低強度コンクリートの既存 SRC 部材のせん断終局強度

ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF EXISTING STEEL REINFORCED CONCRETE MEMBERS
WITH LOW-STRENGTH CONCRETEチュー チュー ヌエ^{*1}, 貞末和史^{*2}, 荒木秀夫^{*3}

KJU KJU NWE, Kazushi SADASUE and Hideo ARAKI

In this paper, shear strength of SRC members with low-strength concrete were investigated through the seismic loading tests. According to the experimental results, regardless of concrete strength and type of steel frame, shear-bond cracks were occurred along the steel flange position of members, when reaching the maximum strength. The ultimate shear strength for those low-strength concrete members have not been established clearly in the existing evaluation method recommended by JBDPA. Thus, we propose an evaluation method of the ultimate shear strength of SRC members and it is confirmed, the proposed method can be appropriately evaluated more than existing method.

Keywords : Low-strength concrete, Steel reinforced concrete structure, Seismic evaluation, Ultimate shear strength, Shear bond failure

低強度コンクリート, 鉄骨鉄筋コンクリート構造, 耐震診断, せん断終局強度, せん断付着破壊

1. はじめに

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」を受け、1981年の建築基準法改正以前に造られた公立学校等建物に対しては耐震診断と耐震補強が積極的に行なわれたが、民間建物に目を向けると戦後復興期に造られた建築が既存不適格構造物として数多く残されている。そのような状況の中、コンクリート系建物の重要な問題として、コンクリートの圧縮強度が極めて低い既存建物が存在し、その建物の耐震診断と耐震改修をどのように行い評価するかということが顕在化している。コンクリートは建築および土木構造物における主要な材料として多用されてきたが、コンクリートの性能は設計と施工の精度に敏感であり、調査設計や練混ぜ・打込みの知識と技術が未熟で品質管理が不十分であった時代に造られた学校建築等の既存建物では低強度のコンクリートが見つかったため、低強度コンクリートを有する鉄筋コンクリート(以後、RCと称す)構造については耐震性能に関する組織的な研究が行なわれた¹⁾。

一方で、不特定多数の人々が利用する病院・旅館や避難弱者が利用する大規模建物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、これらの建物の耐震性を向上させる必要性が法令として示された²⁾。鉄骨鉄筋コンクリート(以後、SRCと称す)構造の新規採用は減少傾向にあるものの、既存の6~9階程度の建物ではSRC構造が多く採用されており³⁾、鉄骨の存在によりコンクリートの充填が難しいSRC構造にもRC構造と同様に低強度コンクリートの既存建物が存在している可

能性がある。

本研究ではSRC構造を対象として、日本建築防災協会の既存SRC造建築物の耐震診断基準⁴⁾(以後、SRC耐震診断基準と称す)におけるコンクリート圧縮強度 σ_c の適用範囲($\sigma_c \geq 13.5 \text{ N/mm}^2$)を下回る低強度コンクリートのSRC柱とSRC梁の載荷実験を行ない、曲げ破壊に対してせん断破壊が先行するSRC部材の破壊性状と履歴特性について明らかにする。また、低強度コンクリートに対応できるSRC部材のせん断終局強度の評価式を提案する。

2. 実験概要

2.1 柱試験体

柱試験体の一覧をTable1、試験体形状の一例をFig.1にそれぞれ示す。いずれ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柱として計画し、コンクリート強度、鉄骨の形式(充腹型、非充腹型)と形状(十字形、H形)、せん断スパン比および軸力比を変数とした合計14体のSRC柱を製作した。

全試験体の柱断面は300mm×300mm、内法長さは900mmおよび600mmとした。コンクリートの目標圧縮強度 F_c は18N/mm²と9N/mm²の2種類とした。コンクリートの調査をTable2に示す。1975年に改定されたSRC規準・第3版⁵⁾では充腹型鉄骨を用いることが推奨されているため、これ以後に建設された建物では充腹型の鉄骨と異形棒鋼の主筋が使われたSRC構造が大半を占められる。そこで、充腹型SRC柱の鉄骨は全てH-200×100×5.5×8

^{*1} 広島工業大学大学院工学系研究科知的機能科学専攻
博士後期課程・修士(工学)

^{*2} 広島工業大学工学部建築工学科 准教授・博士(工学)

^{*3} 広島工業大学工学部建築工学科 教授・工博

Grad. Student, Major in Intelligent Structure and Functional Science, Hiroshima Institute of Technology, M.Eng.

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

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

Table 1 List of test column

Specimen	Steel type	Steel shape	F_c (N/mm ²)	Main steel	Tie plate	Main rebar	Hoop	$\frac{M}{Q \cdot d}$	l (mm)	b'/b	N (kN)	n	Test series		
C18FC1515	Full web	Cross	18	2H-200×100×5.5×8 ($s p_t=0.89\%$)	-	12-D13 ($r p_t=0.84\%$)	D6@100($p_w=0.21\%$)	1.5	900	0.33	1095	0.28	I		
C09FC1530			9				ϕ 6@100($p_w=0.19\%$)				1129	0.30	II		
C09FC1515			18								994	0.27			
C18FC1015		H	18	H-200×100×5.5×8 ($s p_t=0.89\%$)			D6@100($p_w=0.21\%$)	1.0	600	0.67	1094	0.28	III		
C09FC1030			9								1172	0.36			
C18FH1515			18								766	0.20	IV		
C09FH1530	Open web	Cross	9	8L-50×50×6 ($s p_t=1.25\%$)	PL6-30@200 ($s p_w=0.30\%$)	12- ϕ 13 ($r p_t=0.87\%$)	D6@100($p_w=0.21\%$)	1.5	900	0.33	699	0.30			
C18BC1515			18				ϕ 6@100($p_w=0.19\%$)				947	0.27	I		
C09BC1530			9								956	0.33	II		
C09BC1515		H	18	4L-50×50×6 ($s p_t=0.89\%$)			D6@100($p_w=0.21\%$)	1.0	600	0.65	821	0.28	III		
C18BC1015			9								982	0.27			
C09BC1030			18								1046	0.34			
C18BH1515		H	18				D6@100($p_w=0.21\%$)	1.5	900	0.65	721	0.20	IV		
C09BH1530			9											655	0.32

s_{pt} : Tension steel ratio, s_{pw} : Tie plate ratio, r_{pt} : Tension reinforcement ratio, p_w : Shear reinforcement ratio, $M/(Q \cdot d)$: Shear span ratio, l : Inside measurement of member, b' : Effective width of concrete ($=b-rb$), b : Column width, rb : Flange width, N : Axial load, n : Axial load ratio ($=N/N_u$), N_u : Axial strength of SRC column

Table 2 Mix proportion of concrete

F_c	Water (kg/m ³)	Cement (kg/m ³)	Fine aggregate (kg/m ³)	Coarse aggregate (kg/m ³)	Admixture (kg/m ³)	Water- cement ratio (%)	Fine aggregate ratio (%)
18	194	244	1001	818	1.76	79.5	55.8
9	197	179	1058	806	1.29	110	57.3

Table 3 Mechanical properties of concrete

Specimen	F_c (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E (N/mm ²)
C18FC1515	18	19.1	2.01	27707
C09FC1530	9	10.3	1.35	20407
C09FC1515	18	19.3	1.86	25159
C18FC1015	9	12.4	1.36	19549
C09FC1030	18	26.3	2.07	27197
C18FH1515	9	10.7	1.17	16608
C09FH1530	18	18.3	1.98	27534
C18BC1515	9	10.6	1.36	19157
C09BC1530	18	18.9	2.07	26601
C18BC1015	9	12.1	1.35	21809
C09BC1030	18	26.1	2.30	29010
C18BH1515	9	9.5	1.15	16608
C09BH1530				

σ_B : Compressive strength, σ_t : Cleavage strength, E : Young's modulus

Fig.1 Details of test columns (unit:mm)

の H 形鋼、主筋は 12-D13 を用いた。なお、試験体製作時における材料の入手の都合により、せん断補強筋は D6 と ϕ 6 を用いているが、せん断補強筋については異形棒鋼と丸鋼の違いが実験結果に与える影響は小さいと考えている。

一方、1975 年以前に建設された SRC 構造には非充腹型の鉄骨と丸鋼の主筋が使われていると思われるため、非充腹型 SRC 柱の鉄骨は全て L-50×50×6 の山形鋼と PL6-30 の帯板を用いて格子形に組み立て、主筋は 12- ϕ 13、せん断補強筋は D6 あるいは ϕ 6 を用いた。なお、想定した年代の建物では山形鋼と帯板の接合はリベットが用いられているが、現在は製作が困難であるため、本試験体では 2-M6(孔径 ϕ 7)の六角穴付きボルトを用いて組み立てた。

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一覧を Table3, Table4, コンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例を

Fig.2 Stress-strain curves of concrete

Fig.2 にそれぞれ示す。Fc18 のコンクリートと比べて、Fc9 のコンクリートは、軟化域における強度低下が非常にゆるやかであることが特徴的である。本論で示す低強度コンクリートは、ジャンカ等の不具合によって所要の強度が得られないコンクリートではなく、何れかの理由で水セメント比が高くなっていたり、劣化したセメントが使われていたことの影響で、Fig.2 に示されるような材料特性を有している低強度コンクリートを対象とする。

圧縮軸力 N に関して、Fc18 の試験体は、 $N=0.15N_u+0.5N_u$ (ここ

Table 4 Mechanical properties of steel

Steel	Test series I			Test series II			Test series III			Test series IV		
	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	Elongation (%)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	Elongation (%)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	Elongation (%)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	Elongation (%)
Flange	321	448	19.4	326	450	25.0	321	448	19.4	307	422	25.5
Web	307	435	21.4	347	464	23.2	307	435	21.4	312	433	23.9
Angle	310	446	19.1	322	467	25.7	322	467	25.7	324	465	23.3
Tie plate	269	360	30.3	269	360	30.3	269	360	30.3	269	360	30.3
Main rebar D13	330	470	18.4	366	520	21.1	330	470	18.4	366	519	21.1
Main rebar ϕ 13	307	430	26.0	301	417	34.2	307	430	26.0	305	438	29.7
Hoop	346	524	20.9	379	542	18.6	346	524	20.9	311	464	19.0

σ_y : Yield strength, σ_u : Tensile strength

Table 5 List of test beam

Specimen	Steel type	Steel shape	F_c (N/mm ²)	Main steel	Tie plate	Main rebar	Stirrup	$\frac{M}{Q \cdot d}$	$\frac{l}{(mm)}$	b'/b
B182032	Open web	H	18	4L-65×65×6($s p_t=1.88\%$)	PL6-30@200 ($s p_w=0.43\%$)	6- ϕ 16 ($r p_t=0.90\%$)	D6@160($p_w=0.20\%$)	2.0	1600	0.32
B183232				4L-65×45×6($s p_t=1.49\%$)			D6@100($p_w=0.32\%$)			0.57
B183257			9	4L-65×65×6($s p_t=1.88\%$)			D6@160($p_w=0.20\%$)			0.32
B092032				4L-65×45×6($s p_t=1.49\%$)			D6@100($p_w=0.32\%$)			0.57
B093232										
B093257

Fig.3 Details of test beams (unit:mm)

に、 cN_u はコンクリート部分の圧縮耐力、 sN_u は鉄骨部分の圧縮耐力)を設計時に想定された SRC 建物の柱軸力として設定した。 $F_c 9$ の試験体は、 $F_c 18$ で $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ で設計された柱に対して、実際のコンクリート圧縮強度 σ_B が 9N/mm^2 程度しかなく、 $N=0.3cN_u+0.5sN_u$ の圧縮軸力を受けている柱を想定して柱軸力を設定した。ただし、 $F_c 9$ の試験体 C09FC1515 と C09BC1515 は、比較として $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ の圧縮軸力を受ける柱として計画した。

2.2 梁試験体

梁試験体の試験体計画を Table5, 試験体形状の一例を Fig.3 にそれぞれ示す。いずれ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、コンクリート強度、梁幅 b に対する鉄骨フランジ位置でのコンクリート有効幅 b' (=梁幅-鉄骨フランジ幅)の比 b'/b およびせん断補強筋比 p_w を変数とした合計 6 体の非充腹型(格子形)SRC 梁を製作した。

全試験体の梁断面は $200\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、内法長さは 1600mm とした。 F_c は 18N/mm^2 と 9N/mm^2 の 2 種類とした。調査表を Table6 に示す。

Table 6 Mix proportion of concrete

F_c	Water (kg/m ³)	Cement (kg/m ³)	Fine aggregate (kg/m ³)	Coarse aggregate (kg/m ³)	Admixture (kg/m ³)	Water- cement ratio (%)	Fine aggregate ratio (%)
18	205	234	1079	719	1.76	87.5	60.8
9	205	186	1119	716	1.67	110	61.6

Table 7 Mechanical properties of concrete

Specimen	F_c (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E (N/mm ²)
B182032	18	16.1	1.72	21703
B183232				
B183257				
B092032	9	9.4	1.32	16367
B093232		9.2	1.25	16000
B093257		8.6	1.11	16734

Table 8 Mechanical properties of steel

Steel	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	Elongation (%)
Angle	309	435	26.8
Tie plate	269	360	30.3
Main rebar	321	454	30.2
Stirrup	356	495	13.4

鉄骨について、 $b'/b=0.32$ の試験体は L-65×65×6 の山形鋼、 $b'/b=0.57$ の試験体は L-65×40×6 の山形鋼(L-65×65×6 のフランジを切断)と PL6-30 の帯板を用いて格子形に組み立てた。主筋は 6- ϕ 16、せん断補強筋は D6 を用いた。柱試験体と同様に、山形鋼と帯板の接合は 2-M6(孔径 ϕ 7)の六角穴付きボルトを用いた。

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一覧を Table7, Table8 にそれぞれ示す。

2.3 載荷方法

載荷は Fig.4 に示す載荷装置を使用し、所定の圧縮軸力 N を導入後、正負繰返しの逆対称モーメントを漸増載荷した。加力サイクルは部材角 R (スタブ間の相対水平変位を試験体内のりで除した値)を変位制御し、柱試験体は $R=\pm 0.25\%$ rad.を 1 サイクル行なった後、

次に $R=\pm 0.5\%$ rad.を2サイクル行い、それ以後は直前の振幅に対して R を $\pm 0.5\%$ rad.漸増させる正負繰り返し载荷を2サイクルずつ行い、顕著な耐力低下を生じるか、最大 $\pm 5.0\%$ rad.の振幅で実験を終了した。梁試験体も柱試験体と同様の加力サイクルであるが、 $R=$

Fig.4 Loading apparatus

●: Tensile yield of flange (strong-axis bending)

○: Compressive yield of flange (strong-axis bending)

□: Compressive yield of flange (weak-axis bending)

◇: Compressive yield of main rebar

▲: Tensile yield of hoop

▼: Max strength

(a) Full web type

$\pm 2.0\%$ rad.以降は直前の振幅に対して R を $\pm 1.0\%$ rad.漸増させた。

ひずみ度は強軸および弱軸 H 形鋼のフランジとウェブ、強軸および弱軸の山形鋼と帯板、主筋、せん断補強筋のそれぞれにひずみゲージを貼付けて計測した。

3. 履歴特性と破壊状況

3.1 柱試験体

全試験体の履歴曲線を Fig.5 に示す。せん断力 Q は水平力の計測値 H に対して軸力 N の作用による PA 効果を考慮した値である。図中の実線(直線)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 Q_{su} 、一点鎖線は後述する 5 章で提案するせん断終局強度の計算値 Q_{su}^* である。なお、C18BH1515 については Q_{su} と Q_{su}^* がほぼ同値となる。点線は最大強度に到達以後せん断力が 20%低下した時の部材角(以後、限界変形角と称す)である。また、最大強度時のひび割れ発生状況の一例を Fig.6 に示す。以下、充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 柱のそれぞれについて、破壊状況と履歴特性について述べる。

●: Tensile yield of angle (strong-axis bending)

○: Compressive yield of angle (strong-axis bending)

□: Compressive yield of angle (weak-axis bending)

◇: Compressive yield of main rebar

▲: Tensile yield of hoop

▼: Max strength

(b) Open web type

Fig.5 Hysteresis loops of columns

Fig.6 Crack patterns of failure stage for test columns

△: $R=0.25\text{rad.}$, ○: $R=0.5\text{rad.}$, ×: $R=1.0\text{rad.}$, ☆: $R=3.0\text{rad.}$

●: Position of strain gage for main rebar

Fig.7 Strain distributions of main rebar

(a) 充腹型

十字形鉄骨が内蔵された充腹型 SRC 柱の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\text{rad.}$ の振幅で部材中央近傍に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\text{rad.}$ の振幅では斜めひび割れが材端へと進展し、 $R=\pm 1.0\text{rad.}$ の振幅で強軸フランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生して、 $R=\pm 1.0\sim 1.5\text{rad.}$ の振幅で耐力の上昇がほぼ頭打ちとなった。それ以後の振幅では、斜めひび割れと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、最終的には強軸フランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となったが、いずれの試験体とも限界変形角に達することなく、履歴ループの形状は実験終了まで紡錘形を保っている。

H 形鉄骨が内蔵された充腹型 SRC 柱の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\sim 0.5\text{rad.}$ の振幅で部材端部の斜めひび割れおよびフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 1.0\text{rad.}$ の振幅で部材中央近傍に斜めひび割れを生じて最大強度に達した。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、最終的にはフランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となり、かぶりコンクリートの剥離を伴いながら耐力低下が進んで限界変形角に達した。履歴ループの形状は実験終了までほぼ紡錘形を保っているが、十字形鉄骨が内蔵された柱と比べると最大強度以降の耐力低下が大きくなった。

内蔵鉄骨の形状に関わらず、最大強度に達した時に強軸フランジは圧縮降伏している。せん断補強筋は未降伏の試験体もあったが、降伏ひずみ度に近い値に達していた。また、コンクリート強度が小さい柱は最大強度が小さくなったが、限界変形角は大きくなる傾向

が見られた。八十島らの研究⁹⁾によると、低強度コンクリートの RC 柱は軸力比が大きくなる影響を受けて、材端部のコンクリートが圧壊するせん断圧縮破壊を生じやすくなることが特徴として挙げられており、最大強度に到達後の履歴ループは逆 S 字形のスリップ性状を示し、急激に耐力低下した後に軸力を保持できなくなる場合があると報告されている。一方、SRC 柱では、内蔵鉄骨の形状に関わらず最終的には強軸フランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となっていることが特徴として挙げられるが、低強度コンクリートであっても、せん断圧縮破壊する RC 柱ほど脆性的な挙動を示すことはなく、実験終了まで紡錘形の履歴ループを保ち、軸力を保持している。SRC 柱はコンクリートの破壊の進展と共にコンクリートが負担している圧縮力が小さくとも、コンクリートが負担していた圧縮力を鉄骨が代わりに負担することで優れた変形能力を有することが実験的・理論的に明らかにされている⁷⁾。

(b) 非充腹型

非充腹型 SRC 柱の破壊進展状況は、充腹型 SRC 柱と比べて R が大きくなってから山形鋼が圧縮降伏している点異なるが、コンクリートのひび割れ発生状況は充腹型 SRC 柱とほぼ同様であり、最終的には強軸山形鋼のフランジに沿った位置でせん断付着破壊が卓越する破壊形式となった。

履歴特性については、充腹型 SRC 柱と同様にコンクリート強度が小さい柱は最大強度が小さくなったが限界変形角は大きくなった。また、充腹型 SRC 柱と比べると最大強度に達する時の R が小さくなる傾向があり、最大強度以降の耐力低下が大きく、限界変形角は小さくなった。特に、H 形鉄骨が内蔵された柱は $R=\pm 0.25\sim 0.5\text{rad.}$ の小さな振幅で最大強度に達し、 $R=\pm 1.0\text{rad.}$ 程度以降は大きく耐力低下した。履歴ループはせん断圧縮破壊する RC 柱⁹⁾と同様のスリップ性状を示しエネルギー吸収能力に乏しい形状となったが、実験終了まで軸力を保持している。

なお、充腹型 SRC 柱は主筋に異形棒鋼を用い、非充腹型 SRC 柱は主筋に丸鋼を用いている。十字形鉄骨と比較して鉄骨量が少なく RC 部分の性状が現れやすい H 形鉄骨内蔵の柱 C09FH1530 と C09BH1530 について Fig.7 に示す主筋のひずみ度分布を見ると、ほぼ同様のひずみ勾配を有して圧縮側へシフトしており、なおかつ、コンクリートのひび割れ進展状況も同様であった。本実験では主筋の付着力の違いが履歴特性に与える影響は大きくなかったものと思われる。また、後述の Table9 によって鉄骨の形式と主筋の種類以外の変数が同一の試験体を比較すると、最大強度の実験値 Q_{exp} の差と鉄骨部分の強度の計算値 Q_u の差は近い値となる試験体が多い。さらに、本実験と主筋比およびせん断補強筋比がほぼ等しいせん断破壊を生じる低強度コンクリートの RC 柱の実験⁹⁾によると、異形棒鋼と丸鋼のいずれの主筋を用いた場合においても履歴ループはスリップ性状を示している。したがって、充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 柱の履歴特性の差異は内蔵された鉄骨の違いの影響を大きく受けているものと考えられる。

(c) 鉄骨の形式と形状が柱の性能に及ぼす影響

普通強度コンクリートの SRC 柱では非充腹型と比べて充腹型 SRC 柱の変形能力が高くなることは知られているが³⁾、低強度コンクリートの SRC 柱についても同様であった。さらに、普通強度コンクリートの SRC 柱と比較して、低強度コンクリートの SRC 柱は

限界変形角が大きくなった。これは、Fig.2 に示されるように低強度コンクリートは軟化域における強度低下がゆるやかであることに加えて、コンクリートが低強度になるほど部材の耐力に対して鉄骨部分が負担する耐力の割合が大きくなることが影響していると考えられる。また、十字形鉄骨と比較して H 形鉄骨が内蔵された柱の限界変形角が小さくなるのは、フランジに取り囲まれるコンクリートが受ける拘束効果が異なることが影響していると思われ、圧縮力を受ける十字形鉄骨内側のコンクリートは、横拘束を受けて軟化域における強度低下が抑えられることが明らかにされている⁹⁾。

本実験では、鉄骨の形式と形状に関わらず実験終了まで軸力保持能力は失われていない。SRC 規準・第 6 版¹⁰⁾では(1)式を満足すれば、 $R=\pm 1.0\%$ 程度の変形能力を確保できることが示されており、本実験における柱の軸力はいずれも(1)式を満足しており、低強度コンクリートの SRC 柱に対しても適用できることがわかった。

$$N \leq \frac{1}{3} s N_u + \frac{2}{3} s N_u \quad (1)$$

3.2 梁試験体

梁試験体の履歴曲線を Fig.8、最大強度時のひび割れ発生状況を Fig.9 にそれぞれ示す。

$b'/b=0.32$ の格子形 SRC 梁の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.5\%$ rad.までの振幅で部材端部に斜めひび割れおよびフランジに沿った位置にせん断付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅で最大強度に達した。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、コンクリートの剥離を伴いながら急激に耐力低下が進み限界変形角に達した。

$b'/b=0.57$ の格子形 SRC 梁の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅で部材端部に斜めひび割れが発生し、 F_{c18} の梁は $R=\pm 1.5\%$ rad.で、 F_{c9} の梁は $R=\pm 1.0\%$ rad.でそれぞれ最大強度に達した。それ以

後の振幅では斜めひび割れが拡幅するが急激な耐力低下はなく、 F_{c18} の梁は $R=\pm 2.0\%$ rad.で、 F_{c9} の梁は $R=\pm 1.5\%$ rad.でそれぞれ主筋に沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し、コンクリートの損傷、剥離を伴いながら徐々に耐力低下が進み限界変形角に達した。

最大強度に達した時の鋼材のひずみ度を確認すると、B182032 はせん断補強筋が引張降伏、B183257 は山形鋼のフランジが引張降伏しているが、その他の鋼材は未降伏であり、全試験体ともに履歴ループはせん断引張破壊や付着割裂破壊する RC 梁^{6),8)}と同様のスリッ性状を示しており、エネルギー吸収能力に乏しい形状となった。

実験変数の影響を確認すると、コンクリート強度が小さい梁は最大強度も小さくなっていることがわかる。 p_w の違いによる影響は顕著ではない。 b'/b が異なる梁を比較すると、最大強度は大きく変わっていないものの、最大強度時の破壊状況は異なっており、 b'/b が小さい試験体は早期にせん断付着ひび割れを生じて、限界変形角が小さくなっている。ただし、いずれの試験体ともに最終的にはせん断付着破壊が卓越する破壊形式となった。

4. SRC 耐震診断基準式の検証

SRC 耐震診断基準では、コンクリートの圧縮強度が 13.5N/mm^2 以上であることを適用範囲とし、充腹型 SRC 柱のせん断終局強度は修正荒川 min 式に基づく RC 部分の強度に鉄骨部分の強度 sQ_u を加えた(2)式が示されている。なお、梁に関しては軸方向応力度 $\sigma_0=0$ として評価される。

$$Q_{su} = \left\{ k_{cs} \frac{0.053 r_p t^{0.23} (18 + \sigma_0)}{M(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j + s Q_u \quad (2)$$

ここで、 $r_p t$ は引張鉄筋比、 j は RC 部分の応力中心間距離、 sQ_u は鉄骨部分の強度で負担軸力を 0 とした時の曲げ終局強度 sQ_{mu} とせん断終局強度 sQ_{su} の小さい方の値、その他の記号は文献⁴⁾を参照されたい。なお、 k_{cs} はせん断付着破壊の影響を考慮したコンクリートの負担強度に対する低減係数であり(3)式が示されている。

$$k_{cs} = \frac{b'}{b} + 0.5 \quad (\text{ただし、} k_{cs} \leq 1.0) \quad (3)$$

Fig.8 Hysteresis loops of beams

Fig.9 Crack patterns of failure stage for test beams

Fig.10 Comparisons between observed and calculated values

格子形鉄骨の非充腹型 SRC 柱のせん断終局強度は、修正荒川 min 式に基づく強度におけるせん断補強筋の負担強度に格子材の負担強度を加えた (4) 式が示されている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (4)$$

ここで、 p_t は主筋と鉄骨弦材を考慮した引張鋼材比、 $s p_w$ と $s \sigma_{wy}$ は帯板比と帯板の降伏強度、 j は応力中心間距離である。

(2), (4) 式による計算値 Q_{su} と最大強度の実験値 Q_{exp} の比較を Fig.10 に示す。充腹型 SRC 部材について、 Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.98、変動係数は 10.7%、不合格率 ($Q_{exp} < Q_{su}$ となる試験体数を全試験体数で除した値) は 57.1% であった。非充腹型 SRC 部材について、 Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.89、変動係数は 13.6%、不合格率は 76.9% であった。鉄骨の形式に関わらず、コンクリート圧縮強度が適用範囲を下回る試験体に限ると、 Q_{exp}/Q_{su} の平均値は 0.87、変動係数は 13.2%、不合格率は 90.9% であった。全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多くあり、特に、適用範囲を下回る試験体に限ると 1 体を除き他の全ての試験体は危険側に評価されることが明らかとなった。

5. 低強度コンクリートに対応できる評価式

5.1 せん断終局強度式の提案

SRC 耐震診断基準に示されるせん断終局強度式 (以後、耐震診断基準式と称す) では、実験値が計算値を下回る試験体が多くあるため、低強度コンクリートへ対応することも可能な SRC 部材のせん断終局強度式の提案を行なう。

耐震診断基準式は、充腹型および非充腹型でラチス形鉄骨の場合は (2) 式、非充腹型で格子形鉄骨の場合は (4) 式と異なる構成の評価式が示されている。しかしながら、本実験の SRC 柱の破壊状況を見ると、鉄骨の形式によって最大強度時の破壊性状に差異はなく、また、最大強度時に鉄骨とコンクリートは一体となって挙動しないことを考慮して、鉄骨の形式に関わらず、SRC 部材のせん断終局強度を RC 部分の強度 ${}_{rc}Q_u$ に鉄骨部分の強度 ${}_sQ_u$ を加えた (5) 式によって評価する。

$$Q_{su}^* = {}_{rc}Q_u + {}_sQ_u \quad (5)$$

${}_{rc}Q_u$ は RC 部材と同様のせん断圧縮破壊やせん断引張破壊等によ

って決まる強度 ${}_{rc}Q_{su1}$ と SRC 部材特有のせん断付着破壊によって決まる強度 ${}_{rc}Q_{su2}$ が考えられる。

${}_{rc}Q_{su1}$ に関しては、低強度コンクリートに対応できる RC 部材のせん断終局強度式として、修正荒川 min 式に基づく強度における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 (6) 式が提案されており⁶⁾、これを SRC 部材における RC 部分に適用する。

$${}_{rc}Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M(Q \cdot d) + 0.12} + \alpha_L \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (6)$$

$$\alpha_L = 0.038 \sigma_B \quad (\text{ただし, } \alpha_L \leq 0.85) \quad (7)$$

${}_{rc}Q_{su2}$ に関しては、(2) 式と同様に修正荒川 min 式に基づく強度におけるコンクリート負担強度を低減する (8) 式を用いるが、低強度コンクリートに対応できる k_{cs} について次節で考察する。

$${}_{rc}Q_{su2} = \left\{ k_{cs} \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (8)$$

鉄骨部分の強度に関して、SRC 耐震診断基準では安全側へ配慮して弱軸鉄骨の強度を考慮していないが、本論では ${}_{rc}Q_u$ の検証を精度よく行うために、 ${}_sQ_u$ に関しては本実験の実強度に近い値を得ることを意図して、以下に示される方法を用いて曲げ終局強度 ${}_sQ_{mu}$ とせん断終局強度 ${}_sQ_{su}$ の小さい方の値とする。

$${}_sQ_u = \min({}_sQ_{mu}, {}_sQ_{su}) \quad (9)$$

${}_sQ_{mu}$ は充腹型、非充腹型ともに軸力と終局曲げモーメントの相関関係を求め、終局曲げモーメントをせん断スパンで除して得られる値とする。

${}_sQ_{su}$ について、充腹型十字形鉄骨の場合は強軸ウェブのせん断強度に直交フランジの曲げで決まる強度とせん断で決まる強度の小さい方の値を加えた値とする。強軸ウェブは直交ウェブとコンクリートによって補剛されるため塑性変形能力が高く、強軸ウェブがせん断で決まる場合でも直交フランジの強度を加えた値に達すると考えている。充腹型 H 形鉄骨の場合は強軸ウェブのせん断強度とする。格子形鉄骨の場合は強軸の鉄骨弦材両端と帯板両端に塑性ヒンジを生じて崩壊機構が形成されるとき強度とする¹¹⁾。なお、(5) 式を用いて ${}_{rc}Q_u$ と ${}_sQ_u$ を算定するにあたり、RC 部分と鉄骨部分の負担軸力は、SRC 規準に示される一般化累加強度式によって終局曲げ強度を算定する際にそれぞれに振り分けられる軸力の値とし、充腹型鉄骨で $M/(Q \cdot d) = 1.5$ の場合は ${}_sQ_{mu} < {}_sQ_{su}$ 、充腹型鉄骨で $M/(Q \cdot d) = 1.0$ の場合は ${}_sQ_{mu} > {}_sQ_{su}$ 、格子形鉄骨の場合はいずれも ${}_sQ_{mu} > {}_sQ_{su}$ となった。

5.2 低減係数 k_{cs}

SRC 部材のせん断付着破壊は、柱幅に対する鉄骨幅の比が大きくなると起こりやすいことが明らかにされており¹²⁾、本研究における梁の実験でも同様であった。充腹型 SRC 部材と非充腹型 SRC 部材のそれぞれについて、(5), (8) および (9) 式を用いた計算値 Q_{su}^* と最大強度の実験値 Q_{exp} が一致する値として同定した k_{cs} を Fig.11 に示

す。Fig.11 (a),(b)の実線は F_c18 , F_c9 それぞれの試験体をグループビ
ングして求めた $b'/b-k_{cs}$ 関係の近似線である。SRC 耐震診断基準で
は k_{cs} を (3) 式のように b'/b の関数として表しており、 $b'/b-k_{cs}$ 関係を
示すと Fig.11 (a),(b)の実線となる。

鉄骨の形式と鉄筋の種類に関わらず、 $b'/b-k_{cs}$ 関係の近似線は、
①コンクリート強度が小さいと k_{cs} も小さい、② F_c18 では b'/b が小
さいと k_{cs} も小さい、③ F_c18 と比較して F_c9 の k_{cs} は b'/b の影響が
小さい(近似線の傾きが小さい)、等の特徴が見られる。 F_c18 の近似
線のように b'/b が小さくなると k_{cs} も小さくなっているのは、柱幅
に対するコンクリートの有効幅が小さくなると、コンクリートが鉄
骨で分断されやすくなり、部材のせい方向に分割されたコンクリー
トストラットの抵抗力が、分割されず一体となってストラットが
形成される場合の抵抗力より小さくなることが影響していると思わ
れる。分割されないコンクリートストラットの強度に対する分割さ
れたコンクリートストラットの強度の比の下限は 0.5 程度となるこ
とが理論的に明らかにされており¹²⁾、本実験の k_{cs} の同定値の近似
線を外挿した値も概ね 0.5 を指向している。しかしながら、Fig.11

Fig.11 Interaction of b'/b and k_{cs}

(a),(b)に示されるように低強度コンクリートの SRC 部材に対する
 k_{cs} の同定値は 0.5 を下回っている試験体があり、本論ではせん断終
局強度を安全側に評価することを目的として、鉄骨の形式と鉄筋の
種類に関わらず、下値値を 0.27, 上限値を 1.0 として、 k_{cs} を (3) 式
と同様に b'/b の関数として表し、さらに、コンクリート強度による
低減係数 β_L を b'/b に乗じる (10) 式を提案する。

$$k_{cs} = \beta_L \cdot \frac{b'}{b} + 0.27 \quad (\text{ただし, } 0.27 \leq k_{cs} \leq 1.0) \quad (10)$$

コンクリート圧縮強度 σ_B の適用範囲を 9N/mm^2 以上とし、 F_c18
と F_c9 それぞれのグループに対してせん断終局強度を安全側に評価
する観点から β_L の下限値を定めると、Fig.11 (c) の実線のように F_c18
で $\beta_L=1.27$, F_c9 で $\beta_L=0$ となる。ここで、 F_c を σ_B に読み替え、 σ_B と
 β_L の関係を直線回帰すると (11) 式が得られる。

$$\beta_L = \frac{1.27}{9} \sigma_B - 1.27 \quad (11)$$

σ_B が 9N/mm^2 と 18N/mm^2 の場合を一例として、(10),(11)式およ
び(3)式による $b'/b-k_{cs}$ 関係を Fig.11 (d) にそれぞれ示す。

5.3 提案式の検証

最大強度の実験値 Q_{exp} と計算値 Q_{su}^* および破壊モード等の一覧を
Table9, Q_{exp} と Q_{su}^* の比較を Fig.12 にそれぞれ示す。実験における
破壊モードを明確に判別するのは難しいが、本論では最大強度時に
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ものをせん
断付着破壊 SB, それ以外で曲げ破壊とは異なるせん断破壊を S と
判定した。なお、実験における破壊モードが S の場合は rcQ_{su1} を用
いて Q_{su}^* を算定し、SB の場合は rcQ_{su2} を用いて Q_{su}^* を算定した。計
算における破壊モードは、 $rcQ_{su1} < rcQ_{su2}$ の場合は S, $rcQ_{su1} > rcQ_{su2}$ の
場合は SB, $rcQ_{su1} = rcQ_{su2}$ の場合は S/SB と示した。

充腹型 SRC 部材について、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.06, 変動係数
は 3.0%, 不合格率は 0% となった。一方、非充腹型 SRC 部材につ
いて、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.12, 変動係数は 9.6%, 不合格率は 15.4%
となった。全試験体については、 Q_{exp}/Q_{su}^* の平均値は 1.10, 変動係
数は 8.4%, 不合格率は 10.0% となった。提案式による計算値は耐

Table 9 Observed and calculated maximum strength

Specimen	F_c	Q_{exp}	Q_{su}	Q_{mu}	Q_{su}^*	rcQ_{su1}	k_{cs}	rcQ_{su2}	sQ_{su}	Q_{exp}/Q_{su}	Q_{exp}/Q_{su}^*	Failure mode	
												Exp.	Cal.
C18FC1515	18	362	379	403	349	199	0.72	184	165	0.96	1.04	SB	SB
C09FC1530	9	310	347	359	303	133	0.33	140	163	0.89	1.02	SB	S
C09FC1515	9	322	347	359	303	133	0.33	140	163	0.93	1.06	SB	S
C18FC1015	18	475	428	625	434	242	0.73	215	219	1.11	1.09	SB	SB
C09FC1030	9	419	376	561	382	173	0.42	163	219	1.11	1.10	SB	SB
C18FH1515	18	379	366	425	354	225	1.00	225	129	1.04	1.07	SB	S/SB
C09FH1530	9	275	325	322	269	144	0.43	140	129	0.85	1.02	SB	SB
C18BC1515	18	197	228	380	199	200	0.71	182	17	0.86	0.99	SB	SB
C09BC1530	9	152	206	333	157	160	0.35	141	16	0.74	0.97	SB	SB
C09BC1515	9	159	206	346	157	160	0.35	141	16	0.77	1.01	SB	SB
C18BC1015	18	258	278	584	242	245	0.74	217	25	0.93	1.07	SB	SB
C09BC1030	9	240	249	490	186	203	0.41	162	24	0.96	1.29	SB	SB
C18BH1515	18	284	249	386	248	227	1.00	226	22	1.14	1.15	SB	SB
C09BH1530	9	183	195	257	152	149	0.32	130	22	0.94	1.20	SB	SB
B182032	18	134	133	229	103	92	0.59	83	20	1.01	1.30	SB	SB
B183232	18	132	142	229	116	101	0.59	96	20	0.93	1.14	SB	SB
B183257	18	141	140	198	118	101	0.79	105	17	1.01	1.19	S	S
B092032	9	97	119	224	84	66	0.29	64	20	0.81	1.15	SB	SB
B093232	9	98	128	224	95	70	0.28	75	20	0.76	1.03	SB	S
B093257	9	95	125	192	85	68	0.27	70	17	0.76	1.12	S	S

Q_{mu} : Ultimate flexural strength, SB: Shear bond failure, S: Shear failure

Fig.12 Comparisons between observed and calculated values

震診断基準式よりもせん断強度を過大に評価せず、ばらつきを小さく評価できている。

実験と計算で破壊モードが一致していない試験体もあるが、 rcQ_{su1} と rcQ_{su2} の計算値の差は小さく、実験でせん断付着破壊と判定した試験体でもせん断付着ひび割れ以外の斜めひび割れを生じており、本実験はSBで決まる実強度とSで決まる実強度に近い値の試験体であったものと思われる。なお、耐震診断等においてSRC部材のせん断終局強度を評価するには、 rcQ_{su1} と rcQ_{su2} の小さい方の値を rcQ_u とし、(5)式を用いて評価すればよいと考える。

6. まとめ

本研究によって得られた結論を以下にまとめる。

- 1) いずれのSRC柱とも強軸鉄骨のフランジに沿った位置でせん断付着破壊を生じる破壊形式となった。コンクリート強度に関わらず、充腹型SRC柱では紡錘形、非充腹型SRC柱ではスリップ型の履歴ループとなり、コンクリート強度が小さい場合、柱のせん断強度は小さくなるが、限界変形角は大きくなった。
- 2) せん断破壊する低強度コンクリートのRC柱は、設計で想定された軸力比より実際の軸力比が大きくなることで脆性的な挙動を示すことが明らかにされているのに対して、SRC柱は鉄骨が圧縮軸力を負担するため、低強度コンクリートであってもRC柱ほど脆性的ではなく、優れた変形能力と軸力保持能力を有していた。
- 3) 非充腹型SRC梁は b'/b の大きさによって最大強度時のひび割れ発生状況に違いが見られたが、いずれの試験体ともにスリップ型の履歴ループとなった。コンクリート強度や b'/b の大きさに関わらず、最終的には鉄骨フランジあるいは主筋に沿った位置でせん断付着破壊を生じており、 b'/b が大きい場合は限界変形角が大きくなった。
- 4) SRC耐震診断式によるせん断終局強度は、全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多く、特に、コンクリート圧縮強度の適用範囲を下回る試験体に限ると1体を除き他の全ての試験体は危険側に評価された。
- 5) 低強度コンクリートに対応できるせん断終局強度式を提案した。提案式は耐震診断基準式よりばらつきが小さくなり、実験値をほぼ安全側に評価した。

謝辞

本研究はJSPS科研費JP16H04458(代表研究者:荒木秀夫)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

- 1) Japan Concrete Institute, Chugoku Branch: Tei kyoudo concrete ni kansuru tokubetsu kenkyu iin kai houkoku syo, 2013.3 (in Japanese)
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
- 2) Taishin kaisyuu hou kenkyuu kai: Kaisei kentikubutsu no taishin kaisyuu no sokushin ni kansuru houritsu · dou sekourei tou no kaisetsu, 2013.12 (in Japanese)
耐震改修法研究会: 改正 建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施工令等の解説, 2013.12
- 3) Wakabayashi M., Minami K., Tani S. and Hirano M.: Shin kenchiku gaku taikei 42 gousei koushou no setsukei, 1995.10 (in Japanese)
若林實, 南宏一, 谷資信, 平野道勝: 新建築学体系 42 合成構造の設計, 1995.10
- 4) The Japanese Building Disaster Prevention Association: Kison tetsukotsu tetsukin concrete zou tatemono no taishin shindan kizyun dou kaisetsu, 2009.12 (in Japanese)
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
- 5) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures (The third edition), 1975.11 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説(第3版), 1975.11
- 6) Yasojima A., Araki H., Matsui T. and Taniguchi H.: Evaluation of Shear Strength for Low Strength Concrete Members, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.16, No.32, pp.139-144, 2010.2 (in Japanese)
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, 2010.2
- 7) Li L., Tsuda K. and Matsui C.: Deformation Capacity and Axial Load Limit of Steel Reinforced Concrete Columns Subjected to Axial and Flexural Loading, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.524, pp.133-140, 1999.10 (in Japanese)
李麗, 津田恵吾, 松井千秋: 軸圧縮力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能と軸力制限値, 日本建築学会構造系論文集, 第524号, pp.133-140, 1999.10
- 8) Neguchi M., Kawakami K., Takatsuki Y. and Minami k.: 10N/mm² kyu no teikyoudo concrete wo mochiita RC hashira no sendan hakai seizyo, Proceedings of the Japan concrete institute, Vol.30, No.3, pp.1129-1134, 2008.6 (in Japanese)
根口百世, 川上裕佳, 高月行治, 南宏一: 10N/mm²級の低強度コンクリートを用いたRC柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1129-1134, 2008.6
- 9) Sakata M., Sakai J., Tanaka T. and Higaki N.: Elastic-Plastic Behavior of Steel Reinforced Concrete Column with Encase Cruciform Steel, Journal of Structural Engineering, Vol.57B, pp.535-542, 2011.3 (in Japanese)
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
- 10) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures (The sixth edition), 2014.1 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説(第6版), 2014.1
- 11) Wakabayashi M. and Minami k.: Shear Strength of Steel Reinforced Concrete (SRC) Columns under Constant Axial Load and Well-defined Alternately Repeated Bending and Shear, Concrete Journal, Vol.13, No.3, pp.1-17, 1975.3 (in Japanese)
若林實, 南宏一: 一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol.13, No.3, pp.1-17, 1975.3
- 12) Doi M. and Shohara R.: Study on the Design Formula to Estimate Shear Strength of SRC Members Based on the Theory of Plasticity, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.516, pp.151-158, 1999.2 (in Japanese)
土井希祐, 称原良一: SRC部材の塑性理論に基づくせん断設計式の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第516号, pp.151-158, 1999.2

ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF EXISTING STEEL REINFORCED CONCRETE MEMBERS WITH LOW-STRENGTH CONCRETE

KJU KJU NWE^{*1}, *Kazushi SADASUE*^{*2} and *Hideo ARAKI*^{*3}

^{*1} Grad. Student, Major in Intelligent Structure and Functional Science, Hiroshima Institute of Technology, M.Eng.

^{*2} Assoc. Prof., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr.Eng.

In this experimental study, 14 test columns and 6 test beams were prepared. Considered parameters were steel type, concrete strength, shear span ratio and axial load level. In order to mitigate disaster, seismic evaluation and retrofit for existing concrete buildings have been extensive in Japan after the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. According to the some reports of seismic evaluation for existing concrete buildings, it is often reported that concrete buildings have very low concrete strength.

In this paper, shear strength of SRC members with low-strength concrete are investigated through the seismic loading tests. We focused on the existing high-rise building of SRC members, such as, column and beam of low-strength concrete. In here, low-strength concrete means is lower than the applicable lower limit ($\sigma_c \geq 13.5 \text{ N/mm}^2$) of the existing seismic performance evaluation standard.

In column tests, when the maximum strength was observed, the shear-bond cracks were occurred along the steel flange position. Regardless of the concrete strength, the spindle-type hysteresis characteristic was shown for the full web type SRC column, and the slip-type hysteretic characteristic was shown for the open web type SRC column. Moreover, when the concrete strength is low, the shear strength of the columns decreased, but the critical deformation angle increases. From the previous researches result, RC column with low-strength concrete showed brittle behavior as the axial force became larger than designed load. On the other hand, SRC column is not as brittle as RC column because steel frame could support the compressive axial force. Even though low strength concrete, it was confirmed that SRC column has excellent deformation capacity and axial force retaining ability.

From beam tests, differences in the crack patterns at the maximum strength were observed depending on the size of b/b . When the maximum strength was observed, the shear-bond cracks were occurred along the steel flange position, which the specimen of steel had large width flange. But, the slip-type hysteretic characteristic was observed for all beam specimens. Eventually, regardless of the concrete strength and size of b/b , the shear-bond cracks occurred at the position along the steel flange or main rebar. But, when b/b was large, the critical deformations became increased.

According to the test results, it is found that the ultimate shear strength of low-strength concrete's SRC member could not be evaluated using the present evaluation method recommended by The Japanese Building Disaster Prevention Association (JBDPA). In particular, for specimens with low-strength concrete, the maximum strength of the specimens were underestimate, except for one specimen.

As the result of proposing the ultimate shear strength equation corresponding to the SRC member of low-strength concrete, and verifying the experiment result, the calculated value by the proposed equation is overly evaluated with the shear strength as compared with the SRC seismic evaluation criterion equation. It was found that the experimental values can be evaluated roughly and reasonably by the proposed method.

(2018年6月8日原稿受理, 2019年4月10日採用決定)