

論文 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

KJU KJU NWE^{*1}・貞末 和史^{*2}・荒木 秀夫^{*3}

要旨：本研究では、既存の耐震性能評価基準の適用範囲を下回る低強度コンクリートを含む SRC 柱の載荷実験を行なって構造性能について検討した。せん断破壊が先行する充腹型鉄骨を有する SRC 柱と非充腹型鉄骨を有する SRC 柱では、同様な破壊状況であっても、内蔵される鉄骨の形式によって最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状が大きく異なることが確認された。また、SRC 耐震診断基準に示されるせん断終局強度式は危険側の評価となる場合があるが、SRC 基準に示されるトラス・アーチモデルによるせん断終局強度式は低強度コンクリートの SRC 柱に対しても安全側に評価できることがわかった。

キーワード：低強度コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート柱、せん断終局強度、耐震診断

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、1980 年の建築基準法改正以前に建設された公立学校等建物に対して、耐震診断および耐震補強が積極的に行われているが、民間建物を含めた戦後復興期に建設された多大な建築群が既存不適格構造物として数多く存在している。そのような状況の中、コンクリート系建物の重要な課題として、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ある。コンクリートは建築・土木構造物における主要な構造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不備に敏感であり、コンクリートの調合設計や練り混ぜ技術の未熟な時代に建設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、近年、低強度のコンクリートを有する鉄筋コンクリート（以後、RC と称す）構造の耐震性能に関する研究が行なわれている¹⁾。

一方で、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も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、災害弱者の緊急非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。新築建物における鉄骨鉄筋コンクリート（以後、SRC と称す）構造の採用は減少傾向にあるものの、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 構造が採用されており、鉄骨の存在によってコンクリートの充填が困難となる SRC 構造は、RC 構造よりもさらに低強度のコンクリートの既存建物が存在する可能性がある。

そこで、本研究では既存の大型施設における構造形式

として多用されている SRC 構造に対象を絞って、既存の耐震性能評価基準²⁾の適用範囲を下回る低強度コンクリートの SRC 柱の載荷実験を行なって、終局強度や変形能力等の構造性能について検討する。

2. 実験方法

2.1 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、H 形鋼を十字形に溶接加工した充腹型鉄骨を有する SRC 柱 5 体、山形鋼と帯板を用いて格子形に組み立てた非充腹型鉄骨を有する SRC 柱 5 体の合計 10 体とした。

充腹型鉄骨を有する試験体の柱断面は 300mm×300mm とした。鉄骨は H-200×100×5.5×8 (SS400) の H 形鋼を用いており、バンドプレートは設けていない。主筋は 12-D13 (SD295)、せん断補強筋はシリーズ I と III は D6@100 (SD295)、シリーズ II は $\phi 6$ @100 (SR235) とした。1975 年に改定された SRC 基準・第 3 版³⁾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、充腹型鉄骨と異形棒鋼（主筋）を用いた SRC 構造が大半を占めると考えられる。

非充腹型鉄骨を有する試験体に関しても、柱断面は 300mm×300mm とした。鉄骨は 8L-50×50×6 (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 12- $\phi 13$ (SR295)、せん断補強筋はシリーズ I と III は D6@100 (SD295)、シリーズ II は $\phi 6$ @100 (SR235) とした。非充腹型鉄骨と丸鋼（主筋）を用いた SRC 構造は、1975 年以前に建設された建物に多いと思われる。なお、想定し

*1 広島工業大学大学院 工学系研究科 (正会員)

*2 広島工業大学 工学部建築工学科准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 広島工業大学 工学部建築工学科教授 工学博士 (正会員)

表-1 試験体計画

試験体	F_c	鉄骨形式	$M/(Qd)$	N	N_p	N_u	sN_u	mN_u	cN_u	主鉄筋 ($s p_t$)	帯板 ($s p_w$)	柱主筋 ($r p_t$)	せん断 補強筋 ($r p_w$)	実験 シリーズ		
18FC1515	18	充腹型	1.5	1095	1095	3896	1675	502	1719	2H- 200×100 ×5.5×8 (0.89%)	—	12-D13 (0.84%)	D6@100	I		
09FC1530	9			1129	1176	3728	1795	556	927				$\phi 6@100$ (0.19%)	II		
09FC1515				994	1037								D6@100 (0.21%)	III		
18FC1015	18		1.0	1094	1098	3914	1675	502	1737				8L- 50×50×6 (1.25%)	PL6- 30@200 (0.30%)	12- ϕ 13 (0.87%)	D6@100 (0.21%)
09FC1030	9	1172		1172	3293	1719			1116	D6@100 (0.21%)	II					
18BC1515	18	非充腹型 (格子形)	1.5	947	947	3537	1400	490	1647	PL6- 30@200 (0.30%)	12- ϕ 13 (0.87%)	$\phi 6@100$ (0.19%)				II
09BC1530	9			956	1013	2888	1454	480	954			D6@100 (0.21%)				III
09BC1515				821	870	1454	490	1701	1089			D6@100 (0.21%)	III			
18BC1015	18		1.0	982	982	3645		1454	490			1701	PL6- 30@200 (0.30%)	12- ϕ 13 (0.87%)	D6@100 (0.21%)	I
09BC1030	9	1046		1054	3033	1089	D6@100 (0.21%)			III						

注) F_c :柱のコンクリート設計基準強度(N/mm²), $M/(Qd)$:せん断スパン比, N :実験時の圧縮軸力(kN), N_p :計画時の圧縮軸力(kN)
 $N_u = sN_u + mN_u + cN_u$, sN_u :鉄骨部分の圧縮耐力(kN), mN_u :鉄筋部分の圧縮耐力(kN), cN_u :コンクリート部分の圧縮耐力(kN)
 spt :引張鉄骨比, spw :帯板比, rpt :引張鉄筋比, cpw :せん断補強筋比

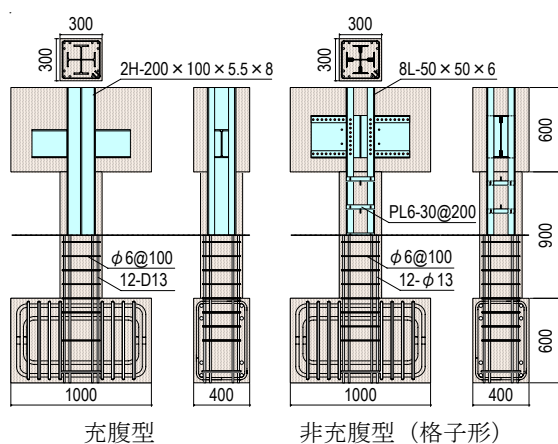
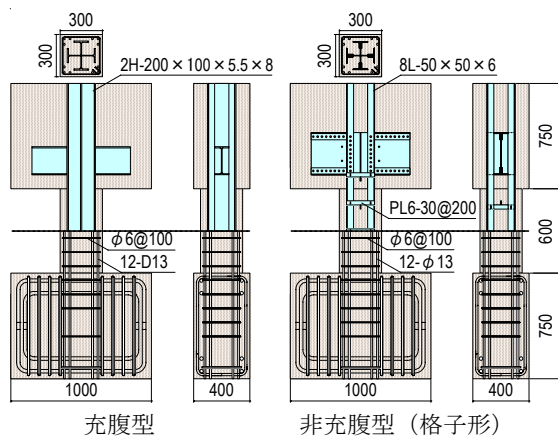
(a) $M/(Qd)=1.5$ (b) $M/(Qd)=1.0$

図-1 試験体形状 (単位:mm)

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、本実験では 2-M6(孔径 $\phi 7$)の六角穴付きボルトを用いて接合した。

シリーズ I と II の試験体はせん断スパン比 $M/(Qd)$ を 1.5, シリーズ III の試験体はせん断スパン比を 1.0 とした。

柱のコンクリート設計基準強度 F_c が 18N/mm² の試験体に関しては、試験区間である柱部分、上下スタブ(梁)部分共に F_c が 18N/mm² のコンクリートを一体打ちした。

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 (%)
9	197	179	1058	806	1.29	110	57.3
18	194	244	1001	818	1.76	79.5	55.8
24	190	325	873	892	2.34	58.5	50.3

表-3 コンクリートの材料強度

試験体	F_c (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)
18FC1515	18	19.1	2.01	27707
09FC1530	9	10.3	1.35	20407
09FC1515	24	24.2	2.22	28355
18FC1015	18	19.3	1.86	25159
09FC1030	9	12.4	1.36	19549
	24	29.8	2.70	30456
18BC1515	18	18.3	1.98	27534
09BC1530	9	10.6	1.36	19157
09BC1515	24	25.4	2.32	28637
18BC1015	18	18.9	2.07	26601
09BC1030	9	12.1	1.35	21809
	24	29.4	2.29	29749

注) σ_B :圧縮強度, σ_t :引張強度, E_c :ヤング係数

柱の F_c が 9N/mm² の試験体に関しては、柱部分の F_c は 9N/mm², 上下スタブの F_c は 24N/mm² とし、調合強度の異なるコンクリートを打ち継いで試験体を製作した。コンクリートの調合表を表-2 に示し、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表-3, 表-4 にそれぞれ示す。

圧縮軸力 N は, $F_c=18\text{N/mm}^2$, $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ (ここに, 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) で設計された柱 (18FC1515, 18FC1015, 18BC1515, 18BC1015) に対して、実際のコンクリート圧縮強度 σ_B が 9N/mm² 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 (09FC1530, 09FC1030, 09BC1530, 09BC1030) を想定し、さらに、比較のため $F_c=9\text{N/mm}^2$ で $N=0.15cN_u+0.5sN_u$ の圧縮軸力を受けている柱 (09FC1515, 09BC1515) を計画した。

表-4 鋼材の材料強度

使用箇所	シリーズ I			シリーズ II			シリーズ III		
	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
フランジ	321	448	19.4	326	450	25.0	321	448	19.4
ウェブ	307	435	21.4	347	464	23.2	307	435	21.4
山形鋼	310	446	19.1	322	467	25.7	322	467	25.7
帯板	269	360	30.3	269	360	30.3	269	360	30.3
主筋D13	330	470	18.4	366	520	21.1	330	470	18.4
主筋φ13	307	430	26.0	301	417	34.2	307	430	26.0
帯筋φ6,D6	346	524	20.9	379	542	18.6	346	524	20.9

注) σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度

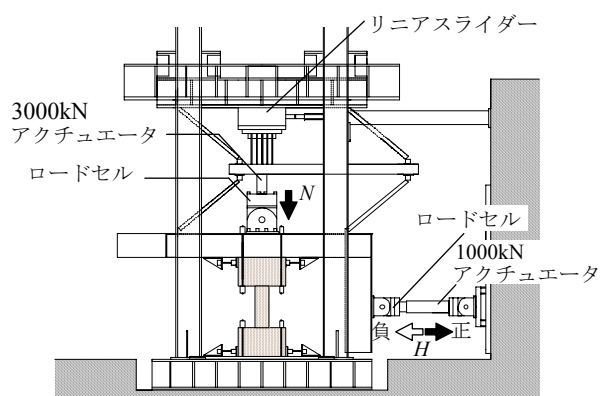


図-2 荷重装置

2.2 荷重方法

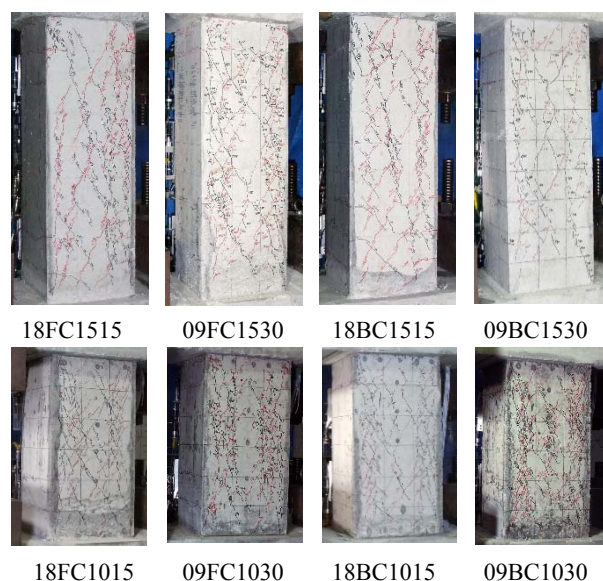
荷重は図-2 に示す荷重装置を使用し、所定の圧縮軸力 N を導入後、柱部分に正負繰返しの逆対称モーメントを漸増荷重するものとした。柱の反曲点までの高さは 450mm および 300mm であり、柱のせん断スパン比はそれぞれ 1.5 と 1.0 となっている。加力サイクルは部材角 R (上下スタブ間の相対水平変位 δ_h /柱内のり l) を変位制御し、 $R=\pm 0.25\%$ rad. を 1 サイクル行なった後、次に $R=\pm 0.5\%$ rad. を 2 サイクル行い、それ以後は直前の振幅に対して R を $\pm 0.5\%$ rad. 漸増させる正負繰返し荷重を 2 サイクルずつ行なって、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。

変位の計測は上下スタブ間の相対水平変位 δ_h を計測した。ひずみ度の計測は主筋、せん断補強筋、H 形鋼のフランジとウェブ、山形鋼および帯板のそれぞれについて、ひずみゲージを貼り付けて計測した。

3. 実験結果

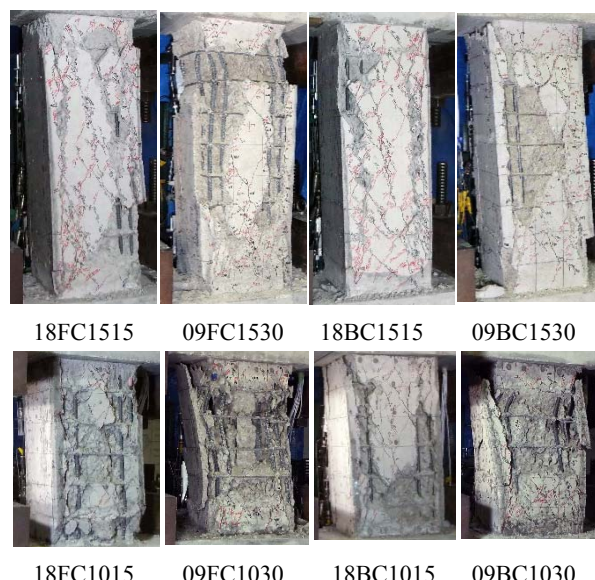
$R=1.0\%$ rad. 時および最終変形時の破壊状況を写真-1、写真-2、履歴曲線を図-3 に示す。せん断力 Q は軸力の作用による PA 効果を考慮している。図中の点線は SRC 耐震診断基準²⁾に示されるせん断終局強度の計算値 Q_{se} である。なお、いずれの試験体とも曲げ終局強度の計算値 Q_{mu} は Q_{se} を上回っている。

充腹型 SRC 柱の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\%$ rad. の振



(a) 充腹型 (b) 非充腹型 (格子形)

写真-1 $R=1.0\%$ rad. 時の破壊状況



(a) 充腹型 (b) 非充腹型 (格子形)

写真-2 最終破壊状況

幅で中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ rad. の振幅では斜めひび割れが材端へと進展し、 $R=\pm 1.0\%$ rad. の振幅で主筋あるいは強軸フランジに沿った位置で付着ひ

び割れが発生して、 $R=\pm 1.0\sim 1.5\%$ rad.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付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、18FC1015 および 09FC1030 を除く試験体は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が、履歴ループの形状は紡錘形を保っている。なお、試験体 09FC1530、09FC1515 および 09FC1030 に関しては、最大耐力時にせん断補筋が未降伏であったが、その他の試験体は最大耐力時にせん断補筋は降伏した。

せん断補筋が未降伏であったが、その他の試験体は最大耐力時にせん断補筋は降伏した。

非充腹型 SRC 柱の破壊進展状況も、 $R=\pm 1.0\%$ rad.で最大耐力に達するまでの破壊の進展状況は充腹型 SRC 柱とほぼ同様であったが、最大耐力以後は履歴ループのスリップ特性が顕著になった。なお、試験体 09BC1530 および 09BC1515 に関しては、最大耐力時にせん断補筋は未降伏であったが、その他の試験体は最大耐力時にせん断補筋は降伏した。

充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 柱を比較すると、破壊の様相はほぼ同様であったが、最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状は大きく異なり、低強度コンクリートの場合においても充腹型 SRC 柱は優れた変形能力を有することが確認された。同一鉄骨形式の柱で比較すると、コンクリート強度の違いによって最大耐力に差異を生じているが、コンクリート強度が同じである場合、軸力の違いによる最大耐力の差異は小さいことが確認された。

4. せん断終局強度の検討

4.1 SRC 耐震診断基準式

SRC 耐震診断基準²⁾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条件として、SRC 柱のせん断終局強度 Q_{se} の評価式として、充腹型鉄骨の場合は式(1)、格子形鉄骨の場合は式(2)が示されている。

$$Q_{se} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j + s Q_u \quad (1)$$

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

ここに、 $s Q_u$ は鉄骨部分の負担軸力を 0 とした時のせん断終局強度 $s Q_{su}$ と曲げ終局強度 $s Q_{mu}$ の最小値であり、その他の記号は文献²⁾を参照するものとする。なお、本実験では $M/(Qd)=1.5$ の試験体は $s Q_{su} > s Q_{mu}$ 、 $M/(Qd)=1.0$ の試験体は $s Q_{su} < s Q_{mu}$ となっている。

式(1)、(2)を用いた計算値 Q_{se} および実験における最大値 Q_{exp} を表-5、図-4 に示す。せん断破壊が先行する低強度コンクリートの RC 部材に関する既往の研究報告¹⁾と同様に、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 式に基づく耐震診断基準に示されるせん断終局強度の評価式では、 $Q_{exp}/Q_{se}=0.73\sim 1.06$ 、平均値 0.92 となり、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ の試験体を含み 8 体の試験体で危険側の評価となった。

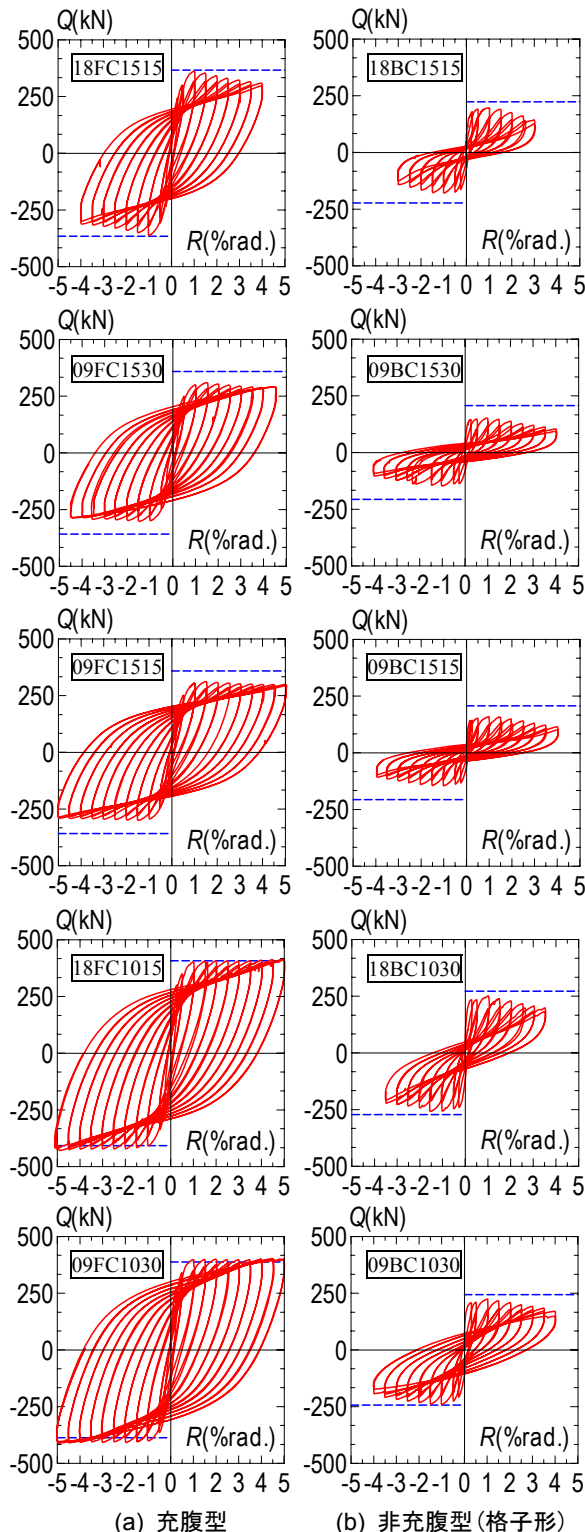


図-3 履歴曲線

4.2 山本式

低強度コンクリートの RC 部材に関しては、山本らによって、コンクリート強度を変数とした低減係数 k_r 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⁴⁾。本論では山本らの低減係数を SRC 部材の評価へ拡張し、充腹型鉄骨の場合は式(3)、格子形鉄骨の場合は式(4)を用いて算定したせん断終局強度の計算値 Q_{ym} を表-5、図-4 に示す。

$$Q_{ym} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j + s Q_u \quad (3)$$

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

ここで、

$$k_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B \quad (\sigma_B \leq 13.5) \quad (5)$$

Q_{exp} と Q_{ym} を比較すると、 $Q_{exp}/Q_{ym} = 0.88 \sim 1.13$ 、平均値 0.98 となり、式(1)、(2)を用いた場合よりも評価精度は向上したが、7 体の試験体で危険側の評価となった。

4.3 八十島式

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

応じて低減させる評価式も提案されている⁵⁾。

本論では八十島らの方法を SRC 部材の評価へ拡張し、充腹型鉄骨の場合は式(6)、格子形鉄骨の場合は式(7)を用いて算定したせん断終局強度の計算値 Q_{ys} を表-5、図-4 に示す。

$$Q_{ys} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + \alpha_L \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j + s Q_u \quad (6)$$

$$Q_{ys} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + \alpha_L \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j \quad (7)$$

ここで、

$$\alpha_L = 0.038 \sigma_B \leq 0.85 \quad (\sigma_B \leq 22) \quad (8)$$

Q_{exp} と Q_{ys} を比較すると、 $Q_{exp}/Q_{ys} = 0.88 \sim 1.14$ 、平均値 0.99 となり、式(3)、(4)を用いた場合と同程度の評価精度となり、6 体の試験体で危険側の評価となった。

4.4 SRC 標準トラス・アーチ式

SRC 標準・第 6 版⁶⁾の本文では、コンクリートの圧縮強度が 18 N/mm^2 以上であることを適用条件として、充腹型およびラチス形 SRC 柱のせん断終局強度 Q_{aij} の評価式として式(9)が示されている。

表-5 実験値と計算値

試験体	Q_{exp} (kN)	Q_{se} (kN)	Q_{ym} (kN)	Q_{ys} (kN)	Q_{aij} (kN)	Q_{exp}/Q_{se}	Q_{exp}/Q_{ym}	Q_{exp}/Q_{ys}	Q_{exp}/Q_{aij}
18FC1515	362	366	366	358	327	0.99	0.99	1.01	1.11
09FC1530	310	359	328	330	286	0.86	0.95	0.94	1.08
09FC1515	322					0.90	0.98	0.98	1.12
18FC1015	429	408	408	400	394	1.05	1.05	1.07	1.09
09FC1030	412	387	363	362	333	1.06	1.13	1.14	1.24
18BC1515	197	223	223	212	191	0.88	0.88	0.93	1.03
09BC1530	152	207	173	173	138	0.73	0.88	0.88	1.10
09BC1515	159					0.77	0.92	0.92	1.15
18BC1015	258	272	272	263	254	0.95	0.95	0.98	1.02
09BC1030	240	244	225	217	186	0.98	1.07	1.11	1.29

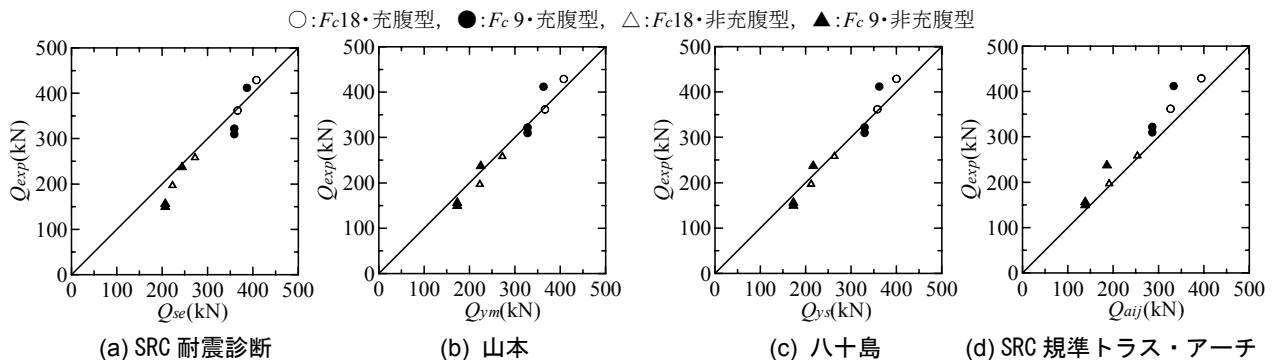


図-4 実験値と計算値

$$Q_{aij} = \min(rQ_{su}, rQ_{mu}) + \min(sQ_{su}, sQ_{mu}) \quad (9)$$

ここに、 rQ_{su} および rQ_{mu} は RC 部分のせん断で決まる強度および曲げで決まる強度、 sQ_{su} および sQ_{mu} は 鉄骨部分のせん断で決まる強度および曲げで決まる強度である。なお、同規準の解説では、 rQ_{su} の評価に関して、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式(10)が示されている。

$$rQ_{su} = b \cdot j \cdot r p_w \cdot r \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (b - \beta' \cdot b') \cdot \mu \cdot D \cdot \frac{\sigma_B}{2} \quad (10)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{l'}{D}\right)^2 + 1} - \frac{l'}{D} \quad (11)$$

$$\beta' = (1 + \cot^2 \phi) \cdot \frac{b'}{b} \cdot \frac{r p_w \cdot r \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (12)$$

$$\mu = 0.5 + \frac{b'}{b} \leq 1.0 \quad (13)$$

ここに、 ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度で 45° 、 θ はアーチ機構のコンクリート圧縮束の角度、 b' はコンクリートの有効幅 ($=b - sD$) であり、その他の記号は文献⁶⁾を参照するものとする。

なお、SRC 規準・第 6 版では格子形 SRC 柱は対象とされていないため、 sQ_{su} の評価は SRC 規準・第 5 版⁷⁾に示される算定式を用いる。本実験では全試験体共に $rQ_{su} < rQ_{mu}$ となり、充腹型 SRC 柱で $M/(Qd) = 1.5$ の場合は $sQ_{su} > sQ_{mu}$ 、 $M/(Qd) = 1.0$ の場合は $sQ_{su} < sQ_{mu}$ 、非充腹型 SRC 柱では全試験体共に $sQ_{su} < sQ_{mu}$ となる。

式(9)、(10)を用いて算定したせん断終局強度の計算値 Q_{aij} を表-5、図-4 に示す。 Q_{exp} と Q_{aij} を比較すると、 $Q_{exp}/Q_{aij} = 1.02 \sim 1.29$ 、平均値 1.12 となり、全ての実験値は計算値を上回り、せん断終局強度の下限値を評価できることが確認された。

4.5 せん断終局強度の計算値に対する考察

低強度コンクリートの場合に実験値 Q_{exp} が計算値 Q_{se} 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することや、充腹型 SRC 柱に対する(1)式における sQ_u は、鉄骨部分の負担軸力を 0 とした場合の終局強度として算定するが、低強度コンクリートの場合には鉄骨部分の負担軸力が大きくなるため鉄骨部分の曲げ終局強度が低下することが理由として考えられる。なお、 $M/(Qd) = 1.0$ の充腹型 SRC 柱は Q_{exp} が Q_{se} を上回っているが、 $M/(Qd) = 1.0$ の充腹型 SRC 柱では $sQ_{mu} > sQ_{su}$ となっており、 sQ_{su} は弱軸フランジのせん断抵抗力を考慮して

いないため、 sQ_{su} は過小評価となることが影響している。

また、RC 部材に対して提案されている低減係数 k_r や α_u を乗じた計算値 Q_{ym} および Q_{ys} を用いても SRC 柱では危険側の評価となる場合が多いのは、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。

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。

- (1) 同様な破壊状況であっても、充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 柱では内蔵される鉄骨の形式によって最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状が大きく異なり、低強度コンクリートの場合においても充腹型 SRC 柱は優れた変形能力を有する。
- (2) SRC 耐震診断基準に示されるせん断終局強度式は、低強度コンクリートの SRC 柱に対して危険側に評価される場合がある。また、RC 部材に対して提案されている低減係数を用いても、SRC 柱に対しては危険側に評価される場合がある。
- (3) SRC 規準に示される塑性理論に基づくトラス・アーチモデルによるせん断終局強度式は、低強度コンクリートの SRC 柱に対して実験の下限値を評価できる。

謝辞

平成 27 年度科学研究費補助金（基盤研究(B)課題番号：25289190 代表研究者：広島工業大学教授・荒木秀夫）による助成を受けました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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) 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
- 3) 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 3 版）、1975.11
- 4) 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—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
- 5) 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.
- 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
- 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 6 版）、2014.1