

# 論文 SRC 柱と CFT 柱の特性を考慮した新形式の鉄骨コンクリート柱の耐力と靱性

福原 実苗<sup>\*1</sup>, 南 宏一<sup>\*2</sup>

**要旨** : SRC 柱の主筋を除き, 耐震性, 施工性および経済性を向上させ建設コスト面を考慮した構造として, SRC 柱と CFT 柱の特性を考慮した新しい形式の鉄骨コンクリート(SC)柱を提案する。提案する柱の形状は, 鉄骨を内蔵し, かつ, 柱頭・柱脚部のみに鉄骨箱形部材を被覆したものある。本論では, 提案する背景, 実験計画, 実験結果について述べ, 耐力および靱性の評価について実験的, 理論的な検討を行った。

**キーワード** : 鉄骨コンクリート, SRC 柱, CFT 柱, 合成構造, 開発研究

## 1. はじめに

日本の国土交通省が毎年実施している建築動向統計調査<sup>1)~2)</sup>による 10~15 階建築物の構造別着工棟数の推移を図-1 に, 10~15 階建築物の地域別の着工棟数の推移を図-2 に示す。ここで示す対象建築物数は, 2005 年 1 月~2005 年 12 月の集計を 2005 年計としている。

図-1, 図-2 に示すように, 日本における建築物の建設事情が一変してきている。特に, 図-2 に示す 10~15 階建の中高層建築物に採用される構造形式の推移に着目すると, 従来, 活用されていた SRC 構造が急激に減少するのに対して, RC 構造が SRC 構造の減少分を補う形で急激に採用されていることである。

特に, 10~15 階建の中高層建築物は, 2000 年(平成 12 年)以降 SRC 構造は減少し続けているにも関わらず, RC 構造については増加している。従来, 6 階以上の中高層建築物は, SRC 構造と行政指導が行われ, SRC 構造が活用されてきた。しかし, 2000 年(平成 12 年)に建築基準法の改正にともなって, 限界耐力法, 性能設計法の確立, および RC 構造の鉄筋およびコンクリートの材料の高強度化, さらに免震, 制震技術の導入にともなって十分に適正な構造計画および構造設計が, RC 構造で可能となり, RC 構

造の中高層建築物が比較的容易に建設できるようになったことが, 高層建築物の構造形式として RC 構造採用される理由の 1 つとしてあげられる。

このような状態になっている第一の要因として, SRC 構造は RC 構造と比べて, 鉄骨を使用することによって材料および施工の両面においてコスト高になり, 本来の SRC 構造が RC 構造

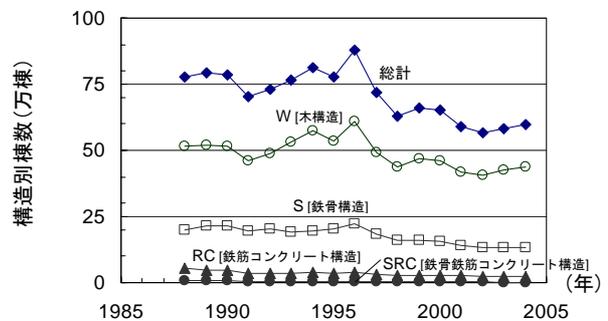


図-1 構造別着工棟数の推移 (総数)<sup>1)</sup>

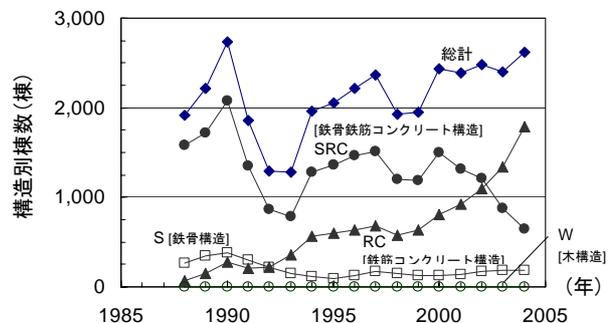


図-2 構造別着工棟数の推移 (10-15 階)<sup>2)</sup>

\*1 福山大学 工学部建築学科 研究員 修士(工学) (正会員)

\*2 福山大学 工学部建築・建設学科 工博 (正会員)

と比較して、保有する優れた力学的特性の反映ができない状況になっていることがあげられる。

そこで、鉄骨を使用することの最大の利点を生かして、鋼材の大半を鉄骨で構成し、補助的に鉄筋を使用する鉄骨コンクリート(以下、SCと称す)構造を、SRC構造の復権を意図した新しい構造システムの鉄骨コンクリート構造の特性について基礎実験を行う。

## 2. 実験計画

### 2.1. 実験概要

本研究では、表-1に示す6体の試験体を計画した。変動因子は、載荷する軸力比、柱頭・柱脚部の箱形鋼管の有無および厚みである。試験体寸法、十字形鉄骨、せん断補強筋、主筋などは全て共通とした。試験体形状および寸法を図-3に示す。なお、主筋はせん断補強筋の固定用とし、耐力に換算しないため、4-D6と大変軽微なものとし、箱形鋼管部のせん断補強筋は配筋

しないものとした。

### 2.2 載荷方法

載荷は、図-4に示す福山大学設置の建研式載荷装置を用いた。鉛直ジャッキは圧縮4MN、水平ジャッキは2MNを用い、柱頭の水平変位制御とする。加力サイクルは、変位部材角 $R(=\delta/H)$ による変位制御として、 $R=0.25\%rad.$ を正負1サイクル載荷を行い、 $0.50\%rad.$ を正負2サイクル行う。その後、 $0.50\%rad.$ ずつ増加させる毎に各2サイクルずつ繰返し載荷を行い、 $R=5.0\%rad.$ まで載荷を行う。また、最大耐力の70%に耐力が低下した場合、または軸力保持が不能になった場合、その段階で実験を終了する。

### 2.3 材料特性

材料試験をした結果、表-2にコンクリート強度の推移を図-5に鋼材の応力-ひずみ関係を示す。耐力評価に用いるコンクリート強度は、実験前(材齢45日)、後(材齢51日)の平均値 $\sigma_B=36.1N/mm^2$ とした。また、鋼材の降伏点は、

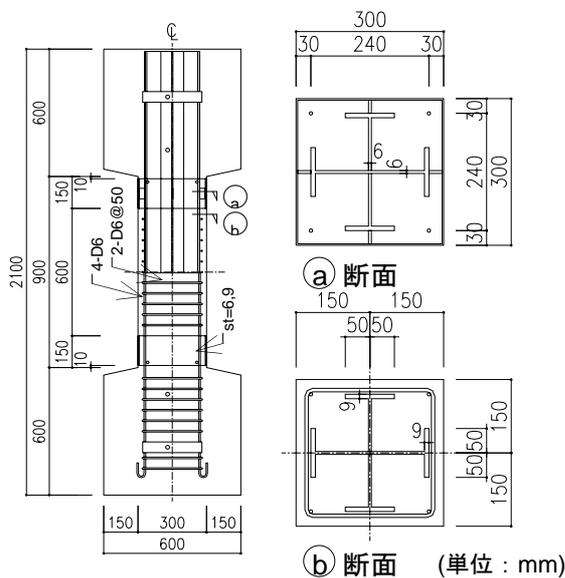


図-3 試験体形状および断面形状

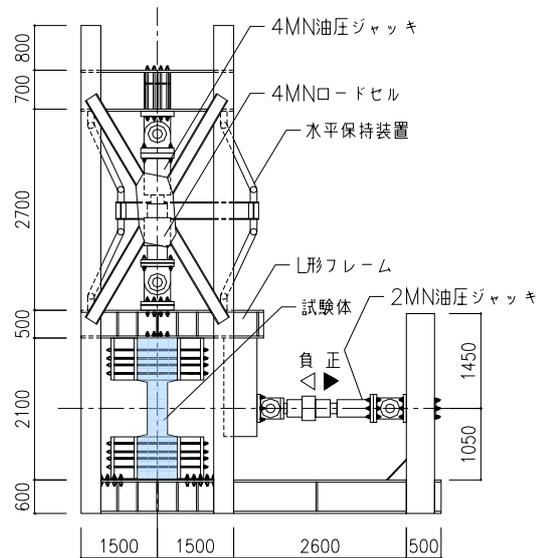


図-4 実験装置 (単位: mm)

表-1 実験計画一覧

試験体名	試験体番号	断面形状 (mm)	H/D	軸力比 n	Fc	せん断補強筋			鉄骨 十字形 (材質)	箱型鋼管		
						主筋 本数-径 (材質)	せん断補強筋 (材質)	pw (%)		厚 ts (mm)	長さ ls (mm)	(材質)
A-1	SC00-00-3C	300 x 300	3	+0.3	30	4-D6 (SD295A)	□-D6@50 (SD295A)	0.42	BH-240x100x6x9 (SS400)	-		
A-2	SC15-06-3C									6	150	(SS400)
A-3	SC15-09-3C									9	150	
A-4	SC00-00-6C			-								
A-5	SC15-06-6C			6						150	(SS400)	
A-6	SC15-09-6C			9						150		

註1) 軸力比  $n = N / (b \cdot D \cdot \sigma_B + s \cdot A_s \cdot \sigma_y)$

註2) 箱形鋼管のある試験体(A-2,A-3,A-5,A-6)については、せん断補強筋は箱形鋼管内に配筋しない

主筋(D6)は 417.5 N/mm<sup>2</sup>, せん断補強筋(D6)は 406.7 N/mm<sup>2</sup>, 十字形鉄骨と箱形鋼管の鉄骨は同じものを用い t6 は 283.3 N/mm<sup>2</sup>, t9 は 305.0 N/mm<sup>2</sup> となった。

表-2 コンクリート強度

材齢 (日)	7	28	35	45	51
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	26.4	29.1	34.8	38.1	35.3
割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.0	2.3	2.6	2.1	2.1

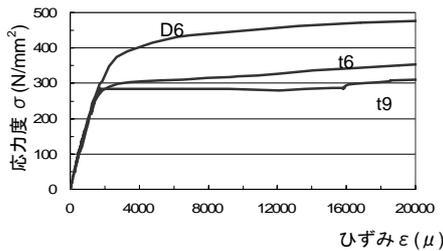


図-5 鋼材の応力-ひずみ関係

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊状況

終局時の破壊状況を、図-6 に示す。箱形鋼管がない柱(A-1, A-3)は、せん断ひび割れが発生したのちひび割れが増大し、コンクリートの圧壊・剥離により、破壊する。箱形鋼管で補強した柱は、箱形鋼管をつけることにより、柱頭・柱脚部の剛性が高くなり、鋼板厚  $t$  が大きくなるほど広範囲にせん断付着ひび割れや社長力ひび割れが発生した。また、箱形鋼管を取付けた試験体は、箱形鋼管とコンクリートの境目から、ひび割れが発生し拡大していった。

また、軸力比が大きい試験体は、内蔵する十字形鉄骨に沿った付着ひび割れが、早期に発生し、ひび割れが拡大しコンクリートの剥離が大きくなり、鉄骨が観察された。しかし、箱形鋼管を取付けた試験体は、柱頭・柱脚部のコンクリートを拘束しているため、十字形鉄骨によるコンクリートの拘束力が低下せず、柱頭・柱脚部の箱形鋼管内のひび割れが少なかった。そして、鉛直方向の縮みは小さく、終局部材角は大きくなっている。

#### 3.2 履歴性状

図-7 に履歴性状および鉛直変位を示す。荷重

	箱形鋼管なし	箱形鋼管 $t=6$	箱形鋼管 $t=9$	
$n=0.3$	A-1 	A-2 	A-3 	
	$Q_{max}$	463 kN	495 kN	519 kN
	$R_u$	5.0 %rad.	5.0 %rad.	5.0 %rad.
$n=0.6$	A-4 	A-5 	A-6 	
	$Q_{max}$	456 kN	500 kN	542 kN
	$R_u$	2.0 %rad.	2.5 %rad.	2.5 %rad.

ここで、 $Q_{max}$  : 最大耐力(kN) (正負の最大値とする)

$R_u$  : 最終部材角(%rad.)

図-6 終局時の破壊状況

-変形曲線では、縦軸に水平荷重  $Q$  (kN), 横軸に変位部材角  $R$  (%rad.)を示す。鉛直変位の関係では、縦軸に水平荷重  $Q$  (kN), 横軸に鉛直変位  $\delta_N$  (mm)と縦軸に鉛直変位  $\delta_N$  (mm), 横軸に変位部材角  $R$  (%rad.)とを共に示し、圧縮力による縮みをマイナスとした。また、鉛直変位  $\delta_N$  が 9mm の時、鉛直ひずみ度は 1%となる。

同一軸力比において、SC 柱の箱形鋼管の厚さが厚いほど、最大耐力は大きくなっているが、履歴性状および変形性能において、箱形鋼管の厚みの違いによる影響は見られなかった。特に、軸力比  $n=0.3$  においては、箱形鋼管をつけることにより最大耐力時の変位部材角が大きくなり、最大耐力以降の耐力低下が小さく抑えられた。また、高軸力を受ける試験体において、箱形鋼管をつけることにより、鉛直変位小さく抑えら

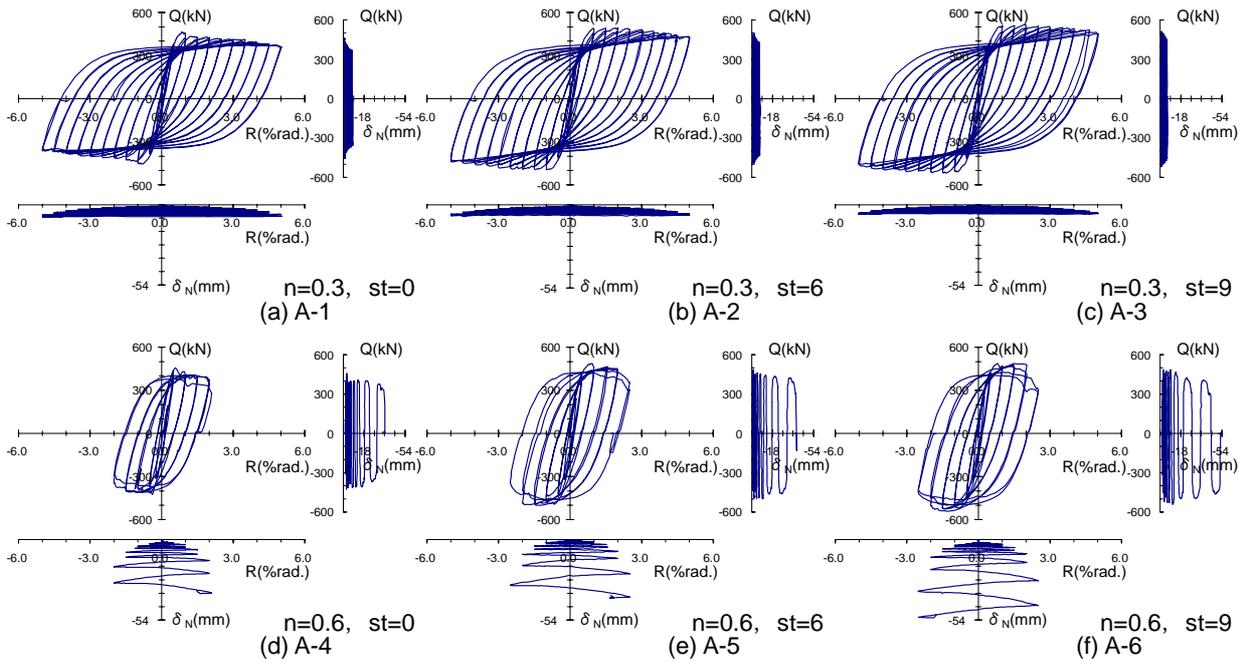


図-7 履歴曲線および鉛直変位

れており、軸力支持能力を維持し、最終部材角が大きくなっている。

### 3.3 鉛直変位の累積状況

図-8に除荷時に生じている鉛直変位  $\delta_N$  (mm) と载荷の繰返し回数  $K$  を示す。横軸の各サイクルの繰返し回数  $K$  は、正载荷時を  $1/2$ 、同一部材角の負载荷時を  $2/2$  とカウントしてある ( $R=+0.25\%rad.1$  回目は  $K=1/2$ 、 $R=-0.25\%rad.1$  回目は  $K=2/2$ 、 $R=+0.5\%rad.1$  回目は  $K=3/2$  となる)。また、縦軸は鉛直変位  $\delta_N$  が  $9\text{mm}$  の時、鉛直ひずみ度は  $1\%$  となる。なお、A-1 のようにアンダーライン付で表しているのは、A-1 から A-3 試験体の鉛直変位を拡大して表現したもので、右側の軸にて表す。

軸力比の大きさに関わらず、箱形鋼管がないものより箱形鋼管のあるもの、箱形鋼管厚の厚いものほど、鉛直方向ひずみの蓄積は小さくなる事が認められた。また、軸力比  $n$  が  $0.6$  の試験体では、コンクリートの剥離やせん断補強筋の破断、鉄骨の座屈により急激に鉛直変位が進行するが、 $K=18/2$  において箱形鋼管を取付けている試験体(A-5, A-6)は、箱形鋼管を取付けていない試験体(A-4)の鉛直方向ひずみの  $65\%$  程度となっており、箱形鋼管を取付けることによ

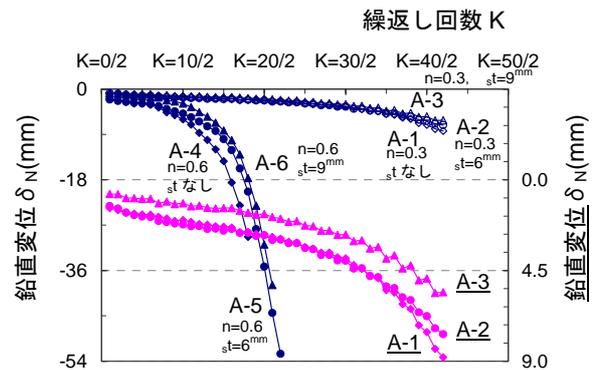


図-8 鉛直変位の累積状況

り軸力保持能力の向上が見られた。

### 3.4 変位部材角 $R=1.5\%rad.$ における鉄骨フランジのひずみ状況

図-9に変位部材角  $R=1.5\%rad.$  における鉄骨フランジのひずみ状況を示す。横軸は、ひずみ ( $\mu$ ) を示す。また、引張ひずみをプラス、圧縮ひずみをマイナスで表し、正载荷時に生じたひずみは白、負载荷時に生じたひずみは黒で表している。鉄骨フランジのゲージの高さ方向の位置は、柱脚部から高さ  $25\text{mm}$  ([A], [B] : 柱脚部),  $225\text{mm}$  ([C], [D] : 柱脚側柱内法長さの  $1/4$  部) である。そのため、箱形鋼管の取付く試験体 A-2, A-3 および A-5, A-6 では、[A], [B] は、箱形鋼管内部である。

軸力比  $n$  が  $0.3$  の試験体(A-1~A-3)において

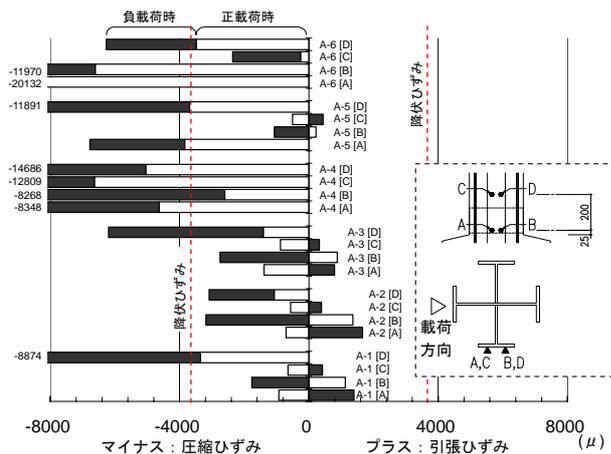


図-9 変位部材角  $R=1.5\%$ rad.における鉄骨フランジのひずみ

は、柱脚部ではそれぞれ圧縮と引張に抵抗しているため、中立軸位置は鉄骨部中央付近に位置している。また、柱脚側 1/4 部では圧縮ひずみ側のみ作用しており、中立軸位置が中央付近より外にある。また、箱形鋼管の取付いていない試験体(A-1)は、柱脚側 1/4 部の鉄骨フランジが降伏し局部座屈しているためである。

軸力比  $n$  が 0.6 の試験体(A-4~A-6)においては、作用軸力が大変大きいとため全体的にひずみが大きい。特に、箱形鋼管の取付いていない試験体(A-4)では、圧縮ひずみが卓越し変位部材角  $R$  が  $1.5\%$ rad.で鉄骨フランジは柱脚部から柱脚側 1/4 部まで座屈をしている。また、箱形鋼管を取付けた試験体については、鉄骨フランジが局部座屈している。

全試験体とも柱脚部では、材料試験により確認した降伏ひずみに達していることから、鉄骨部の耐力は必要な性能を満たしていることが分かる。

### 3.5 箱形鋼管のひずみ状況

図-10 に箱形鋼管のゲージの取付け位置を示す。図-10 (a)の丸印部の箱形鋼管のひずみ状況を図-11 に箱形鋼管厚  $t$  が 6mm の試験体(A-2, A-5)について示す。縦軸にひずみ ( $\mu$ )、横軸に図-10 (b)に示す横方向の位置 (mm)を示す。また、降伏ひずみは  $2000\mu$  とする。

まず、変位部材角  $R=2.5\%$ rad.までを比較して

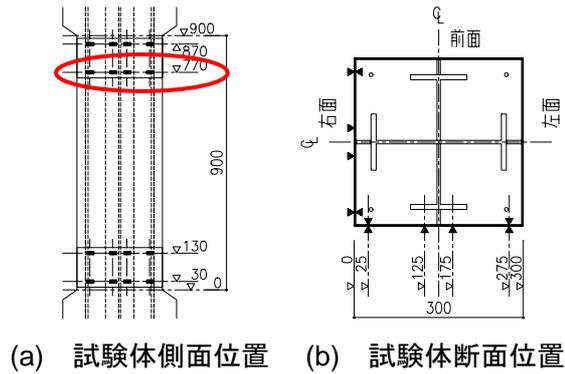
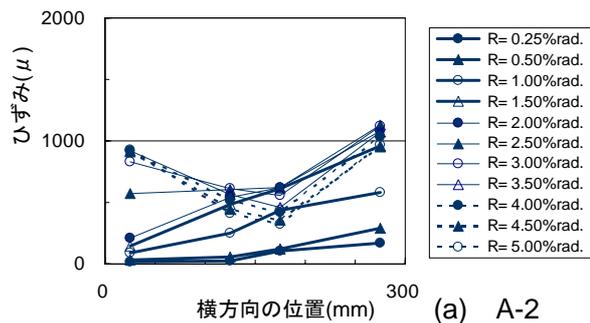
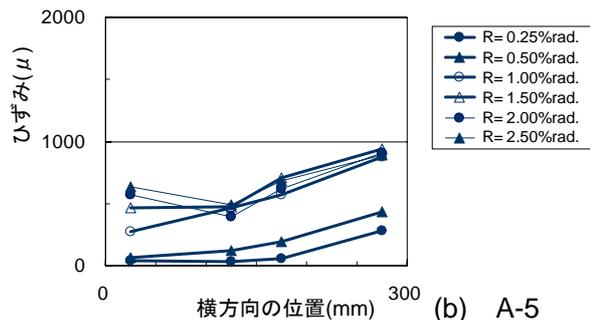


図-10 ゲージ貼付け位置 (単位: mm)



(a) A-2



(b) A-5

図-11 箱形鋼管のひずみ状況

みると、軸力比の高い試験体 A-5 試験体のひずみが大きくなっており、軸力比  $n$  が 0.6 試験体が軸力比  $n$  が 0.3 の試験体より早期に箱形鋼管が応力を負担し、内部のコンクリートを拘束していることが分かる。一方、軸力比  $n$  が 0.3 の A-2 試験体は、変位部材角が進むにつれ、箱形鋼管に力が加わっていることが分かる。また、両試験体の箱形鋼管のひずみとも、最大ひずみが降伏ひずみの 1/2 程度であり、十分に箱形鋼管には余力があり、箱形鋼管を柱頭・柱脚部に取付けることにより、モーメントの大きくなる柱頭・柱脚部のコンクリートを鋼管厚  $t$  が 6mm の薄い鋼管で有効に拘束していることが分かる。

## 4. 終局耐力の評価

SRC 部材では鉄骨部分と RC 部分の付着力は

極めて小さいことから、それぞれ別々に曲げモーメントとせん断力に抵抗する。SC 部材においても同様になることから、文献 3), 4)にもとづいて数式化して表すと、

$$Q_U = {}_c Q_U + {}_s Q_U \quad (1)$$

${}_c Q_U$  : コンクリート部分の終局耐力

${}_s Q_U$  : 鉄骨部分の終局耐力

となる。ここで、SRC 部材と同様にコンクリート部分、鉄骨部分の終局耐力は、破壊モードを考慮して求められ、それぞれ曲げ耐力とせん断耐力のいずれかの小さいほうの耐力の累加によって求められ、

$${}_c Q_U = \min({}_c Q_{sU}, {}_c Q_{bU}) \quad (2)$$

$${}_s Q_U = \min({}_s Q_{sU}, {}_s Q_{bU}) \quad (3)$$

$Q_{sU}$  : 終局せん断耐力

$Q_{bU}$  : 終局曲げ耐力

となる。

また、終局せん断耐力の評価において、箱形鋼管による効果を(1)箱形鋼管を取付けた試験体の破壊状況が、柱頭・柱脚部の剛性が高くなり短柱に近い壊れ方をしている、(2)箱形鋼管を取付けていない試験体に対し、箱形鋼管を取付けた試験体の最大耐力が 10~20%程度大きくなっている、これらのことより箱形鋼管部を剛端と仮定し、柱内法長さを 600mm として算定を行った( ${}_{sc}Q_{sU}^*$ と表す)。

実験結果と計算値の比較を表-3 に、N-Q 相関図を図-12 に示す。上記の耐力評価方法により耐力を評価することにより、表-3 に示すように実験値/計算値が 1.20 程度となり、安全側に評価されているが、SC 柱の耐力の評価としては、更なる詳細な検討が必要であると考ええる。

## 5. 結論

SC 柱の柱頭・柱脚部の箱形鋼管は、局部座屈は生じておらず、板厚が薄くても十分にコンクリートを拘束していると考えられる。また、箱形鋼管の板厚は、厚いほど最大耐力は大きくなるが、変形性能およびエネルギー吸収能力に大きな違いがみられず、板厚  $t$  が 6mm でも十分

表-3 終局耐力の評価

試験体名	軸力比 $n$	最大耐力				終局耐力 $Q_U$ (kN)		実験値/計算値 $Q_{exp}/Q_U$	
		Qmax (kN) [Rmax (%[rad.])]				正	負	正	負
		正	負	正	負	正	負	正	負
A-1	+0.3	463	[1.0]	454	[1.0]	360	360	1.29	1.26
A-2		491	[2.0]	495	[1.5]	414	414	1.19	1.20
A-3		514	[2.0]	519	[1.5]	414	414	1.24	1.25
A-4	+0.6	456	[1.0]	424	[0.5]	360	360	1.27	1.18
A-5		487	[1.0]	500	[2.0]	414	414	1.18	1.21
A-6		487	[1.0]	542	[2.0]	414	414	1.18	1.31

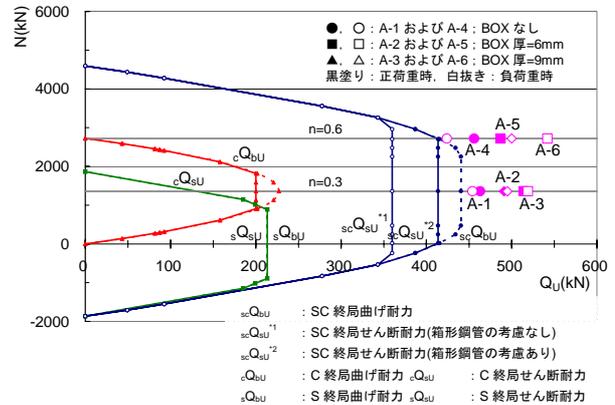


図-12 N-Q 相関図

に効果があると考ええる。

現段階では、箱形鋼管の取付方法を改善する必要はあるが、変形能力やエネルギー吸収能力に優れた性能を示しており、合理的な構法の可能性が高い。

また、提案した耐力評価方法は、安全側に評価しているが、力学的特性を更に明確にし、詳細に検討を行う数式化する必要がある。

## 参考文献

- 財団法人 建設物価調査会：建築統計年報，第 55 表，2005.09
- 財団法人 建設物価調査会：建築統計年報，第 59 表，2005.09
- 若林實，南宏一，谷資信，平野道勝：新構造学体系 42 合成構造の設計 4 章 鉄骨鉄筋コンクリートの設計，pp.83-209，1986.8
- 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，5 章 保有水平耐力の検討，2001 年改訂 第 5 版第 3 刷，pp.25-31，165-194，2001.3
- 福原実苗，南宏一：新しい形式の鉄骨コンクリート構造の開発研究，日本建築学会大会学術講演集，pp.1073-1074，2006.9