネル内鋼管→柱内鋼管→外鋼管→ふさぎ板
SC-P2	1.09 ($\rightarrow R=1.5$ ①)	—	—	-1.90 ($\rightarrow R=2.0$ ①)	-2.97 ($\rightarrow R=3.0$)	パネル内鋼管→外鋼管→ふさぎ板
SC-P3	0.884 ($\rightarrow R=1.0$ ①)	-0.259 ($\rightarrow R=1.5$ ①)	—	-1.46 ($\rightarrow R=1.5$ ①)	-1.86 ($\rightarrow R=2.0$ ①)	パネル内鋼管→柱内鋼管→外鋼管→ふさぎ板

R_y の添字は、 p :パネル内鋼管、 c :柱内鋼管、 f :梁フランジ、 r :外鋼管、 h :ふさぎ板を示す。括弧内の凡例 ($\rightarrow R=1.5$ ②) : 2回目の $R=1.5\%$ へ向かう途中に降伏したことの意。「—」は降伏はずみに達していないことを表す。

角-2.74%で終局せん断耐力に達した。また、梁部材角5.0%でふさぎ板と鉄骨梁の溶接部に亀裂が生じた。式(1)で計算した終局せん断耐力から、ふさぎ板の占める耐力の割合を計算すると、試験体SC-P1が20%であることに對し、本試験体では35%を占めており、計算上はふさぎ板の効果が大きいことが窺える。一方で、最大耐力に対する計算耐力の比は1.07となり、耐力の余裕度は試験体SC-P1が1.17であるのに対して小さくなっている。図-6(e)より、ふさぎ板を厚くすることで仕口パネルのせん断変形が抑制されることがわかる。また、試験体SC-P1に対してふさぎ板の降伏が早まる。一方、ふさぎ板に貼付したひずみゲージの挙動から降伏以降ひずみの進展が鈍化していた。このことから、計算耐力発揮時の梁部材角が大きくなり、最大耐力に対する計算耐力の余裕度が小さくなったものと考えられる。なお、仕口パネルせん断崩壊型の全ての試験体は、パネル内鋼管が先行降伏し、梁フランジの降伏は見られなかった(表-4参照)。

4. 結論

二重鋼管SC柱材と鉄骨梁で構成された十字形骨組の弾塑性変形性状を調べることを目的として、主に崩壊形式の違いに着目して正負交番繰返し載荷実験を実施したところ、以下の知見を得た。

- 1) 梁に対する接合部の耐力比を1.3とした梁曲げ崩壊型の試験体SC-B1は梁断面の全塑性モーメントを発揮した。
- 2) 部材種別FDの柱内蔵鋼管を用いた試験体は、最大耐力が柱内蔵鋼管の局部座屈で決まったため、塑性変形能力を発揮できなかった。
- 3) SRC規準に準じて計算した終局せん断耐力は、実験値に対して安全側の評価となった。仕口パネルをせん断破壊させても脆性的な挙動には至らず、梁部材角5.0%まで安定した履歴性状を示した。
- 4) 内蔵鋼管にコンクリートを充填することで、仕口パネルの耐力と剛性を上昇させることが可能である。ま

た、ふさぎ板を厚くすると最大耐力に対する計算耐力の比は1.07となり、耐力の余裕度は試験体SC-P1の1.17に対して小さくなった。

謝辞

本研究に関する試験体の製作および載荷実験の実施にあたり、福岡大学工学部建築学科の田中照久准教授と楠本彩七助手、同大学教育技術職員の石橋宏一郎氏と大野敦弘氏および、同大学堺研究室の清家大輔氏と樗木捺人氏をはじめとする卒研生の協力を得た。また、JFEシビル株式会社の加村久哉氏と宮川和明氏および、JFEスチール株式会社の木下智裕氏、田村淳一氏、竹内雅人氏に貴重なご助言をいただいた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 河本裕之: 薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート合成柱材の弾塑性性状に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.57B, pp.527-534, 2011.3
- 2) 川田侑子, 堺純一, 倉富洋, 入江千鶴, 田村淳一, 木下智裕, 竹内雅人, 宮川和明: 薄肉鋼管で横補強した鋼管内蔵コンクリート柱の短柱圧縮実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1223-1226, 2022.9
- 3) 山岡幸喜, 入江千鶴, 藤永隆, 張弛, 川田侑子, 宮川和明, 孫玉平: 薄肉鋼管で横補強した鋼管内蔵コンクリート柱の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1229-1232, 2022.9
- 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, 2014.1
- 5) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 瀧上大貴: 鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で構成された骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1117-1223, 2018.7