梁降伏形袖壁付き SRC 造骨組の弾塑性性状と梁の最大せん断力

ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF WING WALL-BEAMS STEEL ENCASED REINFORCED CONCRETE FRAME WITH BEAM SIDESWAY MECHANISM AND THE MAXIMUM SHEAR FORCE

塩屋 晋一*, 吉松 幸一郎**, 大隣 薫***

Shinichi SHIOYA, Kouichiro YOSHIMATSU and Kaoru OHTONARI

An experimental investigation and a limit analysis were conducted to study the seismic behavior of steel encased reinforced concrete frame with wing walls and the way to evaluate the maximum shear force of the wing wall-beam in the frame and the displacement at the time. Eight steel encased reinforced concrete column-beam-wall assemblage specimens and a reinforced concrete specimen, were constructed with a 1/3.5 dimensional scale factor. All specimens were tested under inelastic reversal loading. Tests show that the part of wing walls along the boundary with beam of SRC specimen was completely crushed without shear failure of the column and the beam, and after then the beams were collapsed as flexural failure with plastic hinge around the end of the beam, being different from those of RC specimen. The three main parameters were clarified up which would influence to the position of plastic hinge at the beam with wing walls. The maximum shear force and the displacement of beam at that time, calculated by the way proposed in this paper, agreed fairly good with the experimental results.

Keywords : steel encased reinforced concrete, wing wall, spandrel wall, maximum shear force, plastic hinge
鉄骨鉄筋コンクリート, 袖壁, 腰壁, 最大せん断力, ヒンジ位置

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造(SRC造と称す)や鉄筋コンクリート構造(RC造と称す)の建物には, 腰壁・垂れ壁・袖壁・方立て壁などの現場打ちコンクリートの二次壁が設けられる。

これらの二次壁の設計については, スリットを骨組と二次壁の境界に設けて二次壁の悪影響を回避する設計と, 二次壁と骨組を一体として耐震構造要素とする設計がある。

RC造骨組では二次壁により腰壁・垂れ壁付き柱や袖壁付き梁・方立て壁付き梁のように短柱や短スパン梁になると, それらの柱や梁がせん断破壊しやすくなるため, スリットを設ける前者の設計が採用される。これに対して充腹形SRC造骨組では, 部材の耐力がRC造部材に較べて大きくまたその曲げ耐力に対するせん断耐力の比が大きくなるため, 二次壁の破壊が生じやすく柱や梁がせん断破壊しにくい。このような骨組では二次壁が設けられても全体崩壊を保證でき, 二次壁が骨組全体の剛性・耐力を増大させる設計が可能であると考えられる。本研究は二次壁を耐震構造要素として取り扱う後者の設計に関するものである。

二次壁が設けられたRC造骨組の耐震性状については東・大久保ら¹⁾をはじめとする多くの研究があるが, SRC造骨組については袖壁付き柱の終局強度の評価に関する南ら²⁾や立花ら³⁾の研究や二次壁付き骨組の弾塑性性状に関する後藤ら⁴⁾の研究があるだけで, 腰壁・垂れ壁付き柱や袖壁付き梁に関する研究はない。

本論文では二次壁のうち袖壁に限定して梁が曲げ降伏する場合

図1 対象にする骨組の破壊形式

のSRC造袖壁付き骨組部分の静的加力破壊実験を行い, その弾塑性性状を明らかにする。そして筆者ら⁵⁾が既に提案している腰壁付きRC造柱の最大耐力の評価方法の考え方を基に, 袖壁付きSRC造梁の最大せん断力とその時の変形の評価方法を提案する。これらの評価方法は腰壁・垂れ壁付き柱にも適用でき, かつRC造骨組でも鉄骨量を零とすることにより適用できる特徴を有している。

2. 実験概要

2.1 対象にする破壊形式とモデル化

本研究で対象にしている骨組が水平力を受けて梁降伏形骨組になる場合, 図1に示すような3種類の破壊形式が予想される。

すなわち, Aタイプは梁との境界の袖壁部分が袖壁長さ(L_w)のほぼ全範囲で圧縮破壊した後梁端近傍が曲げ降伏するもので, Bタイプは梁が開口端または袖壁長さの途中で曲げ降伏して開口

本論文は, 文献(6), (7), (8)を整理してまとめたものである。

* 鹿児島大学建築学科 助教授・博士(工学)

** 織本匠構造設計研究所 修士(工学)

*** エスパス建築事務所 修士(工学)

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kagoshima University, Dr. Eng.
Structural Engineer at Takumi Orimoto Structural Engineer & Associates., M. Eng.
Structural Engineer at Espace Structural Engineer & Associates., M. Eng.

端から曲げヒンジ位置までの間の袖壁部分が圧縮破壊して最大せん断力に達するもので、Cタイプは袖壁高さ(hw)に対して袖壁長さ(Lw)が大きかったり袖壁横筋量が少なかったりして柱との境界の袖壁部分がせん断滑り破壊するものである。Cタイプについては別途検討が必要であるが、本研究ではAタイプとBタイプの破壊形式を対象にする。試験体は破線の骨組部分をモデル化する。

2.2 試験体

図2にモデル化した試験体の形状と配筋状況の一例を示す。

本実験は梁降伏形骨組の挙動を把握することが主目的であり、実験の簡略化を計るために柱の片側だけに袖壁を設けている。試験体の縮尺は約1/3.5としている。壁筋の柱や梁への定着については図2中に示すように配筋し、柱への定着長さを約27dとし、梁への定着長さを約35dとしている。前節のCタイプの破壊形式が生じないように袖壁横筋量を多くしている。

表1に試験体の一覧と実験変数を示す。試験体数は9体で袖壁長さLw、壁厚tw、梁の開口内法のせん断スパン長さLo、コンクリート強度 $c\sigma_B$ および梁の曲げ断面性能を変数としている。その曲げ断面性能は梁断面内の鉄骨の有無により違いが生じる。

試験体記号はSRC(RC)-Lw/D-tw/B-Lo/D-H、Lの形式で表している。SRCは梁断面に鉄骨が設けられたもので、RCは鉄骨が設けられなかったものである。Lwは袖壁の張り出し長さで、Dは梁せい、Bは梁幅である。また末尾のHはコンクリート強度が高強度を、Lは梁の開口内法のせん断スパン長さが大きいことを、意味する。表2、表3、表4に、コンクリートと鉄筋および鉄骨の力学的特性をそれぞれ示す。コンクリートには生コン(粗骨材の最大寸法13mmの碎石)を使用している。異形鉄筋にはSD295

を使用している。鉄骨にはSS400を使用している。表1の材料記号は表2から表4の材料記号を意味する。試験体ごとの鉄筋と鉄骨の強度特性には若干の違いがある。

2.3 加力方法と測定方法

図3に加力状況を示す。同図のように試験体を設置して柱の上下の先端をピン支持し、梁の先端のピン位置に水平せん断力を加えている。加力は梁の変形を漸増させながら繰り返し加力を行っている。梁降伏形骨組における梁の力学的特性を把握することが主目的で

図2 試験体の形状と配筋状況

図3 加力状況

図4 変形の測定状況

表1 試験体の一覧と実験変数

試験体番号	試験体記号	Lw (mm)	tw (mm)	Lo (mm)	$c\sigma_B$ (N/mm ²)	材料 記号	特記
No. 1	SRC-2.25-0.31-0.75			150	24.0	C2,S1,R1	
No. 2	SRC-2.25-0.31-0.75-H	450	40	150	53.6*	C4,S1,R1	高強度
No. 3	SRC-2.25-0.31-3.5-L			700	16.0*	C1,S3,R2	Loが大きい
No. 4	SRC-1.5-0.31-1.5		40		24.0	C2,S1,R1	
No. 5	SRC-1.5-0.5-1.5	300	65	300	26.7	C3,S2,R1	
No. 6	RC-1.5-0.31-1.5				16.0*	C1,-,R2	RC造梁
No. 7	SRC-1.5-0.31-1.5-H		40		55.0*	C5,S1,R1	高強度
No. 8	SRC-1.0-0.31-2.0	200	40	400	24.0	C2,S1,R1	
No. 9	SRC-0-0-0	-	-	600	24.0	C2,S1,R1	比較用

Lw: 袖壁長さ, tw: 壁厚, Lo: 梁内法長さ, $c\sigma_B$: 圧縮強度, *: コンクリートが高強度または低強度を意味する。C1~C7, S1~S3: 表2~表4の材料強度の記号を意味する。

表2 コンクリートの力学的特性

材料 記号	E_c (10^4 N/mm ²)	$c\sigma_B$ (N/mm ²)	$c\epsilon_B$ (%)
C1	2.07	16.0	0.22
C2	2.00	24.0	0.31
C3	2.24	26.7	0.20
C4	2.54	53.6	0.34
C5	2.54	55.0	0.34

表3 鉄筋の力学的特性

材料 記号	鉄筋 種類	E_s (10^4 N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)
R1	D13	1.58	327	496
R2	D13	1.58	359	536
共通	D6	1.65	359	506
	4φ	1.70	531	618

表4 鉄骨の力学的特性

材料 記号	部位	E_s (10^4 N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	ϵ_B (%)
S1	梁 フランジ	1.82	364	474	3.47
	梁 ウェブ	1.82	381	485	3.11
	柱 フランジ	1.81	329	446	2.73
	柱 ウェブ	1.81	342	459	3.29
S2	梁 フランジ	1.85	373	489	3.29
	梁 ウェブ	1.84	414	508	3.37
	柱 フランジ	1.87	398	497	2.49
	柱 ウェブ	1.90	407	491	3.28
S3	梁 フランジ	1.91	332	456	3.39
	梁 ウェブ	1.89	345	465	3.34
	柱 フランジ	1.86	350	451	-
	柱 ウェブ	1.83	368	469	3.72

表2~表4での記号 E_c : コンクリートのヤング係数, $c\sigma_B$: コンクリート圧縮強度, $c\epsilon_B$: $c\sigma_B$ の時の圧縮ひずみ, E_s : 鋼材のヤング係数, σ_y : 鋼材の降伏強度, σ_B : 鋼材の引張強度, ϵ_B : 鋼材のひずみ硬化開始時のひずみ

図5 試験体の最終破壊状況

あるため、本実験では加力を簡略化するために柱の軸力を零としている。図4に変形の測定状況を示す。接合部パネルに変形測定用ホルダーを取り付けて梁や柱の曲げせん断変形を測定したほか、梁との境界の袖壁部分の変形も測定している。また梁の主筋、鉄骨および袖壁縦筋のひずみも測定している。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図5に代表的な試験体の最終破壊状況を示す。図中に最大せん断力時に曲げモーメントが最も大きいと考えられる位置または形成される曲げ降伏ヒンジ(以後、ヒンジと称す)の中心位置を●で示す。これらの位置は鉄筋と鉄骨のひずみ分布に基づいたもので、ひずみ分布の詳細は文献6)から文献8)に示されている。

なお、付録1にNo.1とNo.2の試験体のデータを示し、それらの位置の決定過程を述べている。

図5に観られるようにNo.6のRC造梁の試験体では袖壁に圧縮破壊は全く生じなかったのに対してNo.1とNo.2およびNo.4のSRC造試験体では袖壁の圧縮破壊が進展してヒンジが梁端に移動した。これらの試験体の形状比は一般的な実構造物に基づいていることから、SRC造の骨組では袖壁などの二次壁は破壊しやすいことが確認される。袖壁が圧縮破壊した試験体の壁高さ方向の破壊長さは、壁厚の約2倍であった。

図6にひび割れの特徴を模式的に示す。同図中には各部位の名称も示している。ひび割れの発生過程はつぎのようであった。

まず引張側袖壁に梁との境界に沿って引張りひび割れ(図中①)が発生し、つぎに開口端から梁端方向に若干入った位置に梁の曲げひび割れ(図中②)、そして圧縮側袖壁に圧縮ストラットを形成する斜めひび割れ(図中③)、梁のせん断ひび割れ(図中④)、袖

図6 ひび割れ発生過程と各部位の名称

壁の圧縮破壊(図中⑤)または梁の主筋と鉄骨の降伏、の順に発生して最大せん断力に達した。その袖壁の斜めひび割れ(図中③)は最大せん断力までにすべて発生し、その角度は柱の材軸に対し35度~45度であった。そして最大せん断力以後、袖壁の圧縮破壊が進展した試験体(No.1, No.2, No.4, No.7, No.8)では、ヒンジが梁端方向に移動し、柱・梁接合部近傍には柱に曲げひび割れ(図中⑥)が生じた。

3.2 梁の履歴特性と最大せん断力の決定要因

梁が曲げ降伏する場合、梁の履歴特性が骨組の履歴特性に大きく影響を与えるため、ここでは梁のせん断力-変形角関係の特徴と最大せん断力の決定要因について述べる。図7に代表的な試験体の梁のせん断力-変形角関係を示す。変形角は梁の変形を加力点から梁端までの長さで除した値である。図中には梁主筋と梁鉄骨の降伏位置と圧縮側袖壁の圧縮破壊の進展距離を示している。また、No.1, No.2, No.4, No.5には袖壁を設けていない比較用試験体No.9の梁のせん断力-変形角関係の包絡線を太実線で示す。

(1) コンクリートの圧縮強度とせん断スパン長さの影響

No.1, No.2, No.3は袖壁長さ L_w と壁厚 t_w が同じで、コンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ とせん断スパン長さ Lo が異なる。

$c\sigma_B$ が普通強度($24N/mm^2$)のNo.1では最大せん断力の約80%でCrの記号で示されているように袖壁の圧縮破壊が生じ、最大せん断力時には袖壁長さ(45cm)の約1/2の範囲(20cm)まで圧縮破壊が進展している。この時、YR10, YR20の記号で示されているように梁主筋は引張降伏しているが、鉄骨が降伏していないので梁にはまだヒンジが完全に形成されていないことになる。鉄骨の降伏が確認されたのはYF45の記号で示されているように大変形域である。この試験体は梁が曲げ降伏しないで袖壁の圧縮破壊の進展により剛性低下が生じ最大せん断力が決定されたタイプである。これは2.1節のAタイプに該当する。

これに対し $c\sigma_B$ が高強度($54N/mm^2$)のNo.2は梁主筋と鉄骨が引張降伏してヒンジが形成された後に袖壁の圧縮破壊が生じて最大せん断力に達しており、これはBタイプに該当する。 $c\sigma_B$ が大きくなると最大せん断力が大きくなっており、コンクリート強度の影響が確認される。両者とも最大せん断力直後、袖壁の圧縮破壊の進展により急激な耐力低下が生じて約 $\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad.以降でせん断力が安定している。この時のせん断力は袖壁を設けてない

図7 試験体の梁のせん断力-変形角関係

No.9のものより大きい。

一方、 Lo が $3.5D$ (D : 梁せい) と大きい No.3 は、No.1 に較べて $c\sigma_B$ が低強度 (16N/mm^2) であるにもかかわらず、最終的な袖壁の圧縮破壊の進展は小さく最大せん断力以降のせん断力も安定している。せん断スパン長さが長くなると袖壁の圧縮破壊の進展が小さくなり、降伏ヒンジの移動も小さくなることが確認される。

(2) 壁厚の影響

No.4, No.5 は主に壁厚だけが異なる試験体である。梁幅 B に対する壁厚 tw の比 tw/B がそれぞれ 0.31, 0.5 である。

tw/B が 0.31 の No.4 では最大せん断力時に袖壁長さ (30cm) の約 $1/2$ の範囲 (16cm) まで袖壁の圧縮破壊が生じて梁の主筋も降伏し、鉄骨も降伏または降伏に近いひずみ状況であった。この試験体は袖壁の圧縮破壊により剛性低下が生じて最大せん断力が決定されるが、これと同時に梁にもヒンジが形成される状況であったと考えられる。この試験体は、極めて B タイプに近い A タイプとなる。最大せん断力以降、袖壁の圧縮破壊の進展とそれに伴うヒンジ位置の移動により耐力低下が生じている。

これに対して袖壁が厚く tw/B が 0.5 の No.5 では、袖壁の圧縮破壊の進展も小さく、大変形域までヒンジが開口端近傍に留まった。最大せん断力以降、約 23 % の耐力低下が生じているが、これは繰り返し加力によりヒンジ領域の梁主筋が座屈したことによる。

(3) 梁の曲げ断面性能の影響

No.6 は梁に鉄骨が設けられていない RC 造で、それ以外の寸法は SRC 造の No.4 と同じである。

前述したように No.4 は袖壁が完全に圧縮破壊して大変形域ではヒンジ位置が梁端に移動したのに対して、No.6 は $c\sigma_B$ が低強度 (16N/mm^2) であるにもかかわらず、袖壁に圧縮破壊が全く生じることなく開口端にヒンジが形成されて最大せん断力に達した。

その変形角 ($\pm 0.5 \times 10^{-2} \text{ rad.}$) は、No.4 の降伏時の変形角より小さくなっている。梁の曲げ断面性能の違いによる影響が確認される。その後、5 サイクルのピーク ($\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{ rad.}$) まで最大せん断力をほぼ保持しているが、それ以降の変形では急激な耐力低下が生じ、ループ形状も逆 S 字形になっている。これは図 5 でも観られるように繰り返し加力によりヒンジ領域でせん断ひび割れが拡大してせん断破壊したことによる。

4. 梁の最大せん断力の評価

実験の試験体は梁が曲げ降伏して最大せん断力が決定する場合と、袖壁の圧縮破壊により梁の剛性が低下して最大せん断力が決定する場合に分かれた。ここでは、それぞれの場合の梁の最大せん断力の評価方法について述べる。それらの評価方法は、腰壁付き柱にも適用できるように誘導する。その基本的な考え方は文献 5) の RC 造腰壁付き柱のものに準じている。

図8 運動的許容速度場と圧縮ストラットの応力分布

4.1 梁の曲げ降伏により決定する最大せん断力

SRC造袖壁付き梁が曲げ降伏する場合の最大せん断力を評価するための降伏ヒンジ位置の評価式を上界定理に基づき誘導する。

4.1.1 誘導仮定

- 図8に運動的許容速度場を示す。腰壁付き柱に適用することも考え、片側の柱だけに袖壁が設けられる骨組部分で、梁にヒンジが形成される場合のモデルを考える。梁の反曲点明らかであるかまたは妥当な位置に仮定できる場合には、 L_o を開口端から反曲点までの距離とし、右梁端のモーメントを零として適用する。本実験の試験体はこれに該当する。左右の柱に袖壁が設けられる場合については今後、検討が必要である。
- 層間変形の発生に伴って生じる梁のせん断力によりヒンジが形成されると見なせるため、そのせん断力と釣り合う見かけの鉛直力 V を外力とする。ヒンジの回転増分 $\Delta\theta$ はヒンジの中心位置に集中するものとし、左右の $\Delta\theta$ は等しいものとする。
- 梁の降伏モーメントは降伏後も一定とする。
- 圧縮側袖壁では図8中に示すように45度^{注1}に傾いたコンクリートの圧縮ストラットと壁縦筋が圧縮抵抗し、引張側袖壁では壁縦筋だけが引張抵抗するものとする。
- 梁主筋、壁筋、鉄骨およびコンクリートの特性は完全塑性とする。ただしコンクリートは引張抵抗できないものとする。袖壁の圧縮ストラットの応力分布は、図8中に示すように一様でないことと、コンクリートの圧縮特性を完全塑性として取り扱うことを考慮し、圧縮強度を85%に低減して一様の圧縮応力分布とする。

4.1.2 塑性仕事増分

各塑性仕事増分はつぎのように表される。

(1) 外力の塑性仕事増分(W_{out})

$$W_{out} = V \cdot (L_o + S) \cdot \Delta\theta \quad (1)$$

ここに、 V : 鉛直力、 L_o : 開口内法長さ

S : 開口端からヒンジの中心位置までの水平距離

(2) 梁の左右のヒンジでの内部塑性仕事($B W_{in}$)

$$B W_{in} = (M_{yL} + M_{yR}) \cdot \Delta\theta \quad (2)$$

ここに、 M_{yL} , M_{yR} : 梁の左右のヒンジの降伏モーメント

(3) 袖壁の圧縮ストラットの内部塑性仕事($w_c W_{in}$)

圧縮ストラットの圧縮合力を C_w とし、中立軸から C_w の作用線に対する垂線の距離を g とすると、 $w_c W_{in}$ はつぎようになる。

$$\begin{aligned} w_c W_{in} &= C_w \cdot g \cdot \Delta\theta \\ &= 0.85 \cdot c \sigma_B \cdot t_w \cdot S / \sqrt{2} \cdot (S/2 + X_n) / \sqrt{2} \cdot \Delta\theta \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 t_w : 壁厚

X_n : 左側のヒンジにおける曲げ圧縮せい

(4) 壁縦筋の内部塑性仕事($w_s W_{in}$)

梁の上下の壁縦筋は、 $\Delta\theta$ に伴う変形に対して同じ方向に抵抗するので両壁筋の内力をあわせて取り扱うことにし、壁単位長さあたりの鉛直内力を $w T_y$ とすると、 $w_s W_{in}$ はつぎようになる。

$$\begin{aligned} w_s W_{in} &= w T_y \cdot S \cdot S / 2 \cdot \Delta\theta \\ &= \kappa \cdot \rho_{sh} \cdot t_w \cdot S \cdot w_{\sigma y} \cdot S / 2 \cdot \Delta\theta \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 κ : 袖壁が梁の両側に設けられる場合、2

袖壁が梁の片側に設けられる場合、1

ρ_{sh} : 壁筋比、 $w_{\sigma y}$: 壁縦筋の降伏応力度

4.1.3 梁の中立軸位置

(3)式において壁内部側のヒンジ位置の X_n が必要になる。文献6)では開口端からヒンジ位置までの梁部分と壁の境界に生じる水平方向の内力に基づいて X_n を表しているが、ここでは評価式を簡略化するためにその中立軸比 $X_{n1}(=X_n/D)$ を0.25とする。

4.1.4 降伏時の最大せん断力とヒンジ位置

上界定理に基づき外力と内力の塑性仕事増分を等しくおくと

$$W_{out} = B W_{in} + w_c W_{in} + w_s W_{in} \quad (5)$$

となり、これに(1)~(4)式を代入すると、 V はつぎようになる。

$$V = (A_1 \cdot S^2 + B_1 \cdot S + C_1) / (S + L_o) \quad (6)$$

ここに、 $A_1 = 0.21 \cdot c \sigma_B \cdot t_w + 0.5 \cdot \kappa \cdot \rho_{sh} \cdot t_w \cdot w_{\sigma y}$

$$B_1 = 0.43 \cdot c \sigma_B \cdot t_w \cdot X_n$$

$$C_1 = M_{yL} + M_{yR}$$

$$X_n = 0.25 D$$

上式において未知変数となるのは S だけである。上界定理により V を最小にする S を求めればよい。すなわち、 $\partial V / \partial S (S) = 0$ を満足する S を求めることになり、 S を求めると、

$$S = -L_o + \sqrt{L_o^2 - (B_1 \cdot L_o - C_1) / A_1} \quad (7)$$

ただし、 $S \leq L_w$

となる。柱内部にヒンジが形成されるのは通常の柱断面では考えないので S が袖壁長さ L_w より大きくなる場合は、 S は L_w に等しいものとする。この S を(6)式に代入すると曲げ降伏時のせん断力が求められる。これ以降、そのせん断力を Q_{wy} の記号で表す。

4.1. ヒンジ位置の主変数

ヒンジ位置までの距離 S の(7)式を梁せい D で除し、また平方根内の第2項の分子・分母を C_1 で除すと S/D はつぎようになる。

$$S/D = -L_o/D + \sqrt{(L_o/D)^2 - (b \cdot L_o/D - 1) / a} \quad (8)$$

ただし、 $S/D \leq L_w/D$

$$\text{ここに、 } a = (0.5 n + 0.21) / m \quad (= A_1 \cdot D^2 / C_1)$$

$$b = 0.11 / m \quad (= B_1 \cdot D / C_1)$$

$$m = (M_{yL} + M_{yR}) / (c \sigma_B \cdot t_w \cdot D^2)$$

$$n = \kappa \cdot p_{sh} \cdot w \sigma_y / c \sigma_B$$

S/D は、無次元量の Lo/D 、 m 、 n を変数とする関数で表される。この変数のうち、 n は一般的に使用される材料強度や壁筋比を考慮すると、ほぼ一定の範囲の値となるため、 Lo/D と m がヒンジ位置に大きく影響を与える主変数となる。図9に Lo/D と m を実用範囲で変化させた場合の S/D の曲面と曲線を示す。

n は一般的な壁筋比と材料強度を基に0.07としている。そこでは p_{sh} を0.3%、 $w \sigma_y / c \sigma_B$ を350/30とし、 κ は2としている。また図9(b)には κ が1の場合の曲線も破線で示している。これは梁の片側だけに袖壁が設けられる場合を意味する。同図より n が0.035～0.07の実用範囲で変化しても S/D はあまり差が生じないことが確認される。 S/D は Lo/D が小さくなるほど大きくなり、 m が大きくなるほど大きくなる。これは梁の開口内法長さ Lo 、壁厚 t_w 、コンクリートの圧縮強度 $c \sigma_B$ 等が小さくなるほど、また梁の降伏強度 M_y が大きくなるほど S が大きくなることを意味している。これは3.2節で前述した最大せん断力の決定要因の実験結果を説明できるものである。

4.1.6 設計用ヒンジ位置

設計では図10のように壁と接する範囲内で梁に仮想のヒンジを設け、開口端から仮想のヒンジまでの距離 dS を開口内法長さ Lo に加えて(9)式のように曲げ終局時のせん断力 Q_{wy} を計算する。¹⁰⁾

$$Q_{wy} = (M_{yL} + M_{yR}) / (Lo + dS) \quad (9)$$

ここでもその方法に準じる形式で dS を表現する。(6)式のせん断力と(9)式のせん断力を等しくおくことにより、 dS/D はつぎのように表される。

$$dS/D = \frac{(Lo/D + S/D)}{a(S/D)^2 + b(S/D) + 1} - Lo/D \quad (10)$$

ここに、 S/D ：(8)式による値、 a 、 b ：(8)式の係数

dS/D も S/D と同様に、 Lo/D 、 m 、 n を変数とする関数で表され、 Lo/D と m が主変数となる。図9と同様に図11に Lo/D 、 m を実用範囲で変化させた場合の dS/D の曲面と曲線を示す。

図10 降伏ヒンジ位置と設計用の仮想ヒンジ位置

(a) $S/D - Lo/D - m$ 関係の曲面 (b) $S/D - Lo/D - m$ 関係の曲線

図9 降伏ヒンジの $S/D - Lo/D - m$ 関係

Lo/D 、 m の増減に伴う dS/D の変化の傾向は図9の S/D のものと同様であるが、 dS/D の値は S/D に比べ45%以下になっていた。 Lo/D と m の値が決定すれば、同図(b)より設計用のヒンジ位置までの距離比 dS/D を読みとることができる。また、この値に D を乗じて dS を算出し、それを(9)式に代入することにより簡単に、梁が曲げ降伏する場合の最大せん断力が求められる。

4.2 袖壁の圧縮破壊の進展により決定する最大せん断力

梁が曲げ降伏する以前に袖壁が圧縮破壊して耐力低下が生じる場合の梁のせん断力 Q_{wu} については、文献5)、9)の腰壁付きRC造柱の最大水平せん断力の評価式を適用する。そこでは袖壁付き梁にも適用できるように整理されている。 Q_{wu} は文献5)に基づき諸係数に実数を代入して整理すると(11)式で表される。

$$Q_{wu} = \frac{(0.018t_w + \delta w) \cdot \omega + 0.067mw + \lambda \cdot M_{yR}}{\lambda \cdot L - 0.21Lw} \quad (11)$$

ここに、 $\delta w = 1.2 \cdot c \sigma_B \cdot Lw / Ec$ 、 $\omega = Ely / Lw^2$

$$mw = (1+n) \cdot c \sigma_B \cdot t_w \cdot Lw^2$$

$$\lambda = 0.45 + 0.006 t_w \cdot \omega / mw$$

Ely ：梁の曲げ降伏剛性

Ec ：コンクリートのヤング係数

L ：梁の全長(= $Lo + Lw$)

$c \sigma_B$ 、 M_{yR} 、 t_w 、 Lw 、 n ：4.1節の前掲の記号

(a) $dS/D - Lo/D - m$ 関係の曲面 (b) $dS/D - Lo/D - m$ 関係の曲線

図11 設計用降伏ヒンジの $dS/D - Lo/D - m$ 関係

表5 QwyとQwuおよびQmaxの計算値と実験値

No.	試験体記号	主変数				降伏ヒンジ位置		最大耐力			実験値 eQmax (10kN)
		m	Lo/D	My (10kN・m)	EIy (10 ⁹ N・cm ²)	S/D	dS/D	計算値 cQwy (10kN)	cQwu (10kN)	cQmax (10kN)	
1	SRC-2.25-0.31-0.75	0.89	0.75	3.40	8.86	1.11	0.47	13.93	12.04	12.04	11.73
2	SRC-2.25-0.31-0.75-H	0.40	0.75	3.45	9.42	0.63	0.23	17.59	22.32	17.59	17.17
3	SRC-2.25-0.31-3.5-L	1.28	3.50	3.26	8.75	0.38	0.13	4.49	4.33	4.33	4.39
4	SRC-1.5-0.31-1.5	0.89	1.50	3.40	8.86	0.70	0.28	9.58	8.55	8.55	9.02
5	SRC-1.5-0.5-1.5	0.45	1.50	3.42	9.08	0.35	0.11	10.63	12.94	10.63	10.85
6	RC-1.5-0.31-1.5	0.57	1.50	1.45	5.62	0.38	0.19	4.28	5.00	4.27	4.77
7	SRC-1.5-0.31-1.5-H	0.39	1.50	3.45	9.52	0.29	0.08	10.91	13.95	10.91	12.15
8	SRC-1.0-0.31-2.0	0.89	2.00	3.40	8.86	0.53	0.19	7.75	8.89	7.75	7.94

m, Lo/D: (8)式と(10)式の主変数
 EIy: (11)式における梁の曲げ降伏剛性
 Mu: 文献 12) の pp.45 の付表 B5 の充腹
 形鉄骨鉄筋コンクリート部材の一
 般化累加による終局曲げ耐力式
 (軸力が零の場合の Mu 式) による。
 S: 曲げ降伏時の開口端からヒンジ位
 置までの距離
 dS: 曲げ降伏時の開口端から設計用の
 ヒンジ位置までの距離
 cQmax: min (cQwy, cQwu)
 * : 文献 5) の Qwuf によるせん断力

図12 Qmaxの計算値と実験値の比較

図13 モデル化された
梁の曲げモーメント分布 図14 最大せん断力時の梁の変形角
の計算値と実験値の比較

上式をSRC骨組に適用する際、考慮すべき項はEIyとMyRである。EIyは袖壁と接している範囲の梁の剛性で、ここでは、RC部分の曲げ剛性と鉄骨部分の曲げ剛性の単純累加によるものとする。

RC部分の曲げ剛性は、せん断スパン比を5.0としたRC造規準¹¹⁾の降伏剛性とする。これは文献9)の方法による降伏剛性とほぼ一致するものである。鉄骨部分の曲げ剛性は弾性剛性とする。

MyRは梁の右端のモーメントであるが、本実験の試験体では4.1.1節(a)で述べた理由により零となる。

4.3 最大せん断力の計算値と実験値の比較

表5にQwyとQwuの計算値および最大せん断力の実験値を示す。同表には計算に用いた主変数も示している。梁の降伏モーメントMyには同表の右欄に示す一般化累加による終局曲げ耐力Muを用いた。

最大せん断力の計算値はcQwuとcQwyのうち小さいせん断力となる。No.3ではcQwuとcQwyの差は小さく評価式の精度を考慮すると同程度と考えられるが、No.1とNo.4では明らかにcQwuがcQwyより小さい。両者は梁が降伏する以前に袖壁が圧縮破壊して梁の最大せん断力が決定することになる。これは3.2節で述べた実験結果と一致する。

図12に最大せん断力の計算値と実験値を比較して示す。点線で囲んだデータは袖壁が圧縮破壊して最大せん断力が決定したNo.1とNo.4のもので、●の記号のcQwuを最大せん断力の計算値とすべきものである。計算値は実験値を±10%の誤差で推定している。

5. 最大せん断力時の変形の評価

図13にモデル化した曲げ降伏時の梁の曲げモーメント分布を示す。梁部分をA, B, Cの3区間に分けて、それぞれの区間の分布を直線補間し、梁先端に対する梁の曲げ変形の変位成分を積分して算出した。ヒンジ位置には(8)式のものを用い、そのモーメントは

表5の右欄の終局曲げ耐力Muを用いた。変形を簡便に評価するために梁の曲げ剛性は全区間において降伏剛性で近似した。降伏剛性についてはRC部分の曲げ剛性と鉄骨部分の曲げ剛性の単純累加によるものとした。RC部分の曲げ剛性は、A区間では開口内法長さによるせん断スパン比を用いるRC造規準¹¹⁾の降伏剛性とし、BとC区間では4.2節のcQwuの計算で用いた降伏剛性とした。

図14に最大せん断力時の変形角の計算値cRmaxと実験値eRmaxを比較して○で示す。cQwuがcQwyより小さくなったNo.1とNo.4についてはcQwuの時の計算値を●で示している。これらは図13中の破線のように降伏時のモーメント分布M(x)にcQwu/cQwyの値を乗じて近似している。点線で囲んだデータはNo.3のもので、この計算値だけが実験値より大きい。これは梁のLoが他の試験体の値に較べて大きく、その全範囲の剛性を降伏剛性としたことによる。No.3を除くと計算値は実験値を-30～0%の誤差で推定している。

図7の梁のせん断力-変形角関係に前節のcQwyをせん断力とし、本章の計算値を変形角とした時点を●の記号で示す。No.1とNo.4については同様にcQwuの時点を◆で示している。No.1とNo.4については◆を、それ以外の試験体では●を最大せん断力時の計算値と見なすことになる。

図14で観られたようにNo.3以外では変形が過小評価されていたが、図7においては最大せん断力時の直前で梁の曲げ降伏や袖壁の圧縮破壊により剛性が急激に低下する時点を計算値はほぼ推定している。

6. まとめ

袖壁付きSRC造骨組で梁が曲げ降伏する場合の弾塑性性状と梁の最大せん断力とその変形の評価方法について検討した。

以下に結論を述べる。

- (1) 充腹形 SRC 造部材は RC 造部材に較べて部材の耐力が大きいため、袖壁付き梁やたれ壁・腰壁付き柱の骨組部分では骨組と接する境界の壁部分で圧縮破壊が生じやすくなり、一旦、曲げ降伏しても変形の増大に伴ってヒンジ位置が移動し、危険断面位置が一般的な RC 造骨組のものと異なる。
- (2) 袖壁と接する梁の降伏ヒンジ位置に影響を及ぼす因子は、コンクリート強度 $c\sigma_B$ 、開口内法 L_o 、壁厚 tw 、梁の曲げ降伏強度 My_L 、 My_R 、壁筋の鉄筋比 ρ_{sh} と降伏強度 $w\sigma_y$ であり、これらの影響をまとめて表現できる主変数は下記の 3 変数である。

$$L_o/D, \quad m = (My_L + My_R) / (c\sigma_B \cdot tw \cdot D^2)$$

$$n = \kappa \cdot \rho_{sh} \cdot w\sigma_y / c\sigma_B$$

ここに、 D は梁せい、 κ は定数で 4.1.2 節を参照のこと

- (3) 梁のヒンジ位置を評価する式として (8) 式を提案し、設計用のヒンジ位置を評価する式として (10) 式を提案した。またそれらの式の値を実用範囲で読み取れる図として図 9 と図 11 を示した。
- (4) 梁の最大せん断力については、(9) 式と (10) 式による曲げ降伏時のせん断力と (11) 式による袖壁の圧縮破壊進展時のせん断力の内、小さい計算値で実験値を ±10% の誤差で推定できる。
- (5) 曲げ降伏時の梁の曲げモーメント分布をモデル化して最大せん断力時の梁の変形を評価する方法を提案した。これによる計算値は実験値を -30~0% の誤差で過小評価するが、梁のせん断力-変形角関係においては最大せん断力時の直前で梁の降伏や袖壁の圧縮破壊により生じる剛性低下時をほぼ評価できる。

なお初期剛性と最大せん断力以降の強度・変形特性の評価方法については続報で報告する予定である。また本研究は平成 8 年度・9 年度・10 年度の科学研究費補助金(奨励研究)によった。

参考文献

- 東洋一・大久保全陸・江戸宏彰：静加力試験による腰壁、たれ壁、袖壁付き鉄筋コンクリート柱の破壊性状と履歴曲線，日本建築学会論文報告集，No.169，pp.1-8，1970.3
- 南 宏一・北山睦子：そで壁付き鉄筋コンクリート柱のせん断強度，日本建築学会大会学術梗概集・構造系，pp.1935-1936，1983.9
- 山田 良・末永達大・立花正彦：袖壁付き充腹形 SRC 柱部材の力学的性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術梗概集・構造Ⅲ，pp.1045-1049，2001.9
- 後藤哲朗・武井秀達・石川正人・遠藤利根穂：水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術梗概集・構造系，pp.1961-1962，1978.9
- 塩屋晋一：鉄筋コンクリート造腰壁付き柱の最大水平せん断力の評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.43B，pp.199-210，1997.3
- 塩屋晋一，吉松幸一郎：鉄骨鉄筋コンクリート造袖壁付き骨組の加力破壊実験・その 1，その 2，日本建築学会大会学術梗概集 C1，pp.1103-1106，1997.9
- 塩屋晋一，知本裕樹：耐力劣化を伴う袖壁付き SRC 造骨組の耐震性状改善に関する実験的研究，日本建築学会九州支部研究報告第 38 号，pp.565-568，1999.3
- 大迫 亘，塩屋晋一，吉松幸一郎：鉄骨鉄筋コンクリート造袖壁付き骨組の加力破壊実験・その 3，日本建築学会大会学術梗概集 C1，pp.1143-1144，1999.9
- 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究・その IV，日本建築学会構造系論文報告集，No.449，pp.163-173，1993.7
- 荒川 卓ほか：繰返し荷重を受ける腰壁・たれ壁付き RC 柱の剛性と終局強度について，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.565-568，1985
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp.57，2002.4
- 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp.89，pp.161，2001.3

(a) No. 1: SRC-2.25-0.31-0.75 (b) No. 2: SRC-2.25-0.31-0.75-H

付図 1 梁の主筋と鉄骨フランジのひずみ分布

付録 1

付図 1 に No. 1 と No. 2 の梁の主筋と鉄骨のフランジのひずみ分布を示す。示した範囲は袖壁と接している範囲で、ひずみの正側に曲げ引張側の主筋とフランジの値をとり、負側に曲げ圧縮側の主筋とフランジの値をとっている。示した時点は壁が圧縮破壊する時点 (Cr, 黒塗りの記号) と最大せん断力の時点 (Pmax, 白塗りの記号) である。図中に材料試験による降伏ひずみを水平の実線と破線で示す。実線はフランジのもので、破線は主筋のものである。本文の図 5 で示している最大せん断力時の梁の最大曲げモーメント位置また降伏ヒンジの中心位置は以下のようにして決定している。

No. 1 では、最大せん断力時に曲げ引張側で主筋は降伏しているものの、フランジのひずみは降伏ひずみより小さく降伏ヒンジが形成されていない。しかし、曲げ圧縮側の主筋とフランジのひずみ分布では両方とも梁端から 25cm の位置のひずみが最も大きく、この位置を曲げモーメントが最も大きい位置と決定した。

これに対して No. 2 では最大せん断力時に曲げ引張側で主筋・フランジとも降伏しており、降伏ヒンジがほぼ形成されていると判断される。この場合も No. 1 と同様に曲げ圧縮側の主筋とフランジのひずみ分布でひずみの最大の位置が明確に確認され、本文の図 5 ではこの位置を降伏ヒンジの中心位置としている。

No. 3 から No. 6 の試験体も No. 2 と同様なひずみ分布の状況で降伏ヒンジの中心位置を決定した。

注 1

本文の 3.1 節では壁のストラットの角度と密接に関係する斜めひび割れの角度が柱の材軸に対して 35 度～45 度であると述べているが、図 5 にも観られるように 45 度に近いひび割れが支配的であること、式の簡略化を計ることを考慮して、ストラットの角度を 45° とした。

(2003 年 6 月 10 日原稿受理，2003 年 11 月 5 日採用決定)