

論文

[2112] 60キロ級の高張力鋼を用いた SRC 柱のせん断耐力

正会員 ○津田和征（大阪工業大学大学院）

正会員 益尾 潔（日本建築総合試験所）

正会員 南 宏一（大阪工業大学工学部）

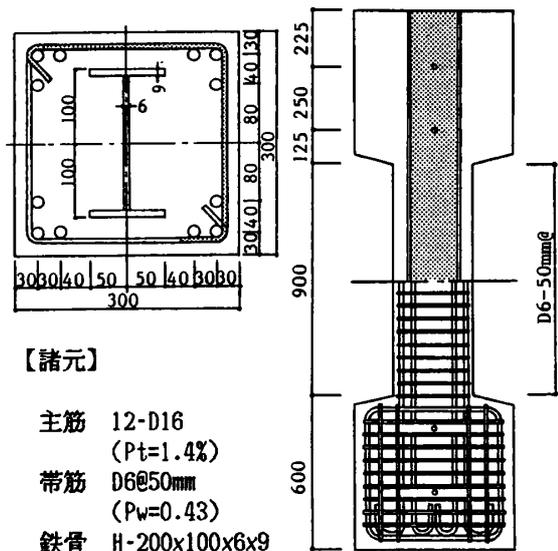
1. はじめに

建築構造物の高層化、大型化に伴う構造物の自重増加は、下層の柱に大きな圧縮力とせん断力が作用するため、耐震工学上、懸念される点の一つである。本研究は、高張力鋼を SRC 構造に導入することにより部材断面も小さく出来き、その問題を解決できるものと考え、その適用性についての基礎資料を得る目的で行ったものである。本論文では、せん断破壊を生じる SRC 柱の鋼材に60キロ級の高張力鋼を用いた場合、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分とが、それぞれ十分にその特性を発揮できるかどうかということに注目してせん断実験を行い、その破壊性状を明らかにするとともに鋼材の材質および作用軸力比が終局せん断耐力に及ぼす影響について考察するものである。さらに鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（SRC規準という）[1]で提案されている終局せん断耐力式の適用性についてもあわせて検討する。

2. 実験概要

2. 1 実験計画および試験体

表-1に実験系列および実験変数を示す。実験変数として作用軸力比と鋼材の材質の2種類を選択した。作用軸力比は、 $0, 0.2Nu, 0.4Nu$ ($Nu = A_c \cdot F_c + A_w \cdot \sigma_y + A_f \cdot f_{\sigma y} + A_r \cdot r_{\sigma y}$: 中心圧縮耐力) の3種類である。鋼材は、47, 68, 69 および 89 の4種類である。なお、鋼材47は引張強度 40Kgf/mm^2 で降伏比 Y (= 降伏応力度/引張強度) が、0.7であることを意味し68, 69, 89についても同様である。これらを組合せた計8体の試験体を計画した。なお、作用軸力比が0をシリーズ1、作用軸力比が $0.2Nu$ をシリーズ2、作用軸力比が $0.4Nu$ をシリーズ3とした。図-1に試験体の形状寸法および断面構成を示す。表-2に使用材料の力学的性質を示す。鉄骨は、組立H形鋼 (H-200×100×6×9) で強軸に配した。主筋は12-D16で引張鉄筋比 $P_t=1.4\%$ とした。帯筋は $90^\circ, 135^\circ$ フックをもつL字形帯筋 (D6) で、帯筋比 $P_w=0.43\%$ とした。また、試験体断面 (B×D) は $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、柱長さ (h) 900mm で各試験体とも断面、形状寸法は共通である。なお、柱長比 (h/D) は3で、せん断破壊性状が卓越するように計画した。



【諸元】

主筋 12-D16
($P_t=1.4\%$)
帯筋 D6@50mm
($P_w=0.43\%$)
鉄骨 H-200x100x6x9

図-1 試験体の形状寸法および断面構成

表-1 実験系列および実験変数

試験体名	シリーズ	鋼材	軸力比 (N/N_u)	軸力 (tf)
6-1	1	47	0	0
6-2		69	0	0
6-3	2	47	0.2	82.1
6-4		68	0.2	99.6
6-5		69	0.2	105.6
6-6	3	89	0.2	122.0
6-7		47	0.4	178.6
6-8		69	0.4	198.5

2. 2 載荷および測定方法

載荷は一定軸力下で逆対称変形の正負繰返し加力を行う方法によった。変位計により部材の水平および鉛直方向変位を測定し、かつ、W.S.G により鉄骨のウェブ部、フランジ部、主筋および帯筋のひずみ度を測定した。また、変位の制御は柱頭の横たわみ δ から求められる相対部材角 $R (= \delta / h)$ によった。なお、帯筋および鉄骨部分のゲージ貼付位置の例は、図-3 に示されている。

3. 実験結果

3. 1 ひび割れおよび破壊性状

【シリーズ1】作用軸力比が零のシリーズでは、6-1 (鋼材47)、6-2 (鋼材69) とともに、 $R=0.005$ rad. 程度の変形量までに曲げひび割れおよび材端部に斜張力ひび割れが発生した。その後、斜張力ひび割れが主筋の全長に沿って進行し、 $R=0.01$ rad. で柱端に圧壊が生じた。最大耐力に達した後、主筋に沿う付着割裂によるかぶりコンクリートの剝落が顕著となり、帯筋フック部分の抜け出しが認められるとともに、両材端部のコアコンクリートの斜めひび割れの進展が認められた。

【シリーズ2】作用軸力比が $0.2Nu$ のシリーズでは、各試験体とも最初に曲げひび割れ、および材端部に斜張力ひび割れが発生した。最大耐力時には、斜張力ひび割れが主筋の全長に沿って進行し、部分的に帯筋フック部分の抜け出しが認められた。その後、帯筋フックの抜け出しに伴い帯筋の横拘束が低下し主筋の局部座屈が発生し、両材端部のコアコンクリートの損傷も顕著となった。特に 6-6 (鋼材89) ではコアコンクリートの損傷が著しく、鉄骨のフランジに局部座屈が認められた。

【シリーズ3】作用軸力比が $0.4Nu$ のシリーズでは、6-7 (鋼材47)、6-8 (鋼材69) とともに、 $R=0.005$ rad. の変形量までに、曲げひび割れよりも先に主筋に沿う縦ひび割れが認められた。その後、斜張力ひび割れが進行し、最大耐力以後、主筋に沿う付着割裂によるかぶりコンクリートの剝落が顕著となった。さらに変形が進むとコアコンクリートの損傷が顕著となり、帯筋フックの抜け出しにより横拘束が低下し主筋および鉄骨フランジに局部座屈が生じ、最終的に両試験体とも軸力を保持することができなくなり破壊に至った。

3. 2 荷重変形特性

図-2 に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は水平荷重 Q 、横軸は相対部材角 R を示す。また図中の一点鎖線、二点鎖線は、それぞれ拡張累加強度理論 [2], [3] により求めた終局曲げ耐力 (Q_{fu})、終局せん断耐力 (Q_{su}) を表し、また、破線は $P-\Delta$ 効果を表す。作用軸力比が $0, 0.2Nu$ の場合、大変形に至っても軸力の保持が可能であったが、作用軸力比が $0.4Nu$ の場合、 $R=0.02 \sim 0.03$ rad. で軸力の保持が不可能になった。なお、鋼材の強度に関わらずほぼ紡錘形の履歴曲線を示している。また、鋼材の強度増加に伴い最大耐力が増加するとともに、最大耐力時の部材角は増加する。これは、鋼材の強度増加に伴い鋼材の降伏ひずみが増加することに起因するものと考えられる。すなわち、3.4 節で述べるように各試験体とも SRC 柱としての最大耐力時と鉄骨フランジの降伏時とがほぼ一致している。SRC 柱としての最大耐力を発揮するときの柱部材角 R は、鋼材の材質によって異なり、軸力が作用した場合には、鋼材47,68,69では $R=0.010 \sim 0.015$ (rad.)、鋼材89では $R=0.025$ (rad.) となることが特徴的である。

表-2 使用材料の力学的性質

試験体名	コンクリート強度 (Kgf/cm ²)	降伏応力度 (Kgf/cm ²)		引張強度 (Kgf/cm ²)	
		$w\sigma_y$	$f\sigma_y$	$w\sigma_u$	$f\sigma_u$
6-1	294				
6-2	259	(47)	3020 2780	4220	4160
6-3	259	(68)	5030 4600	5950	5660
6-4	294	(69)	6110 5580	6660	6120
6-5	294	(89)	8150 8590	8620	9080
6-6	299		$r\sigma_y$		$r\sigma_u$
6-7	299	(D16)	3887		5785
6-8	259	(D6)	3490		5304

$w\sigma_y, w\sigma_u$: ウェブの降伏応力度および引張強度
 $f\sigma_y, f\sigma_u$: フランジの降伏応力度および引張強度
 $r\sigma_y, r\sigma_u$: 主筋、帯筋の降伏応力度および引張強度
 (D16) は主筋を、(D6) は帯筋をそれぞれ表す。

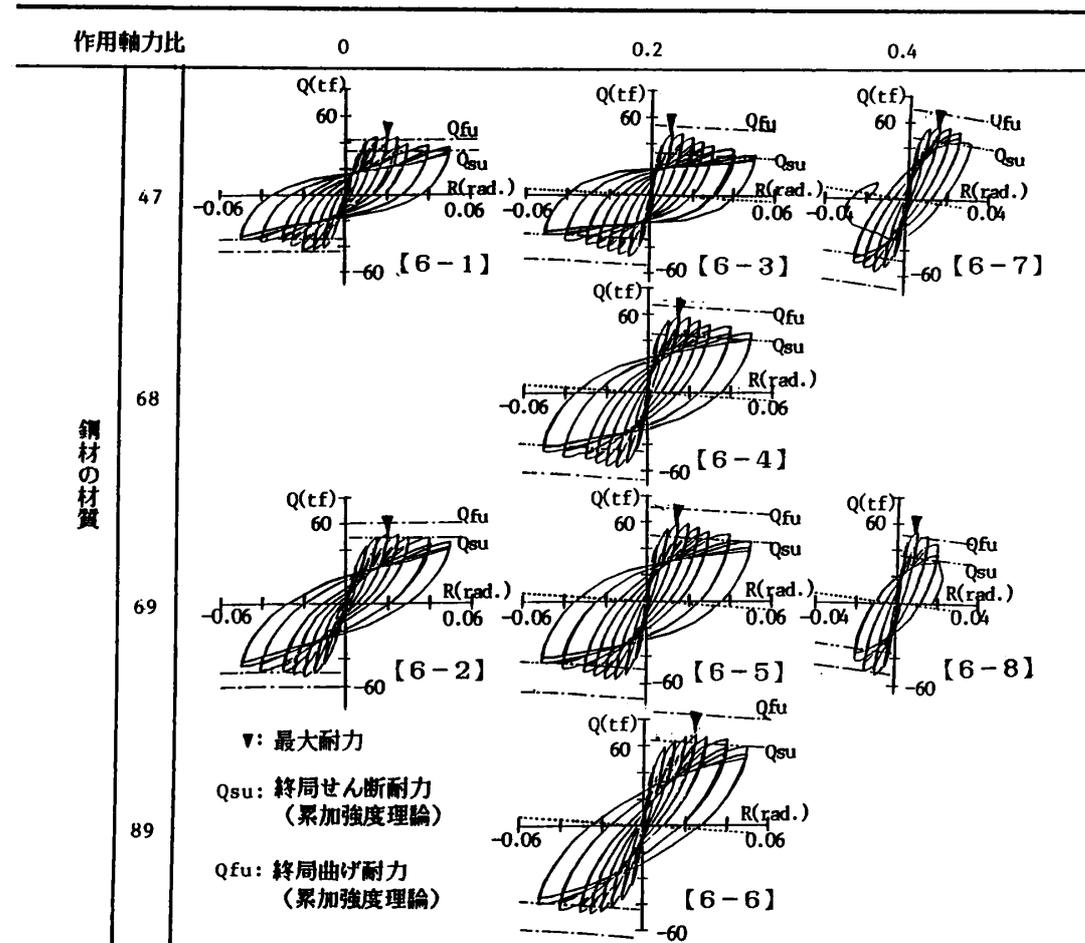


図-2 履歴曲線

3.3 ひずみ推移状況

図-3に帯筋および鉄骨のウェブ部、フランジ部のひずみ推移状況を示す。なお比較のため荷重変形曲線の包絡線も併示した。縦軸は各構成要素のひずみ ϵ または γ 、横軸は相対部材角 R を表す。また図中の●、▲は、それぞれ各試験体の最大耐力時の部材角を表し、一点鎖線は各構成要素の降伏ひずみ ϵ_y または γ_y を表す。なお、降伏ひずみは $\epsilon_y = \sigma_y / E$, $\gamma_y = \tau_y / G$ ($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$, σ_y :降伏応力度 E :ヤング係数 G :せん断弾性係数)として求めた。

【帯筋】作用軸力比に関わらず、各試験体とも最大耐力時には、柱中央部あるいは、柱材端部から20cm程度に配した帯筋は、ほぼ降伏ひずみに達し、それ以後は、ひずみが減少している。これは、帯筋が最大耐力時までは効果を有するが、その後、かぶりコンクリートが剝落し、さらに帯筋フック部の抜け出しに伴い帯筋の横拘束が低下したことを示している。

【鉄骨ウェブ】各試験体とも最大耐力時には、せん断降伏していないが、それ以後せん断降伏ひずみに達する。すなわち、最大耐力以後、帯筋の横拘束が低下するとともにコアコンクリートの損傷したことに伴い鉄骨の負担せん断力が増大したことに起因している。

【鉄骨フランジ】柱材端部でのフランジのひずみは、各試験体とも最大耐力時にほぼ降伏ひずみに達しており、鉄骨は、最大耐力時に曲げ耐力を発揮している。

3.4 鉄筋コンクリート部分の負担せん断力

図-4に一例として作用軸力比が0.2で、鋼材47,69,89を用いた場合についての鉄筋コンクリート部分の負担せん断力 RCQ ($=SRCQU - SQ$)および鉄骨部分の負担せん断力 SQ と部材角の関

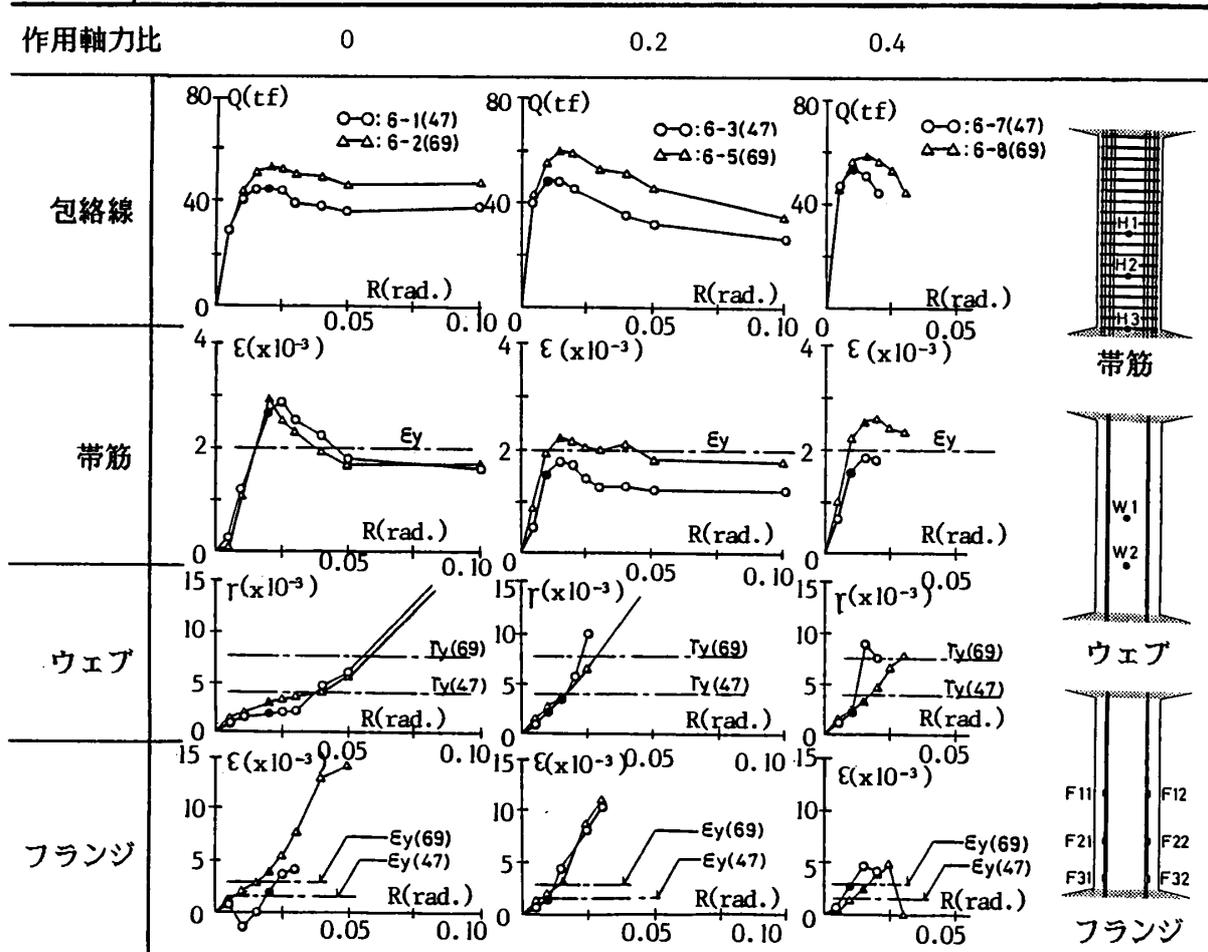


図-3 各構成要素のひずみ推移状況

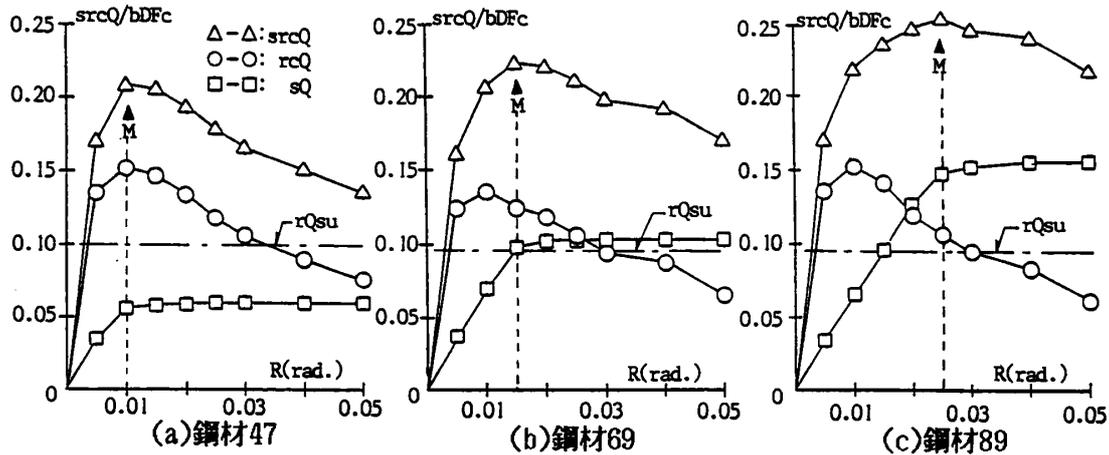


図-4 鉄骨および鉄筋コンクリート部分の負担せん断力

係を示す。縦軸は負担せん断力の無次元化量を、横軸は相対部材角Rをそれぞれ表す。図中の M はSRC柱としての最大耐力時の部材角を表し、一点鎖線は後述のSRC規準より求めた鉄筋コンクリート部分の理論せん断耐力 rQ_{su} を表す。なお、 $srcQ_u$ は全せん断力を、 sQ は鉄骨フランジ端部のひずみ度から求めた鉄骨部分の負担せん断力をそれぞれ表す。鉄骨の負担せん断力は、鋼材の材質に関わらずSRC柱としての最大耐力時にほぼ各々の最大耐力に達している。一方、鉄筋コンクリート部分の負担せん断力 (○-○) が最大となる変形量は、鋼材47ではSRC柱としての最大耐力時の変形量と一致しているが、鋼材69,89では一致していない。また、SRC柱

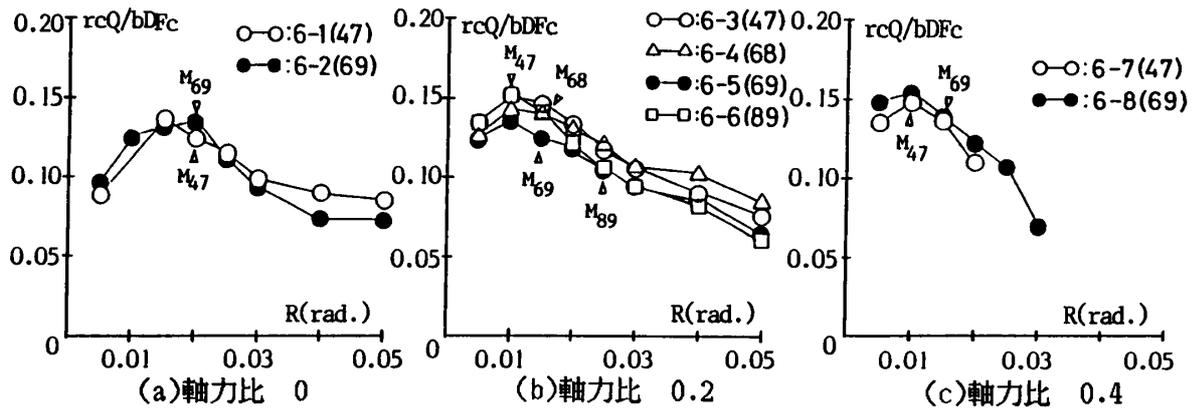


図-5 鉄筋コンクリート部分の負担せん断力

としての最大耐力時の鉄筋コンクリート部分の負担せん断力 (●印で表す) とSRC規準より求めた理論耐力 (一点鎖線) を比較するとその耐力差は、鋼材の強度増加に伴い小さくなり、理論耐力に近づく傾向にある。図-5に各シリーズの鉄筋コンクリート部分の負担せん断力 (rcQ) と部材角との関係を示す。図中の $\frac{M}{V}$ は、SRC柱としての最大耐力時の部材角を表す。各シリーズにおいて、鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力は、作用軸力比、鋼材の材質のいかんに関わらずほぼ (0.14~0.15) $bDFc$ の一定値をとり、かつ、その時の変形量は、ほぼ $R=0.01rad$. になっているが、この値は60キロ級以上の鋼材を用いた場合には、SRC柱としての最大耐力時の変形量とは一致していないことが特徴である。また、負担せん断力の劣化状況も作用軸力比、鋼材の材質のいかんに関わらず同様の傾向を示していることが認められる。表-3に鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力 (rcq_{max}) とSRC柱としての最大耐力時の負担せん断力 (rcq) との関係を示す。なお、同表中の値は、無次元化量で表している。SRC柱としての最大耐力時における鉄筋コンクリート部分の負担せん断力は、鋼材47,68,69を用いた場合には、ほぼ各々の最大負担せん断力に一致しているか、あるいは90%程度の低下が認められるが、鋼材89を用いた場合には、最大負担せん断力の約70%程度まで低下している。したがって、鋼材47を用いた場合にはせん断強度 $_{SRC}Q_u$ は、鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力 rcQ_{max} と鉄骨部分の負担せん断力 sQ の累加によってほぼ評価できるものと考えられるが、鋼材 69,89を用いた場合には、単純な累加では評価できず、後述するような若干の補正が必要である。

表-3 鉄筋コンクリート部分の負担せん断力

試験体名 (材種)	最大 負担せん断力 rcq_{max}	最大耐力時の 負担せん断力 rcq	rcq rcq_{max}
6-1(47)	0.136	0.124	0.91
6-2(69)	0.134	0.134	1.00
6-3(47)	0.152	0.152	1.00
6-4(68)	0.143	0.140	0.98
6-5(69)	0.136	0.125	0.92
6-6(89)	0.153	0.107	0.70
6-7(47)	0.148	0.148	1.00
6-8(69)	0.154	0.139	0.90

4. 終局せん断耐力の検討

本節では、従来の拡張累加強度理論 [3] による終局せん断耐力式およびSRC規準 [1] で提案されている終局せん断耐力式の検討を行う。表-4に拡張累加強度理論およびSRC規準による理論値と実験値との比較を示す。なお、表中の Q_{su} は拡張累加強度理論より求めた終局せん断耐力を、 Q_u はSRC規準より求めた終局せん断耐力をそれぞれ表す。拡張累加強度理論による終局せん断耐力と実験値との比 (実験値/理論値) は、鋼材89を用いた試験体 6-6を除く試験体は、1.0 以上の安全側の値を示している。SRC規準による終局せん断耐力と実験値との比は、各試験体とも、1.0 以上の安全側の値を示している。しかしながら、同一軸力比での実験値とSRC規準による理論値との比は、鋼材の強度増加に伴い減少している。このことは、3.4節で述べたように鋼材の強度増加に伴いSRC規準における鉄筋コンクリート部分の理論耐力に含まれ

表-4 理論値と実験値との比較

試験体名(鋼種)	実験値(Qme) (tf)	Qsu (tf)	Qme/Qsu	Qu (tf)	Qme/Qu	Qu1 (tf)	Qme/Qu1	
6-1 (47)	44.9	36.0	1.22	35.7	1.26	35.7	1.26	Qsu : 累加強度理論による 終局せん断耐力
6-2 (69)	52.4	51.3	1.02	49.5	1.06	47.2	1.11	
6-3 (47)	48.4	36.6	1.32	37.1	1.30	37.1	1.30	Qu : SRC規準による 終局せん断耐力
6-4 (68)	58.5	49.2	1.19	47.0	1.24	44.6	1.31	
6-5 (69)	59.1	54.2	1.09	51.8	1.14	49.4	1.20	Qu1 : 提案式による 終局せん断耐力
6-6 (89)	68.6	71.3	0.96	66.7	1.03	59.4	1.15	
6-7 (47)	53.4	39.0	1.37	38.1	1.40	38.1	1.40	
6-8 (69)	57.7	51.7	1.12	48.0	1.20	46.0	1.25	

る安全率が減少していることに起因している。したがって、60キロ級の高張力鋼を用いたSRC柱の終局せん断耐力をSRC規準で提案されている終局せん断耐力式で普通鋼と同等の安全率を与えるためにSRC規準における鉄骨部分および鉄筋コンクリート部分のせん断耐力に補正係数 ϕ_r 、 ϕ_s を乗じた次式を提案する。

$$Q_{u1} = \phi_r \cdot r Q_u + \phi_s \cdot s Q_u \quad (1)$$

上式において鉄筋コンクリート部分の最大耐力時の変形量を基準とする場合は、 $\phi_r=1.0$ 、鉄骨部分の最大耐力時の変形量を基準とする場合は、 $\phi_s=1.0$ とすることが本提案式の特徴である。本解析では、各試験体ともSRC柱としての最大耐力時の変形量と鉄骨部分の最大耐力時の変形量とが、ほぼ一致していることより鉄骨部分の補正係数 ϕ_s は1.0とすると鉄筋コンクリート部分の補正係数 ϕ_r としては、実験結果より鋼材47では1.0、鋼材68,69では0.9、鋼材89では、0.7と各々の値が得られる。表-4に示すように提案式による理論耐力と実験値との比は、60キロ級の高張力鋼を用いた場合でも普通鋼とほぼ同等の値を示し、同等の安全率を与えている。なお、ここで示した補正係数の値は、実験結果に基づいて求めたもので、今後さらに検討する必要があるものと考えられる。

5. 結論

せん断破壊を生じるSRC柱の鋼材に60キロ級の高張力鋼を用いた場合、SRC柱としての最大耐力時の変形量は、鋼材の強度増加に伴い増加する。鉄骨部分の負担せん断力は、各試験体ともSRC柱としての最大耐力時にほぼ最大耐力に達する。鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力は、作用軸力比および鋼材の材質に関わらず、ほぼ一定値をとり、その時の変形量は、40キロ級の鋼材を用いた場合には、SRC柱としての最大耐力時の変形量とほぼ一致するが、60キロ級以上の鋼材では、一致しない。したがって、60キロ級の鋼材を用いた場合、普通鋼と同等の安全率を与えるためには鉄筋コンクリート部分の耐力を若干補正してSRC規準を適用する必要がある。

6. 参考文献

- [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4版 1987年 6月
- [2] 社団法人鋼材倶楽部 「SRC構造用H形鋼デザインマニュアル」 第6章 柱の基礎式 1984年11月
- [3] 岡本浩一、南 宏一、若林 實 「SRC柱のせん断強度に関する理論解」 第7回コンクリート工学年次講演会論文集 1985年 pp.557-560

【謝辞】 この研究は、(社)鋼材倶楽部「SRC造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会」(委員長、若林 實)の研究の一部として行われたもので、委員各位に熱心な御討議をいただきました。ここに、記して謝意を表します。