

(66) 非対称断面を有する鉄骨コンクリート柱の 構造性能に関する実験的研究

貞末 和史¹・赤松 克哉²・南 宏一³

¹正会員 広島工業大学准教授 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2-1-1)
E-mail: sadasue@cc.it-hiroshima.ac.jp

²正会員 元広島工業大学大学院 工学系研究科建設工学専攻 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2-1-1)
E-mail: M151101@cc.it-hiroshima.ac.jp

³正会員 福山大学名誉教授 (〒729-0292 広島県福山市東村町字三蔵985)
E-mail: minami@fucc.fukuyama-u.ac.jp

かぶりコンクリートを有しておらず、フランジに取り囲まれる部分のみにコンクリートが充填された鉄骨コンクリート部材を対象として、対称および非対称断面を有する鉄骨コンクリート柱に一定圧縮軸力下で正負繰返しの水平力を与える載荷実験を行い、破壊性状と履歴特性について検討した。本実験で用いた試験体はいずれも曲げ破壊型の破壊形状となり、軸力比0.1の低圧縮軸力下の柱は断面形状に関わらず優れた変形性能を有しているものの、軸力比0.1の高圧縮軸力下では対称断面の柱と比較して非対称断面の柱の変形能力が低下することを明らかにした。また、終局曲げ耐力は軸力比、断面形状に関わらず、鉄骨とコンクリートの終局曲げ耐力を一般化累加する方法によって実験結果を妥当に評価できることを示した。

Key Words : steel concrete composite structure, non-symmetric cross section, ultimate strength, superposed strength, deformation capacity

1. はじめに

従来、高さ31mを超える集合住宅等に鉄筋コンクリート (RC) 構造が採用されることは稀であり、行政指導によって鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造が採用されていた。SRC構造が優れた耐震性能を有していることは従来と変わらないが、RC構造の耐震性能が従前に比べ向上したため、前述した行政指導は1998年の建築基準法の改正 (性能規定化) に伴いなくなった。さらに、昨今の建設コストの削減状況を反映して、高層集合住宅の構造形式にはRC構造が多用されるようになり、SRC構造の需要は激減している。これらを背景として、SRC構造に代わり、RC構造さらにコンクリート充填鋼管 (CFT) 構造と対比させる新しい構造として、鉄骨コンクリート (SC) 構造の開発に取り組んでいる。

開発を進めるSC構造の柱を図-1に示す。柱は開断面となる十字形鉄骨のフランジに取り囲まれる部分のみにコンクリートを充填するものであるが、材端部では補強鋼板によって閉断面が形成されており、コンクリートが拘束されてる。また、梁のせん断力によって柱鉄骨に伝達

される力は、柱鉄骨ウェブに設ける孔あき鋼板ジベルによって充填コンクリートへ伝達される。なお、梁にはH形鋼を用い、要求される性能に応じてコンクリートを充填して、梁端に補強鋼板を設けることを想定している。十字形鉄骨のSC柱に関しては、SRC柱やCFT柱と同等以上の力学性能を有していることが実験で確認されている¹⁾。

さらに、開発を進めるSC柱はかぶりコンクリートを有していない点に特徴があるが、耐久性の観点から、基礎梁はRC部材あるいはかぶりを有するSC部材とする必

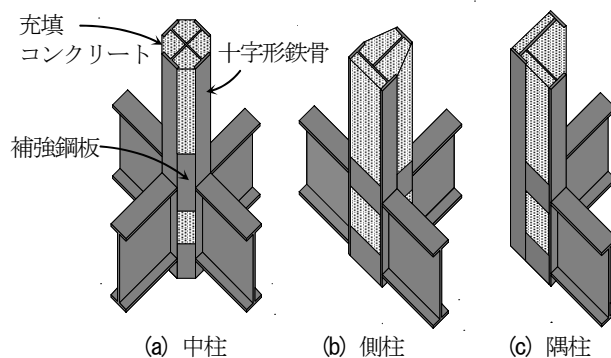


図-1 鉄骨コンクリート柱

要がある。そこで、柱－基礎梁の接合部設計の一例として、柱鉄骨内に充填されたコンクリートの存在を活かした露出型柱脚工法を考案し、実験を行なって力学特性を確認した後、耐力と復元力特性の評価方法を提案した²⁾。

今後、本構造システムの実用化を図り幅広く普及させるうえで検討を要する課題のひとつとして、図-1に示されるような非対称断面を有する側柱や隅柱の設計が可能であるのか明らかにする必要がある。SRC構造においても、建物外周の柱は建築計画および意匠設計の要望に応じてT字形およびL字形断面を有する鉄骨が用いられることがあるが、非対称断面を有する鋼とコンクリートの合成構造に関する研究は数少ない^{3)~5)}。

中柱に用いる十字形鉄骨のSC柱と比較して、T字形およびL字形断面を有する側柱や隅柱では、開断面となる領域が増えるため変形能力の低下が懸念されるが、材端部は補強鋼板によってコンクリートが拘束されているため、中柱と同等の構造性能を有する設計も可能であると考えている。本研究ではSC構造における非対称断面を有する側柱と隅柱に着目し、載荷実験を行なって破壊性状と力学特性について検討した後、累加強度理論による終局曲げ耐力の計算値との対応状況について確認する。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体形状を図-2、試験体計画を表-1に示す。いずれの試験体とも曲げ破壊が先行することを想定した片持ち柱型の形状であり、試験体の頂部にピンを設けて載荷装置と接続する。鉄骨はH-300×150×6.5×9の充腹型H形鋼をそれぞれ十字形、T字形およびL字形に溶接加工し、いずれの試験体とも断面外法は300mm×300mmとなっている。柱脚に設ける補強鋼板（厚さ6mm）は自然開先部分をフランジに溶け込み溶接した。なお、文献¹⁾で用いら

れているSC柱試験体ではウェブに孔あき鋼板ジベルを用いているが、本実験で用いる試験体では孔あき鋼板ジベルを設けていない。また、実構造物では梁に鉄骨部材あるいはSC部材を用いることを想定しているが、本実験で用いる試験体では梁（スタブ）を剛強なSRC部材として変形を生じにくくしている。コンクリートは梁上

表-1 試験体計画

試験体	鉄骨	n	N (kN)	N_{cu} (kN)	cN_{cu} (kN)	sN_{cu} (kN)	実験 シリーズ
C01	十字形	0.1	724	6094	3376	2718	I
TX01	T字形		655	5504	3154	2350	II
TY01							
LX01							
LY01							
C05	十字形	0.5	2809	5617	2599	3018	III
TX05	T字形		2517	5035		2436	
TY05							
LX05							
LY05							

注) 軸力比 n : ($\approx N/N_{cu}$) , N : 圧縮軸力, N_{cu} : 柱の圧縮耐力
($\approx N_{st} + cN_{cu}$) , sN_{cu} : 鉄骨部分の圧縮耐力, cN_{cu} : コンクリート部分の圧縮耐力

表-2 材料強度

		シリーズ I	シリーズ II	シリーズ III
フランジ	降伏強度 (N/mm ²)	292	308	326
	引張強度 (N/mm ²)	426	433	453
	伸び (%)	26.9	22	25.9
ウェブ	降伏強度 (N/mm ²)	315	343	347
	引張強度 (N/mm ²)	426	450	462
	伸び (%)	26.9	17.2	26.1
材端部 補強鋼板	降伏強度 (N/mm ²)	334	320	334
	引張強度 (N/mm ²)	455	458	455
	伸び (%)	29.0	29.0	29.0
コンクリート	圧縮 (N/mm ²)	42.6	39.8	32.8
	引張 (N/mm ²)	3.02	2.92	3.38
	ヤング係数 (N/mm ²)	30612	32862	32257

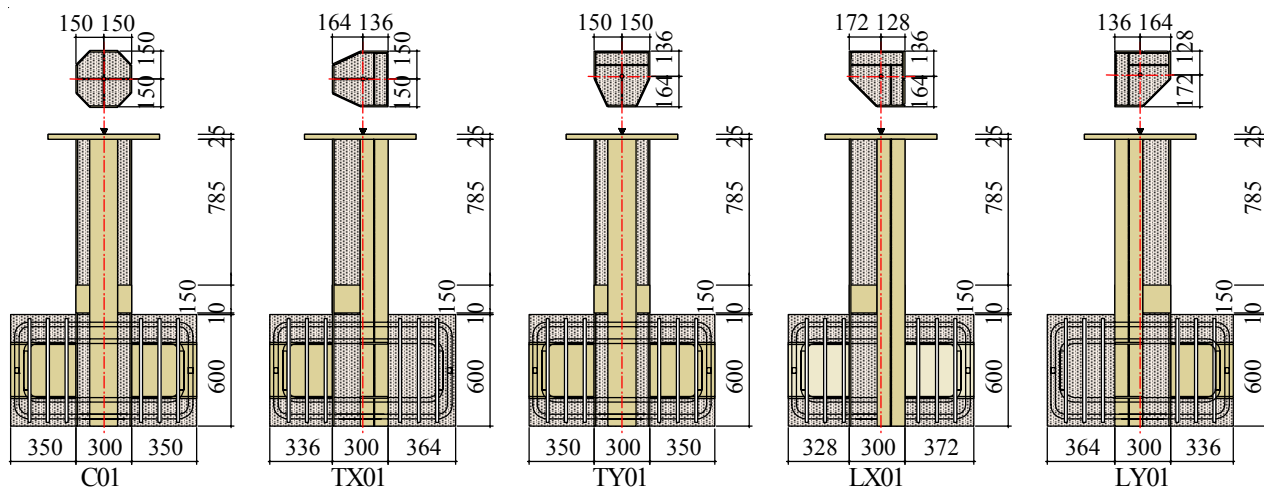


図-2 試験体形状 (単位:mm)

面および柱上部鋼板に設けた孔より設計基準強度 $F_c=30\text{N/mm}^2$ のコンクリートを打設した。鉄骨とコンクリートの材料強度を表-2に示す。軸力 N は軸力比 n (圧縮耐力 N_u に対する N の比) を 0.1 および 0.5 とした。

(2) 載荷方法と変位計測

載荷は図-3に示す載荷装置を使用し、所定の軸力 N を導入後、試験体頂部のピンの位置に正負繰り返しの漸増水平載荷を行った。 N および水平力 H の加力位置はそれぞれ

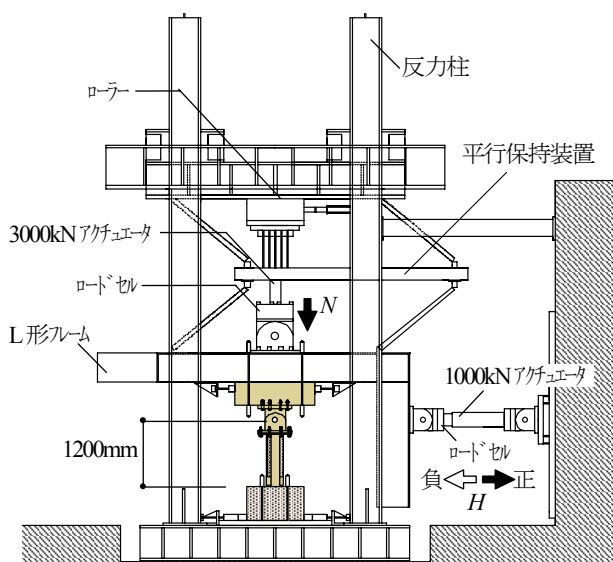


図-3 載荷装置

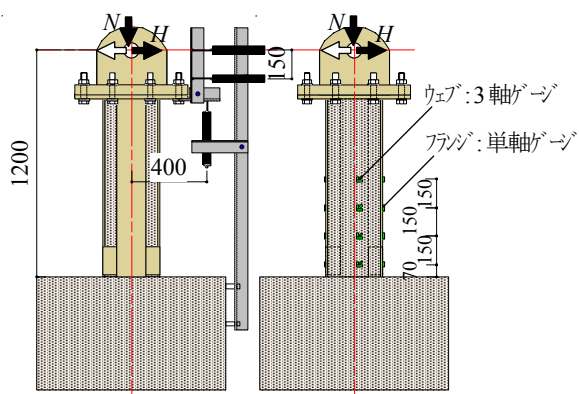


図-4 変位とひずみ度の計測位置 (単位:mm)

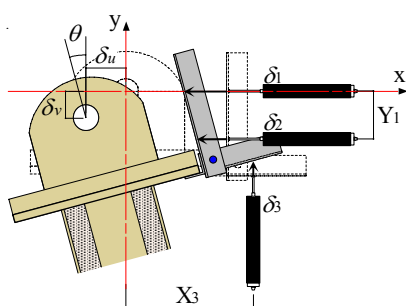


図-5 変位の算定方法

れの試験体における柱の図心の位置 (図-2の▼印) として、弾性時には面外方向の変形が生じないようにした。また、載荷装置のL形フレームは、L形フレーム前後の反力柱によって試験体面外方向の移動が生じないように拘束され、さらに平行保持装置によって回転が生じないようにになっているため、塑性域に入っても面外方向の移動は生じない。

載荷履歴は試験体頂部ピン位置での水平方向の変位制御によって、柱部材角 R (柱頭ピン位置の水平変位 δ_1 / セン断スパン l) $= \pm 0.25\%$ rad で正負繰り返しの漸増水平載荷を行った後、次に $R = \pm 0.5\%$ rad で正負繰り返しの漸増水平載荷を行った後、それ以後は直前の振幅に対して $R = \pm 0.5\%$ rad 漸増させる正負繰り返しの漸増水平載荷を行った。 N および水平力 H の加力位置はそれぞれ

梁に対する柱頭ピン位置の変位とひずみ度は図-4に示す位置において計測した。柱頭ピン位置の水平変位 δ_1 、鉛直変位 δ_2 、回転角 θ は図-5に示される幾何学的な関係より下式を用いて算定した。

$$\theta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{Y_1} \quad (1a)$$

$$\delta_v = (\delta_3 - X_3) \theta + \delta_2 \quad (1b)$$

$$\delta_u = \delta_1 + (Y_1 - \delta) \theta \quad (1c)$$

(3) 破壊状況と履歴特性

全試験体の最終破壊状況を写真-1、水平力 H と柱部材角 R の履歴曲線を図-6に示す。図-6における点線は軸力による PA 効果を表している。

$n=0.1$ の試験体の破壊進展状況は、コンクリートの曲げひび割れ発生、曲げ圧縮側フランジの圧縮降伏、曲げ引張側フランジの引張降伏、ウェブの圧縮降伏、補強鋼板上部位置近傍における曲げ圧縮側コンクリートの圧壊の順に進行し、曲げ破壊が卓越する破壊形状となった。荷重変形関係に関しては、鉄骨の降伏やコンクリートの破壊の進展に伴って徐々に剛性低下した後最大耐力に達し、 $n=0.1$ の圧縮軸力下では $R = \pm 4.0\%$ rad まで変形を漸増させても耐力低下のない優れた変形能力を有していることが確認された。なお、図-7の鉄骨のひずみ度分布 (引張を正とする) に示されるように、補強鋼板上部位置におけるフランジも降伏しているが、最終的には補強鋼板上部位置におけるフランジが局部座屈して、この近傍における変形が卓越する破壊状況となった。補強鋼板は材端部のコンクリートを拘束する効果に加えて、材端部フランジの座屈を抑制する効果もあったものと考えられる。また、水平力の加力方向に対して対象断面を有するC01およびTY01に関しては、 $R=4.0\%$ rad の振幅まで紡錘形の履歴形状を示しているが、非対称断面となるTX01、LX01およびLY01に関しては、フランジ座屈の影響を受けて

履歴ループの形状にややスリップする部分が見られる。

$\eta=0.5$ の試験体の破壊進展状況は、断面形状に関わらずコンクリートの曲げひび割れは発生せず、曲げ圧縮側フランジの圧縮降伏、曲げ引張側フランジの引張降伏、ウ

ェブの圧縮降伏、補強鋼板上部位置近傍における曲げ圧縮側コンクリートの圧壊の順に進行した。 $\eta=0.1$ の場合と比較して、 $\eta=0.5$ の場合はコンクリート部分の破壊が柱頭側へと広がっているが、最終的には柱脚部の破壊が

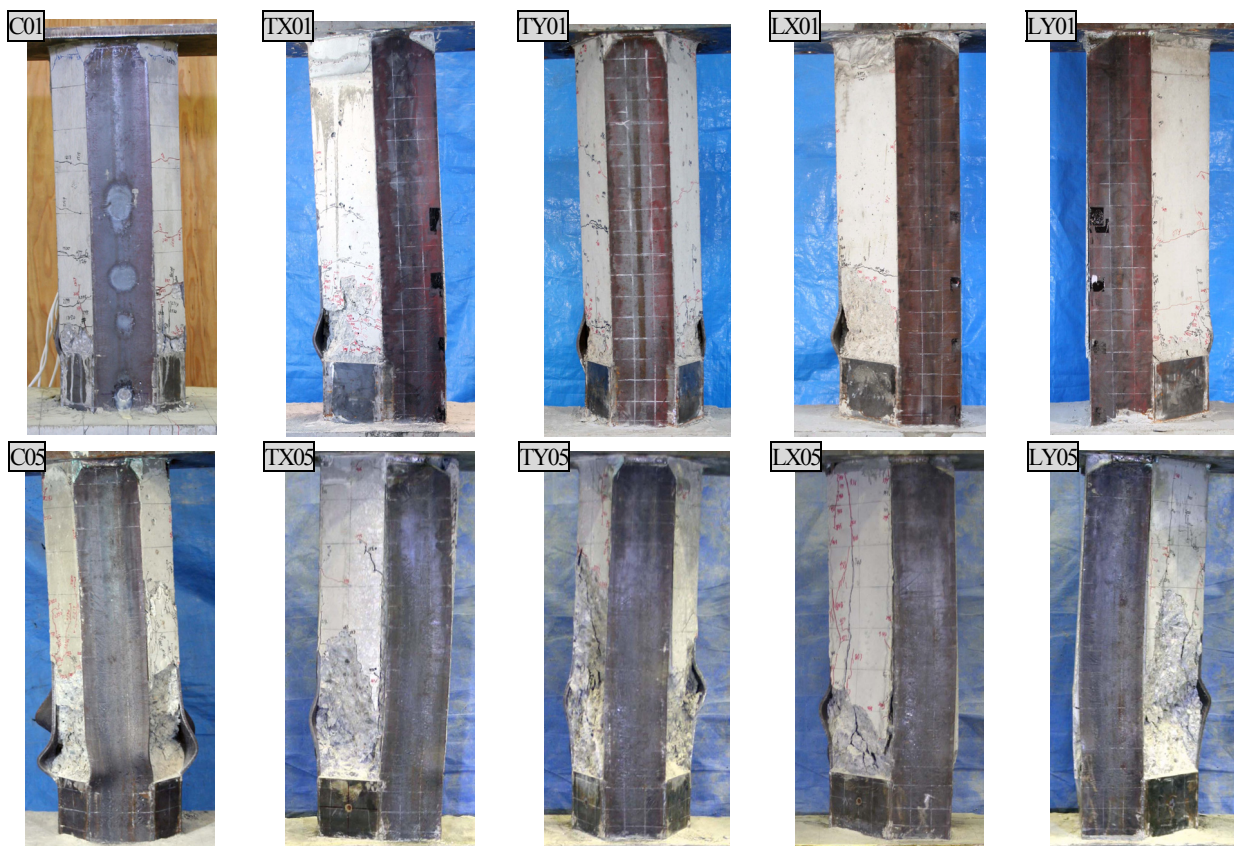


写真-1 最終破壊状況

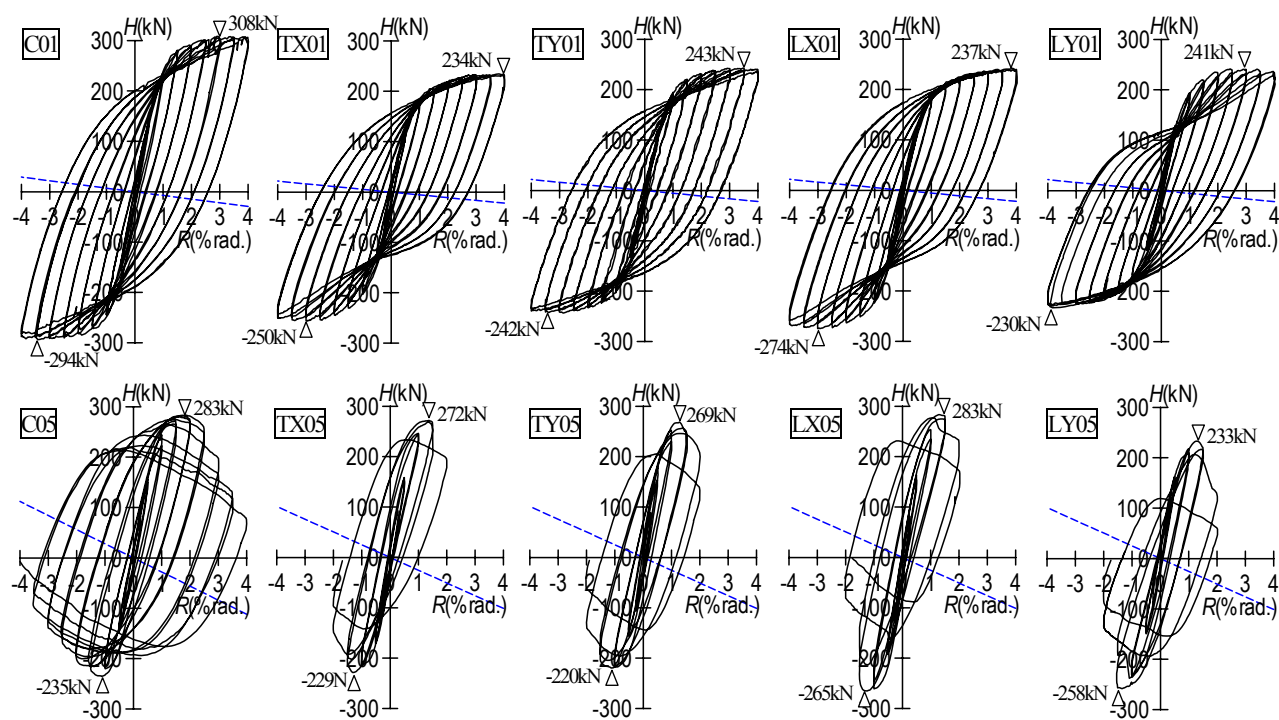


図-6 履歴曲線

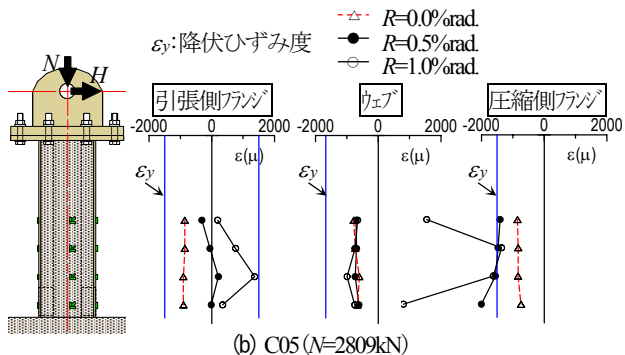
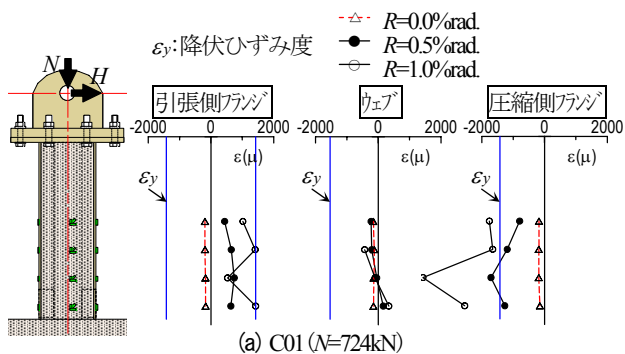


図-7 材軸方向のひずみ度分布

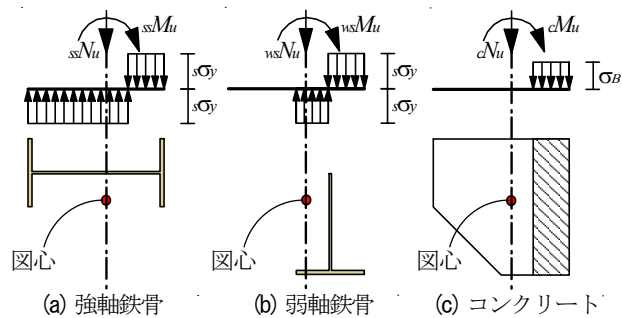


図-8 終局耐力時の応力度分布

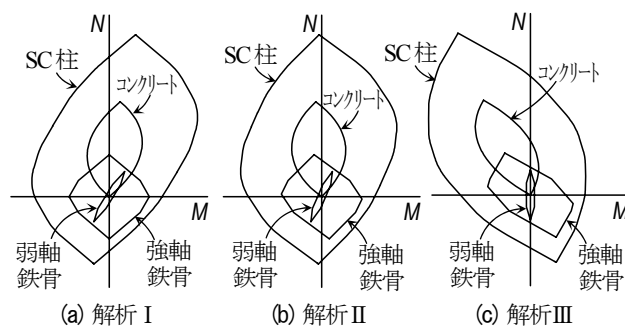


図-9 計算例 (LX01)

卓越する曲げ破壊型の破壊形状となった。荷重変形関係に関して、十字形断面の試験体は $R=2.0\%$ で最大耐力に達した以降急激な耐力低下を生じており、高圧縮軸力の作用による変形性能の低下が顕著となった。T字形およびL字形断面の試験体については、 $R=1.5\%$ で最大耐力に達した以降、急激な耐力低下を生じており、さらに変形能力が低下した。十字形断面のSC柱と比較して、T字形およびL字形断面のSC柱の変形能力が低下するのは、フランジに拘束されるコンクリート部分が小さくなっていることが影響していると推察される。なお、 $r=0.1$ の低圧縮軸力下の場合と同様に、最終的には補強鋼板上部位置におけるフランジが局部座屈を生じて、この近傍における変形が卓越する破壊状態となった。

3. 終局曲げ耐力

鉄骨部分の終局曲げモーメント M_u とコンクリート部分の終局曲げモーメント M_c をそれぞれ求め、一般化累加してSC柱の終局曲げモーメントを求める。

十字形鉄骨の軸力 N_u と M_u の相関関係は、補強鋼板の存在を無視して、長方形の塑性応力度分布を仮定して得られるSRC規準⁹⁾に示される算定式を用いる。T字形およびL字形鉄骨の軸力-終局曲げモーメント相関関係は、十字形鉄骨と同様の仮定に基づき、それぞれの断面形状に応じて図-8に示されるようにSC柱の図心の位置に軸力が作用していることを考慮して強軸鉄骨と弱軸鉄骨の軸力-終局曲げモーメント相関関係を求め、一般化累加し

て鉄骨部分の終局曲げ耐力を求める。

コンクリートの軸力 N_c と M_c の相関関係は、図-8に示されるように引張強度を無視して長方形の塑性応力度分布を仮定して得られるSRC規準に準拠する方法によるが、多角形の断面形状に対応し、それぞれの断面形状に応じてSC柱の図心の位置に軸力が作用していることを考慮した算定式を用いる。なお、SRC規準ではコンクリートの圧縮強度 σ_{ck} に対して、コンクリートの充填度の低下等の影響を考慮する低減係数を乗じているが、本部材では密実なコンクリートが充填されるため低減係数は乗じないものとする。

非対称断面を有するL字形断面のSC柱LX01を対象として、強軸鉄骨、弱軸鉄骨およびコンクリートそれぞれの軸力-終局曲げモーメント相関関係とこれらを一般化累加した軸力 N_u -終局曲げモーメント M_u 相関関係の計算例を図-9に示す。軸力の作用位置は、強軸鉄骨のみの図心位置(解析I)、SC柱の図心位置(解析II)、弱軸鉄骨のみの図心位置(解析III)として求めた。軸力の作用位置によって、所定の軸力下における終局曲げモーメントが変わることが確認できる。

図-10に N_u - M_u 相関関係の計算値およびPΔ効果を考慮した最大曲げモーメントの実験値を示す。実線はSC柱、破線は鉄骨、点線はコンクリートの計算値、◇印は実験値である。実験値は補強鋼板直上位置の曲げモーメントとした。実験値/計算値は0.94~1.30(平均値1.12)となり、実験値が計算値を下回る場合が僅かにあるものの、概ね妥当な評価であることが確認された。

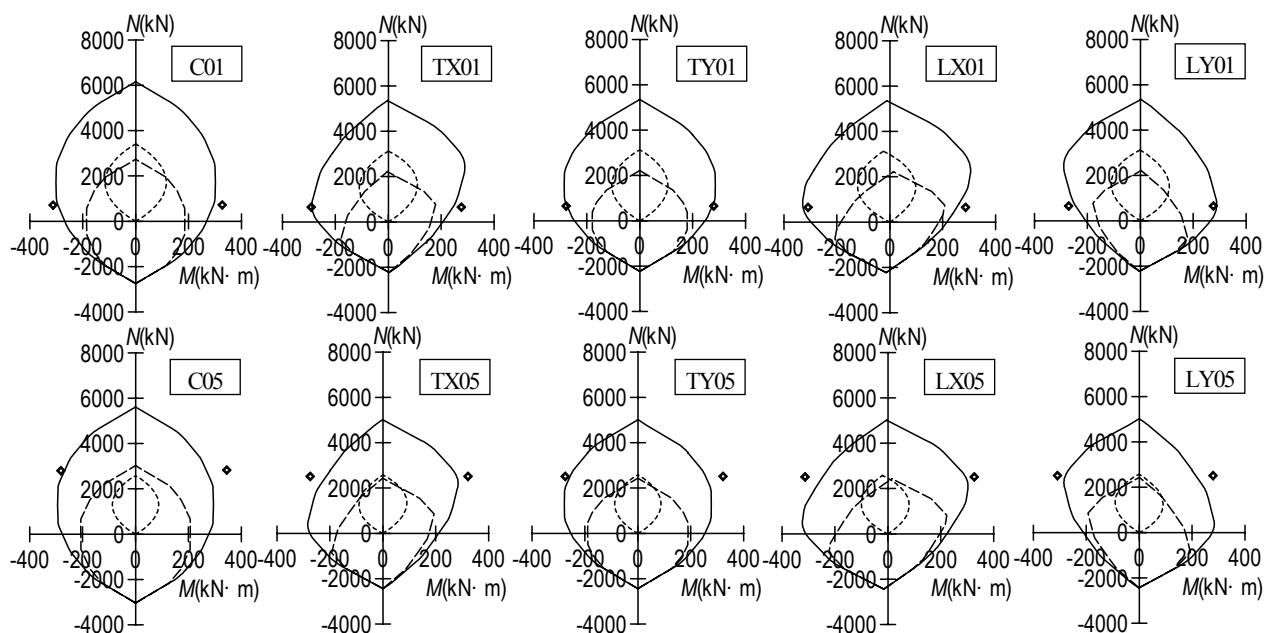


図-10 軸力-終局曲げ耐力相関関係

なお、本実験で用いた試験体では補強鋼板上部位置の破壊によって最大耐力が決まったものと考えられるが、補強鋼板の存在する材端部とそれ以外の部分では作用する応力と耐力がそれぞれ異なるため、設計の際には両断面について検討することが必要であると思われる。

4. まとめ

本研究によって得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 材端部に補強鋼板を設けることによって、補強鋼板上部位置におけるコンクリートの圧壊と鉄骨の座屈が顕著となり、この領域における曲げ変形が卓越した。
- 2) 低圧縮軸力下の柱は断面形状に関わらず優れた変形能力を有しているものの、高圧縮軸力下では対称断面の柱と比較して非対称断面の柱の変形能力は低下した。
- 3) 終局曲げ耐力は、鉄骨部分の終局曲げ耐力とコンクリート部分の終局曲げ耐力を一般化累加する耐力評価方法によって妥当に評価できる。

謝辞：本研究は、(社)日本鋼構造協会・平成24年度鋼構造研究助成事業および(公財)前田記念工学振興財団・平成25年度研究助成を受けて実施されました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 福原実苗, 藤井英希, 南宏一: 新形式の鉄骨コンクリート柱の開発研究, 構造工学論文集, Vol.54B, pp.471-478, 2008.3
- 2) 貞末和史, 赤松克哉, 南宏一: 柱断面内側のみに接合筋が配された鉄骨コンクリート露出型柱脚の復元力特性, 日本建築学会構造系論文集 第78巻 第687号, pp.1017-1025, 2013.5
- 3) 斉藤文孝, 加藤博之, 上原広, 西村泰志, 南宏一: 非対称断面鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造II, pp.1739-1740, 1992.8
- 4) 松田聖一, 筒井茂行, 馬場望, 西村泰志: 圧縮力を受けるT字形鉄骨を内蔵するSRC柱の曲げ破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp.1483-1488, 2004.6
- 5) 林和宏, 柳沢学, 柴田道生: 非対称鉄骨を内蔵したSRC柱部材の耐力評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, 第680号, pp.1599-1604, 2012.10
- 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(第5版), 2001.1

STRUCTURAL PERFORMANCE OF STEEL CONCRETE COLUMNS OF NON-SYMMETRIC CROSS SECTION

Kazushi SADASUE, Katsuya AKAMATSU and Koichi MINAMI

We confirmed the mechanical behavior of steel concrete composite columns of symmetric and non-symmetric cross section through the structural tests under the axial load and the cyclic horizontal load. The experimental parameters were as follows, axial load level and shapes of cross section. The structural tests make it clear that ultimate strength can be evaluated to super posed strength method, in which the ultimate strength of the section of steel flange, steel web and concrete. However, in the case of steel concrete composite columns of non-symmetric cross section under the high axial compression, the ductility after the attainment of the maximum strength became small.