# 論文 鉄骨コンクリート構造柱のせん断抵抗性状に関する実験的研究

境谷 香奈\*1·北野 敦則\*2·後藤 康明\*3

要旨:かぶりコンクリートの剥落防止としてワイヤーメッシュ(以下 WM)筋を用いた鉄骨コンクリート(以下 SC)構造柱のせん断抵抗性状を把握する目的で加力実験を行った。その結果,本研究で提案する SC 造は SRC 造と同じ鉄骨断面を用いても,同等の耐力が期待できることがわかった。また,日本建築学会 SRC 規準式の 耐力式との比較から,WM 横筋は,せん断耐力算定に考慮して良いが,WM 縦筋は梁鉄骨フランジの納まり から曲げ耐力に考慮しないで鉄骨のみで耐力確保すべきことがわかった。ただし,ディテール上柱鉄骨を小断面とする必要がある場合は,配筋を工夫することで WM 縦筋を曲げ耐力に算入できることを示した。 キーワード:鉄骨コンクリート(SC)構造,柱梁架構,柱終局せん断耐力,ワイヤーメッシュ筋

#### 1. はじめに

近年,鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC)構造による建 物の建設は減少傾向にある。SRC 構造は他の工法と比較 すると,その設計法の繁雑さや現場施工における工程の 多さから敬遠される傾向があることが要因となってい る。しかしながら,SRC 構造は鉄筋コンクリート(以下 RC)構造に比べ,層崩壊の危険性が少なく,優れた耐震 性能を持つ。兵庫県南部地震においても SRC 構造の被害 は軽微であった。そこで筆者らは SRC 構造から鉄筋を排 除し,かぶりコンクリートの剥落防止のためワイヤーメ ッシュ(以下 WM)筋を用いた鉄骨コンクリート(以下 SC)構造が,SRC 造と同等の耐震性能を有すること,WM 筋はせん断補強効果が期待できることを明らかにして きた<sup>1)2)</sup>。しかし,WM 縦筋による曲げ補強効果について は不明な点が多いため,本研究では,WM 筋が SC 造柱 の終局耐力に及ぼす影響について検討を行った。

#### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体概要

図-1 に試験体形状および配筋図,また表-1 にコンクリート,表-2 に鉄筋,表-3 に鋼板 それぞれの力学的性状を示す。また,表-4 に 試験体緒元を示す。

試験体は,柱SC造梁S造のラーメン架構の 中間階中柱を想定し,柱および梁の中央反曲点 位置で切り出した実大の約1/2縮小スケールの キ字形試験体で4体製作した。試験体名は第1 項が柱/梁部材の構造,第2項が試験体の鉄骨形 状番号,第3項のWはWM筋である。また第4 項は,コンクリート設計基準強度である。WM 筋は,かぶりコンクリートを拘束するために用 いた。AIJ-SRC 規準式に基づいて SC/S-1-W-27, SC/S-6-W-27 および SC/S-7t-W-27 はせん断破壊, SC/S-7-W-27 は曲 げ破壊する様に設計した。柱鉄骨は, SC/S-1-W-27 には 過年度実験を行った SRC 造試験体と比較を行うために 同じ鉄骨を用いて H-200×100×5.5×8 を十字形に組み合わ せた十字形断面とした。SC/S-6-W-27 には, 柱鉄骨断面 が大きい SC 造の影響および柱鉄骨の早期降伏における WM 筋の影響を検討するために BH-240×200×4.5×6 を用 い, SC/S-7-W-27 には, SC/S-6-W-27 と比べて柱鉄骨断面 を小さくし WM 筋が曲げ耐力に及ぼす影響について検

表-1 コンクリートの力学的特性

	圧縮強度	歪度	引張強度	ヤンジ	ガ係数		
<b></b> 訊 陳 体 名	$\sigma_B$ (MPa)	$\varepsilon_u^*(\mu)$	$\sigma_t$ (MPa)	<i>E</i> <sub>1/3</sub> (GPa)	<i>E</i> <sub>2/3</sub> (GPa)		
SC/S-1-W-27	28.2	2660	2.20	25.9	21.2		
SC/S-6-W-27	29.7	2740	2.12	21.7	19.2		
SC/S-7-W-27	26.2	2800	2.33	22.7	19.4		
SC/S-7t-W-27	25.7	2670	1.86	24.1	20.5		
* εはコンクリートの圧縮強度時							

表-2 ワイヤーメッシュ筋の力学的特性

使用試験体名	WM筋径	降伏強度	降伏歪度	引張強度	伸び	ヤング係数
		$\sigma_y$ (MPa)	$\varepsilon_y(\mu)$	$\sigma_{\rm max}$ (MPa)	(%)	$E_s$ (GPa)
SC/S-1-W-27	3.2φ@50 縦横	*603	*5090	683	8.22	196
SC/S-6-W-27						
SC/S-7-W-27		*626	*5100	696	9.65	202
SC/S-7t-W-27						

## 表-3 鉄骨の力学的特性

鋼板種別		社都市	降伏強度	降伏歪度	引張強度	伸び	ヤング係数	
		戰壞月	$\sigma_{v}$ (MPa)	$\varepsilon_{v}(\mu)$	$\sigma_{\rm max}({\rm MPa})$	(%)	$E_s$ (GPa)	
SS400	PL4.5	1A	*300	*2470	430	21.7	213	
SN400B	PL5.5	1A	313	1480	432	27.5	211	
SN400B	PL6	1A	352	1976	475	16	177	
SN400B	PL8	13A	308	1560	435	22.3	198	
SN400B	PL9	1A	334	1680	450	19.3	199	
SN400B	PL12	1A	285	1430	423	27.9	198	
試験片は,JIS Z 2201 に,試験方法は JIS Z 2241 に従った							従った	

 $\sigma_{y}, \epsilon_{y} \downarrow 0.2\%$   $\tau$ 

\*1 構建設計事務所(株) 工修 (正会員)

\*2 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門助教 工博 (正会員)

\*3 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門教授 工博 (正会員)

討を行うために H-200×100×5.5×8 を用い, SC/S-7t-W-27 には, 柱鉄骨の弱軸方向における構造性能を検討するた めH-200×100×5.5×8を弱軸に配置した。梁鉄骨は, SC/S-1-W-27 には BH-400×150×9×12, SC/S-6-W-27 および SC/S-7-W-27 には BH-400×150×12×12, SC/S-7t-W-27 には BH-400×150×6×12を用いた。材質は鋼板 PL4.5 が SS400, その他の鋼板とH形鋼は、SN400Bである。なお、全試 験体とも梁曲げ降伏を助長しないよう,鉄骨は梁フラン ジ通し型で製作した。WM 筋は全て 3.2φ@50 を使用し柱 部側面は偶角部縦筋のみ柱梁接合部まで定着してあり, 南北面は柱梁接合部で重ね合わせた。コンクリート設計 基準強度は全試験体ともに 27MPa とし、打設は、縦打ち で一度に行った。

#### 2.2 加力方法

図-2に加力装置図を示す。

加力は地震時における応力状態を再現するため柱に 一定軸力(1/6·b·D·σ<sub>B</sub>)を導入した後,試験体上柱反曲点 位置に、静的正負繰り返し漸増水平方向強制変位を与え た。試験体の柱上部および柱下部では、ピン支持とし、 上部梁端は平行維持装置(串型ジャッキ)で、下部梁端は 反力ロッドでピン・ローラーとなるよう支持した。加力 制御は変位制御で、1 サイクル目で層間変形角 Rc=2 ×10<sup>-3</sup>rad とし, その後のピーク変位  $\epsilon R_c$ =5, 10, 17, 26, 37 (×10<sup>-3</sup>rad) と等差数列となるように増加させながら同 一変位の繰り返しを2回ずつ行い、最終12サイクル目 で  $R_{\rm C}$ =50×10<sup>-3</sup>rad となるように設定した。

# 3. 実験結果

# 3.1 破壊性状

図-3に各試験体の最終破壊状況を示す。

SC/S-1-W-27 では、柱部においてせん断および曲げが 混在した破壊をした。最大耐力時にかけてせん断ひび割 れが顕著に発生し、最大耐力時にはせん断ひび割れおよ び曲げひび割れの拡幅が見られた。最大耐力以降、せん



			柱			梁 接合部		接合部	*1 使用鉄骨断面
	試験体 (柱構造/涩構造)	$p_{w}^{*2}$	鉜	(筋)	鉎/昌·*1	- - - 	$p_{w}^{*2}$	鉄筋	①2H-200×100×5.5×8
_	(正确道/未悔道/	(%)	軸方向	水平方向	虾目	<b></b>	(%)	水平方向	②BH-240×200×4.5×6
	SC/S-1-W-27	0.11	WM筋3.2 φ @ 50	WM筋3.2 φ@50	1	6	0.11	WM筋3.2 φ @ 50	③H-200×100×5.5×8
	SC/S-6-W-27	0.11	WM筋3.2 φ@50	WM筋3.2 φ@50	2	$\bigcirc$	0.11	WM筋3.2 φ@50	④BH-240×160×4.5×12
	SC/S-7-W-27	0.11	WM筋3.2 φ @ 50	WM筋3.2 φ @ 50	3	$\bigcirc$	0.11	WM筋3.2 φ@50	⑤BH-240×210×4.5×9
	<u>SC/S-7t-W-27</u>	0.11	<u>WM筋3.2 φ@5</u> 0	<u>WM筋3.2 φ@50</u>	3	8	0.11	<u>WM筋3.2 φ@50</u>	6BH-400×150×9×12
>	<sup>K</sup> SRC/S-1-27 <sup>1)</sup>	0.19	主筋12-D10	帯筋D6@100		6	0.37	帯筋6φ@50	⑦BH-400×150×12×12
>	K SC/S-4-W-27 <sup>1)</sup>	0.11	WM筋3.2 φ@50	WM筋3.2 φ @ 50	4	$\bigcirc$	0.11	WM筋3.2 φ@50	⑧BH-400×150×6×12
>	≪ SC/S-5-W-27 <sup>2)</sup>	0.11	WM筋3.2 φ@50	WM筋3.2 φ@50	5	$\bigcirc$	0.11	WM筋3.2 φ @ 50	*2 p <sub>w</sub> :SC構造のWM横筋比および
		1)0)							

※ 過年度試験体<sup>1)2)</sup>

'N SRC構造のせん断補強筋比

断ひび割れの発生および拡幅はあまり見られず,柱危険 断面位置で曲げ圧壊が顕著に見られた。

SC/S-6-W-27 では、柱部でせん断および曲げひび割れ の発生および拡幅が見られ、最大耐力前に柱危険断面位 置で柱鉄骨フランジ、柱鉄骨ウェブおよび WM 縦筋が降 伏し、RC 部で柱の曲げ圧壊が見られた。最大耐力以降 では、柱危険断面位置での曲げ圧壊が顕著に見られた。 また、柱梁接合部でせん断ひび割れの拡幅が見られた。

SC/S-7-W-27 では、柱危険断面位置で曲げ圧壊が見ら れた。最大耐力時にかけて柱梁接合部でせん断ひび割れ が見られ、柱危険断面位置で曲げひび割れの拡幅が顕著 に見られた。最大耐力以降では、柱危険断面位置での曲 げ圧壊が徐々に進行し、柱梁接合部でせん断ひび割れの 拡幅が顕著に見られた。

SC/S-7t-W-27 では、柱せん断破壊が見られた。最大耐力時にかけて柱部および柱梁接合部にせん断ひび割れが顕著に発生し、柱部の WM 縦筋の降伏が見られた。最大耐力以降では、柱部全体に発生していたせん断ひび割れが拡幅し、 $R_c = \pm 26 \times 10^3$ rad 以降は、柱部でかぶりコンクリートの剥落が顕著に見られた。

3.2 柱せん断力(Q<sub>c</sub>) - 層間変形角(R<sub>c</sub>)関係

**図ー4**, **図-5**に柱せん断力(*Q<sub>c</sub>*) 一層間変形角(*R<sub>c</sub>*) 関係およびスケルトンカーブの比較を示す。

SC/S-7t-W-27 を除く 3 体は最大耐力までほぼ同じ推移 をし、 $R_c = \pm 17 \times 10^3$ rad で最大耐力を迎えた。最大耐力 以降、SC/S-1-W-27 は、WM 横筋が降伏しせん断ひび割 れが多数発生し耐力が緩やかに低下したが、 $R_c = \pm 37$ ×10<sup>-3</sup>rad 以降は、柱危険断面位置での曲げ圧壊および鉄 骨フランジが降伏し、曲げ破壊に移行したため耐力を維 持した。SC/S-6-W-27 は、耐力が緩やかに低下したが、  $R_{C} = \pm 37 \times 10^{-3}$ rad 以降では,柱危険断面位置で曲げ圧壊 が顕著となり,柱危険断面位置での鉄骨フランジの座屈 が生じたため耐力の低下が著しくなった。SC/S-7-W-27 は,柱危険断面位置での曲げ圧壊および柱危険断位置で のWM 縦横筋の降伏,柱梁接合部におけるWM 横筋の 降伏したため耐力が緩やかに低下した。

一方 SC/S-7t-W-27 は, 柱部で顕著なせん断ひび割れの 発生が見られたため,  $R_c = \pm 5 \times 10^{-3}$ rad から剛性低下が生 じ,  $R_c = \pm 17 \times 10^{-3}$ rad で最大耐力を迎えた。最大耐力時 以降は, 柱部でのせん断ひび割れの発生および拡幅が顕 著となったこと, さらに WM 筋横筋の破断が見られたた め耐力が著しく低下した。

柱に同じ鉄骨断面を用いた場合の SRC 造と SC 造の比 較を図-6(a)に示す。両試験体とも柱部および柱梁接合 部でのせん断ひび割れの発生は顕著であり、 $R_c = \pm 17$ ×10<sup>-3</sup>rad までは、ほぼ同じ推移を示した。SRC/S-1-27 は  $R_c = \pm 37 \times 10^{-3}$ rad に柱せん断補強筋が降伏したが耐力低 下が見られなかったのに対し、SC/S-1-W-27 は $R_c = \pm 17$ ×10<sup>-3</sup>rad で最大耐力となり、その後耐力低下が若干見ら れた。これは、柱せん断補強筋量の違いによって RC 部 の破壊性状が異なったためだと考えられる。

柱鉄骨形状が異なる試験体(SC/S-1-W-27, SC/S-7-W-27, SC/S-7t-W-27)の比較を図-6(b)に示す。十字形鉄骨を用いた SC/S-1-W-27 および H 形鉄骨の SC/S-7-W-27 では、ほぼ同じ推移を示したが、SC/S-7t-W-27 は、柱鉄骨が弱軸に配置されているため鉄骨の曲げ耐力が小さく他の 2 体に比べると最大耐力が小さくなったが、柱部でせん断ひび割れの発生およびかぶりコンクリートの剥落が顕著であったため、最大耐力後の耐力低下が他の 2 体に比べると大きかった。さらに、SC/S-1-W-27 では、柱部でせん断ひび割れが顕著に発生し、最大耐力後では、曲げ破壊をしたため、曲げ破壊をした SC/S-7-W-27 とほぼ同





 SC/S-1-W-27
 SC/S-6-W-27
 SC/S-7-W-27
 SC/S-7t-W-27

 図-3<最終破壊状況(北面)</td>

じ様な推移を示したと考えられる。

鉄骨に H 形断面を用い鉄骨フランジ幅 の違いにおける比較を図-6(c)に示す。全 試験体とも,ほぼ同じ推移を示したが最大 耐力後, SC/S-4-W-27 は緩やかな耐力低下 を示し, SC/S-5-W-27 および SC/S-6-W-27 では大きな耐力低下が見られた。これは, SC/S-4-W-27 および SC/S-6-W-27 では, RC 部における曲げ破壊が生じたが, SC/S-5-W-27 では, RC 部が柱鉄骨フランジの付着 割裂によるせん断破壊をしたことが考え られる。また, SC/S-6-W-27 では,  $R_c = \pm 37$ ×10<sup>-3</sup>rad 以降での耐力低下は著しくなった。 これは,かぶりコンクリートの剥落が柱危

険断面位置と柱梁接合部で顕著となり、また柱危険断 面位置で柱鉄骨フランジが座屈したため、SC/S-4-W-27 よりも曲げ圧壊が顕著となり耐力低下が大きかっ たと考えられる。

3.3 耐力

表-5 に耐力計算式一覧,表-6 に最大耐力一覧, 表-7 に計算時に考慮する WM 縦筋量の違いによる破 壊モードの変化を示す。表-5 の AIJ-SRC 規準<sup>3)</sup> によ る(1)式, (2)式はそれぞれ実験値の下限値を与えるので, (3)式によって計算値を平均値に換算し実験値と比較 する。なお,表-6 の AIJ-SRC 規準式による計算平均 値(以下計算値)には,過年度の実験結果<sup>1)2)</sup>より, WM 横筋はせん断補強効果があることがわかってい るので,WM の横筋はせん断補強筋として耐力に算入 してある。

表-6よりWM筋の横筋のみをせん断耐力算定に考 慮し、WM 縦筋を全く考慮しないで耐力算定すると、 H形鉄骨を用いた試験体において計算値 call は実験値 を1~2割程度過小評価した。特にH形鉄骨を弱軸に 配置した SC/S-7t-W-27 は, call に対し2 割ほど過小評 価となっている。さらに,表-7より WM 縦筋を耐力 算定に考慮しない場合, SC/S-5-W-27 が耐力算定にお ける RC 部の破壊モードと実験における RC 部の破壊 モードが異なってしまう。一方, WM 縦筋を全て考慮 すると、SC/S-5-W-27 については破壊モードが一致す るようになるが, SC/S-6-W-27 は, 計算による RC 部 の破壊モードと実験における RC 部の破壊モードが一 致しない。これは、WM 縦筋を全て計算値に考慮した ため, RC 部の曲げ耐力を過大に評価しているためだ と考えられる。したがって、WM 縦筋が曲げ耐力に及 ぼす影響を考慮して設計を行わないと予想外の破壊 が起こる可能性がある。そのため、WM 縦筋が曲げ耐 力に及ぼす影響について検討をする。



図-6 Q<sub>c</sub>-R<sub>c</sub>スケルトンカーブの比較

図-7 に RC 部の曲げ耐力に対する WM 縦筋の本数の 影響,図-8 に SC/S-7-W-27 の最大耐力時(正加力時) における WM 縦筋および鉄骨フランジの歪,図-9 に WM 筋および鉄骨の歪ゲージ貼り付け位置について示す。

曲げ耐力に有効であると考えられる WM 縦筋を判別 するために、図-8より最大耐力時の WM 縦筋の歪分布 をみると、図-9に示す CWC と CWI の WM 縦筋は、最 大耐力時にほとんど歪んでおらず、曲げ耐力に寄与して いないことが分かる。これは、中間筋 (CWC および CWI) は、梁鉄骨により分断されているためである。また、柱 梁接合部まで定着されている隅角部の縦筋や2段目筋は 危険断面位置において歪度が増大している。したがって、 曲げ耐力に有効であると考えられる柱梁接合部まで定 着されている隅角部の縦筋4本と2段目筋2本の計6本 (図-9 参照)のみを曲げ耐力算定に考慮し実験値と計算 値の比較をすると、図-7より、WM 縦筋を考慮しない 場合やWM 縦筋を全て考慮した場合に比べ、実験値と計 算値 cal3 の対応が良くなり、ばらつきも小さくなる。本

柱終局せん断耐力(AIJ-SRC 規準式) -(1)式	<b>柱終局曲げ耐力</b> 平均値換算式 <sup>3)</sup> -(3)式
aQu = Qu + Qu	(AIJ-SRC 規準式)-(2)式 cal C Q = 1.212 C Q = 1
$C \simeq_{sU} \qquad s \simeq_{teel} \qquad r \simeq_{teel}$	$_{C}Q_{bU} = 2_{C}M_{U}/h_{e}$
S 部 $_{s}Q_{U} = \min(_{s}Q_{sU}, _{s}Q_{bU})$	$_{C}M_{U} = {}_{s}M_{U} + {}_{r}M_{U}$
$Q_{\rm m} = (t : d : \sigma \sigma)/\sqrt{3}$	$M = 7 - \frac{1}{\pi} \frac{steel}{RC}$
$\sum_{s \in \mathcal{S}_{u}} \sum_{c \in \mathcal{W}} u_{w} c_{w} c_{y} j + \sqrt{s}$	$s^{M}_{U} = s^{Z}_{p} \cdot s^{\sigma}_{Y}$
${}_{s}\mathcal{Q}_{bU} = \Sigma({}_{s}M_{U} / h_{e}) = \mathcal{Z}_{s}M_{U} / h_{e}$	$_{r}M_{U} = _{m}a_{t} \cdot _{m}\sigma_{Y} \cdot _{m}d + \frac{r \cdot _{U}}{2} \left[ 1 - \frac{r \cdot _{U}}{r \cdot r} + \frac{h \cdot _{U}}{h} \right]$
RC 部 $_{r}Q_{U} = \min(_{r}Q_{sU1}, _{r}Q_{sU2}, _{r}Q_{bU})$	
$P_{sU1} = 7/8 \cdot_c b \cdot_r d(0.5F_{s'r} \alpha + 0.5p_w \cdot_{rw} \sigma_y)$	$_{s}M_{U}$ S 部分の柱終局曲げ耐力(N・mm)
$_{u}O_{all2} = 7/8 \cdot b \cdot d(F_{a} \cdot b'/b + p_{u} \cdot v_{u} \sigma_{v})$	<sub>r</sub> M <sub>U</sub> :鉄肋コンクリート部分の終向曲け耐力(N・mm) Z:鉄骨の断面係数(mm <sup>3</sup> )
$O_{UU} = \Sigma(M/h) = 2 \cdot M_U/h$	<sub>s2p</sub> :3(日)時間間(mm <sup>2</sup> ) ma,:引張主筋の断面積(mm <sup>2</sup> )
	<sub>m</sub> σ <sub>Y</sub> :主筋の降伏応力度(N/mm <sup>2</sup> )
$sQ_{sU}$ : 妖官セん 断降仏 で 次よる 約 同 セん 断 附 $J(N)$ $O_{sU}$ : 鉄骨 曲 げ 崩 壊 に 上 り 決 す ろ 終 局 せん 断 耐 $J(N)$	<sub>m</sub> d:引張主筋と圧縮主筋の重心間距離(mm)
$Q_{SUI}$ :斜張力により決まる終局せん断耐力(N)	$p_w$ : 也んM補畑肪に t : 柱鉄骨ウェブ厚さ(mm)
,Q <sub>sU2</sub> :付着割裂により決まる終局せん断耐力(N)	$h_e$ :柱内法高さ(mm)
$Q_{bU}$ :RC 部の曲げ崩壊時で決まるせん断耐力(N)	$d_w$ :柱鉄骨ウェブせい(mm)
$r_w\sigma_y$ : せん) 新聞 かい (N/mm <sup>-</sup> ) $F: = \chi / \chi$	$_{r}N_{U}$ :柱の軸力 (N)
b':フランジ位置でのコンクリート有効幅(mm)	D:至せい(mm) <sub>のv</sub> 鉄骨の降伏応力度
<sub>Cw</sub> σ <sub>Y</sub> :柱鉄骨ウェブの降伏応力度(N/mm <sup>2</sup> )	$F_c$ :コンクリートの設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
	* *ワイヤーメッシュ筋は縦筋を主筋として
, <i>a</i> : 圧 袖移からり 版土肋里 いま じの 距離(有効 ぜい) の 鉄骨 コンクリート部分の M((0・ A)による係数	(mm) 横筋をせん断補強筋として計算した

表-5 せん断耐力計算式一覧

表-6 耐カー覧(柱せん	,断力)
--------------	------

引張側WM縦筋の本数 WM縦筋0本 WM縦筋12本				WM縦筋6本						
試験体名	実験値 (kN)	柱せん断耐力 計算値 (平均値)(kN)	$_{exp.C}Q_{U}/call$	RC部の** せん断 会が度	柱せん断耐力 計算値 (平均値)(kN)	$_{exp.C}Q_{U}/cal2$	RC部の** せん断 会が度	柱せん断耐力 計算値 (平均値)(kN)	exp.CQU/cal3	RC部の** せん断 会が度
	exp.CQU	*cal1		示俗度	*cal2		示怕度	*cal3		示怕度
SC/S-1-W-27	347	346	1.00	1.07	371	0.94	0.93	366	0.95	1.05
SC/S-6-W-27	400	359	1.11	1.13	381	1.05	0.91	380	1.05	1.03
SC/S-7-W-27	314	294	1.07	1.74	335	0.94	1.59	314	1.00	1.81
SC/S-7t-W-27	178	150	1.19	0.94	194	0.92	0.98	181	0.99	1.12
X SC/S-4-W-27 <sup>1)</sup>	397	362	1.10	1.46	405	0.98	1.17	384	1.03	1.33
<b>※</b> SC/S-5-W-27 <sup>2)</sup>	382	344	1.11	1.07	358	1.07	0.87	358	1.07	0.98

※ 過年度試験体<sup>1)2)</sup>

\**cal1*, *cal2*, *cal3*は,  $min(_{C}Q_{sU,C}Q_{bU})$ で決定した値

\*\*RC部のせん断余裕度=RC部のせん断耐力計算値/RC部の曲げ耐力計算値

表-7 WM 縦筋量による破壊モードの変化

試験体名		SC/S-4-W-27	SC/S-5-W-27	SC/S-1-W-27	SC/S-6-W-27	SC/S-7-W-27	SC/S-7t-W-27
	12本	曲げ	せん断	せん断	せん断	曲げ	せん断
WM横筋考慮	6本	曲げ	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
	0本	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	せん断
RC部の実験時	寺の破壊モード	曲げ	付着せん断	せん断と曲げの混在	曲げ	曲げ	せん断

\*RC部計算値における破壊モードは,表-5に示した耐力計算値が最少となるモードとした また,RC部の実験時の破壊モードは, 亀裂発生状況およびWM筋の降伏状況から判断した 研究で提案する SC 造における柱の終局耐力は, RC 部の有効せい,*d*を圧縮縁から引張側 WM 縦筋位置 とし,曲げ耐力算定時に考慮する WM 縦筋の断面積 *ma*<sub>t</sub>は,柱梁接合部まで定着されている隅角部および 2 段目に位置する縦筋とすることで評価できる。

ただし, 表-7より WM 縦筋を6本考慮した場合 の RC 部の破壊モードについて確認すると、通常の SRC 造と同じ十字形鉄骨を用いた SC/S-1-W-27 は耐 力算定における破壊モードは曲げとなっているが, 表-6 より曲げ耐力に対するせん断耐力の比(せん 断余裕度)が 1.05 と小さいため実験結果では、せん 断と曲げが混在した破壊となっている。しかし,鉄 骨断面を大きくした SC/S-5-W-27 や SC/S-6-W-27 につい ては、せん断余裕度が1.00に近くてもせん断と曲げが混 在した破壊とはならず,耐力算定における RC 部の破壊 モードと実験結果における破壊モードが一致している。 よって、本研究で提案する SC 造では、鉄骨断面を大き くすることが好ましいと言える。鉄骨を弱軸に配置した SC/S-7t-W-27 のみ RC 部の破壊モードが異なっている。 これは RC 部のせん断耐力を過大に見積もっている可能 性があり、すなわち柱の有効せい,dを過大に評価してい ると考えられる。したがって,鉄骨の曲げ耐力が極端に 小さい場合については、柱有効せい、dの評価法の検討が 今後必要である。

## 4.結語

鉄骨のかぶりコンクリート剥落防止に WM 筋を用いた SC 構造の開発を目的に SC 造柱梁架構におけるせん断 実験を行い,柱のせん断性状について検討をした結果,以下の知見を得た。

- 本研究で提案する SC 造は SRC 造と同じ鉄骨断面を 用いても、同等の耐力が期待できることがわかった。
- 2) WM縦筋を曲げ耐力算定に算入しないと計算時の破壊モードと実験時の破壊モードが異なることもある。一方,WM縦筋を曲げ耐力算定WM縦筋が曲げ耐力に及ぼす影響を考慮して設計を行わないと予想外の破壊が起こる可能性がある。
- 3) 本研究で提案する SC 造は、基本的に鉄骨断面を大 きくし、鉄骨に曲げ耐力を持たせる方がよい。ただ し、小さい断面の鉄骨を用いる場合は、WM 筋を考 慮して耐力計算を行う必要がある。

[謝辞]本研究は、(社)日本鉄鋼連盟 2009 年度「鋼構造 研究・教育育成事業」の援助を受けた。

## 参考文献

1) 寺口 拓矢,北野 敦則ほか:柱 SC 造梁 S 混合構造





架構における柱のせん断破壊性状に関する実験的 研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp1297~1302, 2007.6

- 北野 敦則,後藤 康明,境谷 香奈:鉄筋を簡略化 した SRC 造架構における柱のせん断性状に関する 実験的研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.31,No.2,pp1159~1164,2009.7
- 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」,2001