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 300×400mm、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 では H-300×150×6.5×9 を、試験体 B2 では H-300× 150×10×15 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/mm²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(=δ/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 (シアスパン比 2.5)		
スラブ全幅 (mm)	900	-	-
スラブ厚 (mm)	70	-	-
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)



表 — 2	FRC	の材料特性
1 4	1110	V/17 7717 IL

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (μ)	弹性係数 (N/mm ²)	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	R)	317	453	203000	梁ウェブ
$\times 10 \times 15$	02	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





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 B1s 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。

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(Q _{mu} , Q _{su})	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}







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 ay

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 a_y によって表すこととした。降伏時剛性低下 率 a_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^の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。

(1)

 $M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_e$

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 a_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 a_y は 0.2~ 0.4 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 a_y は 0.4~0.6 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_r

既往の研究¹⁾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。

$$K_r = K_e \times \left| \frac{R_m}{R_c} \right|^{-\alpha}$$
(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,

試験体	剛性低下率 α _y		
	正側	負側	
B1s	0.43	0.43	
B1	0.42	0.44	
B2	0.54	0.59	



性 Kr 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²。

 $\alpha = -2A_s/bD + 0.58$ (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 0.19~0.28 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 B1s 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 βQm

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、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 $\beta=Q/Q_m$ の平均値を図-16 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²⁾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

$$\beta = \left(31\frac{N}{N_u} - 23\right)R_m + 0.6\tag{4}$$

R>0.02rad.のとき

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

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。

- CES 梁の水平荷重一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。
- 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。
- 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。
- 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。
- CES 梁の剛性低下率 α_yは 0.4~0.6 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 カ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

- 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
- 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
- 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