(4) 低強度コンクリート格子形SRC梁の せん断終局強度に関する実験的研究

KJU KJU NWE¹・貞末 和史²・荒木 秀夫³

¹正会員 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) MC16002@cc.it-hiroshima.ac.jp

²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) sadasue@cc.it-hiroshima.ac.jp

³正会員 広島工業大学教授 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2-1-1) h.araki.k4@it-hiroshima.ac.jp

本研究では、格子形に組立てた低強度コンクリートとなった非充腹型SRC梁の載荷実験を行った。実験の結果、鉄骨幅が大きい試験体は最大耐力時に鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れを生じたが、鉄骨幅が小さい試験体は最大耐力時に梁端で斜めひび割れを生じていることが確認された。なお、最大耐力は日本建築防災協会のSRC耐震診断基準に示されるせん断終局強度の計算値を下回ることが明らかとなった。また、低強度コンクリートであることを考慮したA式を用いると実験値が計算値を下回る試験体があったが、B式を用いると実験値が計算値を下回る試験体があったが、B式を用いると実験値が計算値を下回る試験体があることが確認された。

Key Words : low-strength concrete, steel reinforced concrete beam, ultimate shear strength, seismic evaluation

1. はじめに

不特定多数の者の利用場所となる病院・旅館などの大型施設に関して耐震診断を義務付ける「改正建築物の耐 震改修の促進に関する法律」が2013年に施行され、災害 弱者の緊急避難場所となる種々の大型施設について、耐 震性を向上させる必要性が法令として示された.過去に 行なわれていた行政指導によって、7~8階建て以上のコ ンクリート系大型施設の多くにSRC構造が採用されてい るが、SRC造建物の耐震診断が促進される中で、RC構 造と同様にコンクリートの圧縮強度が極めて低い既存建 物の耐震診断と耐震改修をどのように行い評価すればよ いのか危惧されている.

1995年に制定された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」以後、全国で急速に耐震診断が実施された学校 建築等の既存建物では低強度コンクリートの問題が顕在 化したため、RC構造に関してはこの問題に関する研究 が推進され、低強度コンクリートとなったRC造建物の 耐震性能を評価する方法が提案された¹⁰².一方で、低強 度コンクリートとなったSRC構造を対象とした研究はほ とんどないため³,著者らは低強度コンクリートとなっ たSRC柱の終局強度や変形性能などの構造特性を調べる ための実験を行い,せん断破壊する低強度コンクリート のSRC柱の最大強度はSRC耐震診断基準⁴に示されるせ ん断終局強度の計算値を下回ることを明らかにした^{5,6}.

本研究では、既報⁵⁰⁰に引き続き、低強度コンクリート となったSRC部材の構造特性について検討するために、 正負繰り返し水平力を受けてせん断破壊する非充腹型

(格子型)鉄骨が内蔵されたSRC梁の載荷実験を行なう. また、コンクリートの圧縮強度および内蔵される鉄骨と せん断補強筋量が梁の破壊状況に与える影響について確 認すると共に、コンクリートが低強度であることを考慮 したせん断終局強度式の妥当性について検証する.

2. 実験方法

(1) 試験体

試験体計画を表-1,試験体形状を図-1に示す.いずれ

表-1 試験体計画									
試験体	F_c (N/mm ²)	鉄骨形式	b'/b	<i>M</i> /(<i>Qd</i>)	鉄骨 (sp i)	帯板 (spw)	柱主筋 (rp t)	せん断 補強筋 (rpw)	
183516			0.35		4L-65×65×5			D6@160 (0.198%)	
183510	18	3	0.33	2.0	(1.59%)			D6@100	
186010		非充腹型	0.60		4L-65×40×5 (1.25%)	PL6-30@200	6-φ16	(0.317%)	
093516		(格子型) 9 0.35	4L-65×65×5	(0.431%)	(0.897%)	D6@160 (0.198%)			
093510			0.55		(1.59%)			D6@100	
096010			0.60		4L-65×40×5 (1.25%)			(0.317%)	

注) F_c:目標圧縮強度, b':鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅, b:梁幅, M/(Qd):せん断スパン比 spt:引張鉄骨比, spw:帯板比, rpt:引張鉄筋比, rpw:せん断補強筋比



図-1 試験体形状(単位:mm)

の試験体とも曲げ破壊に対してせん断破壊が先行するこ とを想定したSRC梁として計画し、山形鋼と帯板を用い て格子形に組み立てた非充腹型SRC梁を、コンクリート の圧縮強度、鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効 幅、せん断補強筋の間隔を変数として、合計6体の試験 体を製作した.

試験体183516,093516に関しては,梁断面は200mm×400mmとした.鉄骨は4L-65×65×5(SS400)の山形鋼とPL6-30@200(SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て,バンドプレートは設けていない.主筋は丸鋼6-φ16(SR295),せん断補強筋は異形棒鋼D6@160(SR235)とした.



表-2 コンクリートの調合表

F_c (N/mm ²)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	水セメ ント比 (%)	細骨 材率 (%)
18	205	234	1079	716	1.76	87.6	60.8
9	205	186	1119	716	1.67	110	61.6

1	表-3	コンク	リー	トの材	才料強度	
						_

きとまた /+-	F c	σ_B	σ_t	E_{c}	
武殿14	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
183516					
183510	18	16.1	1.72	21703	
186010					
093516		9.44	1.32	16367	
093510	9	9.17	1.25	16000	
096010		8.63	1.11	16734	

注) GB: 圧縮強度, GI: 引張強度, Ec: ヤング係数

試験体183510,093510に関しては,梁断面は200mm×400mmとした.鉄骨は4L-65×65×5(SS400)の山形鋼とPL6-30@200(SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て,バンドプレートは設けていない.主筋は丸鋼6-φ16(SR295),せん断補強筋は異形棒鋼D6@100(SR235)とした.

試験体186010,096010に関しては,梁断面は200mm×400mmとした.鉄骨は4L-65×40×5(SS400)の山形鋼とPL6-30@200(SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て,バンドプレートは設けていない.主筋は丸鋼6-φ16(SR295),せん断補強筋は異形棒鋼D6@100(SR235)とした.なお,想定した年代の建物では、山形鋼と帯板の接合は

庙	田笛斫	σ_y	σ_u	伸び				
K	/11回//1	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)				
山形鋼	PL-5	309	435	26.8				
帯板	PL-6	269	360	30.3				
主筋	<i>ø</i> 16	321	454	30.2				
あばら筋	D6	356	495	-				
<u>帯板</u> 主筋 あばら筋	PL-6 <u>\$\phi16\$</u> D6	269 321 356	360 454 495	30.3 30.2				

表-4 鋼材の材料強度

注) σ_y :降伏強度, σ_u :引張強度







図-4 変位計測の位置(単位:mm)

リベットが用いられているが、本実験では2-M6(孔径 #7) の六角穴付きボルトを用いて接合した。目標とするコン クリートの圧縮強度は18N/mm²および9N/mm²とし、コン クリートは 実構造物と同様に梁の上面から打込んだ. コンクリートの調合表を表-2に示す.

試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の材料試験結 果を表-3,表-4,圧縮力を受けるコンクリートの応力度 とひずみ度の関係を図-2にそれぞれ示す.18N/mm²のコ ンクリートと比較して,9N/mm²のコンクリートは最大 強度以降の強度低下が非常に穏やかとなった.

(2) 載荷方法

載荷は図-3に示す載荷装置を使用し、試験体を鉛直に

立てて正負繰返しの逆対称モーメントを漸増載荷するも のとした.反曲点までの高さは800mmであり,梁のせん 断スパン比は2.0となっている.加力サイクルは部材角R(上下スタブ間の相対水平変位 δ /梁内のり1)を変位制 御し, $R=\pm0.125$ %rad.を1サイクル行なった後,次に $R=\pm$ 0.25%rad.で2サイクル, $R=\pm0.5$ %rad.で2サイクル行い, それ以後は直前の振幅に対して $R \epsilon \pm 0.5$ %rad.漸増させる 正負繰り返し載荷を2サイクルずつ繰り返し, $R=\pm$ 2.0%rad.に達した以降は $R \epsilon \pm 1.0$ %rad.漸増させる正負繰 り返し載荷を耐力低下が著しくなるまで2サイクルずつ 繰り返すものとした.

変位は図-4(a)に示されるように左右スタブ間の相対 水平変位が計測すると共に、図-4(b)に示される位置に ボルトを埋込んで変位計を取付け、曲げとせん断のそれ ぞれの変形成分を計測した。

ひずみ度は主筋、せん断補強筋、山形鋼および帯板の それぞれについて、ひずみゲージを貼付けて計測した.

実験結果および考察

せん断力Qと部材角Rの関係の履歴曲線を図-5,最大耐力時のひび割れ発生状況を図-6に示す.図-5の点線はSRC耐震診断基準⁴に示されるせん断終局強度Q_{*}の計算値である.なお,いずれの試験体とも曲げ終局強度の計算値はQ_{*}を上回っている.

b'b=0.35, p_n=0.198の試験体183516はR=±0.5%rad.の振幅 で材端に斜めひび割れと共に鉄骨フランジに沿った位置 でせん断付着ひび割れが発生し,試験体093516は R=±0.125%rad.の振幅で材端で斜めひび割れが発生, R= ±0.5%rad.以上の振幅で鉄骨フランジに沿った位置でせん 断付着ひび割れが発生し,いずれの試験体とも R=±1.0%rad.の振幅で最大耐力に達した.それ以後の振幅 では斜めひび割れおよびせん断付着ひび割れが拡幅して コンクリートの損傷が進みかぶりコンクリートの剥離を 伴いながら徐々に耐力低下した.

b'か=0.35, p_w=0.317%の試験体183510,093510に関しては R=±0.25%rad.の振幅で材端に斜めひび割れ, R=±0.5%rad. の振幅から鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび 割れが発生し,いずれの試験体ともR=±1.0%rad.の振幅で 最大耐力に達した.それ以後の振幅では斜めひび割れお よびせん断付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷 が進みかぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐 力低下した.

b'b=0.60, p_w=0.317%の試験体186110, 096010に関して はR=±0.5%rad.の振幅で材端に斜めひび割れが発生した. 試験体186010はR=±1.5%rad.の振幅で,試験体096010は R=±1.0%rad.の振幅で最大耐力に達した.その後,材端の 斜めひび割れが中央へと進展すると共に主筋に沿った位





図も最大时月時のひひ割れ発生状況

置でせん断付着ひび割れが発生し、徐々に耐力低下した. 全ての試験体ともひび割れが大きくなると共に履歴ル ープのスリップ特性が顕著となった. 内蔵されている鉄 骨とせん断補強筋が同じ試験体では、コンクリート強度 に関わらず破壊の様相はほぼ同様であったが、最大耐力 は異なった.変形能力について比較すると、低強度コン クリートの場合、最大耐力に達した後の耐力低下が緩や かであることが確認された. また, b'/b=0.35の試験体は 鉄骨フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが生じ ているが、b'b=0.60の試験体は最終的には主筋に沿った 位置でせん断付着ひび割れが発生しており、せん断付着 ひび割れが発生すると耐力低下が著しくなった. なお, 変形能力について比較すると、b'b=0.60の試験体はb'b= 0.35の試験体と比較して最大耐力に達した後の耐力低下 は穏やかであった. 低強度コンクリートの試験体の山形 鋼、帯板、主筋およびせん断補強筋は最大耐力時に未降 伏であった.

図-4の方法で計測した局部変形図より,曲げ変形とせん断変形に分離した変形成分の割合を図-7に示す.図中

の点線は最大耐力時の部材角である.いずれの試験体に 関しても小振幅時は曲げ変形の割合が大きい.その後, 他の試験体に比べて*pwが小さい*試験体183516,093516は, *R*の漸増に伴って曲げ変形の割合が小さくなり,逆にせ ん断変形の割合が大きくなっている.なお,コンクリー ト強度に関わらず,*b*²*b*=0.35の試験体は*b*²*b*=0.60の試験 体と比べてせん断変形が大きくなっている.

4. せん断終局強度の検討

せん断終局強度の計算値および実験における最大値の 一覧を表-5,本研究で実施した試験体(梁)および既往の 研究^{5,69}で実施した試験体(柱)の実験値 Q_{ep} と計算値 Q_{s} , Q_A , Q_B および Q_{aj} の比較を図-8に示す.また、本論の検 証で用いた評価式の一覧を表-6に示す.

日本建築防災協会の SRC 耐震診断基準⁴では、コンク リートの圧縮強度 σ_{B} が 13.5N/mm²以上であることを適用 条件として、梁のせん断終局強度 Q_{*} の評価式が示され ている。普通強度コンクリートの実験データを基に構築 された荒川 min 式に基づく評価式となっており、 F_c =18N/mm²の試験体 183510 と F_c =9N/mm²の全ての試験体 が実験値は計算値を下回ることが確認された. せん断破 壊が先行する低強度コンクリートの RC 部材および SRC 柱に関する既往の研究報告 ¹⁵⁵⁰ と同様に、コンクリート の圧縮強度が 13.5N/mm²を下回る試験体は危険側の評価 となった.

低強度コンクリートの RC 部材に関しては、山本らに によって、コンクリート強度を変数とした低減係数 kを 用いてせん断終局強度を評価する式が提案されている⁷. kを乗じて評価する方法を SRC 部材へ拡張した A 式を 用いて SRC 梁のせん断終局強度について検討する. $k_{r}=0.244+0.056\sigma_{B}$ ($\sigma_{B}\leq13.5$)

 Q_{ep} と Q_A を比較すると、 Q_e を用いた場合よりも評価 精度は向上したが、 $F_c=18N/\text{mm}^2$ の試験体 183510 につい ては実験値が計算値を下回った.

さらに、低強度コンクリートの RC 部材に関しては、 八十島らによって、せん断補強筋負担強度をコンクリー ト強度に応じて低減させる係数α を用いた評価式も提案 されている[®]. 八十島らの方法を SRC 部材へ拡張した B 式を用いて SRC 梁のせん断終局強度について検討する.

 $\alpha = 0.038\sigma_b \leq 0.85$ ($\sigma_b \leq 22$) (2) $Q_{exp} \ge Q_B$ を比較すると、全ての実験値は計算値を上回 ることが確認された.

(%)

100

80

60

40

20

0

100

80

60

40

20

0 L

0

(%)





図-7 変形成分の割合

表-5 実験値と計算値

試験体	$Q \exp(kN)$	Q se(kN)	$Q_A(kN)$	$Q_B(kN)$	Q aij(kN)	$Q_{\it exp}/Q_{\it se}$	Q_{exp}/Q_A	Q_{exp}/Q_B	Q exp/ Q aij
183516	134	133	133	116	117	1.01	1.01	1.16	1.15
183510	132	142	142	122	128	0.93	0.93	1.08	1.03
186010	141	140	140	120	130	1.01	1.01	1.18	1.08
093516	96.7	119	91.9	83.3	89.0	0.81	1.05	1.16	1.09
093510	97.8	128	96.8	85.9	109	0.76	1.01	1.14	0.90
096010	95.4	125	90.8	81.1	109	0.76	1.05	1.18	0.88



(1)

186010

R(% rad.)

096010

R(% rad.)

2

1

2



RC 部材に対して提案されている低減係数 & を乗じた A 式を用いても SRC 梁では危険側の評価となる場合が あるのは、本実験では SRC 部材特有の破壊である鉄骨 フランジに沿ったせん断付着ひび割れを生じていること が影響していると考えられる.

SRC 規準・第6版⁹による SRC 柱のせん断終局強度 Q_{aj} は、鉄骨部分の終局強度とRC部分の終局強度を累 加して評価するものとなっており、RC部分に関しては コンクリート強度の適用範囲の影響を受けない理論解と して、塑性理論に基づくトラス・アーチモデルを用いた せん断終局強度の評価式が解説に示されている.なお、 第6版では格子形 SRC 柱は対象とされていないが、格 子形鉄骨の終局強度はSRC 規準・第5版¹⁰に算定式が 示されている. Q_{aj} を用いて評価した場合、 $F_{c}=9N/mm^2$ の 試験体 093510,096010の実験値は計算値を下回ることが 確認された.

各試験体のひずみ分布を図-9に示す.図中の点線は降 伏ひずみ度,丸印は最大耐力時のひずみ度を示している. 本研究では試験体183516はせん断補強筋が降伏したが,

これ以外の試験体はRC部材である主筋とせん断補強筋 と共にS部材の山形鋼と帯板は実験終了時まで未降伏で あった.特に,試験体中央部ではひび割れが発生してい なかったため,全ての試験体で中央のひずみ度はほぼな かった.

低強度コンクリートの場合に実験値が計算値を下回る のはせん断補強筋が降伏する前にコンクリートが破壊し てしまうこととSRC部材特有の破壊である鉄骨フランジ の沿ったせん断付着ひび割れを生じていることが影響し ていると考えられる.

5. まとめ

本研究によって得られた成果を以下にまとめる.

- せん断破壊が先行する非充腹型SRC梁では、コンク リート強度に関わらず、最大耐力時の破壊状況は鉄 骨幅が大きい試験体は鉄骨フランジに沿った位置で せん断付着ひび割れが発生したが、鉄骨幅が小さい 試験体は梁端で斜めひび割れが発生した。
- 2) 内蔵される鉄骨フランジ位置でのコンクリート有効 幅,せん断補強筋の間隔にかかわらず低強度コンク リートのSRC梁のせん断強度はSRC耐震診断基準式 に示されるせん断終局強度の計算値を下回った.

3) 低強度コンクリートRC部材に対して提案されている評価式をSRC部材へ拡張した評価式では、低強度コンクリートSRC梁に対してA式を用いると実験値が計算値を下回る試験体はあったが、B式を用いると全ての試験体の計算値は実験地を安全側に評価した.SRC規準の解説に示される塑性理論に基づくトラス・アーチモデルを用いたせん断終局強度式は、低強度コンクリートのSRC梁に対して危険側に評価される場合があった。

謝辞

本研究はJSPS科研費JP16H04458の助成を受けたものです. ここに記して謝意を表します.

参考文献

- 日本コンクリート工学会中国支部:低強度コンクリ ートに関する特別研究委員会報告書(2013), 2013.3
- 日本コンクリート工学会中国支部:低強度コンクリ ートの既存建築物の耐震診断と耐震補強シンポジウム(2013), 2013.7
- 3) 安岡威,水野生,増田安彦,田才晃:低強度コンク リート SRC 柱に対する炭素繊維シート補強による補 強効果,コンクリート工学年次論文集,Vol.28, No.2, pp.1213-1218, 2006.6
- 4) 日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説,2009.12
- KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫: 低強度コンク リート SRC 柱のせん断終局強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1159-1164, 2016.6
- KJU KJU NWE, 貞末和史, 荒木秀夫: 強軸鉄骨が内 蔵された低強度コンクリート SRC 柱のせん断終局強 度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文 集, Vol.39, No.2, pp.979-984, 2017.6
- 7) 山本泰稔:低強度コンクリート構造に関する調査・ 研究資料,「第 30 回建築士事務所全国大会埼玉大会 分科会,地震と補強ー耐震改修における低強度コン クリートの問題点」,大宮ソニックシティ,pp.77-91, 2005.9
- 八十島章,荒木秀夫,松井剛,谷口博亮:低強度コンク リート部材のせん断性能評価,日本建築学会技術報告集, 第16巻,第32号, pp.139-144, 2010.
- 9) 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6版),2014.1
- 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

ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF SRC BEAMS WITH LOW-STRENGTH CONCRETE

KJU KJU NWE, Kazushi SADASUE and HIDEO ARAKI

In this research, shear strength of the open-web type SRC beams with low-strength concrete are investigated through the seismic loading test. As the result of this experiment, at the maximum yield strength, the shear-bond cracks were occurred along the steel flange position while the specimen of steel with large width flange. On the other hand, the diagonal cracks were occurred at the edge of the beam while the specimen of steel with small width flange. According to the test result, the ultimate shear strength of low-strength concrete SRC beams cannot be evaluated using the present equation recommended in JBDPA, designed standard for the SRC beams with low-strength concrete. The ultimate shear strength can be estimated the equation considering for the low-strength concrete by the previous research for RC member with low-strength concrete. And then, it also cannot be evaluated for some speicemens using the equation based on the theory of truss and arch mechanism in AIJ design standard.