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HYSTERESIS CHARACTERISTIC OF EXPOSED TYPE COLUMN BASES
WHERE THE CONNECTING BAR IS ARRANGED ONLY
IN STEEL CONCRETE COLUMN SECTION貞末和史^{*1}, 赤松克哉^{*2}, 南 宏一^{*3}*Kazushi SADASUE, Katsuya AKAMATSU and Koichi MINAMI*

Authors are developing steel concrete structure buildings as a new structural system to take the place of the steel encased reinforced concrete structure to which the number constructed in recent years has decreased. It has already been clarified that seismic performance of column of this structural system is excellent. Next, it works on the development of exposed type column base of this structural system. Exposed type column base is advantageous for the workability and the economy. In this paper, it is discussed about the mechanical behavior of column bases through the structural tests under the axial load and the cyclic horizontal load. The experimental parameters were as follows, axial load level and method of connecting the column to the footing beam. The structural tests make it clear that ultimate flexural strength can be evaluated to superposed strength method. Moreover, proposed evaluation method of restoring force characteristics matches the test result well.

Keywords: Composite Structure, Steel Concrete Column, Column Base, Ultimate Flexural Strength, Hysteresis Curve

合成構造, 鉄骨コンクリート柱, 柱脚, 終局曲げ耐力, 復元力特性

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 構造と比較して, 鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造に代表される鋼とコンクリートを組み合わせた合成構造が優れた力学特性を有していることは, これまで積み重ねられてきた研究と地震災害の経験によって実証されている。しかしながら, 昨今の建設コスト状況を反映して, 中高層の集合住宅の構造形式には RC 構造が多用され, 従来型の SRC 構造の需要が激減している。これらを背景として, 著者らは RC 構造, SRC 構造と対比させる新型構造として, 鉄骨コンクリート (SC) 構造の開発を進めている。SC 構造における部材は, 単に SRC 部材から鉄筋を除いた構造とするのではなく, 例えば柱の場合, 図 1 に示すように, i) かぶりコンクリートを有しておらずかぶりコンクリートの剥離による耐力低下を防ぐ, ii) 鉄骨ウェブに孔あき鋼板ジベルを設けて鉄骨とコンクリートの一体性を図る, iii) 柱上下端の鉄骨は補強鋼板によって閉鎖箱形断面を形成し材端コンクリートを拘束する, 等の特徴を有することで耐力と変形性能の向上を図っており, 従来型の SRC 構造に劣らない構造特性を有していることが確認されている¹⁾。今後, この構造システムの確立に向けて, 梁, 柱梁接合部, 柱脚, さらに骨組としての性能評価法の構築と設計法の整備が必要である。本研究では, SC 構造の柱脚に着目し, 載荷実験を行って構造特性について検討すると共に, 終局曲げ耐力と復元力特性の評価方法を提案する。

2. 柱脚工法の概要

SC 構造における最下層階の柱の柱脚の形式は, 基礎梁を SC 部材あるいは RC 部材にするか, また, 柱鉄骨を基礎梁内に埋込むか埋込まないかの組み合わせによって 4 種類に大別できると考えられ, それぞれの形式によって, 構造特性, 施工方法およびコストが異なると予測される。本研究では, 施工とコストの両面において最も合理化が期待できる「基礎梁を RC 部材として柱鉄骨を基礎梁内に埋め込まない露出型柱脚」を対象とする。

図 1 一般階の柱

図 2 柱脚を有する最下層階の柱

^{*1} 広島工業大学工学部建築工学科 准教授・博士(工学)^{*2} 広島工業大学大学院工学系研究科建設工学専攻 大学院生^{*3} 福山大学 名誉教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Hiroshima Institute of Technology

Prof. Emeritus, Fukuyama Univ., Dr. Eng.

鋼構造の露出型柱脚では、ベースプレートとアンカーボルトを設けて接続することで柱から基礎梁への応力伝達がなされるが、通常、アンカーボルトは圧縮力を負担できないため、アンカーボルト先行降伏型柱脚では、アンカーボルト塑性化後の履歴特性がスリップ性状を示すことが知られている²⁾。一方、従来型の SRC 構造における非埋込み形柱脚では、鉄筋とアンカーボルトを併用して用いることが一般的であり、柱脚のみに配される主筋が付着劣化を生じないように設計されていれば、柱脚断面における主筋量とアンカーボルト量の比率を変えても、曲げ破壊が先行する柱脚の履歴特性は大きく変化しないことが報告されている^{3),4)}。

SC 構造の露出型柱脚では、アンカーボルトが鉄骨フランジの外側に配置される場合は鋼構造の露出型柱脚と同等に性能評価できると思われる。一方、アンカーボルトが鉄骨フランジの内側に配置される場合は、フランジの内側に充填されたコンクリートの存在によってアンカーボルトが圧縮力を負担できる可能性があり、履歴特性におけるスリップ性状の改善が期待できる。また、アンカーボルトの代わりに鉄筋を用いても、柱から基礎梁への応力伝達は可能であると思われる。そこで、本論文では図2に示すように鉄骨フランジ内側のみにアンカーボルトあるいは鉄筋（以後、アンカーボルトと鉄筋を総称して柱脚接合筋と呼ぶ）を配置させた SC 構造の露出型柱脚を対象とすることにした。

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体は、一般階の柱を想定した試験体1体、柱脚を有する最下層階の柱を想定した試験体12体の合計13体とした。試験体形状を図3に示す。試験体は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。柱脚を有する最下層階の柱を想定した試験体は、軸力の大きさ、柱脚接合筋の種類（アンカーボルトあるいは鉄筋）および鉄筋の基礎梁内での付着の有無を実験変数として計画した。一般階の柱を想定した試験体は、柱脚を有する試験体と同一断面の鉄骨を用いた。試験体計画を表1に示す。

各試験体とも柱鉄骨には 2H-300×150×6.5×9 の充腹形 H 形鋼による十字形鉄骨を用いており、柱および基礎梁コンクリートの設計基準強度 F_c は 30N/mm² とし、柱脚を有する最下層階の柱の試験体に関しては、ベースプレート下面と基礎梁上面の間に 30mm のグラウト幅を設け無収縮モルタルを充填した。柱脚接合筋の下端には定着板を設け、基礎梁への定着長さ cb_l は 480mm とした。ベースプレートは曲げ降伏しない厚さ (36mm) とした。補強鋼板 (厚さ 6mm) は十字形鉄骨に隅肉溶接した。鉄骨とコンクリートの一体性を図るために設ける孔あき鋼板ジベルとして、柱全長に渡り 150mm 間隔で鉄骨ウェブ部分に 40φ の孔を開けた。コンクリートと鋼材の材料強度を表2、表3にそれぞれ示す。

注) 実構造では梁は鉄骨あるいは SC 部材を用いる予定であるが、本実験では梁を剛強な RC 部材とした。

図3 試験体形状 (単位:mm)

表1 試験体計画

試験体	軸力 N (kN)	断面強度				柱鉄骨	柱脚接合筋			実験 シリーズ
		ctN_{cu} (kN)	ctN_{tu} (kN)	cbN_{cu} (kN)	cbN_{tu} (kN)		鉄筋	アンカーボルト	付着	
CL10C	724	6812	-3798	—	—	2H- 300×150×6.5×9 (SN400B)	—	—	—	I
UA00C	0	5942		3280	-501			4-M24 (ABR490B)	アンボンド	III
UA08C	724	6812		3329	-508					I
UA22C	1887	6140		4059	-519					II
UA37V	774~3000	6140		4059	-519					III
UR00C	0	5942		3890	-609		4-D22 (SD345)	—	アンボンド	I
UR08C	724	6812		3918	-589					II
UR22C	1887	6140		4660	-600					III
UR37V	774~3000	6140		4660	-600					I
BR00C	0	5942		3890	-609			—	ボンド	II
BR08C	724	6812		3918	-589					I
BR22C	1887	6140		4660	-600					II
BR37V	774~3000	6140		4660	-600					II

注) 柱断面: $ctN_{cu}=cN_{cu}+sN_{cu}$, $ctN_{tu}=sN_{tu}$, 柱脚断面: $cbN_{cu}=cN_{cu}+jN_{cu}$, $cbN_{tu}=jN_{tu}$, ここに、 cN_{cu} はコンクリート部分の圧縮耐力, sN_{cu} と sN_{tu} は鉄骨部分の圧縮耐力と引張耐力, jN_{cu} と jN_{tu} は柱脚接合筋の圧縮耐力と引張耐力 (ただし、アンカーボルトの jN_{cu} は 0) とする。

表2 コンクリート等の材料強度

		シリーズⅠ	シリーズⅡ	シリーズⅢ
柱	圧縮(N/mm ²)	42.6	33.1	30.3
	引張(N/mm ²)	3.02	3.17	2.76
	ヤング係数(N/mm ²)	30612	29259	29681
基礎梁	圧縮(N/mm ²)	31.9	38.9	31.4
	引張(N/mm ²)	1.89	3.28	2.64
	ヤング係数(N/mm ²)	28819	30057	30071
無収縮 モルタル	圧縮(N/mm ²)	76.6	72.4	73.8
	引張(N/mm ²)	5.21	4.90	4.97
	ヤング係数(N/mm ²)	30722	30529	28448

注) 引張強度は割裂試験による。ヤング係数は圧縮強度の 1/3 の
応力度における secant modulus とする。

表 3 鋼材の材料強度

		シリーズⅠ	シリーズⅡ	シリーズⅢ
PL-9 (SN400B) フランジ	降伏強度 (N/mm ²)	292		
	引張強度 (N/mm ²)	426		
	伸び (%)	26.9		
PL-6.5 (SN400B) ウェブ	降伏強度 (N/mm ²)	315		
	引張強度 (N/mm ²)	426		
	伸び (%)	26.9		
PL-6 (SS400) 補強鋼板	降伏強度 (N/mm ²)	334		
	引張強度 (N/mm ²)	455		
	伸び (%)	29.0		
PL-36 (SN490B) ベースプレート	降伏強度 (N/mm ²)	342		
	引張強度 (N/mm ²)	536		
	伸び (%)	26.0		
M24 (ABR490B) アンカーボルト	降伏強度 (N/mm ²)	339	346	334
	引張強度 (N/mm ²)	519	528	523
	伸び (%)	28.6	24.7	29.1
D22 (SD345) 鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	380	388	394
	引張強度 (N/mm ²)	556	564	570
	伸び (%)	24.0	22.4	23.5

3.2 載荷方法と変位計測

載荷は図4に示す2軸載荷装置を使用し、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う。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_c (柱頭ピン位置の水平変位 δ_{uc} /せん断スパン l) = $\pm 0.5\%$ rad. で正負繰り返し載荷を2回行った後、直前の振幅に対して $\pm 0.5\%$ rad. R_c を漸増させる正負繰り返し載荷を $R_c = \pm 5.0\%$ rad.まで2回ずつ繰り返すものとした。変動軸力を受ける試験体に関しては、正方向の水平力 H を加力する際には載荷装置の載荷能力の最大値である3000kNの圧縮軸力を載荷し、負方向の水平力 H を加力する際には774kNの圧縮軸力を載荷して、1887kNの一定圧縮軸力を受ける試験体に対して軸力を ± 1113 kN 変動させた。なお、軸力の変動は各振幅における水平力除荷時に調整し、水平力加力中は軸力を変動させないものとした。実構造物における軸力の変動は作用するせん断力と連動することが推測され、本実験では水平力加力中は一定軸力としているが、実構造物より厳しい載荷条件下にあると考えられ、載荷の簡便さから上記した変動軸力の載荷法則を採用した。

変位の計測は図5に示すように柱頭柱脚に変位計を取付け、これらの測定値に基づく幾何学的な関係より柱頭ピン中心とベースプレ

图 4 载荷装置

図5 変位計測とひずみ度計測 (単位: mm)

ト中心の水平変位 (δ_{uc} , δ_{uB}), 軸方向変位 (δ_{vc} , δ_{vB}) および回転角 (θ_{bc} , θ_b) を算定した。柱頭の変位計を取付けている計測フレームは基礎梁側面中心に位置し、柱脚に関しては基礎梁前面および背面に計測フレームを固定して、前後それぞれ 3 本の変位計を用いてベースプレート中心の変位を計測している。柱頭柱脚における各変位の算定は文献⁵⁾に示される方法に基づいており、算定式を付録に示す。

ひずみ度の計測は図 5 に示す位置にひずみゲージを貼付け計測した。

3.3 破壞狀況

最終破壊状況の一例を写真1に示す。

一般階の柱に関しては、最大耐力時に曲げ引張側・圧縮側共に柱脚部で鉄骨フランジが降伏し、鉄骨ウェブも材軸方向のひずみ度が降伏ひずみ度に達していることが確認された。また、最終的には補強鋼板上端位置において曲げ圧縮側の鉄骨フランジが局部座屈を生じており、座屈を生じている近傍ではコンクリートが圧壊していることが確認された。

柱脚を有する最下層階の柱に関して、 $N=0\text{kN}$ の試験体および $N=724\text{kN}$ の一定圧縮軸力下の試験体は、いずれの試験体とも載荷終了まで鉄骨のひずみ度は弾性域にあり、鉄骨フランジに取り囲まれたコンクリートの損傷も軽微なひび割れの発生のみに留まっていることが確認された。また、いずれの試験体とも最大耐力時には曲げ

引張側の柱脚接合筋は引張降伏し、曲げ圧縮側では最終的にはベースプレート下部のモルタルが圧壊を生じた。

柱脚を有する最下層階の柱に関して、 $N=1887\text{kN}$ の一定圧縮軸力下の試験体は、いずれの試験体とも最大耐力時に曲げ圧縮側の鉄骨フランジが柱脚部で圧縮降伏していることが確認されたが、載荷終了まで局部座屈を生じることはなく、コンクリートの損傷も軽微なひび割れの発生の上に留まっていることが確認された。また、いずれの試験体とも最大耐力時に曲げ引張側の柱脚接合筋は引張降伏し、曲げ圧縮側では最終的にはベースプレート下部のモルタルが圧壊していることが確認された。

柱脚を有する最下層階の柱に関して、 $N=774\sim 3000\text{kN}$ の変動軸力下の試験体は、いずれの試験体とも最大耐力時に曲げ圧縮側の鉄骨フランジが柱脚部で圧縮降伏し、最終的には補強鋼板上端位置にお

いて局部座屈を生じており、座屈を生じている近傍ではコンクリートが圧壊していることが確認された。また、いずれの試験体とも正負両載荷方向において、最大耐力時には曲げ引張側の柱脚接合筋は引張降伏し、曲げ圧縮側ではベースプレート下部のモルタルが圧壊していることが確認された。さらに、柱脚接合筋に鉄筋を用いている試験体に関しては、最大耐力に達した以降、 $N=3000\text{kN}$ の高圧縮軸力下でさらに曲げモーメントによる曲げ圧縮力を受けて圧壊した側のコンクリートが、水平力の載荷方向の反転に伴って曲げ引張力を受けた際に、鉄筋の引抜き力による付着割裂を生じており、この損傷は柱部材角の漸増と共に徐々に柱上方へと進展していった。

3.4 履歴曲線

各試験体の履歴曲線を図 6, 図 7 に示す。縦軸の曲げモーメント M は軸力 N の作用による転倒曲げモーメントを考慮している。

一般階の柱に関しては、最終的に鉄骨フランジが局部座屈を生じているが、 $R_c=\pm 5.0\%$ まで耐力低下がなく、履歴ループの形状は紡錘形に膨らみ、従来型の SRC 柱と同等の安定した履歴特性を有し

写真 1 最終破壊状況

図 6 履歴曲線（一般階の柱） 図 8 履歴曲線（鋼構造露出型柱脚）⁶⁾

図 7 履歴曲線（柱脚を有する最下層階の柱）

ていることが確認された。

柱脚を有する最下層階の柱に関して、 $N=0\text{kN}$ 、 $N=724\text{kN}$ および $N=1887\text{kN}$ の一定圧縮軸力下の試験体は、作用する圧縮軸力が大きい場合ほど最大耐力が大きくなり、最大耐力に達した以降、やや耐力低下する試験体があるが、いずれの試験体とも $R_c=\pm 5.0\%$ rad.まで急激な耐力低下を生じていないことが確認された。履歴ループの形状について柱脚接合筋の違いによる比較をすると、顕著な差異は見られない。また、一般階の柱のように履歴ループの形状が紡錘形に膨らんでいないが、柱脚接合筋にアンカーボルトを用いた場合、鉄筋を用いた場合共に、図8に示される鋼構造露出型柱脚の履歴特性⁶⁾に見られるスリップ性状とは異なる履歴特性を示しており、柱脚に作用する曲げモーメントに対して、アンカーボルトと鉄筋が圧縮力を負担していることがわかる。

柱脚を有する最下層階の柱に関して、 $N=774\sim 3000\text{kN}$ の変動軸力下の試験体は、いずれの試験体とも $N=3000\text{kN}$ の高圧縮軸力下で水平力を受ける荷重方向では、他の低圧縮軸力下の試験体と比較して最大耐力が大きくなり、最大耐力以降の耐力低下に関しては同程度かやや耐力低下が大きくなることが確認された。一方、 $N=774\text{kN}$ の圧縮軸力下で水平力を受ける荷重方向では、柱脚接合筋にアンカーボルトを用いた場合は $R_c=-5.0\%$ rad.まで耐力低下を生じていないのに対して、柱脚接合筋に鉄筋を用いた場合は最大耐力以降の耐力低

下が大きくなることが確認された。これは、柱部材角の漸増に伴い、徐々に曲げ引張側のコンクリートの破壊が進展し、鉄筋とコンクリートの付着力が失われ、鉄筋が引張力を負担できなくなることが影響している。

3.5 ひずみ度分布

柱脚を有する最下層階の柱が $N=0\text{kN}$ の無軸力下で正方向の水平力を受けて $R_c=0.5\%$ rad.に達している状態、また、 $N=724\text{kN}$ の圧縮軸力のみを受けた状態および $N=724\text{kN}$ の一定圧縮軸力下で正方向の水平力を受けて $R_c=0.5\%$ rad.に達している状態における鉄骨フランジと柱脚接合筋のひずみ度分布(引張を正とする)を図9に示す。

●印は柱脚接合筋、△印は鉄骨フランジのひずみ度である。

$N=0\text{kN}$ で水平力を受ける場合は、曲げ引張側、曲げ圧縮側共に柱脚接合筋は引張力を受けていることがわかる。一方、 $N=724\text{kN}$ で水平力を受ける場合、曲げ引張側の柱脚接合筋は引張力を受けているが、曲げ圧縮側の柱脚接合筋は圧縮力を受けていることがわかる。

また、ベースプレートより上部部分に着目してみると、圧縮軸力のみを受けている状態では鉄骨フランジと鉄筋のひずみ度はほぼ等しく平面保持が成立していることがわかる。ベースプレートより下部部分に着目してみると、アンボンドの柱脚接合筋はひずみ度分布がほぼ等分布となっているが、ボンドの柱脚接合筋はベースプレート位置でひずみ度が卓越していることがわかる。

図9 ひずみ度分布

4. 終局曲げ耐力の評価

図 10 に全試験体の最大曲げモーメントの実験値 M_{exp} および軸力 N と終局曲げ耐力 M の相関関係の計算値を示す。

実験値は軸力の作用による転倒曲げモーメントを考慮し、下式によって求めた。

$$M_{exp} = H \cdot I + N \cdot \delta_{ic} \quad (1)$$

柱断面の計算値は、十字形鉄骨の終局曲げ耐力 sMu と八角形断面のコンクリートの終局曲げ耐力 cMu をそれぞれ求め、一般化累加して柱断面の終局曲げ耐力 cMu を算定した。なお、 sMu の算定は、補強鋼板の存在を無視して、長方形の塑性応力分布を仮定して得られる SRC 規準⁷⁾に示される十字形鉄骨の終局曲げ耐力の計算式を用いた。また、 cMu の算定に関しても、長方形の塑性応力分布を仮定して得られる SRC 規準に示される方法によるが、コンクリートの充填度の低下等を考慮する低減係数は乗じていない。

柱脚接合筋にアンカーボルトを用いた柱脚断面の計算値は、アン

図 10 M-N 相関関係

カーボルトの終局曲げ耐力 aMu と cMu をそれぞれ求め、一般化累加して柱脚断面の終局曲げ耐力 $cbMu$ を算定した。柱脚接合筋に鉄筋を用いた柱脚断面は、鉄筋の終局曲げ耐力 rMu と cMu をそれぞれ求め、一般化累加して $cbMu$ を算定した。なお、 aMu および rMu の算定は、長方形の塑性応力分布を仮定して得られる SRC 規準に示される主筋とアンカーボルトの終局曲げ耐力の計算式を用いた。また、 cMu の算定に関しては柱断面の場合と同様であるが、ベースプレート寸法をコンクリートの断面積とした。

図 10 (a) に示される計算値 i は、アンカーボルトは引張力のみを負担、鉄筋は引張力と圧縮力を負担できると仮定して、コンクリートの圧縮強度 σ_c は表 2 に示される柱と基礎梁の材料強度を用いた M-N 相関関係である。N=0kN の無軸力下の場合は計算値 i と実験値の対応は良好であるが、それ以外は柱脚断面、柱断面共に計算値 i は実験値を大きく過少評価していることがわかる。

図 10 (b) に示される計算値 ii は、アンカーボルト・鉄筋共に引張力と圧縮力を負担できると仮定して、 aMu の算定は鉄筋と同様の計算式を用い、さらに、柱の σ_c は鉄骨がコンクリートを拘束する効果を考慮した値⁸⁾、柱脚の σ_c はモルタルの材料強度を用いた M-N 相関関係である。十字形鉄骨に囲まれたコンクリートは拘束効果によって圧縮強度が上昇することが近年報告されている^{8),9)}。また、本実験で用いた試験体は、柱断面に対して基礎梁上面の面積が大きいため、基礎梁コンクリートは支圧力を受けて圧縮強度が大きくなっていると推察され、基礎梁コンクリートの圧壊に対してモルタルの圧壊が先行している。柱脚を有する試験体に関しては、計算値 ii と実験値との対応は極めて良好であり、計算値 ii の材料強度を用いた累加強度によって、終局曲げ耐力を精度よく評価できることが確認された。一般階の柱試験体に関しては、計算値 ii は実験値を過少評価しているが、一般階の柱試験体では補強鋼板上部位置近傍に塑性ヒンジを生じているため、これを考慮して $l=1000\text{mm}$ として実験値を評価すると ◆ 印となり、計算値 ii と実験値はほぼ一致する。

5. 復元力特性の評価

5.1 復元力特性モデル

アンカーボルトがベースプレートに先行して降伏する鋼構造露出型柱脚の復元力特性の評価方法を参考にして、柱脚接合筋がベースプレートに先行して降伏する SC 構造露出型柱脚の復元力特性の評価式を構築する。ただし、SC 構造露出型柱脚では、柱脚接合筋が圧縮力に抵抗することで、鋼構造露出型柱脚に見られる除荷および再載荷時のスリップ性状が改善されることを考慮できるモデルとする。

柱脚接合筋にアンカーボルトを用いた場合を例として、SC 構造露出型柱脚の抵抗機構を図 11 に示す。柱脚接合筋は圧縮力を負担せず、また、柱断面の内側に配置されることで図 11 (a) に示されるように曲げ圧縮側の柱脚接合筋も引張抵抗することを考慮すると、 $M-\theta_b$ 関係は図 12 (a) の点線で示される履歴挙動を示し、さらに、ベースプレートやベースプレート下部コンクリートの付加弾性変形（図 12 (b) 参照）を考慮すると、図 12 (a) の実線で示される 0→19 の履歴挙動を示すことが知られている^{2),10)}。図 11 (b) に示されるように柱脚接合筋が圧縮力に抵抗する場合も 0→1→2→3→4→19 の骨格線については同様に評価できると思われる。図 12 (a) の実線における各特性点の曲げモーメントを以下に示す。

jT および jC : 柱脚接合筋の引張力および圧縮力
 cC : コンクリート部分の圧縮合力

図 11 抵抗機構

(a) 柱脚回転角(圧縮力を負担しない場合) (b) 付加弾性変形

(c) 柱脚回転角(圧縮力を負担する場合)

図 12 復元力特性モデル

(a) アンカーボルト(アンボンド)

(b) 鉄筋(アンボンド)

(c) 鉄筋(ボンンド)

図 13 柱脚接合筋の有効定着長さ

$$cbM_n = N (dc - d_t) \quad (2)$$

$$cbM_y = \sigma_y \cdot A_t \left\{ \frac{dc^2 + (dc - 2d_t)^2}{dc} \right\} \quad (\text{ただし, } cbM_y \leq cbM_u) \quad (3)$$

$$cbM_u = jM_u + cM_u \quad (4)$$

ここに、 N は軸力、 dc は曲げ引張側の柱脚接合筋からコンクリート部分の圧縮合力点位置までの距離、 σ_y 、 A_t および d_t は柱脚接合筋の降伏応力度、断面積(曲げ引張側あるいは曲げ圧縮側の片側のみ)および柱断面図心からの距離である。また、 jM_u は柱脚接合筋の終局曲げモーメント(aM_u あるいは rM_u)、 cM_u はベースプレート下部コンクリート部分の終局曲げモーメントであり、 cbM_u は 4 章で示した累加強度によって求めることができる。

なお、鋼構造の柱のように比較的低圧縮軸力下で設計が行なわれる場合は、圧縮合力点位置が圧縮側フランジ外縁にあるとすれば、 cbM_n 、 cbM_y を妥当に評価できることが知られているが^{10), 11)}、本実験で用いた試験体ではベースプレートが厚く、張り出し長さも短く、弾性変形が極めて微小となるような形状であるため、軸力のない場合の圧縮合力点位置は図 11 (a) に示されるように圧縮側ベースプレート外縁にあるとする。ただし、SC 構造ではコンクリート充填鋼管(CFT) 構造と同様に、高圧縮軸力を受ける場合を想定して、軸力を受ける場合の圧縮合力点位置は下式を用いて評価する。

$$dc = \frac{cbM_u + N \cdot d_t}{\sigma_y \cdot A_t + N} \quad (\text{ただし, } dc > 0, N > 0) \quad (5)$$

(5) 式は高圧縮軸力を受ける鋼構造露出型柱脚に対して誘導された dc の算定式¹⁰⁾ を基にしており、曲げ圧縮側の柱脚接合筋の影響を考慮していないが、中立軸が曲げ圧縮側の柱脚接合筋の近傍にある場合は、曲げ圧縮側の柱脚接合筋の負担軸力は小さく、コンクリートの圧縮合力点位置に与える影響は小さいと思われる。また、中立軸が曲げ引張側の柱脚接合筋の近傍となるような高圧縮軸力下でも、コンクリート部分の負担圧縮軸力に対して柱脚接合筋の負担圧縮軸力は小さく、コンクリートの圧縮合力点位置に与える影響は小さいと思われるため、 dc の算定においては曲げ圧縮側の柱脚接合筋の影響は無視した。

M - θ_B 関係の骨格線の計算に必要な剛性 K_A 、 K_B および K_C の評価は、

文献¹⁰⁾に示される評価式を基にして、アンカーボルトの初期張力による影響を無視し、曲げ圧縮側の柱脚接合筋が引張あるいは圧縮抵抗する場合があることを考慮した下式を用いる。

$$K_A = \frac{1}{R-1} \left\{ 1 + \frac{\frac{N}{\sigma_y \cdot A_t} (d_c - d_t) d_c}{d_c^2 + (d_c - 2d_t)^2} \right\} K_1 \quad (6)$$

$$K_B = \frac{K_A \cdot K_1}{K_A + K_1} \quad (7)$$

$$K_C = \frac{K_A \cdot K_2}{K_A + K_2} \quad (8)$$

$$K_1 = \frac{E \cdot A_t}{el} \{ d_c^2 + (d_c - 2d_t)^2 \} \quad (9)$$

$$K_2 = \frac{E \cdot A_t}{el} (d_c - 2d_t)^2 \quad (10)$$

ここに、 R はベースプレートやベースプレート下部コンクリートの付加弾性変形に起因する弾性回転剛性補正係数、 E および el は引張力を受ける柱脚接合筋のヤング係数および有効定着長さである。

el に関しては、柱脚接合筋の種類および付着の有無に応じて材軸方向のひずみ度分布を図 13 に示すようにモデル化した。柱脚接合筋に鉄筋を用いる柱脚に関しては、コンクリートに埋込まれた鉄筋が引抜き力を受ける場合、鉄筋径の 25 倍程度まではほぼ図 13(b), (c) に示されるようなひずみ度分布を示すことが報告されているため¹²⁾、コンクリートとの付着を有している鉄筋部分の cil と cbl に関しては $25rd$ を頭打ちとして、下式を用いて評価する。

$$el = cbl \quad [\text{アンカーボルト (アンボンド)}] \quad (11.a)$$

$$el = \frac{1}{2} cil + cbl \quad (cil \leq 25rd) \quad [\text{鉄筋 (アンボンド)}] \quad (11.b)$$

$$el = \frac{1}{2} cil + \frac{1}{2} cbl \quad (cil \leq 25rd, cbl \leq 25rd) \quad [\text{鉄筋 (ボンド)}] \quad (11.c)$$

ここに、 cil は柱側への鉄筋の定着長さ、 rd は鉄筋の直径である。

図 9 に示されるひずみ度分布との比較によって、本実験で用いた試験体については妥当なモデル化であることがわかるが、鉄筋の定着長さが短くなると定着板の影響を受けてひずみ度分布の形状が大きく変わることが予測されるため、定着長さによる影響は今後の課題であると考えている。

除荷および再載荷に関しては、作用する曲げモーメントが $-cbMy \leq M \leq cbMy$ の弾性域であれば、図 12(c) の 0→10 の弾性挙動を示すものとする。それ以後、塑性化して 10→12 の履歴を辿った後に曲げモーメントが反転する場合、柱脚接合筋が圧縮力を負担することでスリップ性状が改善されることを考慮して、直前の反サイクルが弾性域にある場合は 12→19 の履歴を辿るものとする。さらに、再び曲げモーメントが反転して、直前の反サイクルまでに塑性域に達していれば 19→27 の履歴を辿るものとする。なお、14→15 および 21→22 を指向する際の 6' 点および 2' 点に関しては、0-6' と 5-6、0-2' と 1-2 がそれぞれ同じ長さで勾配を有するものとして定まるものとする。

5.2 実験値との比較

実験値を点線、計算値を実線とした $M-\theta_B$ 関係を図 14 に示す。 θ_B の実験値は図 5 に示した試験体前面および背面における計測の平均

図 14 $M-\theta_B$ 関係

値である。実験値と計算値との比較は $\theta_B = \pm 2.5\% \text{rad}$ 、あるいは $\theta_B = 0.5 \sim 4.5\% \text{rad}$ の範囲における $M-\theta_B$ 関係を示した。初期剛性の評価に関する弾性回転剛性補正係数 R は、鋼構造接合部設計指針¹³⁾やコンクリート充填鋼管構造設計施工指針¹¹⁾では 2.0 とされている。本論で示した試験体について、 $\theta_B = 0.25\% \text{rad}$ での実験値と計算値が一致する値として R を同定すると 1.09~1.97 となり、平均値は $R = 1.60$ となった。図 14 では全て $R = 1.60$ として計算した値を示した。

初期剛性の実験値と計算値が一致する R の値に 1.09~1.97 の幅があるのに対して、計算値は全て $R = 1.60$ として算定しているため、初期剛性および除荷剛性の実験値と計算値に差異を生じている試験体がある。また、実験で最大耐力以降に耐力低下を生じている試験体についても実験値と計算値に差異を生じている部分がある。 R の値の評価と最大耐力以降の耐力低下を生じる場合について課題が残されるが、大局的には実験値と計算値の対応は良好である。

6. まとめ

圧縮軸力下で正負繰り返しの水平力を受ける一般階の SC 柱および露出型柱脚を有する最下層階の SC 柱の載荷実験を行なって、破壊性状、履歴特性および終局曲げ耐力について検討した後、柱脚の復元力特性の評価式を提案した。本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 一般階の SC 柱は、補強鋼板上端位置近傍に塑性ヒンジが形成される曲げ破壊を生じた。
- 2) 一般階の SC 柱の終局曲げ耐力は、十字形鉄骨による拘束効果を考慮したコンクリート強度を用いた一般化累加強度によって妥当に評価できる。
- 3) 柱脚を有する最下層階の SC 柱は、 $N = 1887 \text{kN}$ 以下の一定圧縮軸力下ではベースプレート下面位置で曲げ破壊を生じた。
- 4) 柱脚を有する最下層階の SC 柱は、 $N = 774 \sim 3000 \text{kN}$ の変動軸力下では、ベースプレート下面位置で曲げ降伏した以後、 $N = 3000 \text{kN}$ の高圧縮軸力下で水平力を受ける際に曲げ圧縮力を受ける側の柱コンクリートの圧壊および付着割裂破壊が顕著となった。
- 5) 柱脚を有する最下層階の SC 柱の履歴特性は、 $N = 1887 \text{kN}$ 以下の低圧縮軸力下では柱脚接合筋の違いによる影響は小さいものの、軸力の大きさによって終局耐力と履歴ループの形状は大きく異なり、さらに、 $N = 774 \sim 3000 \text{kN}$ の高圧縮軸力を含む変動軸力下では、柱脚接合筋の違いによって最大耐力以降の耐力低下の程度に差異を生じた。
- 6) 柱脚を有する最下層階の SC 柱の終局曲げ耐力は、柱脚接合筋が圧縮力を負担できると仮定し、コンクリート部分の材料強度にベースプレート下部モルタルの圧縮強度を用いた一般化累加強度によって妥当に評価できる。
- 7) 柱脚を有する最下層階の SC 柱における柱脚の復元力特性は、弾性回転剛性補正係数 R の評価と最大耐力以降に耐力低下を生じる場合について課題が残されるが、大局的には提案した評価式を用いて妥当に評価できる。

謝辞

本研究は、(社)日本鉄鋼連盟「2009 年度鋼構造研究・教育助成事業」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) 秋山宏: 鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂, pp.20-30, 1985.3
- 3) 貞末和史, 伊藤倫夫, 大庭秀治, 田中秀宣, 南宏一: 引張軸力下における SRC 構造非埋め込み形柱脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.48B, pp.221-229, 2002.3
- 4) 称原良一, 澤本佳和, 今井和正, 中澤春生, 成原弘之, 福元敏之: 引張軸力を受ける SRC 造非埋め込み形柱脚の耐力と変形性能について, 日本建築学会構造系論文集, 第 569 号, pp.111-118, 2003.7
- 5) 若林實, 南宏一, 岩井哲: 2 軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定に関する実験的研究(その 2), 京都大学防災研究所年報, 第 25 号, B-1, pp.297-312, 1983.4
- 6) 貞末和史, 中野建蔵, 伊藤倫夫, 南宏一: SRC 構造非埋め込み形柱脚の終局耐力と変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1045-1050, 1999.6
- 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(第 5 版), 2001.1
- 8) 坂田学, 堺純一, 田中照久, 檜垣直也: 十字鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート部材の弾塑性性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol.57B, pp.535-542, 2011.3
- 9) 土井希祐, 尹航: 単純圧縮力を受ける SRC 柱部材の最大耐力および変形性能に及ぼす内蔵鉄骨のコンクリート拘束効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.1393-1398, 2008.7
- 10) 玉井宏章, 山西央郎, 白木剛, 高松隆夫, 松尾彰: アンカーボルト初期張力や柱軸力の効果を考慮した平面露出柱脚簡易解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 628 号, pp.991-997, 2008.6
- 11) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10
- 12) Ronald A. Cook, Jacob Kunz, Werner Fuchs, and Robert C. Konz: Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete, ACI Structural Journal, Vol.95, No.1, pp.9-26, 1998.1
- 13) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.3

付録 A. 変位の算定式

柱頭および柱脚に取り付けた変位計の計測値に基づき、付図 A に示す幾何学的な関係より、下式を用いて柱頭の変位(水平変位 δ_{uc} , 軸方向変位 δ_c , 回転角 θ)と柱脚の変位(水平変位 δ_{ub} , 軸方向変位 δ_b , 回転角 θ_b)を算出した。なお、各変位の算定式の誘導が文献⁵⁾に示されているため参照されたい。

$$\left. \begin{aligned} \theta &= (\delta_1 - \delta_2) / Y_1 \\ \delta_c &= (\delta_3 - X_3) \cdot \theta + \delta_3 \\ \delta_{uc} &= \delta_1 + (Y_1 - \delta_c) \cdot \theta \end{aligned} \right\} \quad (A.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \theta_b &= (\delta_1 - \delta_2) / Y_2 \\ \delta_{ub} &= (\delta_3 - X_3) \cdot \theta_b + \delta_3 + Y_2 \cdot \theta_b^2 \\ \delta_{ub} &= \delta_1 + \delta_{ub} \cdot \theta_b \end{aligned} \right\} \quad (A.2)$$

付図 A 変位の算定方法

(2012年9月3日原稿受理, 2013年2月1日採用決定)