

(33) CES柱梁接合部の構造性能

岩瀬 勝洋¹・倉本 洋²・松井 智哉³・藤本 利昭⁴

¹豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail : k053605@edu.imc.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学准教授 工学部建設工学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail : kura@tutrp.tut.ac.jp

³豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail : matsui@tutrp.tut.ac.jp

⁴安藤建設株式会社 技術研究所 (〒108-8544 東京都港区芝浦3-12-8)

E-mail : fujimoto-toshiaki@ando-corp.co.jp

CES (Concrete Encased Steel) 合成構造システムは、鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋を省略し、コンクリートに繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造である。本研究では、CES柱梁接合部の構造性能を把握する目的で、内柱梁接合部2体、外柱梁接合部2体の計4体のせん断余裕度の異なる試験体を用いて静的加力実験を実施した。本論では、実験の概要を述べるとともに、当該接合部の破壊性状および復元力特性に及ぼす接合部せん断余裕度の影響に関する検討結果を示す。

Key Words : CES beam column joints, static load test, joint shear capacity magnification factor, hysteresis loops, ultimate strength evaluation

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、SRC 構造）は、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を合成した構造システムであり、高い性能を持った構造形式である。しかしながら欠点もあり、鉄骨工事および鉄筋工事の両方が必要であり、施工が非常に複雑だということである。そこで、SRC 構造の構造特性を生かしつつ施工を合理化するため、鉄筋を省略した鉄骨コンクリート (Concrete Encased Steel) 合成構造（以下、CES 構造）が検討されている。

既往の文献¹⁾では、CES 構造に高靱性型セメント系材料を使用することによって、ひび割れや圧壊などの損傷が大変形時まで小さなレベルに留まることが確認された。また、その復元力特性も SRC 構造と同程度のものではあった。しかし、一方で骨材が入っていないために、剛性の低下や乾燥収縮などの問題点が明らかになった。そこで、高靱性型セメント系材料に代わって繊維補強コンクリート（以下、FRC）を用いることが検討された。FRC に用いる繊維を選定するための調査実験および選定された繊維を用いた CES 柱の曲げせん断実験によって FRC を用いた CES 柱部材は、SRC 構造と同程度の優れた耐力・履歴性状を有することが確認された²⁾。しかし、FRC を用いた高軸力下における CES 柱部材の実験では

繊維と骨材が絡まりジャンカが発生している³⁾。そこで繊維補強モルタルパネルで内蔵鉄骨を被覆し、その中に普通コンクリートを打設することでこの問題は解消された⁴⁾。しかしこの実験では混入繊維によるひび割れ幅の抑制効果は確認することができず、パネルとコンクリートの一体性が得られなかった。翌年の実験⁵⁾ではパネルの接着面改良と混入繊維の変更により剛性の向上およびひび割れ幅の抑制を確認することができた。しかし、前年の実験と比べ早い段階でパネルが剥離し、コンクリートとパネルの一体性が失われたため最終サイクルでの強度が低減した。そこでパネルと内部コンクリートの一体性の改善およびその構造特性の検討^{6,7)}を行い、パネルと内部コンクリートの一体性について改善することができた。

以上のように、これまでの研究により CES 柱については SRC 柱と同等以上の構造性能を有することが確認されている。そこで、本研究ではこれまで未検討であった CES 柱梁接合部の構造性能を検討するための静的加力実験を実施した。本論では接合部せん断余裕度の異なる2体の内柱梁接合部および2体の外柱梁接合部について、実験の概要を述べると共に、当該接合部の破壊性状、復元力特性、パネルゾーンの挙動、計算値との比較に関する検討結果について示す。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

表-1 に実験計画を、図-1 に試験体概要を示す。試験体は階高約 3.5m およびスパン約 6m の 20 層程度の純フレーム建築物の低層部柱梁接合部を想定し、その約 1/2.7 縮尺モデルとしている。部材反曲点を模擬するために柱上下端部および梁端部にそれぞれ取付けられたピン支承を介して図-2 に示す荷重装置に設置されている。柱は断面が 400mm×400mm であり、上下に取付けたピン支承間の距離を 1,300mm とした。梁は断面を 300mm×400mm とした。内柱梁接合部では左右に取付けたピン支承間の距離を 2,250mm とし、外柱梁接合部では右側に取付けたピン支承から柱中心までの距離を 1,125mm とした。内蔵鉄骨は柱を通し柱とし、梁は柱に溶接して製作した。実験変数には梁曲げ耐力に対する接合部せん断耐力の比（柱せん断力換算の比）で定義されるせん断余裕度を選択した。内柱梁接合部については、せん断余裕度が 1.56 の試験体 CESJ-A および 0.77 の試験体 CESJ-B の 2 体を製作し、外柱梁接合部についてはせん断余裕度が 2.98 の試験体 CESJ-AE および 1.26 の試験体 CESJ-BE の 2 体を製作した。したがって、図-1 に示すように、柱内蔵鉄骨には両試験体共通で H-300×220×10×15 を用いているが、梁内蔵鉄骨には試験体 CESJ-A および CESJ-AE では H-300×150×6.5×9 を、試験体 CESJ-B および CESJ-BE では H-300×200×9×19 をそれぞれ用いている。パネルゾーンについては、試験体 CESJ-A および CESJ-AE では通し柱としており、パネルゾーンのウェブ厚と柱内蔵鉄骨のウェブ厚は共に 10mm である。一方、試験体 CESJ-B および CESJ-BE ではせん断余裕度を低く設定するために、パネルゾーンのウェブ厚を 4.5mm に変更している。

表-2 に柱、梁およびパネルゾーンの各終局耐力計算値を示す。柱および梁の曲げ耐力は累加強度理論により計算し、パネルゾーンのせん断耐力は SRC 規準⁹⁾に基づいて式(1)～(3)より求めている。なお、同表において梁およびパネルゾーンの耐力は、柱せん断力換算値で示している。

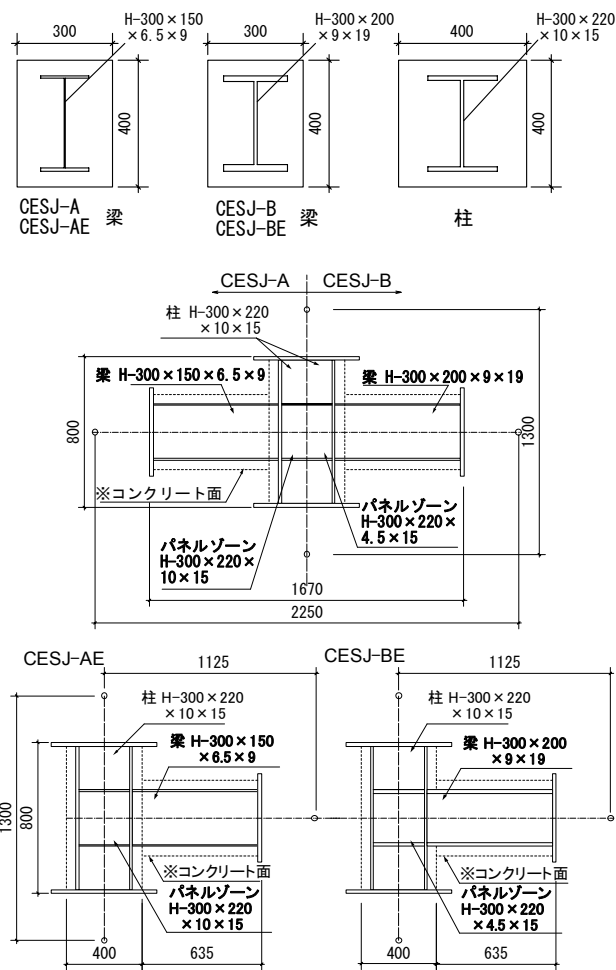


図-1 試験体概要

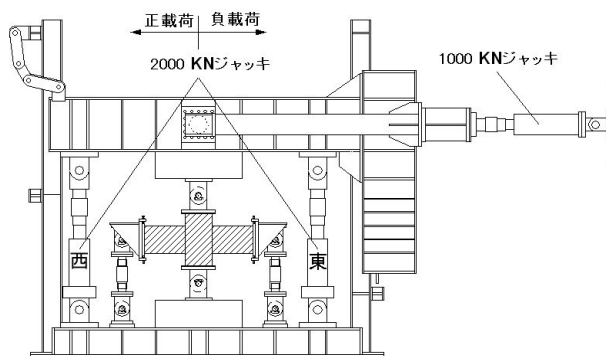


図-2 荷重装置

表-1 実験計画

試験体		CESJ-A	CESJ-B	CESJ-AE	CESJ-BE
せん断余裕度		1.56	0.77	2.98	1.26
コンクリート種類		FRC (F _c =30N/mm ²)			
コンクリート強度(MPa)		33.3	31.6	38.4	40.0
パネルゾーン鉄骨(mm)		H-300×220×10×15	H-300×220×4.5×15	H-300×220×10×15	H-300×220×4.5×15
柱	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×220×10×15			
	柱高さ：h (mm)	1300			
	断面：B×D (mm)	400×400			
梁	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×150×6.5×9	H-300×200×9×19	H-300×150×6.5×9	H-300×200×9×19
	梁長：l (mm)	2250		1125	
	断面：B×D (mm)	300×400			

$${}_p Q_c = 0.3 \cdot F_c \cdot A_e + \frac{1.2 \cdot \sigma_y \cdot A}{\sqrt{3}} \quad (\text{内柱梁接合部}) \quad (1)$$

$${}_p Q_c = 0.2 \cdot F_c \cdot A_e + \frac{1.2 \cdot \sigma_y \cdot A}{\sqrt{3}} \quad (\text{外柱梁接合部}) \quad (2)$$

$$Q_c = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot {}_p Q_c \quad (3)$$

ここで、 ${}_p Q_c$ ：パネルせん断耐力、 Q_c ：パネルせん断耐力時の柱せん断力、 F_c ：コンクリート強度、 A_e ：パネル部コンクリートの有効面積、 σ_y ：パネル部ウェブの降伏応力、 A ：パネル部ウェブの断面積、 l ：梁スパン、 h ：柱スパン、 j_b ：梁フランジ間距離、 j_c ：柱せいである。

(2) 使用材料

表-3 に鉄骨の材料試験結果を、表-4 に繊維補強コンクリートの調査表をそれぞれ示す。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が0.66mmで、長さが30mmのビニロンファイバー（RF4000）である。体積混入率は内柱梁接合部では1.0%、外柱梁接合部では1.0%とした。水セメント比は両試験体共に60%とした。

表-2 計算耐力（層せん断力換算値）

試験体	梁曲げ耐力 (kN)	柱曲げ耐力 正載荷(kN)	柱曲げ耐力 負載荷(kN)	パネルせん断 耐力(kN)
CESJ-A	466	1123		726
CESJ-B	716	1117		555
CESJ-AE	214	1358	924	638
CESJ-BE	394	1447	800	497

表-3 鉄骨試験結果

	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	試験体種類	備考
H-300×220× 10×15	284.0	450.9	CESJ-A	柱フランジ
	295.5	454.9	CESJ-B	柱ウェブ
PL-4.5	256.7	337.5	CESJ-B	パネルゾーン ウェブ
H-300×150× 6.5×9	320.5	458.0	CESJ-A	梁フランジ
	407.7	510.4		梁ウェブ
H-300×200× 9×19	251.6	440.8	CESJ-B	梁フランジ
	293.1	407.1		梁ウェブ
H-300×220× 10×15	304.2	447.9	CESJ-BE	柱フランジ
	318.9	460.7	CESJ-BE	柱ウェブ
PL-4.5	306.9	439.4	CESJ-BE	パネルゾーン ウェブ
H-300×150× 6.5×9	304.0	433.7	CESJ-AE	梁フランジ
	348.4	453.4		梁ウェブ
H-300×200× 9×19	281.1	432.9	CESJ-BE	梁フランジ
	304.3	446.2		梁ウェブ

表-4 繊維補強コンクリート配合表

	水セメント 比 W/C (%)	繊維混入量 Vf (%)	所要量				
			水 W (kg/m ³)	セメント C (kg/m ³)	細骨材 A (kg/m ³)	粗骨材 S (kg/m ³)	繊維 Vf (kg/m ³)
CESJ-A CESJ-B	60	1.0	182	300	1051	525	13.0
CESJ-AE CESJ-BE	60	1.0	183	305	981	562	13.0

(3) 載荷方法

実験は図-2 に示す載荷装置を用いて行った。内柱梁接合部については775kN（軸力比（N/bDσ_B）：0.15）の一定軸力下で、静的漸増繰り返し水平力載荷を行った。また、外柱梁接合部については20層程度の建築物の下層部外柱梁接合部を想定していることを考慮し、変動軸力下での繰り返し水平力載荷を行った。変動軸力は式(4)に従うものとした。

$$N = 0.1N_0 \pm 3Q \quad (4)$$

ここに、 N_0 ：全塑性軸力

Q ：作用せん断力

水平力載荷は変形制御とし、柱上下端に取り付けたピン支承間の相対水平変位 δ と上下ピン支承間距離 h で与えられる相対部材角 R （ $=\delta/h$ ）で、0.005、0.01、0.015、0.02、0.03radおよび0.04radを2サイクルずつ繰り返した後0.05radまで載荷を行い、実験を終了した。

3. 実験結果

(1) 破壊性状

各試験体の $R=0.015\text{rad}$ における破壊状況を写真-1に、最終破壊状況を写真-2にそれぞれ示す。また、本実験では試験体の各変位振幅の第1サイクルの除荷時における残留ひび割れ幅をクラックスケールにより測定した。

試験体 CESJ-A では、 $R=0.005\text{rad}$ において、パネルゾーンに沿うように柱および梁それぞれに曲げひび割れが発生した。また、梁の付け根付近においても曲げひび割れが発生した。柱頭・柱脚部においてわずかながせん断ひび割れも確認された。その後パネルゾーン全体に亘ってせん断ひび割れが確認された。また、柱頭および柱脚部側面においてせん断ひび割れが発生した。その後変形角の進行とともに、パネルゾーンおよび柱頭・柱脚部など、各所にひび割れの発生および伸展が確認された。

試験体 CESJ-B では、 $R=0.005\text{rad}$ で、パネルゾーンに沿うように柱および梁それぞれに若干の曲げひび割れが発生した。加えて、パネルゾーン中央を斜めに横切るようにせん断ひび割れが発生した。また、両方の梁においてせん断ひび割れが発生した。 $R=0.015\text{rad}$ では、柱前面においてパネルゾーンのみに留まらず全体にせん断ひび

割れの発生が確認された。柱頭・柱脚部では圧縮破壊が認められた。その後変形角の進行とともに、主にパネルゾーンに集中してせん断ひび割れが発生・伸展した。

全体を通して、試験体 CESJ-A では最大残留曲げひび割れ幅が最大残留せん断ひび割れ幅を上回っているのに対し、試験体 CESJ-B では最大残留せん断ひび割れ幅が最大残留曲げひび割れ幅を上回っており、ひび割れの損傷状況に違いがみられた。

試験体 CESJ-AE では $R=0.005\text{rad}$ で発生した梁の付け根の曲げひび割れが拡幅、伸展した。正載荷では梁の付け根から約 10cm 離れた部分に破壊が集中した。負載荷では梁の付け根部分に大きなひび割れが発生し、梁の下側や柱にもひび割れが発生している。したがって軸力減少側となる負載荷では正載荷に比べ、梁のみならず柱でも変形を少なからず負担していることが分かる。

試験体 CESJ-BE では、 $R=0.005\text{rad}$ で発生したパネルゾーンのせん断ひび割れおよび梁の付け根に発生した曲げひび割れが拡幅、伸展した。正載荷では高圧縮軸力が作用するため、柱から接合部にかけてのせん断ひび割れがほぼ鉛直に入り、曲げひび割れが少なくなっている。これに対して負載荷では作用軸力が減少するため接合部の

せん断ひび割れは斜めに入り、柱にも曲げひび割れが多く発生する結果となった。

試験体 CESJ-AE ではせん断ひび割れの発生は確認できず、最大残留曲げひび割れ幅は $R=0.04\text{rad}$ で 15mm となった。試験体 CESJ-BE では、 $R=0.04\text{rad}$ で最大残留せん断ひび割れ幅は 8mm、最大残留曲げひび割れ幅は 7mm となり、ひび割れの損傷状況に違いがみられた。

(2) 荷重－変形特性

実験結果一覧を表-5 に、荷重－変形関係を図-3 にそれぞれ示す。なお、梁フランジに貼付したひずみゲージが降伏ひずみに達した時を部材降伏時（図-3中の▼）とした。

内柱梁接合部に関しては、せん断余裕度の大きな試験体 CESJ-A では、 $R=0.004\text{rad}$ で梁鉄骨フランジの降伏が確認されたが、その後もあまり剛性が低下することなく、 $R=0.01\text{rad}$ まで耐力が上昇した。正載荷側では $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力 516.5kN を記録し、負載荷側では $R=-0.029\text{rad}$ で最大耐力 498.0kN を記録した。その後も正載荷側・負載荷側ともに高い耐力を維持したまま最終変形角 $R=0.05\text{rad}$ に達した。最終変形角における耐力は 464.5kN で、最大耐力の約 90% である。このように試験体 CESJ-A は高い靱性能を発揮し、紡錘型で履歴面積が大きく良好なエネルギー吸収能力を示した。

一方、せん断余裕度の小さな試験体 CESJ-B では、 $R=0.004\text{rad}$ でパネルゾーンウェブの降伏が確認された。正載荷側では変形角 $R=0.015\text{rad}$ で最大耐力 564.0kN を記録し、負載荷側では変形角 $R=-0.015\text{rad}$ で最大耐力 538.0kN を記録した。その後の耐力低下は顕著で、正負ともに変形角 $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力の約 80% 以下まで耐力が低下した。最終変形角における耐力は 377.0kN で、最大耐力の約 67% であり、脆性的な破壊を起こしている。履歴ループは逆 S 字型を描き、試験体 CESJ-A とは異なる性状を示した。また、最大耐力および初期剛性は試験体 CESJ-A よりも高くなる結果となった。

外柱梁接合部に関しては、せん断余裕度の大きな試験体 CESJ-AE では、 $R=0.005\text{rad}$ で梁鉄骨フランジの降伏が

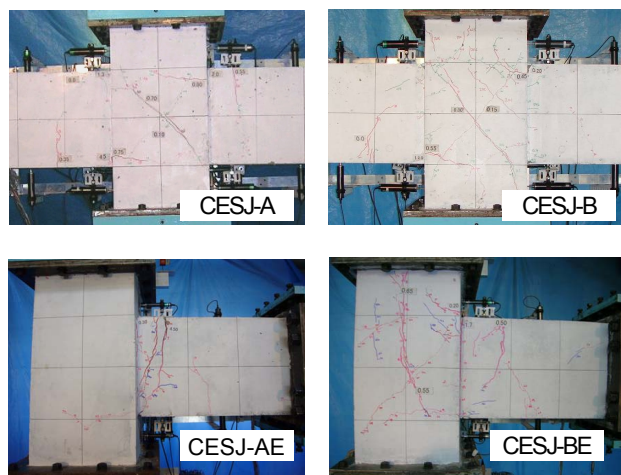


写真-1 破壊性状 ($R=0.015\text{rad}$.)

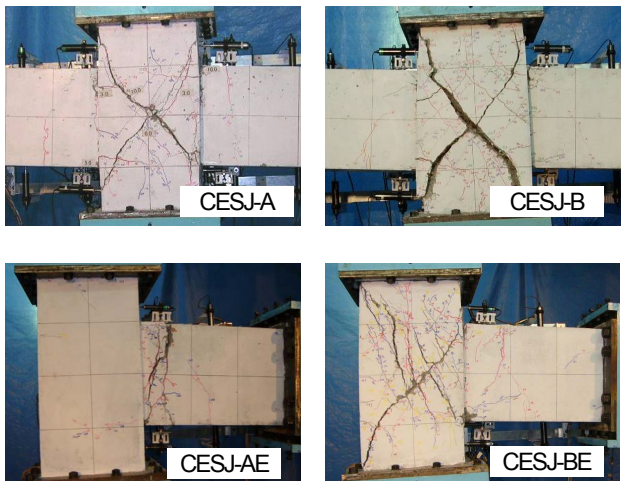


写真-2 最終破壊状況

表-5 実験結果一覧

試験体		部材降伏時		最大耐力時	
		Ry (rad.)	Py (kN)	Rmax (rad.)	Pmax (kN)
CESJ-A	正	0.004	240.0	0.030	516.5
	負	-0.003	-248.5	-0.030	-493.5
CESJ-B	正	0.004	331.5	0.015	564.0
	負	-0.003	-259.0	-0.015	-538.0
CESJ-AE	正	0.005	199.0	0.030	269.5
	負	-0.004	-155.0	-0.030	-263.5
CESJ-BE	正	0.005	257.0	0.030	473.0
	負	-0.005	-220.0	-0.030	-383.0

確認された。正載荷では $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力 269.5kN を記録し、負載荷でも $R=-0.03\text{rad}$ で最大耐力 263.5kN を記録した。その後も正載荷および負載荷ともに最大耐力をほぼ維持したまま最終変形角 $R=0.05\text{rad}$ に達した。最終変形角における耐力は最大耐力の約96%である。このように試験体CESJ-AEは高い靱性能を発揮し、紡錘型で履歴面積が大きく良好なエネルギー吸収能力を示した。

一方、せん断余裕度の小さな試験体CESJ-BEにおいても、 $R=0.005\text{rad}$ で梁鉄骨フランジの降伏が確認された。また、正載荷時および負載荷時ともに $R=\pm 0.03\text{rad}$ で最大耐力に達し、それぞれ 473.0kN および 383.0kN を記録した。その後の耐力低下は正載荷時では試験体CESJ-AEに比べて顕著であった。最終変形角($R=0.05\text{rad}$)における耐力は最大耐力の約78%であり、試験体CESJ-AEと比べるとやや脆性的な破壊を生じている。履歴ループもやや逆S字型のスリップ性状を示しており、試験体CESJ-AEとは異なる様相を呈した。

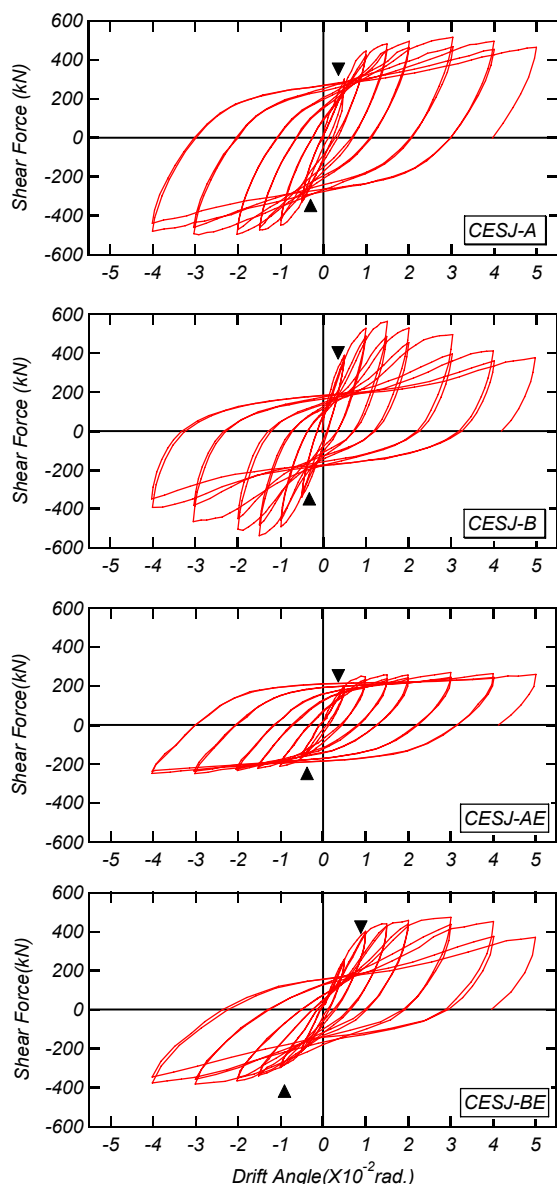


図-3 荷重-変形関係

(3) パネルゾーンの挙動

図-4 に $R=0.02\text{rad}$ までのパネルゾーンの負担せん断力と、パネルのせん断変形の関係を示す。また、パネルゾーンのせん断変形の概念図を図-5 に示す。パネルゾーンの負担せん断力 ${}_pQ_c$ を式(5)および(7)より、パネルのせん断変形角 γ_p を式(9)よりそれぞれ求めた。

$${}_pQ_c = 2M_b \cdot \left(\frac{l-j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (\text{内柱梁接合部}) \quad (5)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' / 2 \quad (\text{内柱梁接合部}) \quad (6)$$

$${}_pQ_c = M_b \cdot \left(\frac{l-j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (\text{外柱梁接合部}) \quad (7)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' \quad (\text{外柱梁接合部}) \quad (8)$$

$$\gamma_p = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{\sqrt{h_p^2 + l_p^2}}{h_p \cdot l_p} x \quad (9)$$

$$x = \frac{\delta_1 + \delta'_1 + \delta_2 + \delta'_2}{2} \quad (10)$$

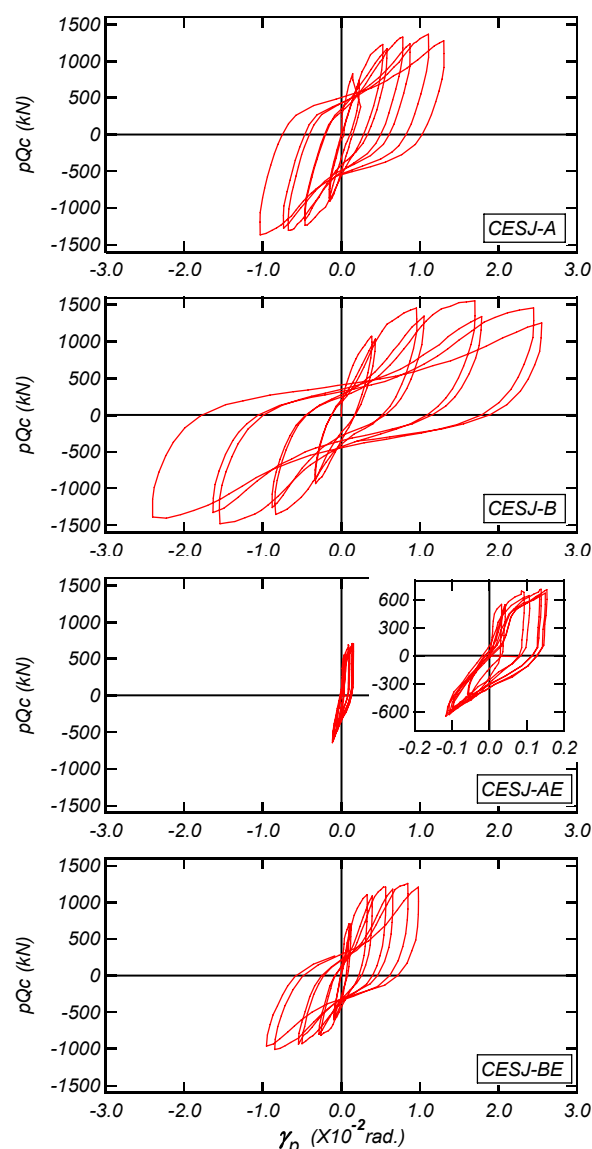


図-4 パネルゾーンの負担せん断力-せん断変形角関係

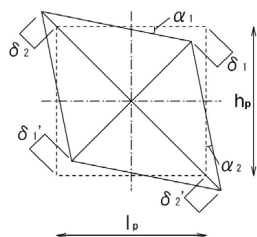


図-5 パネルゾーンのせん断変形

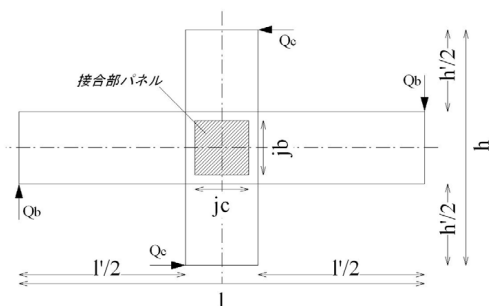


図-6 記号の説明

ここで、 l と h は梁部材および柱部材の長さ、 l' は梁部材のパネルゾーンまでの長さ、 j_b および j_c はそれぞれ梁部材および柱部材の応力中心間距離、 Q_b は梁端部せん断力である(図-6)。また、 h_p 、 l_p および δ_1 、 δ'_1 、 δ_2 、 δ'_2 に関しては、図-5に示す通りである。なお、計測器具の不具合により、パネルのせん断変形角は大変形時では正確なデータが得られなかったため、 $R=0.02\text{rad}$ までのデータを用いることとした。

内柱梁接合部試験体のパネルゾーンの負担せん断力は、試験体 CESJ-A では約 1,400kN、試験体 CESJ-B では約 1,600kN と、若干の差異が確認された。パネルゾーンの変形量 γ_p に着目すると、試験体 CESJ-A では、パネルのせん断変形角は正負ともに 0.01rad程度に留まっているのに対し、試験体 CESJ-B のパネルのせん断変形角は約 0.025radに達しており、変形性状に明確な違いが現われている。

外柱梁接合部試験体のパネルゾーンの負担せん断力は、試験体 CESJ-AE では約 740kN、試験体 CESJ-BE では約 1300kN と、両試験体で差異が確認された。パネルゾーンの変形量に着目すると、試験体 CESJ-AE では、パネルゾーンのせん断変形角は正負ともに 0.0015rad程度に留まっているのに対し、試験体 CESJ-BE のパネルゾーンのせん断変形角は約 0.01radに達している。両試験体のせん断余裕度の違いにより、パネルゾーンの負担せん断力、変形性状ともに明確な違いが現われている。

4体の試験体をせん断余裕度から比較すると、せん断余裕度が比較的近い試験体 CESJ-A と試験体 CESJ-BE を比べてみるとほぼ同様の履歴曲線を描いていることが見て取れる。また、写真-2 の最終破壊状況からもパネルゾーンの損傷具合から同様の傾向が見られる。さらにせん断余裕度が最も小さい試験体 CESJ-B では大きいループを描き、せん断余裕度が最も大きい試験体 CESJ-AE で

は小さいループを描いている。したがってせん断余裕度がパネルゾーンに大きく影響を及ぼしていることが確認できる。

(4) 変形負担割合

図-7 および図-8 に両試験体における架構の変形に占める柱、梁およびパネルゾーンの変形成分の比率を示す。各変形成分は、図-9 に示すように梁端部の変形に換算して示している。なお、柱および梁の変形は、図-7 に破線で示した変位計よりそれぞれの部材回転角を求め、その値に部材長を乗じて求めている。また、接合部の変形は式(9)により求めた。

内柱梁接合部に関して試験体 CESJ-A では、 $R=0.05\text{rad}$ において梁が主として変形を負担し、パネルゾーンと柱がほぼ同じ割合で変形を負担している。変位振幅の増加に伴い梁とパネルゾーンの变形割合が増加し、柱の变形割合は減少していることが確認できる。

これに対して試験体 CESJ-B では、 $R=0.05\text{rad}$ においてすでにパネルゾーンが大きく変形を負担していることが認められる。変位振幅が増加してもこの割合にほとんど変化はみられず、若干柱の変形割合が減少し、パネルゾーンの変形割合が増加する結果となっている。

外柱梁接合部に関して試験体 CESJ-AE では、正載荷時は梁が主として変形を負担し、その傾向は変位振幅の増加に伴い顕著にみられる。また、同試験体の負載荷時には、正載荷時に比べると梁の変形量が若干小さく、柱およびパネルゾーンの占める割合が高くなっている。しかし変位振幅の増加に伴い梁の変形割合が増大しており、正載荷時と同様の傾向を示した。

一方、試験体 CESJ-BE では、正載荷時は梁が主として変形を負担している。しかし試験体 CESJ-AE とは異なり、変位振幅の増加に伴って若干であるがパネルゾーンの変形割合が増加している。また、柱の変形成分は確認されなかった。同試験体の負載荷時に着目すると、変形初期では柱が主として変形を負担している。これに対して梁の変形割合は少なく、終始ほぼ一定量を保っている。変位振幅の増加とともに柱の変形割合は減少し、パネルゾーンの変形割合が増加する傾向を示した。

外柱梁接合部試験体の正載荷時と負載荷時を比較すると、変動軸力が柱の変形割合に影響を及ぼしていることが見てとれる。正載荷時は高圧縮軸力下にあるために柱の変形が認められず、負載荷時は引張軸力下にあるために柱の変形が顕著となっている。

(5) 計算値との比較

各試験体における柱、梁および柱梁接合部の各計算耐力と実験値の関係を $N-Q_c$ 相関曲線上で比較したものを図-10 に示す。柱および梁の終局曲げ耐力計算値は一般

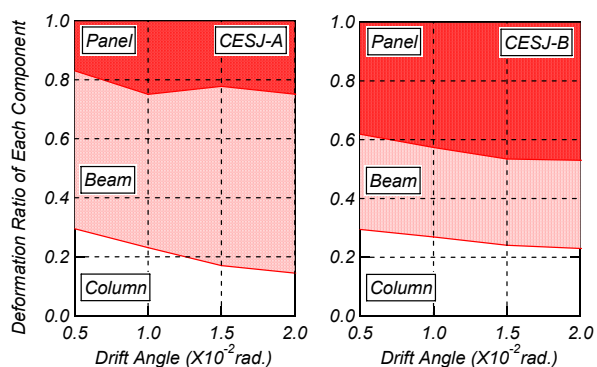
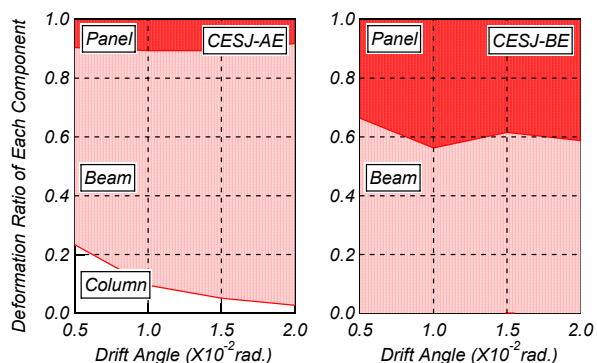
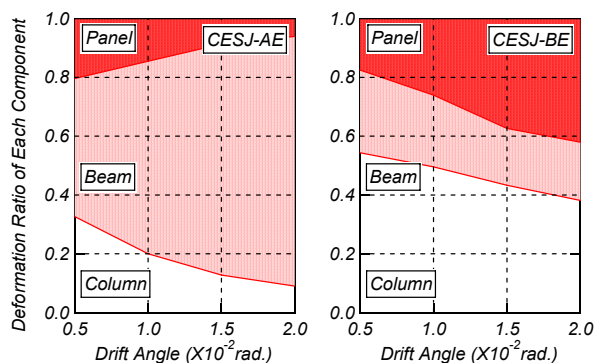


図-7 各部材の変形負担割合 (内柱梁接合部)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図-8 各部材の変形負担割合 (外柱梁接合部)

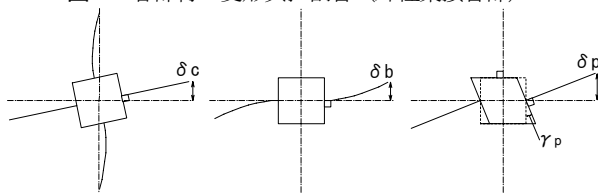


図-9 各部材の変形の定義

化累強度理論によって、パネルゾーンの終局せん断耐力は、SRC 規準⁸⁾により、それぞれ求めた。なお、梁および柱梁接合部の計算値は、それぞれ柱せん断力に換算した値を示している。

試験体 CESJ-A においては、実験値は梁の終局曲げ耐力を上回っているがパネルゾーンの終局せん断耐力には達しておらず、想定どおりの曲げ破壊と判断できる。また試験体 CESJ-B においても、実験値はパネルゾーンの終局せん断耐力を上回っているが梁の終局曲げ耐力には達しておらず、破壊形式はパネルゾーンのせん断破壊と

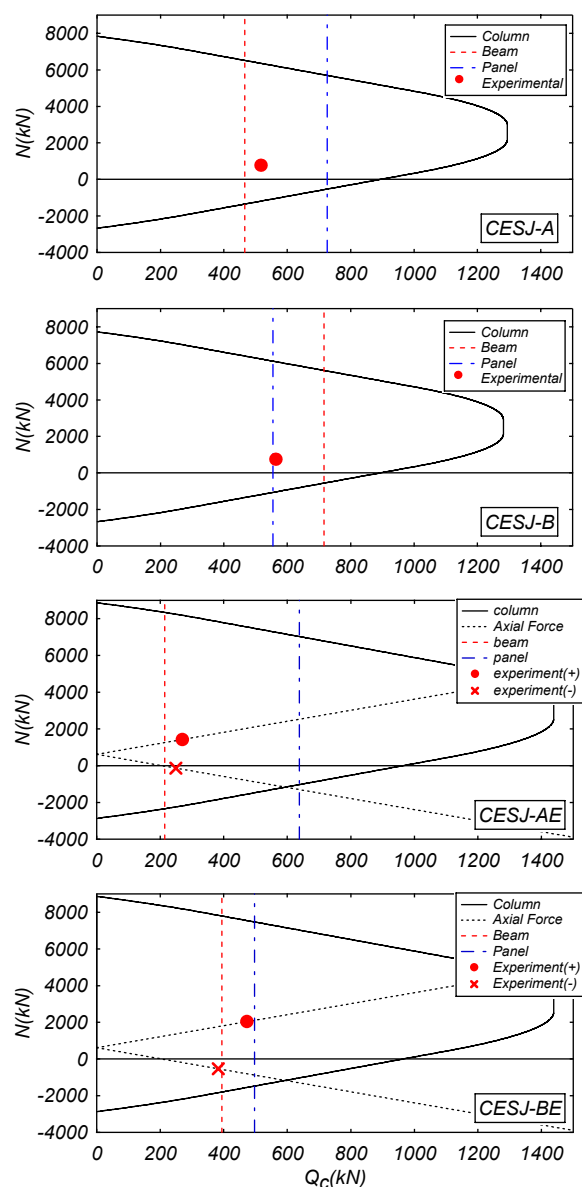


図-10 累加強度理論による計算値

判断できる。また、計算値に対する実験値の割合に着目すると、試験体 CESJ-A では 1.11, 試験体 CESJ-B では 1.02 と良好な結果を示している。特に試験体 CESJ-B ではコンクリートのせん断負担面積に柱せいをそのまま用いることで非常に高い精度で耐力が算出された。これは、繊維補強コンクリートを用いることでかぶりコンクリートの剥落が防止され、せん断耐力にも寄与しているものと考えられる。

試験体 CESJ-AE においては、実験値に対する計算値の割合が正載荷時で 1.26, 負載荷時で 1.23 と若干安全側の評価結果となっているが、実験結果と同じく梁曲げ降伏先行型と判断できる。また、正載荷・負載荷時の耐力はほぼ等しい値を示しており、変動軸力による影響はあまりみられない。試験体 CESJ-BE においては、実験値に対する梁曲げ耐力計算値の割合が正載荷時で 1.20, 負載荷時で 0.97 という結果を示した。正載荷時・負載荷

時ともにパネルゾーンの終局せん断耐力には達していない。SRC 規準によるパネルゾーンの終局せん断耐力に軸力は考慮されないが、試験体 CESJ-AE と比較すると、若干であるが変動軸力の影響が見受けられる。

4. まとめ

本研究ではCES合成構造建築物における柱梁接合部の構造特性を把握することを目的とし、接合部せん断余裕度の異なる2体の内部柱梁接合部および外部柱梁接合部試験体に対する静的載荷実験を実施し、破壊性状、復元力特性、パネルゾーンの挙動および計算耐力との比較に関する検討を行った。

繊維コンクリートを使用することで、鉄筋が全くないにも関わらず大変形時においてもかぶりコンクリートの剥落はほとんど認められなかった。そのため、変位振幅の増加に伴う耐力低下は少なく優れた靱性能を発揮することが確認された。接合部せん断余裕度が小さな柱梁接合部では、変動軸力が柱の変形割合に大きく影響し、高圧縮軸力が作用する場合には柱の変形割合が極めて小さいが、引張軸力が作用する場合には柱の変形割合が顕著となる。CES合成構造の耐力計算は、柱および梁の終局曲げ耐力に関しては一般化累加強度理論によって評価可能であることを示した。パネルゾーンの終局せん断耐力においてもSRC規準を用いることで概ね評価可能であることを示した。

参考文献

- 1) 高橋宏行, 前田匡樹, 倉本洋: 「高靱性型セメント系複合材料を用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の復元力特性に関する実験的研究」 コンクリート工学年次論文集, Vol21, No.3, pp.1075-1080, 2000年7月
- 2) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦: 「繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱構造性能に関する実験的研究」 コンクリート工学年次論文集, Vol23, No.2, pp.271-276, 2002年7月
- 3) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦, 柴山豊: 「高軸力を受ける繊維補強コンクリート-鋼合成柱の構造性能に関する研究」 コンクリート工学年次集, Vol25, No.2, pp.289-294, 2003年7月
- 4) 柴山豊, 倉本洋, 川崎清彦, Fauzan: 「繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 構造柱の構造性能に関する研究」 コンクリート工学年次論文集, Vol26, No.2, pp.157-162, 2004年7月
- 5) 柴山豊・倉本洋・永田諭・川崎清彦: 「繊維補強コンクリートパネルで被覆した鉄骨コンクリート柱の復元力特性に関する研究」 コンクリート工学年次論文集, Vol27, No.2, pp.241-246, 2005年7月
- 6) 田口孝・永田諭・松井智哉・倉本洋: 「H型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性」 コンクリート工学年次論文集, Vol28, No.2, pp.1273-1278, 2006年7月
- 7) 藤本利昭・永田諭・松井智哉・倉本洋: 「プレキャスト CES 柱の構造性能に及ぼすパネル接合方法の影響」 コンクリート工学年次報告集, Vol28, No.2, pp.1279-1284, 2006年7月
- 8) 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

STRUCTURAL PERFORMANCE OF CES BEAM- COLUMN JOINTS

Katsuhiro IWASE, Hiroshi KURAMOTO, Tomoya MATSUI and Toshiaki FUJIMOTO

Concrete Encased Steel (CES) composite structural system was being developed from Steel Reinforced Concrete (SRC) structures by eliminating the reinforced steel bar in SRC structure and presencing the fiber reinforced concrete (FRC) instead of normal concrete. The main purpose of the research is to investigate the structural performance of CES beam-column joints. A total of 4 beam-column joint specimens, 2 interior joints and 2 exterior ones, were tested under static loading test, with the main experimental parameter was the joint shear capacity magnification factor. This paper outlines the summary of the experimental program and presents the test results of the hysteresis characteristic of the joints. The influence of the panel and beam strengths ratio to the shear strength of the joint was also presented.