

論文 シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験

松井 智哉*1・溝淵 博己*2・藤本 利昭*3・倉本 洋*4

要旨: 鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成される CES 合成構造システムにおける柱部材の構造性能を把握することを目的として、シアスパン比が異なる 4 体の試験体を用いて静的載荷実験を実施した。本論では、実験結果の概要を述べるとともに、CES 柱の耐力評価法の適用性について検討を行った。その結果、終局曲げ耐力は一般化累加強度理論により精度良く評価できることを示し、終局せん断耐力は SRC 規準式、分割アーチ耐力式および簡略化耐力式のうち、簡略化耐力式を用いることによって評価可能であることを明らかにした。

キーワード: 鋼コンクリート合成構造, CES 構造, 繊維補強コンクリート, シアスパン比, 終局せん断強度

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造 (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、優れた耐震性能を有する構造形式である。しかしながら、施工において鉄骨工事と鉄筋工事の両方を要するため、構造設計や施工が非常に複雑となり、それに伴う建設コストの上昇、工期の長期化といった問題点により敬遠される傾向がある。そのようなことから、SRC 構造の構造特性を生かしつつ施工を合理化するため、鉄筋を用いず、繊維補強コンクリート (FRC) と内蔵鉄骨のみで構成される合成構造 (Concrete Encased Steel: 以下、CES 構造) の開発研究^{1)~4)}などが継続的に行われている。

これまでの CES 柱、CES 柱梁接合部および 2 層 2 スパン CES フレームを対象とした実験的研究により、CES 構造は SRC 構造と同等の優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し、高い耐震性能を有することを明らかにしてきた。しかし、CES 柱に関して言えば、ほとんどの研究において内蔵鉄骨に十字形鉄骨が用いられており H 形鉄骨を用いた実験は僅かである。また、軸力比、鉄骨量およびシアスパン比に着目した検討も少なく、今後、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、シアスパン比を実験変数とした H 形鉄骨を用いた CES 構造柱の静的載荷実験を実施し、破壊性状、耐力性能および変形性能について把握するとともに終局耐力評価法について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体形状を図-1に示す。試験体は全て同一断面であり、試験体の柱部分は断面が b

$\times D=300 \times 300 \text{mm}$, 内蔵鉄骨は $200 \times 150 \times 6 \times 9$ の H 形鋼を用いた。鉄骨断面については、軸力比 0.3 で鉄骨のモーメント比が 0.4 程度となるように設計しており、これは文献 5) において構造種別 FA と判定される条件の下限となる。実験変数は、シアスパン比 (M/QD) とし、それぞれ 2.5, 2.0, 1.5, 1.0 となる試験体を製作した。軸力は軸耐力 N_0 に対する軸力比 (N/N_0) で 0.2 とし、800kN (一定軸力) とした。軸耐力 N_0 は、SRC 規準⁶⁾に準じて次式より算定した。

表-1 試験体一覧

試験体	A2	B2	C2	D2
柱断面: $b \times D(\text{mm})$	300×300			
鉄骨断面	H-200×150×6×9 (鉄骨比 $s_A/(bD)=4.21\%$)			
内法長さ: $h(\text{mm})$	1500	1200	900	600
せん断スパン比	2.5	2	1.5	1
軸耐力: $N_0(\text{kN})$	3998			
載荷軸力: $N(\text{kN})$	800			
軸力比: N/N_0	0.2			

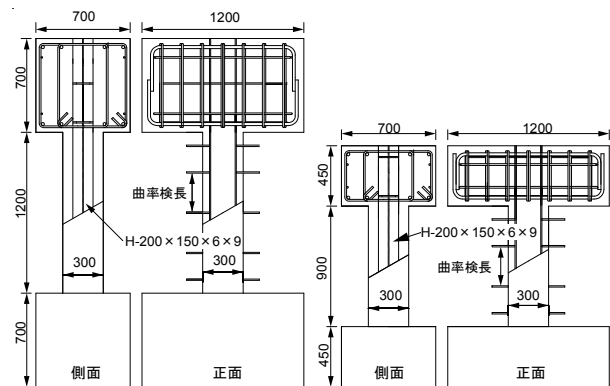


図-1 試験体形状 (試験体 B2, C2)

*1 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教 博士(工学) (正会員)

*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*3 安藤建設 (株) 技術研究所上席研究員 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-4 繊維補強コンクリート調合表

水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 Vf (%)	所要量 (kg/m ³)					
		水 W	セメント C	細骨材 A	粗骨材 S	石灰石粉	繊維 Vf
60	1.0	183	305	994	562	250	13.0

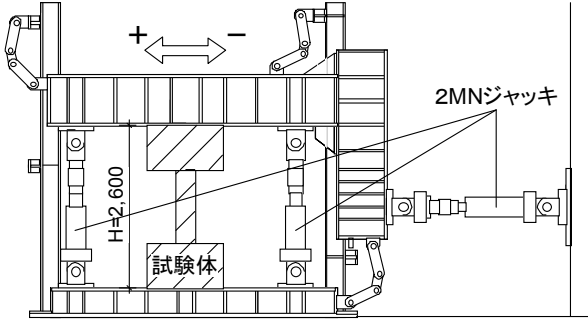


図-2 荷装置

$$N_0 = c r_u \cdot \sigma_B \cdot c A + s \sigma_y \cdot s A \quad (1)$$

$$c r_u = 0.85 - 2.5 s p_c \quad (2)$$

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 cA : コンクリート部分の断面積、 $s\sigma_y$: 鉄骨の降伏応力度、 sA : 鉄骨部分の断面積、 $s p_c$: 圧縮側鉄骨比である。

2.2 使用材料

表-2に鉄骨の材料特性を、表-3および表-4に繊維補強コンクリートの材料特性および調合表を示す。繊維補強コンクリートに使用した繊維は、直径が0.66mm、長さが30mmのビニロンファイバー(RF4000)であり、体積混入量を1.0%とした。

2.3 荷方法

荷装置を図-2に示す。各試験体とも所定の一定軸力の下で正負逆対称曲げせん断加力とした。制御変位は柱上下端の相対水平変位 δ と柱長さ h で与えられる相対

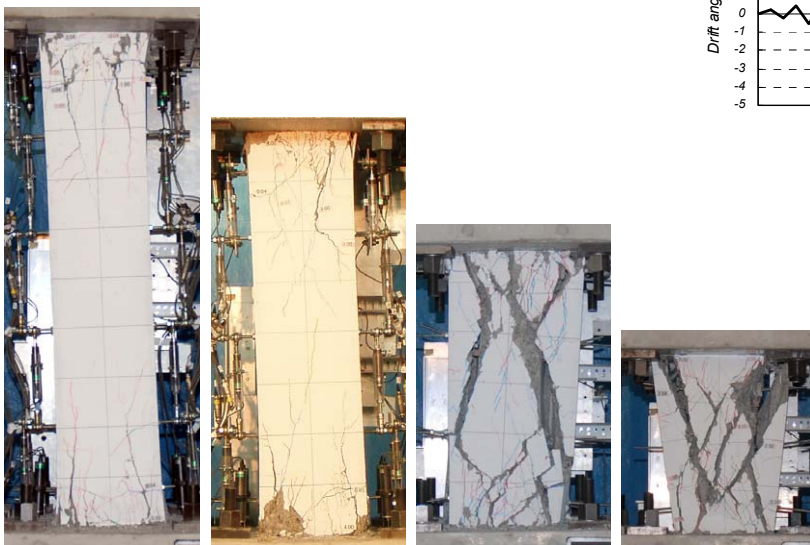


写真-1 破壊状況

表-2 鉄骨の材料特性

種類	降伏応力度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏ひずみ (μ)	鋼種
PL-6	279.4	186.8	1496	SS400
PL-9	277.7	197.4	1410	

表-3 繊維補強コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	材齢 (日)
A2	43.9	25810	73
B2	43.9	25830	66
C2	42.7	26000	77
D2	42.2	26430	99

弾性係数は圧縮強度の1/3割線剛性

部材角 ($R = \delta / h$) で、 $R = 0.0025, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02 (0.01), 0.03, 0.04 (0.03), 0.05 \text{rad}$ とした(以降、%で表記)。なお、()は内部履歴データを取得するための小振幅による荷である(図-3参照)。

2.4 計測方法

計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位および柱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鉛直変位とした(図-4参照)。鉄骨フランジおよびウェブのひずみをひずみゲージにより計測した。ま

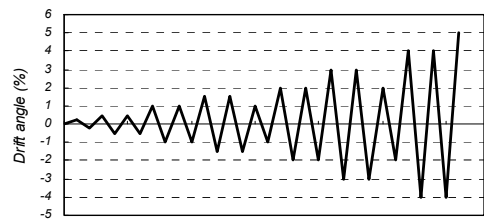


図-3 荷履歴

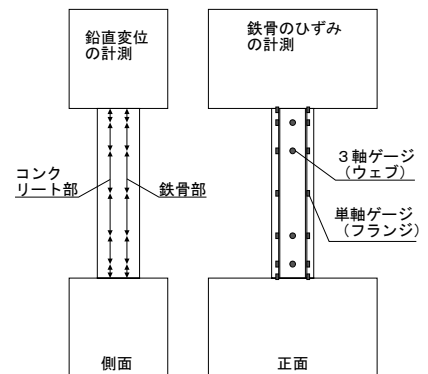


図-4 計測計画

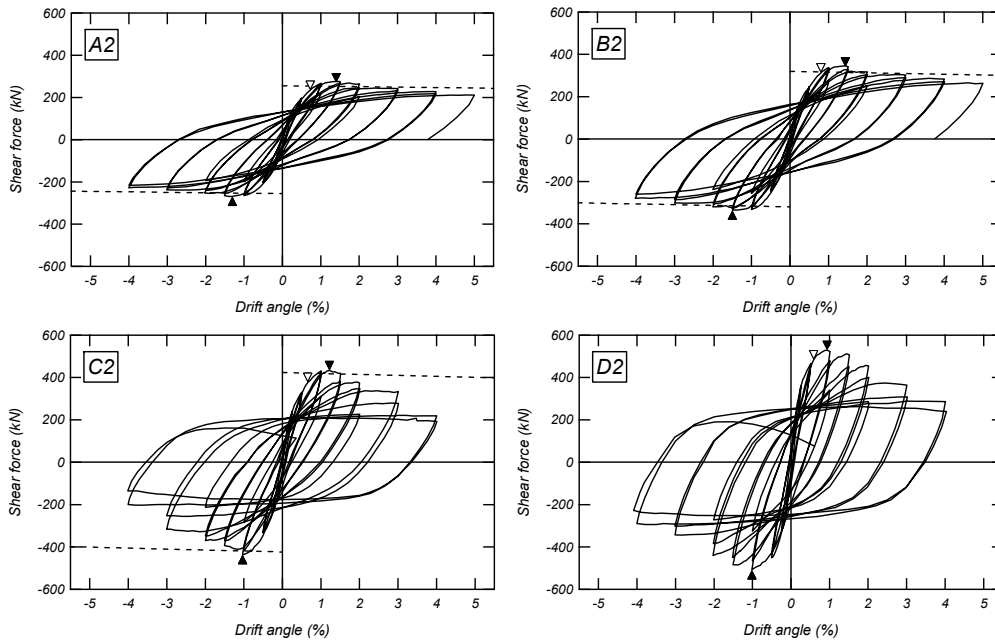


図-5 水平荷重-変形角関係 (D2の曲げ耐力計算値は軸外)

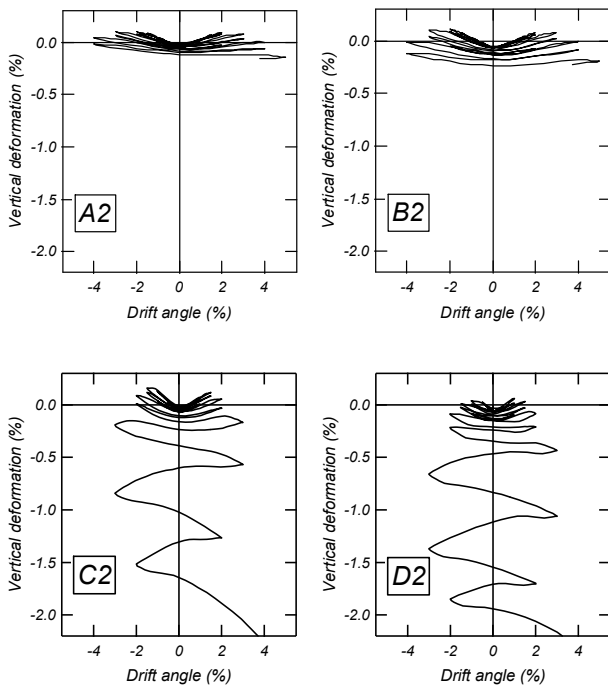


図-6 軸ひずみ

た、繰り返し荷重における第1サイクルのピーク時と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 破壊性状と復元力特性

写真-1に各試験体の最終破壊状況を示す。また、水平荷重-水平変形関係を図-5に示す。図中の破線は累加強度理論により算定した曲げ終局強度を示している。▼印は最大耐力、▽印は引張側鉄骨フランジのひずみが降伏ひずみに達した時をそれぞれ示している。

試験体 A2 および B2 は写真-1に見られるように柱端部の損傷が大きく、最大耐力に達した後、柱端部のコンクリートの圧壊が進行するとともに緩やかに耐力が低下していく。既往の実験の十字形鉄骨内臓 CES 柱¹⁾と同様に、最終変形角 R=5.0%まで安定した履歴を描き、破壊形式は曲げ降伏先行型であった。

試験体 C2 は R=1.5%のサイクルで最大耐力に達し、柱頭および柱脚のせん断ひび割れが進展するとともに柱頭においてコンクリートの圧壊が生じている。その後、せん断ひび割れが大きく拡幅していき、R=5.0%のサイクル途中で軸力と耐力が大きく低下し荷重を終了した。

試験体 D2 は R=0.5%のサイクルで初期せん断ひび割れが柱頭から柱脚にかけて発生した。R=1.0%のサイクルでせん断ひび割れが大きく拡幅し、最大耐力に達した。また、柱端部、柱中央のひび割れ面に沿ってコンクリートの圧壊の兆候が観察された。その後のサイクルにおいてせん断ひび割れの進展・拡幅およびカバーコンクリートの分離によって耐力が低下していき、試験体 C2 と同様に R=5.0%のサイクル途中で軸力と耐力が大きく低下し荷重を終了した。試験体 C2 および D2 は、実験終了時において鉄骨の局部座屈が確認されている。

内部履歴については、その他の履歴と大きく異なることはなく、再荷重および除荷時の剛性ともに妥当な結果が得られている。

3.2 軸ひずみ

各試験体の軸方向ひずみを図-6に示す。縦軸の負側が圧縮方向である。試験体 A2 および B2 は最終サイクルまでひずみの復元性が認められる。一方、試験体 C2 では、水平耐力が最大耐力の 8 割程度に低下した R=3.0%

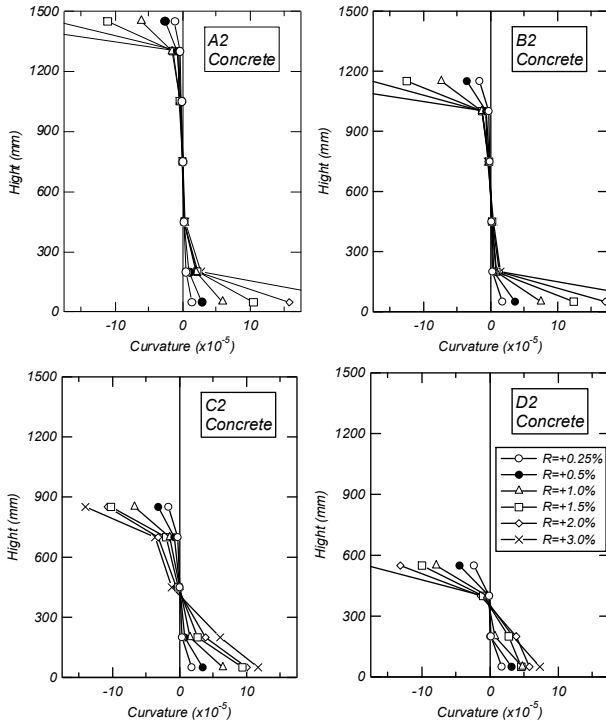


図-7 曲率分布

のサイクル以降、ひずみが圧縮側に急激に増大していることが確認できる。試験体 D2 は試験体 C2 の結果と同様の傾向を示している。

3.3 曲率分布

図-7 に各試験体の材軸方向の曲率分布を示す。曲率は試験体の側面コンクリートに取り付けた変位計データを用いて計測区間の平均曲率として算定している。

試験体 A2 および B2 の曲率による変形は柱両端部に集中しており、その他の計測区間においてはほとんど変形が生じていないことが見てとれる。シアスパン比が 1.5、1.0 となる試験体 C2 および D2 になると、曲率分布は直線的な分布となる。また、 $R=1.5\%$ 以降、両端部の曲率が試験体 A2 および B2 のように大きく増大する傾向は見られず、せん断変形が増大していつているものと推察される。

3.4 鉄骨ウェブのせん断応力

図-8 に $R=2.0\%$ までの鉄骨ウェブのせん断応力と水平変形角の関係を示す。せん断応力は、鉄骨ウェブにおいて柱端部から 100mm の位置に貼付した 3 軸ゲージのひずみを用いてロゼット解析により求めた。図中の破線はせん断降伏応力度 ($\sigma_y/\sqrt{3}$: σ_y は鉄骨ウェブの降伏応力度) を示す。

シアスパン比の小さい試験体 C2 および D2 は、試験体 A2 および B2 と比較して剛性が大きくなっているところに差異が見られる。しかしながら、最大耐力時には、どの試験体も鉄骨ウェブはほぼせん断降伏耐力に達していることが確認できる。

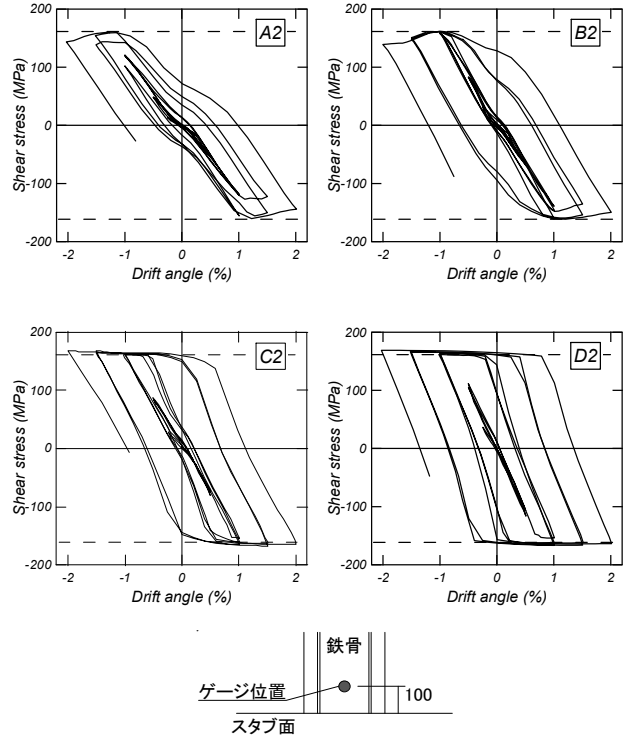


図-8 鉄骨ウェブのせん断応力度

4. 耐力計算

本章では、SRC 規準に示された部材耐力評価法に基づいて、2 章に示した CES 柱試験体を対象にして耐力評価法の適用性について検討を行う。

4.1 終局耐力の評価式

CES 柱の終局曲げ耐力は、一般化累加強度理論により算定し、このとき鉄骨部分の終局曲げ耐力は近似式を用いず精算により計算した。CES 柱の終局せん断耐力は、SRC 規準に示される SRC 部材の終局せん断耐力の算定式から鉄筋の項を省いた式を用いてコンクリート部分と鉄骨部分の終局せん断耐力の累加によって与えられるものとする。ここで、CES 部材の終局せん断耐力として、SRC 規準に示される(3)式と鉄骨部分およびコンクリート部分のそれぞれのせん断耐力の和で表される(4)式を用いて検討を行う。以下、本検討に用いた算定式を示す。

CES 部材の終局せん断耐力 Q_u

$$Q_u = \min(c Q_{su}, c Q_{bu}) + \min(s Q_{su}, s Q_{bu}) \quad (3)$$

$$Q_u = c Q_{su} + s Q_{su} \quad (4)$$

I) 鉄骨部分

i) 鉄骨部分の曲げ破壊時のせん断力によって決まる終局せん断耐力 : $s Q_{bu}$

$$s Q_{bu} = \frac{\sum_s M_u}{l'} \quad (5)$$

ここで、 $s M_u$: 鉄骨部分の終局曲げ耐力、 l' : 部材の内法スパン。

ii) 鉄骨部分のせん断降伏で決まる終局せん断耐力 : $s Q_{su}$

$${}_s Q_{su} = t_w \cdot d_w \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (6)$$

ここで、 t_w ：鉄骨のウェブの厚さ、 d_w ：鉄骨ウェブのせい、 σ_y ：鉄骨ウェブの降伏応力度。

II) コンクリート部分

i) コンクリート部分の曲げ破壊時のせん断力によって決まる終局せん断耐力： ${}_c Q_{bu}$

$${}_c Q_{bu} = \frac{\sum {}_c M_u}{l'} \quad (7)$$

ここで、 ${}_c M_u$ ：コンクリート部分の終局曲げ耐力。

ii) コンクリート部分のせん断耐力によって決まる終局せん断耐力： ${}_c Q_{su}$

a) 斜張力によって決まる終局せん断耐力

$${}_c Q_{su} = 0.5b \cdot D \cdot F_s \cdot \alpha \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot D) + 1} \quad (9)$$

$$F_s = \min \left(0.15\sigma_B, 2.25 + \frac{4.5\sigma_B}{100} \right) \quad (10)$$

ここで、 b ：部材断面幅、 D ：部材断面せい、 F_s ：コンクリートのせん断強度、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度。

また、SRC 規準に示されているその他のコンクリート部分の終局せん断耐力式として、内蔵される鉄骨でコンクリートアーチが分割されることを考慮した分割アーチ

せん断耐力式およびコンクリートアーチの有効幅係数 μ を用いて前式を簡便に表した簡略化せん断耐力式⁷⁾を用いる。

b) 分割アーチせん断耐力式 (H 形鋼強軸の場合)

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b' \cdot D \cdot \frac{v\sigma_B}{2} + \tan \theta_1 \cdot (b_f - t_w) \cdot d_w \cdot \frac{v\sigma_B}{2} + \tan \theta_2 \cdot b_f \cdot {}_s d_c \cdot v\sigma_B \quad (11)$$

ここで、

$$\tan \theta = \sqrt{(l'/D)^2 + 1} - l'/D, \quad \tan \theta_1 = \sqrt{(l'/d_w)^2 + 1} - l'/d_w,$$

$$\tan \theta_2 = \sqrt{(l'/_s d_c)^2 + 1} - l'/_s d_c, \quad b' : \text{コンクリートの有効幅}$$

(H 形鋼強軸の場合は $b-b_f$ 、十字形鉄骨の場合は $b-sD$)、

$_s D$ ：鉄骨せい、 b_f ：フランジ幅、 v ：コンクリートの有効係数 ($v = 0.7 - \sigma_B/200$ 、ただし鉄骨フランジに囲まれるコンクリートは 1.0)、 $_s d_c$ ：鉄骨の被り厚さ。

c) 簡略化せん断耐力式

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b \cdot \mu \cdot D \cdot \frac{\sigma_B}{2}, \quad \mu = (0.5 + b/b) \leq 1.0 \quad (12)$$

4.2 実験結果との比較

表-4 に各試験体 CES 柱の終局耐力計算値と実験における最大耐力値を示す。計算値においては鉄骨部およびコンクリート部の耐力も併せて示している。

まず、式(3)と式(4)による評価結果 (実験との耐力比)

表-4 CES 柱の終局耐力計算

試験体			A2	B2	C2	D2	
鉄骨部	曲げ耐力	${}_s Q_{bu}$ (kN)	102.7	128.3	172.0	258.7	
	せん断耐力	${}_s Q_{su}$ (kN)	176.2	176.2	176.2	176.2	
コンクリート部	曲げ耐力	${}_c Q_{bu}$ (kN)	153.1	191.3	251.6	375.0	
	せん断耐力	斜張	${}_c Q_{su}$ (kN)	217.3	253.5	300.3	373.4
		分割アーチ	${}_c Q_{su}$ (kN)	81.8	101.8	131.9	191.7
		簡略式	${}_c Q_{su}$ (kN)	195.6	243.2	311.8	448.3
CES 柱	曲げ耐力	Q_{mu} (kN)	255.7	319.7	423.6	633.7	
	せん断耐力式(3)	斜張	$Q_{su} = \min({}_s Q_{bu}, {}_s Q_{su}) + \min({}_c Q_{bu}, {}_c Q_{su})$	255.7	319.7	423.6	551.2
		分割アーチ		184.5	230.2	303.9	367.8
		簡略式		255.7	319.7	423.6	551.2
	せん断耐力式(3)	斜張	せん断余裕度* Q_{su} / Q_{mu}	1.00	1.00	1.00	0.87
		分割アーチ		0.72	0.72	0.72	0.58
		簡略式		1.00	1.00	1.00	0.87
	せん断耐力式(3)	斜張	実験との耐力比 $Q_{exp} / \min(Q_{mu}, Q_{su})$	1.08	1.09	1.03	0.96
		分割アーチ		1.49	1.50	1.44	1.44
		簡略式		1.08	1.08	1.03	0.96
	せん断耐力式(4)	斜張	$Q_{su} = {}_s Q_{su} + {}_c Q_{su}$	393.5	429.7	476.5	549.6
		分割アーチ		257.9	278.0	308.0	367.8
		簡略式		371.8	419.3	488.0	624.4
		斜張	せん断余裕度 Q_{su} / Q_{mu}	1.54	1.34	1.13	0.87
分割アーチ		1.01		0.87	0.73	0.58	
簡略式		1.45		1.31	1.15	0.99	
斜張		実験との耐力比 $Q_{exp} / \min(Q_{mu}, Q_{su})$	1.08	1.08	1.03	0.96	
分割アーチ	1.08		1.24	1.42	1.44		
簡略式	1.08		1.08	1.03	0.85		
最大耐力実験値		Q_{exp} (kN)	275.3	345.8	437.3	528.8	

* $Q_{su} = \min({}_s Q_{bu}, {}_s Q_{su}) + \min({}_c Q_{bu}, {}_c Q_{su})$ としているため (せん断余裕度 ≤ 1) となる。

表-5 実験結果によるコンクリート有効幅係数 μ を用いた耐力評価

試験体		A2	B2	C2	D2
コンクリート部	負担せん断力 $Q_{exp} \sim Q_{su}$	—	—	261.2	352.7
	逆算した μ	—	—	0.84	0.79
	せん断耐力(簡略式 $\mu=0.8$) cQ_{su}	156.5	194.6	249.5	358.6
せん断耐力 Q_{su}		332.6	370.7	425.6	534.8
せん断余裕度 Q_{su} / Q_{mu}		1.30	1.16	1.00	0.84
実験との耐力比 $Q_{exp} / \min(Q_{mu}, Q_{su})$		1.08	1.08	1.03	0.99

を比較すると試験体 D2 においてコンクリート部のせん断耐力が cQ_{bu} か cQ_{su} かで決まることによって若干異なっているが、全体的にみて特筆すべき違いはみられない。

以降は式(4)による計算結果に着目して検討を進める。

分割アーチによるせん断耐力を用いた場合を見てみると、ほとんどの試験体において過小評価する傾向がある。これは、曲げ耐力に対するせん断耐力の比で表したせん断余裕度 (Q_{su} / Q_{mu}) に見られるように、曲げ破壊を示した試験体 A2 および B2 においてもせん断余裕度がほぼ 1 以下であり、CES 柱のせん断耐力を過小評価していることがわかる。

続いて簡略式および斜張力により決まるせん断耐力を用いた評価結果から、試験体 A2, B2 および C2 においては実験値と計算値の対応は良く、せん断余裕度も 1 以上であり破壊モードも概ね一致している。ここで試験体 C2 に関しては、比較的せん断余裕度が 1 に近いことから、曲げ耐力とせん断耐力が近接していたと判断できる。一方で、せん断破壊した試験体 D2 に対しては、せん断耐力を若干大きく評価しているものの、両耐力式ともに各試験体の耐力を精度良く評価している。

次に、鉄骨断面形状に拘らず一義的にせん断耐力が算定される式(8)に対して、簡略的ではあるがコンクリートのアーチ機構を考慮した式(12)の簡略式について考察を行う。ここでは、実験によるコンクリート部分の負担せん断力を用いて、簡略式におけるコンクリートアーチの有効幅係数 μ を逆算し、その係数を用いて再度評価を行う。実験によるコンクリート部分の負担せん断力は、図-7 に示したように最大耐力時には鉄骨ウェブがせん断降伏していることから、最大耐力から鉄骨部分の終局せん断耐力 Q_{su} を差し引いた値とする。各計算結果を表-5 に示す。

耐力計算における μ は、せん断耐力に達していると考えられる試験体 D2 を参考に 0.8 と仮定した ((12)式では $\mu=1$)。その結果、試験体 D2 に関しては当然のことながら、試験体 C2 のせん断余裕度と破壊性状の関係も一致しており、他の試験体に関してもせん断余裕度および実験との耐力比から、CES 柱の耐力を精度良く評価できることが確認できる。

5. まとめ

シアスパン比が異なる H 形鉄骨を内蔵した CES 構造柱を対象に静的載荷実験を実施した。得られた結果を以下に示す。

- 1) シアスパン比が 2.5, 2.0 および 1.5 の試験体では、破壊モードが曲げ降伏先行型となり、その終局強度は一般化累加強度理論により精度良く評価できる。
- 2) シアスパン比 1.0 の試験体の破壊モードはせん断破壊先行型であり、CES 柱のせん断耐力評価の基礎データを取得することができた。
- 3) CES 柱のせん断耐力は、簡略化せん断耐力式におけるコンクリートアーチの有効幅係数を低減させることで概ね評価可能であるが、既往の試験体、特に十字形鉄骨を用いた場合等において、有効幅係数の妥当性についてさらに検討が必要である。

参考文献

- 1) 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, 第 25 巻, 第 2 号, pp.289-294, 2003.6.
- 2) 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, Vol.28, No.2, pp.1273-1278, 2006.7
- 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) 倉本 洋, 松井智哉, 今村岳大, 田口 孝: CES 合成構造平面架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, No.629, pp.1103-1110, 2008.7
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課: 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 6) 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
- 7) 土井希祐, 称原良一: SRC 部材の塑性理論に基づくせん断設計式の検討, 日本建築学会構造系論文集, No.516, pp.151-158, 1999.2