

(31) H型鉄骨を内蔵したCES柱の構造性能評価

石 鈞吉¹・牧元 祐太²・藤本 利昭³・Juan Jose CASTRO⁴・松井 智哉⁵・倉本 洋⁶

¹正会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)
E-mail: junji_shi@arch.eng.osaka-u.ac.jp

²正会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)
E-mail: makimoto_yuta@arch.eng.osaka-u.ac.jp

³正会員 日本大学准教授 生産工学部建築工学科 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)
E-mail: fujimoto.toshiaki@nihon-u.ac.jp

⁴正会員 大阪大学国際教育交流センター 特任准教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)
E-mail: castro@isc.osaka-u.ac.jp

⁵正会員 豊橋技術科学大学大学院助教 工学研究科建築・都市システム学系 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: matsui@ace.tut.ac.jp

⁶正会員 大阪大学大学院教授 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)
E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

本研究では、H型鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成される合成構造システム（CES 合成構造システム）の構造性能を評価することを目的としている。本論では、2010 年度までに実施したH型鉄骨を内蔵した CES 柱実験の結果を総合し、軸力比、鉄骨量およびシアスパン比などの主要パラメータが変形性能へ及ぼす影響を検討し、それらの影響を同時に考慮できる CES 柱の変形性能評価式を提案し、実験結果との比較によりその精度を検証する。さらに、H 型断面鉄骨を内蔵した CES 柱の実験結果に基づいて復元力特性の評価手法について検討する。また、構造解析で慣用されている線材モデル（材端バネモデル）への適用を想定した剛性低減型 Tri-Linear モデルを提案し、その妥当性について検討する。

Key Words : CES Columns, FRC, band-plate, Deformability evaluation, Hysteresis model

1. はじめに

筆者らは、鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋を省略した鉄骨コンクリート合成構造（Concrete Encased Steel : 以下、CES 構造）に関する研究を継続的に行ってきた^{1)~6)}。これまでの研究により、CES 構造柱は従来の SRC 構造柱と同等以上の復元力特性および損傷軽減効果が得られることを明らかにした。しかしながら既往の研究において、CES 構造柱では軸力比が大きくなると最大耐力以降、軸変形の増大とともに鉄骨が局部座屈を生じ、軸力保持能力を失うという問題が残されている⁷⁾。

そこで本研究では、H 型鉄骨を内蔵した CES 柱における軸力比の影響およびバンドプレートによる内蔵鉄骨の局部座屈の抑制効果を把握することを目的とし、軸力

比およびバンドプレート幅の異なる試験体を用いた静的載荷実験を実施した。

本論では、CES 柱の破壊性状、耐力および変形性能について考察するとともに、本実験結果とこれまで実施した CES 柱実験^{4)~5)}の結果を総合し、軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比の主要パラメータが CES 柱の変形能力に及ぼす影響を検証する。

また、復元力特性に関しては、文献 5)において三次元非線形 FEM 解析により実験結果を良好に表現できることが示されているが、本論では構造解析で慣用されている線材モデル（材端バネモデル）への適用を想定した復元力モデルの提案を行い、実験結果と良好な対応を示すことを確認する。

表-1 試験体一覧

specimen			B30-a	B30-b	B30-c	B25-b	B25-c
混入繊維		種類	ビニロンファイバー-RF4000				
		混入量	1.0%				
柱断面	幅	b(mm)	300				
	せい	D(mm)	300				
内法長さ		H(mm)	1200				
せん断スパン比		a/D	2.0				
鉄骨	形状		H型鉄骨				
	断面		200×150×6×9				
	バンドプレート幅 (mm)		なし	50	50*	50	50*
コンクリート強度		σ_b (N/mm ²)	40.9	43.0	45.1	46.2	45.1
鉄骨比		A_s/bD	0.042				
載荷軸力		N (kN)	1200			1000	
軸力比		N/N ₀	0.300			0.250	
載荷方法			一定				

(*B30-cおよびB25-cのバンドプレート幅は、両端のみ100mmとする。)

2. 実験計画

(1) 試験体概要

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体形状をそれぞれ示す。実験に用いた試験体は5体であり、すべて柱断面を300mm×300mmとした。柱内法高さは1,200mm（せん断スパン比： $a/D=2.0$ ）であり、内蔵鉄骨はH-200×150×6×9を用いている。試験体B30-a以外の試験体においては鉄骨フランジ両側面に5枚ずつバンドプレートを取り付けている。試験体B30-bおよびB25-bではバンドプレート幅はすべて50mmであり、試験体B30-cおよびB25-cでは柱頭部と柱脚部のみ100mmのものを用了。また、軸力比（ N/N_0 ）は、0.25および0.3とした。軸耐力 N_0 はSRC規準⁷⁾に準じて次式より算定した。

$$N_0 = c_r \cdot \sigma_u \cdot \sigma_{Bc} \cdot A + \sigma_y \cdot A \quad (1)$$

$$c_r = 0.85 - 2.5 p_c \quad (2)$$

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、 p_c ：圧縮側鉄骨比である。

(2) 使用材料

表-2に鉄骨の材料特性を、表-3に繊維補強コンクリート（FRC）の材料特性を示す。鉄骨の鋼種はSS400を用いた。FRCに使用した繊維は、直径0.66mm、長さ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。

(3) 載荷方法

載荷は図-2に示す載荷装置を用いて行った。載荷は、試験体B30-a、B30-bおよびB30-cでは1,200kN、試験体B25-bおよびB25-cでは1,000kNの一定軸力の下で、正負逆対称曲げせん断加力を行った。水平力載荷は変形制御とし、柱上下端の水平変位 δ と柱内法長さ h で与えられ

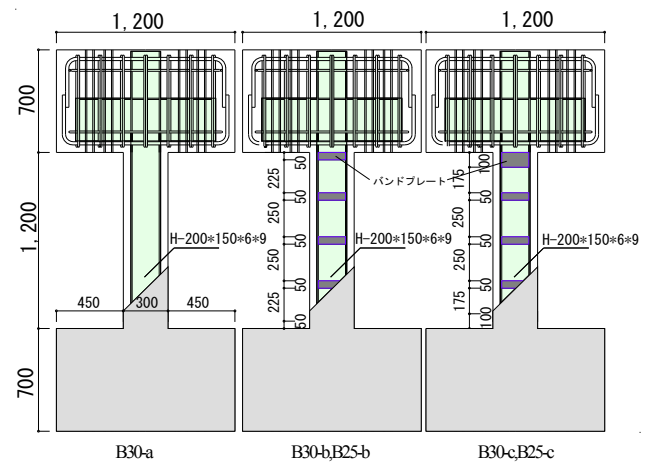


図-1 試験体形状

表-2 鉄骨の材料特性

		降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
フランジ	PL-9	322	473
ウェブ	PL-6	354	481
バンドプレート	PL-6	341	460

表-3 繊維補強コンクリート圧縮強度

specimen	圧縮強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
B30-a	40.9	39
B30-b	43.0	44
B30-c	45.1	48
B25-b	46.2	57
B25-c	45.1	51

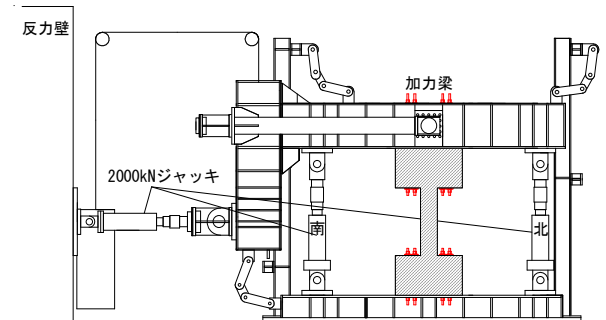


図-2 載荷装置

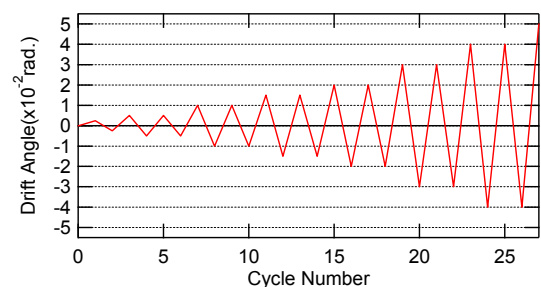


図-3 加力サイクル

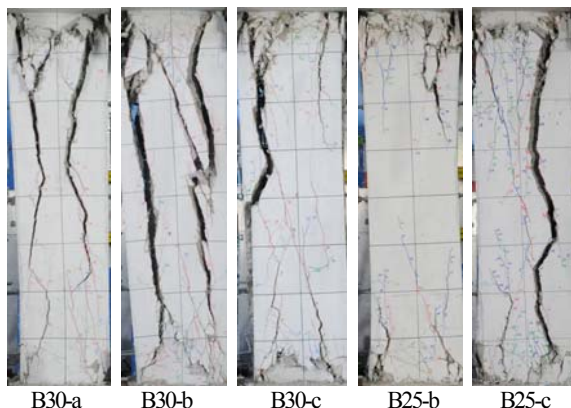


写真-1 最終破壊状況

る相対部材角 ($R=\delta/h$) で, $R=0.0025, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03, 0.04$ および 0.05rad の加力サイクル (図-3) により行った。

3. 実験結果

試験体の最終破壊状況を写真-1に示す。また、実験結果一覧を表-4に、水平荷重-層間変形角関係を図-4にそれぞれ示す。図-4中の破線は累加強度理論により算定した終局曲げ強度であり、荷重装置の特性によるP- δ 効果の影響を考慮したものを示している。また、▼印は最大耐力を、▽印は鉄骨フランジが降伏した点をそれぞれ示している。

試験体 B30-a では、 $R=0.0025\text{rad}$ の荷重サイクルで柱頭・柱脚部のスタブと柱の境界にひび割れが発生し、柱脚部付近に曲げひび割れが発生した。 $R=0.0091\text{rad}$ の鉄骨フランジの降伏とほぼ同時に最大耐力 361.5kN に達した後、柱頭部付近にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.03\text{rad}$ の荷重サイクルで急激な耐力低下がみられた。

試験体 B30-b では、 $R=0.009\text{rad}$ で鉄骨が降伏し、 $R=0.001\text{rad}$ で最大耐力 362.3kN に達して、 $R=0.03\text{rad}$ の2サイクル目に急激な耐力低下が確認された。バンドプレートによる変形能力の改善や急激な耐力低下への抑制効果はほとんど認められなかった。

試験体 B30-c は試験体 B30-b とほぼ同様の履歴特性であったが、試験体 B30-b ほどせん断ひび割れは拡大せず、柱頭部における圧壊がより顕著であった。

試験体 B25-b は、安定した履歴ループを描いており、 $R=0.0083\text{rad}$ で鉄骨フランジが降伏し、 $R=0.0136\text{rad}$ で最大耐力 361.5kN を記録した後、変形角の増加に伴い、耐力は緩やかに低下していったが、軸力比 0.3 の試験体にもみられるような急激な耐力低下は $R=0.05\text{rad}$ の荷重サイクルに至るまで確認されなかった。

試験体 B25-c は、試験体 B25-b とほぼ同様の履歴特性を示したが、 $R=0.04\text{rad}$ の2サイクル目に耐力低下が確

表-4 実験結果一覧

specimen	荷重方向	フランジ降伏時		最大耐力時	
		$R(\times 10^2 \text{rad})$	$Q(\text{kN})$	$R(\times 10^2 \text{rad})$	$Q(\text{kN})$
B30-a	正	0.910	354.0	1.001	361.5
	負	-1.010	-386.3	-1.013	-386.3
B30-b	正	0.908	356.3	1.008	362.3
	負	-0.814	-378.8	-1.021	-392.3
B30-c	正	0.800	358.5	1.010	384.0
	負	-0.738	-359.3	-1.016	-380.3
B25-b	正	0.832	331.5	1.335	361.5
	負	-0.831	-352.5	-1.156	-367.5
B25-c	正	0.817	333.0	1.300	368.3
	負	-0.623	-328.5	-1.307	-387.0

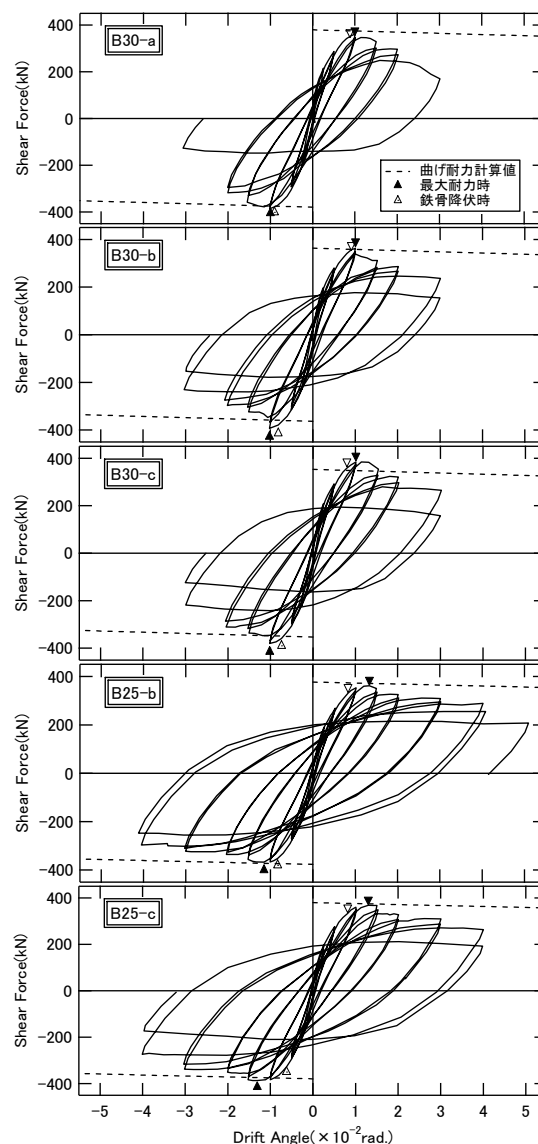


図-4 水平荷重-層間変形角関係

認された。以上のように、バンドプレートの影響を確認することはできなかった。

4. 変形能力評価

(1) 各パラメータについての検討

3章に示したように、バンドプレートの拘束による

表-5 2008年度の試験体一覧

specimen		A2	B1	B2	B3	B3H	B3L	C2	D2	
混入繊維	種類	ビニロンファイバーRF4000								
	混入量	1.0%								
断面	幅	300								
	せい	300								
内法長さ		h(mm)	1500					1200	900	600
せん断スパン比		a/D	2.5					2.0	1.5	1.0
鉄骨	形状	H型鉄骨								
	断面	200×150×6×9			200×150×9×16		150×150×6×6	200×150×6×9		
載荷方法		一定								
鉄骨比		A _s /bD	0.042			0.070		0.029	0.042	
載荷軸力		N(kN)	800	400	800	1200	1365	1130	800	
軸力比		N/N ₀	0.20	0.10	0.20	0.30			0.20	

表-6 各パラメータと限界変形角 R の値

Specimen	N/N_0	A_s/BD	a/D	R_{80exp}	R_{85exp}	R_{90exp}
B1	0.10	0.042	2.0	0.0650	0.0550	0.0480
A2	0.20	0.042	2.5	0.0447	0.0360	0.0278
B2	0.20	0.042	2.0	0.0428	0.0360	0.0296
C2	0.20	0.042	1.5	0.0271	0.0215	0.0183
D2	0.20	0.042	1.0	0.0236	0.0205	0.0180
B25-c	0.25	0.042	2.0	0.0330	0.0281	0.0195
B3	0.30	0.042	2.0	0.0170	0.0155	0.0144
B3L	0.30	0.029	2.0	0.0150	0.0140	0.0127
B3H	0.30	0.070	2.0	0.0220	0.0180	0.0150
B30-a	0.30	0.042	2.0	0.0205	0.0183	0.0155

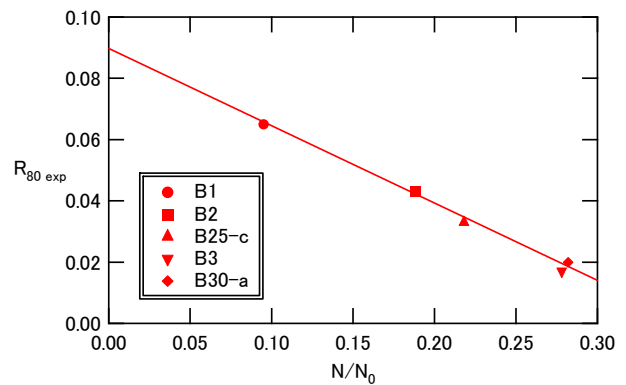
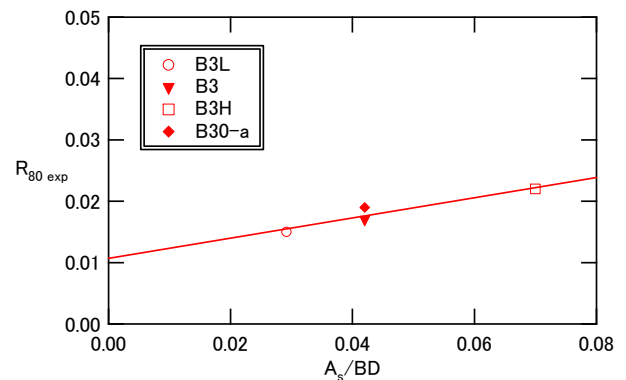
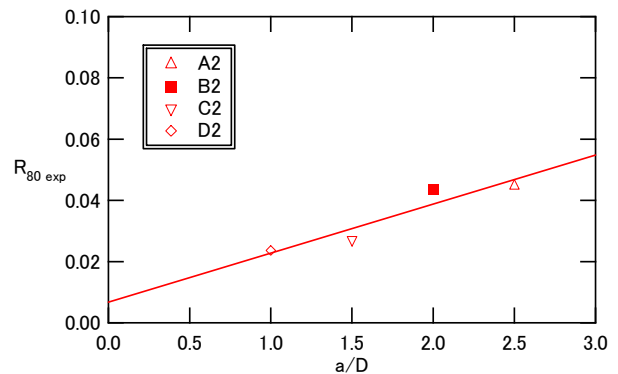
(a) $R_{80} \sim N/N_0$ 相関関係(b) $R_{80} \sim A_s/BD$ 相関関係(c) $R_{80} \sim a/D$ 相関関係

図-7 限界変形角と各パラメータの相関関係

CES 柱の変形能力改善は確認できなかった。その理由として、柱頭部における圧壊が顕著であること、鉄骨フランジが上端のバンドプレートの下で座屈していること、内蔵鉄骨量が比較的少ないこと、鉄骨フランジに囲まれたコンクリートの拘束領域が比較的小さいこと、さらにコンクリートの圧壊が鉄骨フランジの外側で顕著であったことなどにより、バンドプレートによる拘束効果が発揮できなかったものと考えられる。一方で、軸力比に関しては僅かな変化であっても変形能力に大きな影響を及ぼすことが確認されている。また、2008 年度の実験においては、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比も変形性能に影響を及ぼすことが示されている。そこで、軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比をパラメータとし、それぞれの変形性能へ与える影響を考察する。

表-5 に 2008 年度の試験体一覧を、軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比の三つのパラメータと各試験体の限界変形角 R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} の値を表-6 に示す。限界変形角 R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} はそれぞれ最大耐力の 80%、85% および 90% まで耐力が低下した時の層間変形角である。以下では、これらの限界変形角と、主要パラメータである軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比の関係について考察する。

図-7(a) に $R_{80exp} \sim N/N_0$ 関係を示す。軸力比 N/N_0 のみをパラメータとする試験体 B1、B2、B3、B25-c および B30-a について比較する。軸力比はそれぞれ 0.095、0.188、0.278、0.218 および 0.282 であり、内蔵鉄骨量 A_s/BD は 0.042、せん断スパン比は 2.0 である。限界変形角 R_{80exp} と

軸力比 N/N_0 の関係はほぼ直線の分布として現れることがわかる。

図-7(b)に $R_{80\text{exp}}-A_s/BD$ 相関関係を示す。内蔵鉄骨量 A_s/BD のみをパラメータとする試験体 B3L, B3, B30-a および B3H について比較する。内蔵鉄骨量 A_s/BD はそれぞれ 0.029, 0.042 および 0.070 であり、軸力比は 0.3, せん断スパン比は 2.0 である。限界変形角 R_{80} と内蔵鉄骨量 A_s/BD の関係もほぼ直線の分布として現れることがわかる。

図-7(c)に $R_{80\text{exp}}-a/D$ 関係を示す。せん断スパン比 a/D のみをパラメータとする試験体 A2, B2, C2 および D2 について比較する。せん断スパン比 a/D はそれぞれ 2.5, 2.0, 1.5 および 1.0 であり、軸力比は 0.2, 内蔵鉄骨量 A_s/BD は 0.042 である。限界変形角 $R_{80\text{exp}}$ とせん断スパン比 a/D の関係にも直線的な分布がみられた。

以上に示したように、軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比の各主要パラメータと柱の限界変形角 R_{80} には比例的な関係が認められる。また、これらの関係は限界変形角 R_{85} , R_{90} についても同様に確認された。

そこで、次節ではこれらの影響を総合的に評価できる変形能力評価式の提案を試みる。

(2) 変形能力評価式の提案

図-7(a)~(c)で得られた軸力比、鉄骨量およびせん断スパン比の三つのパラメータと限界変形角 R_{80} の関係を以下に示す。

$$R_{80\text{exp}} = -0.253 \cdot N/N_0 + 0.09 \quad (3)$$

$$R_{80\text{exp}} = 0.165 \cdot A_s/BD + 0.011 \quad (4)$$

$$R_{80\text{exp}} = 0.016 \cdot a/D + 0.007 \quad (5)$$

ここで、

$$R_{80\text{cal}} = x_1 \cdot N/N_0 + x_2 \cdot A_s/BD + x_3 \cdot a/D + x_4 \quad (6)$$

を仮定し、式(3), (4)および(5)とそれぞれ連立させることにより以下の式を得る。

$$(x_1 + 0.253) \cdot N/N_0 + x_2 \cdot A_s/BD + x_3 \cdot a/D + x_4 - 0.09 = 0 \quad (7)$$

$$x_1 \cdot N/N_0 + (x_2 - 0.165) \cdot A_s/BD + x_3 \cdot a/D + x_4 - 0.011 = 0 \quad (8)$$

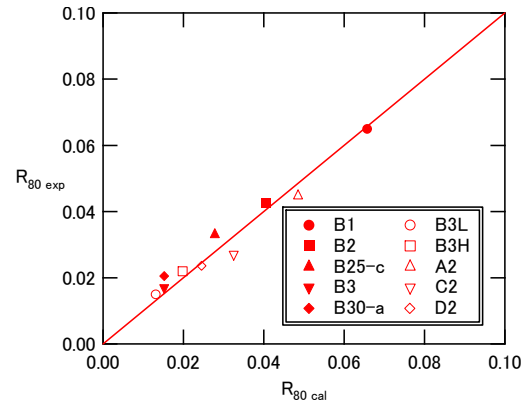
$$x_1 \cdot N/N_0 + x_2 \cdot A_s/BD + (x_3 - 0.016) \cdot a/D + x_4 - 0.007 = 0 \quad (9)$$

ここで、式(7), (8)および(9)に関して、各パラメータ N/N_0 , A_s/BD , a/D がそれぞれ変化するので、方程式を立てられなくなる。したがって、各パラメータ (N/N_0 , A_s/BD , a/D) の影響を無視するため、 $x_1 + 0.253 = 0$, $x_2 - 0.1647 = 0$, $x_3 - 0.016 = 0$ とし、式(7), (8)および(9)より x_4 の

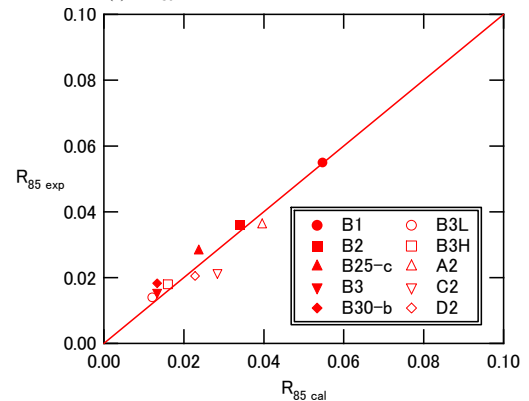
表-7 R_{80} , R_{85} , R_{90} の計算結果

Specimen	$R_{80\text{cal}}$	$R_{85\text{cal}}$	$R_{90\text{cal}}$	n_{80}	n_{85}	n_{90}
B1	0.0657	0.0547	0.0485	1.01	1.00	1.01
A2	0.0485	0.0396	0.0322	1.08	1.10	1.16
B2	0.0405	0.0340	0.0287	0.95	0.94	0.97
C2	0.0325	0.0284	0.0251	1.20	1.32	1.38
D2	0.0245	0.0228	0.0216	1.04	1.11	1.20
B25-c	0.0278	0.0237	0.0188	0.84	0.84	0.96
B3	0.0152	0.0133	0.0129	0.90	0.86	0.89
B3L	0.0131	0.0121	0.0122	0.87	0.86	0.96
B3H	0.0198	0.0160	0.0143	0.90	0.89	0.95
B30-a	0.0152	0.0133	0.0129	0.74	0.73	0.83
平均値	n			0.95	0.97	1.03
標準偏差	σ			0.12	0.16	0.17

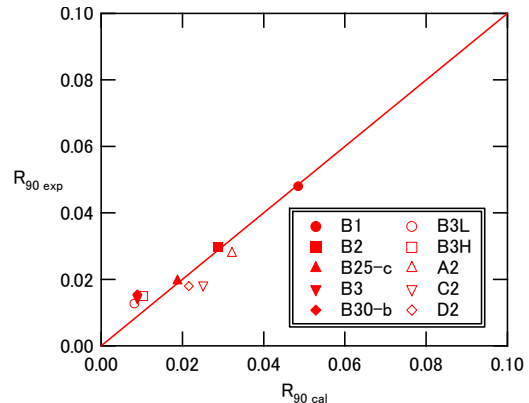
(*) $R_{80\text{cal}}/R_{80\text{exp}}$



(a) R_{80} の計算値と実験結果の比較



(b) R_{85} の計算値と実験結果の比較



(c) R_{90} の計算値と実験結果の比較

図-8 限界変形角の計算値と実験結果

表-8 剛性低下率 α_y 一覧

Specimen		A2	B1	B2	B3	B3L	B3H	B30-a	B25-c	C2	D2
モデル A	正側	0.446	0.379	0.434	0.449	0.454	0.479	0.514	0.468	0.423	0.449
	負側	0.426	0.325	0.428	0.506	0.576	0.511	0.545	0.526	0.458	0.461
モデル B	正側	0.458	0.407	0.449	0.507	0.565	0.518	0.507	0.451	0.446	0.405
	負側	0.435	0.369	0.443	0.51	0.583	0.533	0.521	0.521	0.478	0.443

値を求める。その結果 x_4 の値はそれぞれ 0.0509, 0.0544, 0.05034 となった。これらの平均値は 0.053 であり、これを x_4 の値とすると、限界変形角 R_{90} を用いた変形能力の評価式は以下ようになる。

$$R_{90cal} = -0.253 \cdot N/N_0 + 0.165 \cdot A_s/BD + 0.016 \cdot a/D + 0.053 \quad (10)$$

同様の方法で R_{85} , R_{90} についても検討した結果、次式を得た。

$$R_{85cal} = -0.207 \cdot N/N_0 + 0.097 \cdot A_s/BD + 0.012 \cdot a/D + 0.042 \quad (11)$$

$$R_{90cal} = -0.198 \cdot N/N_0 + 0.051 \cdot A_s/BD + 0.0071 \cdot a/D + 0.052 \quad (12)$$

(3) 変形能力評価式の妥当性の検証

表-7 に式(10), (11)および(12)より求めた R_{90} , R_{85} および R_{90} の計算結果を示す。式(10), (11)および(12)に着目してみると、軸力比の増加に伴い急激に耐力が低下し CES 柱の変形能力が劣化することがわかる。一方、鉄骨量とせん断スパン比の増加に伴って、柱の変形能力は向上する傾向が現れた。

図-8(a)~(c)に計算結果 R_{cal} と実験結果 R_{ep} の関係を示す。限界変形角 R_{90} , R_{85} , R_{90} の計算値と実験値の比 ($n=R_{cal}/R_{ep}$) の平均値はそれぞれ 0.95, 0.97 および 1.03, 標準偏差は 0.12, 0.16 および 0.17 であり試験体の変形能力を精度よく評価できていると言える。

5. H 型鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性の評価

(1) 復元力特性のモデル化

前章では限界変形角を用いた変形能力評価式を提案し、その精度の良いことを確認した。本章では前章で求めた各試験体の限界変形角を用い、H 型鉄骨内蔵 CES 柱の耐力低下を考慮した復元力特性モデルを検討する。

a) 骨格曲線（スケルトン曲線）のモデル化

実験結果により水平力を受ける CES 柱の挙動は、材端に曲げひび割れが発生し、その後鉄骨が降伏し、最大耐力に達した後に徐々に耐力低下するという経過を辿ることがわかっている。そこで、CES 柱のスケルトン曲線は、図-9 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 にモデル化することとした。なお、スケルトン曲線のモデル化に際しては、曲げひび割れ耐力の評価法の異なることにより 2 つのモデルを検討した。

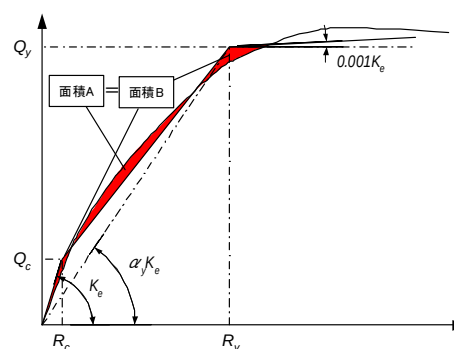


図-9 CES 柱の復元力モデル

モデル A

モデル A では、曲げひび割れ耐力 Q_c を材端が RC 規準⁸⁾による曲げひび割れモーメント M_c に達する点と設定した。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + ND/6 \quad (13)$$

ここで、 Z_e : 鉄骨を考慮した断面係数である。

また、終局曲げ耐力 Q_y は SRC 規準による一般化累加耐力とし、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、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。なお降伏後の剛性は、弾性剛性 K_e の 1/1000 とした。

剛性低下率 α_y は、図-9 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 における変形を設定した。

モデル B⁸⁾

モデル B では、曲げひび割れ耐力曲線を最大ひび割れ耐力 N_t （引張側）、 N_{cc} （圧縮側）、最大ひび割れ曲げ耐力 M_c の 3 点から以下のように表すこととした。

($N_{cc}+N_t$)/2 < N_{cu} の時 :

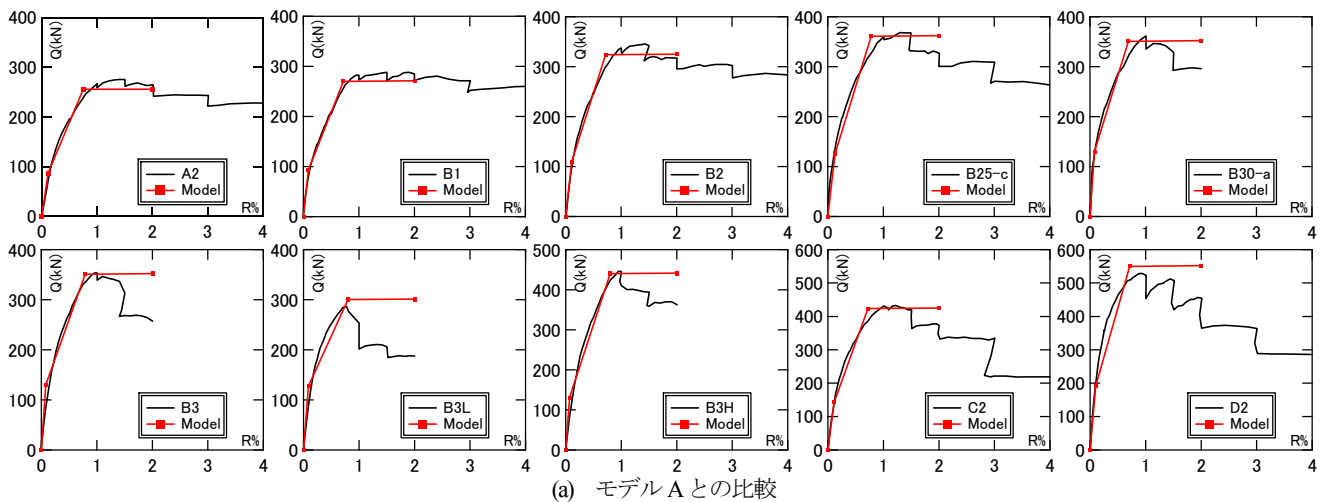
$$M_c = (N_t/N_{tu})M_u \quad (14)$$

$N_t \leq N \leq (N_{cc}+N_t)/2$ の時 :

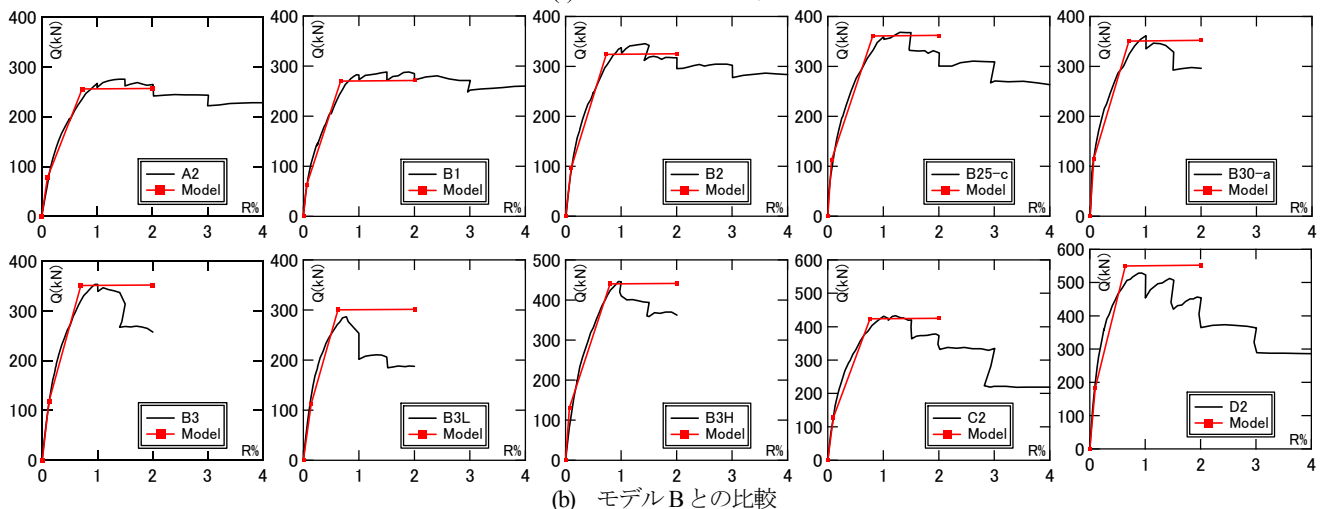
$$\frac{M_c}{M_u} + \left\{ \frac{N - (N_{cc} + N_t)/2}{(N_{cc} - N_t)/2} \right\}^2 = 1 \quad (15)$$

$$N_{tc} = -0.56\sqrt{\sigma_B}A_e, N_{cc} = N_{cu} - (N_{tu} - N_{tc}) \quad (16)$$

ここで、 M_u : CES 柱の最大終局曲げ耐力、 A_e : 鉄骨を考慮した断面積、 N_{cu} , N_{tu} : それぞれ CES 柱の圧縮側、引張側終局軸耐力である。



(a) モデル A との比較



(b) モデル B との比較

図-10 実験結果とスケルトンモデルの比較

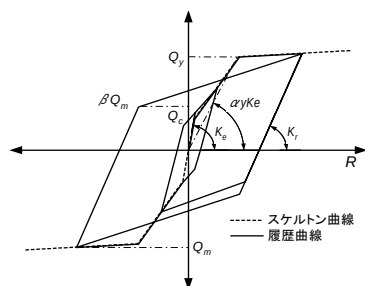


図-11 CES 柱の履歴モデル

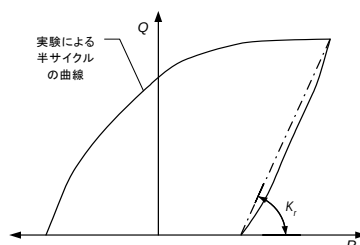


図-12 除荷剛性の定義

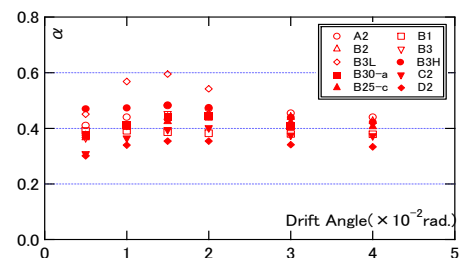


図-13 除荷剛性係数 α

最大ひび割れ曲げ耐力 M_c は、低軸力の範囲で RC 規準の曲げひび割れ耐力とほぼ同等となるように設定した。

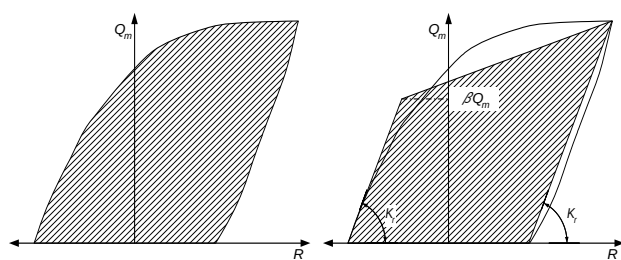
上記の 2 つモデル化により求めた剛性低下率 α_y の一覧を表-8 に、H 型鉄骨内蔵 CES 柱全試験体のモデルのスケルトン曲線を検討し、図-10 に各試験体のモデルスケルトン曲線と実験結果を比較して示す。

図-10(a)よりモデル A は実験結果を概ね良好に表現しているが、実験では軸力比に関わらず比較的早期に曲げひび割れが発生していたのに対し、RC 規準による曲げひび割れ耐力の評価式は、軸力に比例して大きくなるほど曲げひび割れ耐力を大きく評価していることがあり、図-10(a)に比べ図-10(b)では、実験値との対応は良好である。

以上より、スケルトン曲線に対する Tri-Linear モデルには、第一折れ点を式(14)～式(16)で評価するモデル B が有効であると判断できる。

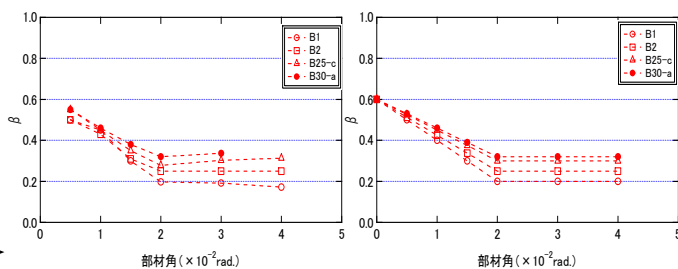
b) 履歴曲線のモデル化

図-4 に示した水平荷重-層間変形角関係を見ると、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わかっている。そこで CES 柱の基本履歴モデルとして図-11 に示すものを採用することとし、曲げひび割れ後の除荷剛性は、経験変形角の増大に伴う剛性低下を考慮し、Takeda モデル、Clough モデルを参考に、式(17)により経験した最大部材角 R_m に伴って初期剛性 K_e から低下させるモデルとした。



(a) 実験の半サイクル面積 (b) モデルの半サイクル面積

図-14 剛性変化点のモデル化



(a) 各変形角の平均値

(b) β のモデル化

図-15 剛性変化点の耐力比

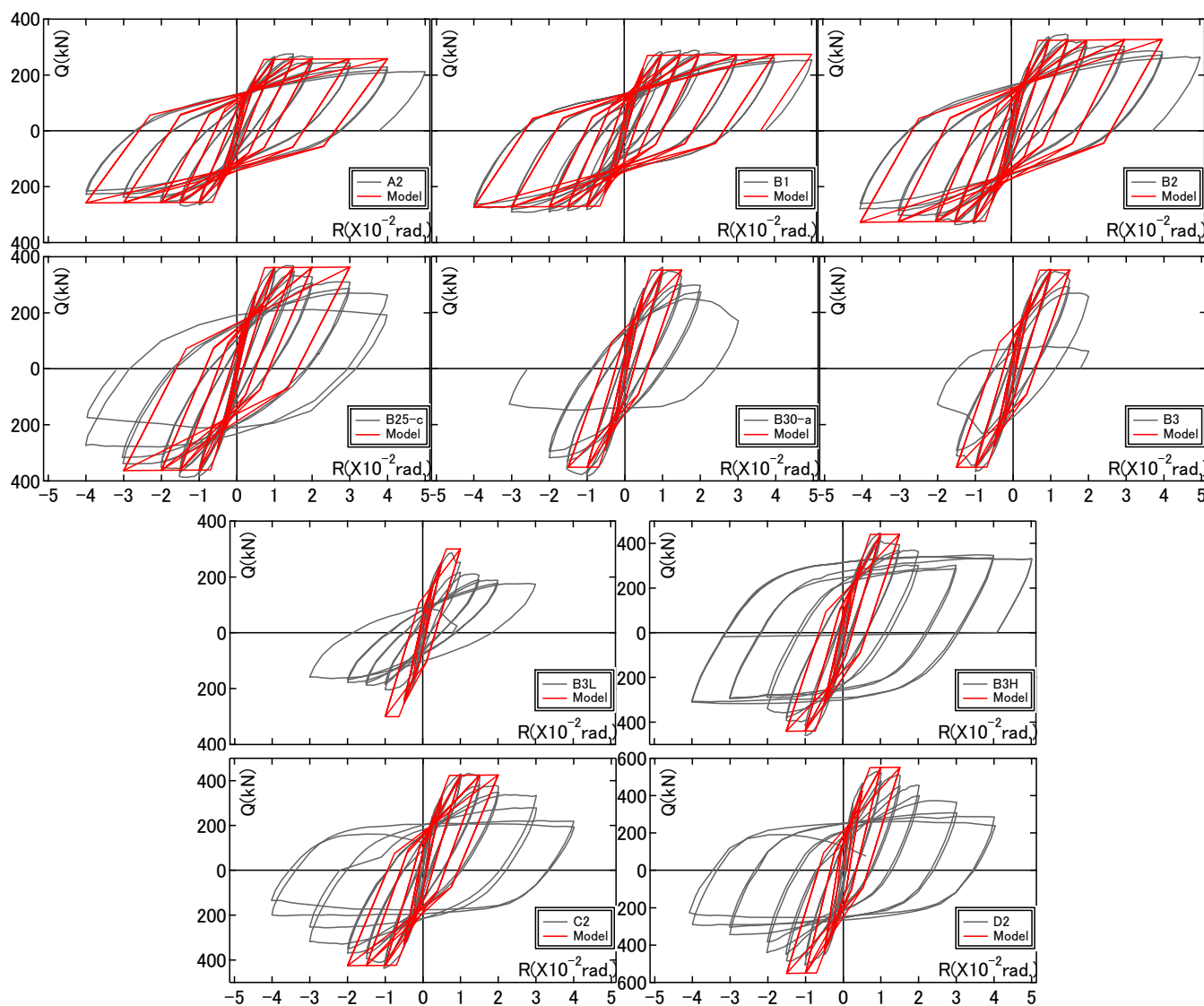


図-16 実験結果と履歴モデルの比較

$$K_r = K_e \times \left| \frac{R_m}{R_c} \right|^{-\alpha} \quad (17)$$

ここで、 α : 除荷剛性係数である。

また Takeda モデルでは、最大変形点から除荷した場合、剛性 K_r の線を進み、荷重 0 の点においてスケルトン上の反対側の過去の最大変形点を目指す。CES 柱の履歴特性は荷重 0 の点ではまだある程度の剛性を維持して

いることから、図-11 に示すように、剛性の変化点（剛性 K_r から最大点を目指し始める点）に対して直前の最大点の耐力 Q_m に対する比 β を定義した。

a) 除荷剛性 K_r の検討

各サイクルの除荷剛性（割線剛性） K_r の値を図-12 に示すように実験結果から求めた。

実験における各サイクルの除荷剛性係数 α を図-13 に示す。各パラメータの違いによる α の差異は殆どなく

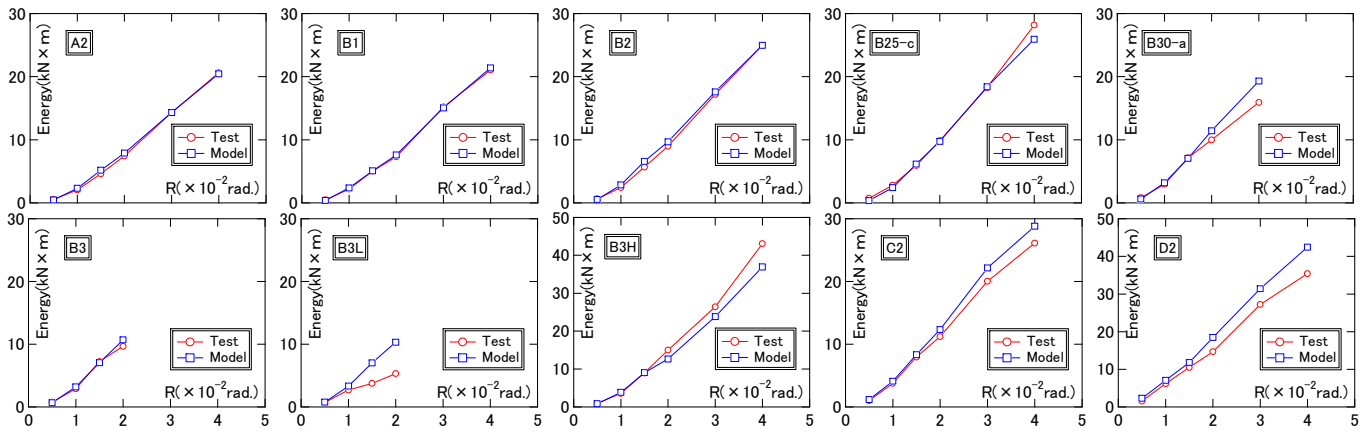


図-17 各試験体の変形角と吸収エネルギーの関係

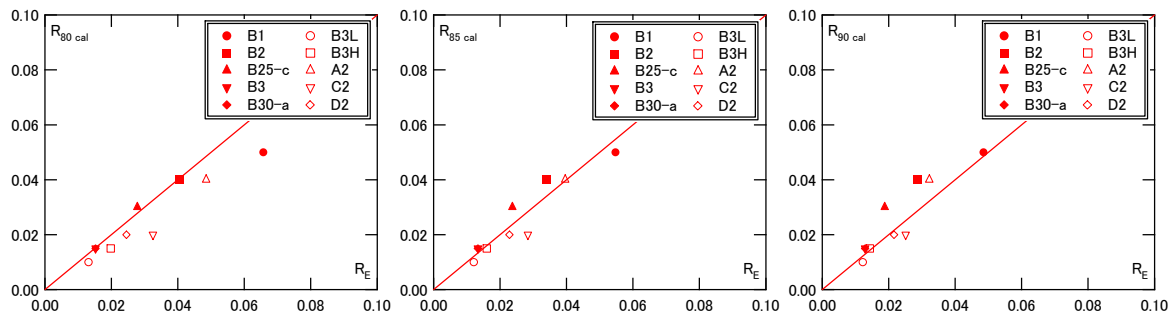


図-18 各試験体の R_{90} , R_{85} , R_{90} と R_E の関係

$\alpha=0.3\sim0.6$ であり、ほぼ 0.45 を中心に分布している。

また変形角の差異による α の変化も殆どない。よって除荷剛性は式(17)で表すことができ、係数 α の値は $\alpha=0.45$ 程度の一定値を設定すれば良いものと考えられる。

b) 剛性変化点 βQ_m の検討

剛性の変化点 βQ_m (剛性 K_r から最大点を指し始める点) は、図-14 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) になるよう設定した。

実験結果より求めた各サイクルの剛性変化点の耐力比 $\beta=Q/Q_m$ の平均値を図-15(a)に示す。 $R<0.01\text{rad}$ 程度では、試験体による β の差はほとんど無いが、 β は変形角が大きくなるに従って小さな値となることが明確に表れ、ほぼ一定の値に収束している。実験結果によると、 β の値に最も影響を与えているのは軸力比であり、軸力が高くなるほど β の値が大きくなる傾向にある。そこで、軸力比をパラメータをとした試験体 (試験体 B1, B2, B25-c および B3-a) を対象に、 β の近似式を作成した。近似式は、変形角 $R=0\text{ rad}$ で $\beta=0.6$ 、変形角 $R>0.02\text{rad}$ では一定とし、 $R=0\sim0.02\text{rad}$ では変形角に比例するものとした。変形角 $R>0.02\text{rad}$ の β は実験での平均値を軸力比の関数で近似した。これらの結果から、 β の値の近似式を以下のように設定した。

$$R \leq 0.02\text{rad} \quad \beta = \left(25 \frac{N}{N_u} - 22.5 \right) R_m + 0.6 \quad (19a)$$

表-9 R_{90} , R_{85} および R_{90} と R_E の関係

Specimen	R_{90cal}	R_{85cal}	R_{90cal}	R_E	t_{90}	t_{85}	t_{90}
B1	0.0657	0.0547	0.0485	0.050	1.31	1.09	0.97
B2	0.0405	0.0340	0.0287	0.040	1.01	0.85	0.72
B25-c	0.0278	0.0237	0.0188	0.030	0.93	0.79	0.63
B3	0.0152	0.0133	0.0129	0.015	1.02	0.89	0.86
B30-a	0.0152	0.0133	0.0129	0.015	1.02	0.89	0.86
B3L	0.0131	0.0121	0.0122	0.010	1.31	1.21	1.22
B3H	0.0198	0.0160	0.0143	0.015	1.32	1.07	0.95
A2	0.0485	0.0396	0.0322	0.040	1.21	0.99	0.81
C2	0.0325	0.0284	0.0251	0.020	1.62	1.42	1.26
D2	0.0245	0.0228	0.0216	0.015	1.22	1.14	1.08
平均値	n				1.20	1.03	0.93
標準偏差	σ				0.20	0.18	0.20

(※ $R_{90}R_E$)

$$R>0.02\text{rad} \quad \beta = 0.62 \frac{N}{N_u} + 0.14 \quad (19b)$$

式(19)による β モデル化を図-15(b)に示す。

(2) 履歴モデルの検証

図-16 に実験結果と提案する履歴モデルを比較して示す。ここで、骨格曲線 (スケルトン曲線) は、5.1 節で提案したモデル B を採用し、剛性低下率は $\alpha_r=0.5$ とした。履歴曲線モデルにおける各係数は、5.1 節の検討結果に基づき、除荷剛性係数は $\alpha=0.45$ とし、剛性変化点の耐力比 β は式(19)を用いてモデル化した。

実験結果から得られた履歴曲線では変形角の進行に伴い多くの試験体で耐力低下が見られ、履歴モデルとの差異が大きくなる。そこで、本論では実験結果と履歴モ

デルの吸収エネルギーの差に着目し、前節で提案した変形能力評価式と総合してモデル化を行う変形角の範囲を決定した。

図-17 に各試験体の変形角と吸収エネルギー（以下、 R_E ）の関係を、図-18 に各試験体の R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} と図-17 より求めた R_E の関係を示す。ここで R_E は、実験により得られた吸収エネルギーと履歴モデルの吸収エネルギーの差が顕著になる変形角を図-17 により判断したものである。表-9 に R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} 、 R_E および R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} と R_E の比を示しているが、 R_E と最も良い対応を示したのは R_{85} であり、 R_{85} を R_E で除した値の平均値は 1.03、標準偏差は 0.18 となった。そこで、図-16 ではそれぞれ R_{85} 程度の変形角までモデル化を行っているが、その範囲内では実験結果と良い対応を示している。

6. まとめ

軸力比、鉄骨量およびせん断スパン比の 3 つの主要パラメータが変形能力へ与える影響について検討し、H 型鉄骨 CES 柱の変形能力評価式を提案した。また、復元力特性モデルを既往の実験結果に基づいて検討した。

本研究で得られた知見を以下に要約する。

- (1) CES 柱において、バンドプレートによる局部座屈の抑制および変形能力の向上などの効果は確認できなかった。
- (2) 各主要パラメータの中でも、軸力比は、僅かな変化であっても変形能力に与える影響は極めて大きなものであった。
- (3) 軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比の 3 つの主要パラメータと各試験体の限界変形角 R_{80} 、 R_{85} および R_{90} の間に線形比例の関係を得た。
- (4) 各パラメータと限界変形角の間に得られた関係を用いて、それらを総合的に評価できる変形能力評価式を提案した。

- (5) 今回提案した変形能力評価式の精度を検証した結果、限界変形角 R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} の計算値と実験値の比 ($n=R_{cal}/R_{exp}$) の平均値は 0.95、0.97 および 1.03、標準偏差は 0.12、0.16 および 0.17 となり、実験結果と極めてよい対応を示した。

- (6) CES 柱の簡便な線材モデルを想定した Tri-Linear 型の骨格曲線（スケルトンカーブ）と剛性低減型の履歴曲線を用いた復元力モデルを提案した。また、本論で提案した変形能力評価式と総合し、CES 柱の耐力低下を考慮できるモデルとした。

提案モデルは H 型鉄骨内蔵 CES 柱の履歴特性を精度よく評価することができる。

参考文献

- 1) 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, Vol.27, No.2, pp.241-246
- 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) 松井智哉, 溝淵博己, 倉本 洋: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1171-1176
- 6) 松井智哉, 溝淵博己, 藤本利昭, 倉本 洋: シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1165-1170
- 7) 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
- 8) 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 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集, Paper No.4 (CD-ROM), 2009.11

Structural Performance Evaluation for CES Columns with H-Shaped Steel

Junji SHI, Yuta MAKIMOTO, Toshiaki FUJIMOTO, Juan Jose CASTRO, Tomoya MATSUI, Hiroshi KURAMOTO

Concrete Encased Steel (CES) structural systems consisting of fiber reinforced concrete (FRC) and steels is a new composite structural system proposed by the authors, and is being conducted continuous and comprehensive studies to make it practical. This paper summarizes the test results and discusses how to evaluate the structural characteristics to be required in the structural design practice such as the cracking, yield and ultimate strengths and hysteresis characteristics of CES columns. Hysteresis models for CES columns are also proposed and verified their validity for the practical use through comparing them with the test results.