論文 CES 合成構造建築物における梁の静的加力実験

石川 智康*1・小山 勉*2・松井 智哉*3・倉本 洋*4

要旨: 鉄骨と繊維補強コンクリートのみを用いた構造システムである CES 合成構造における梁の構造性能を明らかにすることを目的として、スラブの有無および梁内蔵鉄骨断面積比を実験変数とした 3 体の CES 造梁試験体を用いて静的加力実験を実施した。本論では、復元力特性、変形挙動および耐力評価法について検討を行った。結果として、CES 梁では安定した履歴性状を示すことが確認された。また、CES 梁およびスラブ付き CES 梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により評価可能である。

キーワード: CES 構造, CES 造梁, スラブ, 繊維補強コンクリート, 静的加力実験

1. はじめに

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、普通コンクリートに替えて、繊維補強コンクリート(以下 FRC)を用いた構造システムであり、実用化に向けた研究が継続的に実施されている。

CES 造柱部材については、これまでに構造実験により 構造特性を明らかにするとともに終局強度、変形性能を 含めて復元力特性の評価法について検討がなされている ^{1),2)}。一方で CES 梁に関する実験は少なく CES 造柱梁接 合部の実験 ^{3),4)}のみであり、CES 梁の設計法の構築に向 けてさらに実験的な基礎資料が必要である。

そこで、本研究では CES 造梁の構造特性の基本的性質 を把握することを目的として静的加力実験を実施する。 また、耐力評価法および復元力特性の評価に係る諸特性 について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体詳細図を図-1に示す。 実験に用いる試験体は、スパン 6000mm、柱せい 1000mm、梁せい 1000mm の中高層建物の梁を想定した 1/2.5 スケールである。試験体は梁曲げ降伏先行型となるように設計した計 3 体とした。実験変数は、スラブの有無、内蔵鉄骨断面積比である。梁断面は 300×400 mm、内法長さは 2000mm(シアスパン比 2.5)で全試験体共通である。試験体 B1 および B2 はスラブ無し試験体である。試験体 B1 および B2 はスラブ無し試験体である。試験体 B1 では $H-300\times150\times6.5\times9$ を、試験体 B2 では $H-300\times150\times10\times15$ をそれぞれ使用する。これにより、試験体 B1 および B2 の鉄骨断面積比 A_s/bD は、それぞれ 0.038、0.060 となる。ここで A_s は鉄骨の断面積、b および D は

梁幅および梁せいである。梁試験体 B1s は B1 にスラブを取り付けた試験体である。スラブ全幅は 900mm, スラブ厚は 70mm, スラブ筋は SD295 を使用し D6@75 シングル配筋とした。

2.2 使用材料

表-2 に FRC の材料特性を,表-3 に鉄骨および鉄筋 の材料特性をそれぞれ示す。鉄骨には鋼種 SS400 を用いた。FRC の設計強度は F_c =30N/mm 2 である。FRC に用いた補強繊維は直径 0.66mm,長さ 30mm のビニロンファイバー(RF4000) である。体積混入率は 1.0%とし,水セメント比は 60%である。

2.3 載荷方法と計測方法

図-2 に載荷装置を示す。試験体は梁軸方向を鉛直方向にして載荷装置に設置した。載荷方法は正負逆対称曲げせん断加力とし、梁試験体であるため軸方向力は 0kN を維持した。水平力載荷は変形制御とし、梁スタブに取り付けた治具間の水平変位 δ と治具上下間距離 h で与えられる変形角 $R(=\delta/h)$ で制御し、R=1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33 および 1/25rad.を 2 サイクルずつ繰り返したあと R=1/20rad.まで載荷を行い、実験を終了した。計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位お

表-1 試験体一覧

試験体	B1s	B1	B2
断面 b×D (mm)	300×400		
内蔵鉄骨	H-300×150		H-300×150
(SS400)	×6.5×9		×10×15
鉄骨断面積比	0.038		0.060
内法長さ (mm)	2000 (\$	比 2.5)	
スラブ全幅 (mm)	900	1	1
スラブ厚 (mm)	70	1	ı
スラブ筋	D6@75		
(SD295)	シングル	_	_

^{*1} 豊橋技術科学大学 工学部建築・都市システム学課程 学部生 (学生会員)

^{*2} 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻 院生(学生会員)

^{*3} 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 博士 (工学) (正会員)

^{*4} 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士(工学)(正会員)

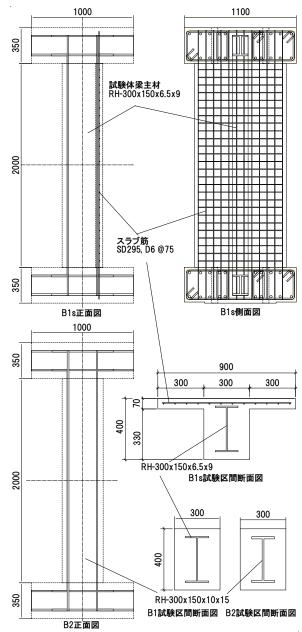


図-1 試験体詳細図

表-2 FRC の材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm²)	圧縮強度時歪 (μ)	弾性係数 (N/mm²)	材齢 (日)
B1s	31.1	2672	23100	36
B1	33.5	2515	25600	42
B2	30.8	2619	23100	47

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

	試験体	降伏 応力度	引張 強度	弾性係数	備考
		(N/mm^2)	(N/mm ²)	(N/mm^2)	
H-300×150	B1	387	459	208000	梁ウェブ
$\times 6.5 \times 9$	B1s	334	431	205000	梁フランジ
H-300×150	B2	317	453	203000	梁ウェブ
×10×15	DZ	308	445	204000	梁フランジ
D6 (SD295)	B1s	409	507	196000	スラブ筋

よび梁側面においてコンクリートと鉄骨フランジの曲率 算定用の軸方向変位とした。鉄骨フランジ、ウェブおよ びスラブ筋のひずみは、ひずみゲージにより測定した。 さらに、繰り返し水平力載荷における第1サイクルのピ ーク時および除荷時においてクラックスケールを用いて ひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と水平荷重-変形角関係

図-3 に各試験体の最大耐力時の試験体破壊状況を示す。図-4 に各試験体の水平荷重一変形角関係を示す。なお、図-4 中の破線は4章で示す計算耐力を表す。

試験体 B1s では、変形角 R=1/400rad.のサイクルで梁および梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れが発生し、スラブ筋の降伏が確認された。R=1/200rad.のサイクルでせん断ひび割れが発生し、鉄骨フランジの降伏が確認された。R=1/67rad.のサイクルで圧壊の兆候が見られ始め、鉄骨ウェブの降伏が確認された。R=1/33rad.のサイクルで圧壊を確認できた。R=+1/25rad.のサイクルで最大耐力315kNを記録した。

試験体 B1では、変形角 R=1/400rad.のサイクルで梁および梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。R=1/100rad.で鉄骨フランジの降伏が確認された。R=1/67rad.のサイクルで圧壊の兆候が見られ始め、鉄骨ウェブの降伏が確認された。R=1/33rad.のサイクルで圧壊を確認できた。R=1/25rad.のサイクルで最大耐力 279kN を記録した。B1s の最大耐力がやや大きい要因としてスラブの存在が挙げられる。試験体 B1s は B1 に比べて初期剛性が高く、同サイクルにて最大耐力を記録している点など、ピーク時の耐力の推移は類似している。スラブが付いていることにより初期剛性が高くなり、当然のことながら最大耐力が大きくなったと考えられる。

試験体 B2 では、変形角 R=1/400rad.のサイクルで梁および梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生した。R=1/100rad.で鉄骨フランジの降伏が確認された。R=1/67rad.のサイクルで圧壊の兆候

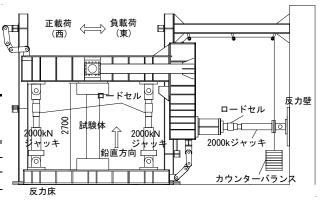
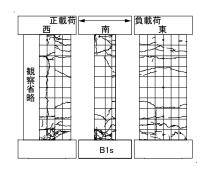
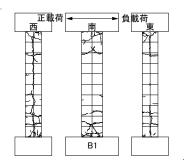


図-2 載荷装置





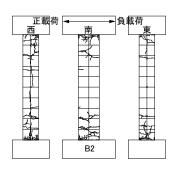


図-3 最大耐力時における破壊状況

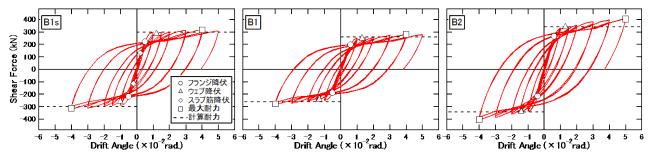
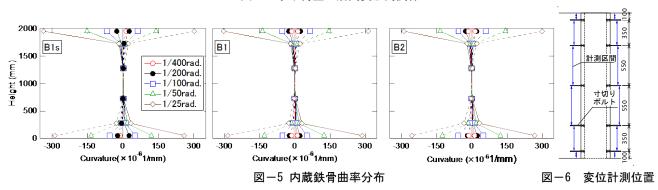


図-4 水平荷重--層間変形角関係



が見られ始め、鉄骨ウェブの降伏が確認された。 R=1/25rad.のサイクルで圧壊を確認できた。 R=-1/20rad. のサイクルで最大耐力 404kN を記録した。試験体 B1 と比較すると、鉄骨フランジと鉄骨ウェブは両試験体とも同サイクルにて降伏している点や履歴形状など、類似した復元力特性を示した。試験体 B2 は試験体 B1 よりも内蔵鉄骨断面積が大きいため、最大耐力が大きい。また、R=1/100rad.以降においてせん断力の上昇の勾配が大きいことが伺える。

3.2 鉄骨の曲率分布

図-5 に内蔵鉄骨の梁軸方向(高さ方向)曲率分布を示す。なお、図中の実線は正載荷を、破線は負載荷を表す。曲率は、図-6 に示すように各試験体の鉄骨フランジに取り付けたボルト(FRCとは縁切りしている)を介して設置した変位計で計測された鉛直変位より求めている。

どの試験体も R=1/400rad.の載荷サイクルの曲率はおよそ一様だといえるが、R=1/200rad.の載荷サイクルになると、梁上下端部の曲率が増加し、その後の載荷サイク

ルにおいても梁上下端部の曲率が著しく増加している。 変形のほとんどが梁上下端部に集中する曲率分布を示しており、鉄骨断面、スラブの有無によって大きな差異は 見られなかった。

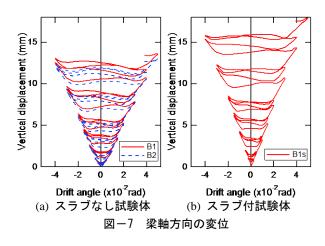
3.3 軸方向変位

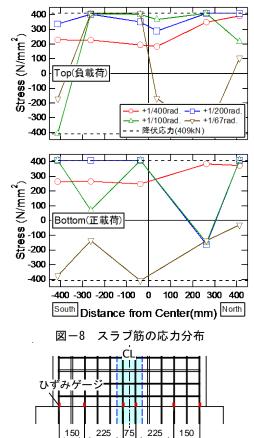
図-7 に各試験体の内法長さの区間の軸方向変位を示す。伸びの方向が正の値である。

全ての試験体において変形角の増大とともに伸びが増大しており、軸力が 0kN であることもあり、15mm 程度の伸びが生じている。また、載荷サイクルごとに残留変位が増大していることが確認できる。鉄骨量が異なる試験体 B1 と B2 の間では顕著な違いは見られない。

3.4 スラブ筋の応力分布

図-8 に各サイクル 1 回目のピーク時における梁端部のスラブ筋の応力分布を示す。図-8 の横軸は梁中心からの距離であり、図-9 にスラブ筋歪ゲージ貼付位置を示す。今回の試験体のスラブの幅は梁幅の 3 倍であるが、梁端部のスラブ筋は R=1/200rad.のサイクルまでに降伏あるいは降伏応力に近い応力に達していることが確認





できた。

4. 耐力評価

表-4 に各試験体の実験における最大耐力と計算耐力の比較を示す。梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により算出し、梁終局せん断強度は日本建築学会 SRC 規準 5)に基づき算出した。なお、終局強度の算定において繊維の効果は考慮していない。試験体 BIs のスラブ圧縮側および引張側の計算値は、終局曲げモーメントの計算値を用いてそれぞれ算出している。図-10 に終局曲げモーメントと軸力の相関関係を示す。

図-9 スラブ筋のゲージ位置

曲げ破壊先行型試験体である試験体 B1s, B1 および

表-4 計算耐力および実験結果

試験体名	B1s	B1	B2
終局曲げモーメント M _u (kNm) ^{※1}	282 (300)	253	342
終局曲げ強度 Q _{mu} (kN)	291	253	342
終局せん断強度 Q _{su} (kN)	557	569	641
計算耐力 min(Qmu, Qsu)	291	253	342
せん断余裕度**2	1.91	2.25	1.87
実験耐力 (kN)	315	279	404
実験耐力/計算耐力	1.08	1.10	1.18

※1()内の数値はスラブ引張側の値 ※2 せん断余裕度 = Q_{su}/Q_{mu}

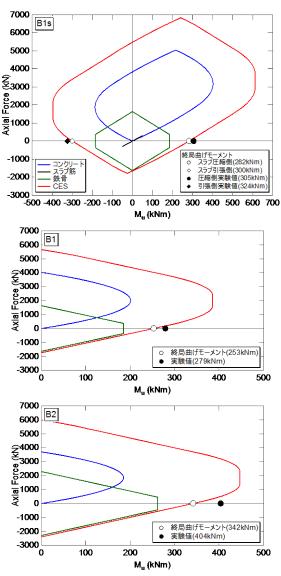


図-10 終局曲げモーメントと軸力の関係

B2 について,試験体実験耐力が梁の終局曲げ強度の計算値を上回り,梁の終局せん断強度の計算値に達していないことから,想定通り梁曲げ破壊が先行したと判断できる。また,実験値と計算値の比率を見ると,1.08~1.18倍の範囲で評価されており,すべての試験体において安全側に評価できていることが確認できる。

5. 復元力特性に関する検討

水平力を受ける CES 柱の骨格曲線は、図-11 に示すように第一折れ点を曲げひび割れ発生点 Q_c ,第二折れ点を終局曲げ耐力 (降伏耐力) 点 Q_y とする Tri-Linear へのモデル化が提案されている $^{1),2)$ 。柱部材と梁部材の主な違いは軸力の有無であることから,本研究における CES 梁でも Tri-Linear モデルを適用することを念頭におき,本章では CES 梁の復元力特性のモデル化に必要な剛性低下率,除荷剛性,剛性変化点に関する分析を行う。つまり,柱を対象としたモデル化手法との相違について比較検討を行う。

5.1 降伏時剛性低下率 α_v

第二折れ点 Q_y における変形は,RC 部材と同様に剛性低下率 α_y によって表すこととした。降伏時剛性低下率 α_y は,図-11 に示す面積 A と面積 B が等しくなる(エネルギーが等価になる)ように第二折れ点 Q_y における変形を決めることにより算出した。なお,曲げひび割れ耐力 Q_c を材端が RC 規準 0 による曲げひび割れモーメント M_c に達する点とした。曲げひび割れモーメント M_c は式(1)により算出した。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_R} Z_e \tag{1}$$

ここで、 Z_e : スラブおよび鉄骨を考慮した断面係数である。初期剛性 K_e は曲げとせん断を考慮した弾性剛性を用いることとし、降伏後の剛性は弾性剛性 K_e の 1/1000 とした。また、スラブは全幅有効とした。各試験体の剛性低下率 α_y を表-5 に示す。既往の H型鉄骨内蔵 CES 柱 $^{2)}$ による実験では、剛性低下率 α_y は $0.2\sim0.4$ 程度の範囲となっていることが報告されているが、本実験の H型鉄骨内蔵 CES 梁において、剛性低下率 α_y は $0.4\sim0.6$ 程度の範囲となっており、CES 柱よりも大きくなる結果となった。

5.2 除荷剛性 K,

既往の研究 11 から,CES 柱の履歴特性は一般的に鉄骨部材に用いられる Normal Tri-Linear と,RC 部材に用いられる Takeda モデルとの中間的な性状を示すことが分かっている。CES 柱の基本履歴モデルとして図-12 に示すものが提案されている。本実験の CES 梁においても図-12 に示す履歴モデルが適用可能かどうか検討を行っていく。この履歴モデルでは,曲げひび割れ後の除荷剛性は経験した最大変形角の増大に伴う剛性低下を考慮し,Takeda モデルを参考に式(2)により経験した最大部材角 R_m に伴って初期剛性 K_e から低下させている。

$$K_r = K_e \times \left| \frac{R_m}{R_n} \right|^{-\alpha} \tag{2}$$

ここで、 K_r : 除荷剛性、Rc: 曲げひび割れ時の変形角、 α : 除荷剛性指数である。

図-13 に除荷剛性の定義を示す。各サイクルの除荷剛

表-5 各試験体の剛性低下率 α_{ν}

3-1 KA3-4-€	剛性低下率 a _y		
試験体	正側	負側	
B1s	0.43	0.43	
B1	0.42	0.44	
B2	0.54	0.59	
平均値	0.47		

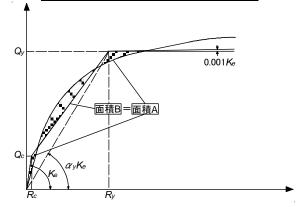


図-11 CES 柱および梁の復元カモデル

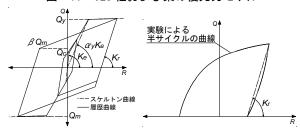


図-12 復元カモデル 図-13 除荷剛性の定義

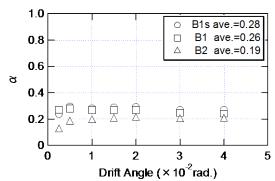


図-14 各試験体の除荷剛性指数 lpha の推移

性 K_r の値は実験結果から求めることとし、除荷開始点と 荷重 0 の点とを結ぶ割線剛性とした。

図-14 に CES 梁の実験結果を用いて、各載荷サイクルにおける除荷剛性指数 α を式(2)から逆算をしたものを示す。H 型鉄骨内蔵 CES 柱による実験では、内蔵鉄骨断面積比 A_s/bD と除荷剛性指数 α の間には概ね線形比例の関係があり、除荷剛性指数 α を式(3)により表している 20 。

$$\alpha = -2A_s/bD + 0.58\tag{3}$$

ここで、 A_s : 内蔵鉄骨断面積、b: 梁幅、D: 梁せいである。

本実験での除荷剛性指数 α の平均値は $0.19\sim0.28$ となっているが、CES 柱を対象に提案された式(3)により α を算出すると、試験体 BIs および B1 では α =0.50、試験体

B2 では α =0.46 という結果となった。計算値と実験結果 から算出した α とを比較すると、計算値が実験値よりも 0.2~0.3 程度大きくなる結果となった。この差異は軸力 のみの影響とは現時点では言い難く、さらに検討が必要である。

5.3 剛性変化点におけるせん断力 β0 の

再載荷時の剛性変化点におけるせん断力 βQ_m (剛性 K_r から最大点を目指し始める点) は, $\mathbf{図}-15$ に示すように実験における半サイクルの面積とモデルの面積が等価 (エネルギーが等価) となるように設定した。なお,本来 Q_m は直前の載荷サイクルの最大耐力であるが,ここでは正負が同じ耐力であると仮定して,反対側の最大耐力を便宜上 Q_m として用いている。

実験結果より求めた各サイクルの剛性変化点における耐力比 $\beta=Q/Q_m$ の平均値を \mathbf{Z} 0 に示す。なお、図中に示す計算値は、既往の CES 柱の実験結果により得られた近似式 20 である式(4)および式(5)により算出した。

 $R \leq 0.02$ rad.のとき

$$\beta = \left(31 \frac{N}{N_{H}} - 23\right) R_{m} + 0.6 \tag{4}$$

R>0.02rad.のとき

$$\beta = 0.62 \frac{N}{N_{\odot}} + 0.14 \tag{5}$$

ここで、N: 軸力、 $N_u:$ 軸圧縮耐力である。

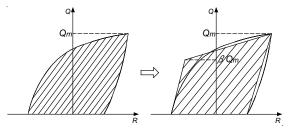
R=0.02rad.以降の各試験体の β の平均値はほぼ一定となっており、式(5)で一定としていることと一致している。しかしながら、計算値は 0.14 であるが実験値は 0.4 程度であり、過小評価する結果となった。

6. まとめ

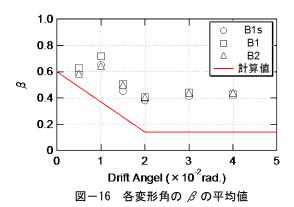
本研究で得られた知見を以下に要約する。

- 1) CES 梁の水平荷重―層間変形角関係は耐力低下も小さく、紡錘形の安定した挙動を示した。
- 2) スラブ筋は変形角 1/200rad.でほぼ降伏していること が確認できた。
- 3) CES 梁の変形は、梁上下端部に集中していることが 確認できた。
- 4) CES 梁およびスラブ付き CES 梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により概ね評価可能である。
- 5) CES 梁の剛性低下率 α_y は $0.4 \sim 0.6$ 程度の範囲となった。また、CES 梁の除荷剛性指数 α の平均値は 0.19 ~ 0.28 となった。
- 6) CES 梁の再載荷時の剛性変化点における耐力比 β は、計算値と同様に R=0.02rad.以降は一定であるが、計算値よりも大きい値となった。

CES 梁の復元力モデルの各変数は、柱の復元力モデル



(a) 実験の半サイクル面積 (b) モデルの半サイクル面積 図-15 剛性変化点のモデル化



の各変数と同様の傾向を確認できたが、数値に差異がみられた。今後は CES 梁の実験的資料の整備とともに復元力モデルの構築に向けて検討を行っていく。

謝辞

本研究は,文部科学省科学研究費(基盤研究(A), No. 26249081,代表者:倉本洋)を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 藤本利昭, 倉本 洋, 松井智哉: 交差 H 型断面鉄骨 を内蔵した CES 柱の構造性能, 第8回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, 土木学会/日本建築学会, Paper No.4, 2009.11
- 2) 石 鈞吉, 倉本 洋, 藤本利昭, 松井智哉, 牧本祐太: H型鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性のモデル化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第693号, pp.2019-2026, 2013.11
- 3) 永田諭,松井智哉,倉本洋:鉄骨コンクリート造柱 梁接合部の構造性能に関する基礎研究,コンクリー ト工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 4) 吉野貴紀,松井智哉,倉本 洋:スラブ付き CES 造 柱梁接合部の静的加力実験,コンクリート工学年次 論文集,第33巻,第2号,pp.1123-1128,2011.7
- 5) 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,2001
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010