

(34) 60キロ級の高張力鋼を用いた
SRC柱のせん断破壊性状

SHEAR FAILURE OF STEEL REINFORCED CONCRETE COLUMNS
USING HIGH-STRENGTH STEEL $\sigma_u=60\text{kgf/cm}^2$

南 宏一* 立花正彦** 益尾 潔***
Koichi MINAMI, Masahiko TACHIBANA, Kiyosi MASUO

To obtain the information on the shear behavior in the inelastic range of SRC columns with high strength steel, a parametric experimental study was carried out the strength, deformability, failure mechanism and shapes of hysteresis loops under cyclic repeatedly loading using 30 column specimens. Major variables chosen for the series of experiments were maximum tensile strength σ_u of steel ($\sigma_u=40, 60$ and 80 kgf/mm^2), yield stress ratio Y of steel ($Y=0.7, 0.8$ and 0.9), compressive strength of concrete ($F_c=200$ and 300 kgf/mm^2), the amount of shear reinforcement ($P_w=0.2, 0.4$ and 0.8%) detail in reinforcing of hoops and the magnitude of the constant axial load N ($N=0, 0.2N_o$ and $0.4N_o$, N_o =ultimate compressive strength of column). Major findings obtained from test follow; (1) by adjusting the strength of reinforced concrete parts, the superposed strength method can still be used to estimate the shear strength of SRC column with high-strength steel and (2) hoops arranged in an L shape are still effective in increased ductility of SRC column with high-strength steel.

1. はじめに

高張力鋼(80キロ級の鋼材を含む)を用いたSRC柱のせん断破壊性状に対する鋼材の材質、作用軸力比、鉄骨断面の形状、コンクリートの有効幅、帯筋量および帯筋形状の影響について実験的、解析的に検討し、

(1) 終局耐力の評価法(従来の普通鋼に対する部材の累加強度およびSRC構造計算規準・同解説における終局耐力式の適用性)

(2) 適正な配筋法(帯筋の要求される性能)

の確立を目的とする。

2. 実験計画

表1に実験系列および実験変数をそれぞれ示す。シリーズ1では、作用軸力は $0, 0.2N_u, 0.4N_u$ ($N_u=Ac \cdot F_c + A_w \cdot w \sigma_y + A_f \cdot f \sigma_y + A_r \cdot r \sigma_y$: 中心圧縮耐力)の3種類で、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、8体の試験体を計画した。シリーズ2では、フランジ量は $100 \times 12, 200 \times 6$ の2種類、作用軸力は中心圧縮耐力の4%, 12%の2種類、コンクリート強度は $200\text{kgf/cm}^2, 300\text{kgf/cm}^2$ の2種類、帯筋比は0.21%, 0.47%の2種類をそれぞれ選択し、9体の試験体を計画した。シリーズ3では、帯筋量(P_w)は0.2%, 0.4%, 0.8%の3種類で、帯筋形状はL字形(90° フック+ 135° フック)、閉鎖形(135° フック)、溶接閉鎖形の3種類である。また、鉄骨形状は、十字形、変則十字形および弱軸形の3種類で、作用軸力は中心圧縮耐力 N_u の0, 20%, 40%の3種類である。なお、鋼材は各試験体とも69で、13体の試験体を計画した。

*: 工博 大阪工業大学助教授 工学部建築学科

** : 東京電機大学助手 工学部建築学科

***: 工博 (財)日本建築総合試験所 主任研究員

3. 材料および試験体 表1 実験系列および実験変数

図1 に試験体の形状寸法および断面構成の一例を示す。基本的な鉄骨形状である強軸H形鉄骨は、鋼板を溶接により組立て、H形鋼(H-200X100X6X9)とした。十字形の場合、強軸方向・弱軸方向とも H-200X50X6X12で、変則十字形では強軸方向にH-200X50X6X12、弱軸方向に H-150X50X6X12を配した。また、弱軸H形鉄骨はH-200X100X6X9を用いた。ズ主筋は12-D16(SD35)で引張鉄筋比 $P_t=1.4\%$ とした。帯筋の基本的形状は $90^\circ, 135^\circ$ フックをもつL字形帯筋で、異形鉄筋(D6)を使用し、比較のために 135° フックの閉鎖形および溶接閉鎖形も併せて計画した。試験体断面は30cmX30cm、柱長さは90cmで、各試験体とも断面構成及び形状寸法は共通である。

実験系列		実験変数						
試験体名		鋼材	軸力比 N/Nu	帯筋量 Pw (%)	帯筋形状	鉄骨形状	フランジ量 (mm)	コンクリート 強度(kgf/cm ²)
シリーズ1	6-1	47	0.0	0.43	L字形	強軸H形	100x 9	300
	6-2	69	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6-3	47	0.2	〃	〃	〃	〃	〃
	6-4	68	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6-5	69	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6-6	89	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6-7	47	0.4	〃	〃	〃	〃	〃
	6-8	69	〃	〃	〃	〃	〃	〃
シリーズ2	6-9	69	0.04	0.21	L字形	強軸H形	100x12	300
	6-10	〃	〃	0.47	〃	〃	〃	〃
	6-11	〃	0.12	0.21	〃	〃	〃	〃
	6-12	〃	〃	0.47	〃	〃	〃	〃
	6-13	〃	0.10	0.21	〃	〃	200x 6	〃
	6-14	〃	0.12	0.47	〃	〃	〃	〃
	6-15	〃	〃	0.21	〃	〃	100x12	〃
	6-16	〃	0.04	〃	〃	〃	200x 6	200
	6-17	〃	0.12	〃	〃	〃	100x12	〃
シリーズ3	HCL22	69	0.2	0.2	L字形	十字形	50x12	300
	HCL42	〃	〃	0.4	〃	〃	〃	〃
	HCL82	〃	〃	0.8	〃	〃	〃	〃
	HCL40	〃	0.0	0.4	〃	〃	〃	〃
	HCL44	〃	0.4	〃	〃	〃	〃	〃
	HCC42	〃	0.2	〃	閉鎖形	〃	〃	〃
	HCW42	〃	〃	〃	溶接閉鎖形	〃	〃	〃
	HIL22	〃	〃	0.2	L字形	変則十字形	〃	〃
	HIL42	〃	〃	0.4	〃	〃	〃	〃
	HIL82	〃	〃	0.8	〃	〃	〃	〃
	HWL22	〃	〃	0.2	〃	弱軸H形	100x 9	〃
	HWL42	〃	〃	0.4	〃	〃	〃	〃
	HWL82	〃	〃	0.8	〃	〃	〃	〃

4. 載荷方法

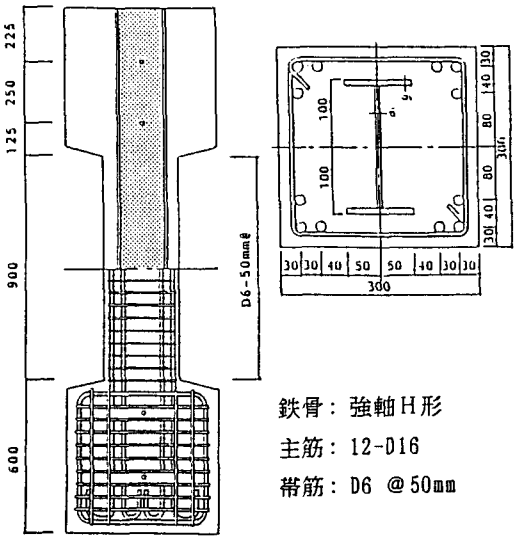
全シリーズとも、建研式せん断実験装置を改良したものを使用し、まず、油圧ジャッキにより所定軸力まで負荷し、軸力を一定に保持した状態で柱の反曲点位置に正負の繰返しせん断力を負荷した。横変位の制御は、横たわみ δ から求められる相対部材角 R によった。初期値 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、最終値 $R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ とし、漸増変位制御法に従い、同一変位振幅で正負2回の繰返しを行った。

5. ひび割れおよび破壊状況

図2 に最大耐力時のひび割れ状況及び最終破壊状況の一例を示すが、以下、各シリーズ毎の破壊状況を示す。

5.1 シリーズ1

作用軸力比が0では、 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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



鉄骨：強軸H形
主筋：12-D16
帯筋：D6 @ 50mm

図1 試験体の形状寸法および断面構成

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、 $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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被りコンクリートの剥落が顕著となり、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内の斜めひび割れの進展が認められた。作用軸力比が0.2では、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。作用軸力比が0.4では、 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 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被りコンクリートの剥落が顕著となった。

5.2 シリーズ2

曲げひび割れは部材角 $R=0.05 \sim 0.1 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 程度、せん断ひび割れ又せん断付着ひび割れは $R=0.1 \sim 0.15 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 程度で発生し、その後 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ にかけてこのせん断付着ひび割れが材軸方向にそって全面に発生する。 $R=1.0 \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ にかけて、これらせん断付着ひび割れに沿ってコンクリートが少々剥離し始め、最大せん断耐力時となる $R=1.5 \sim 2.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ にかけて、ひび割れが柱端部の圧縮部にせん断圧壊して進展し、主筋までのコンクリートが大きく剥落する。これらひび割れの発生状況および破壊性状は、 $b'/b, P_w, F_c$ および N による大きな影響は認められなかった。

5.3 シリーズ3

十字形鉄骨を内蔵した場合には、帯筋量の多少に関わらず、各試験体とも部材角 $R=0.1 \sim 0.2 \times 10^{-2} \text{rad.}$ で柱材両端部に曲げひび割れが発生し、ほぼ同時に斜張力によるせん断ひび割れが面外方向のフランジ間の領域に観察された。その後、変位振幅の増大に伴い主筋に沿うせん断付着ひび割れが柱材全長に発生し、最終変位振幅では各試験体とも被りコンクリートが剥落し、せん断付着破壊の様相を呈した。なお、最終変位振幅においてもL字形帯筋の90°フック部の著しい抜け出しはいずれの試験体にも認められなかった。軸力の作用しない試験体では、最大耐力時において斜張力によるせん断ひび割れが柱材全長に渡り支配的であるが、作用軸力比が0.2, 0.3の試験

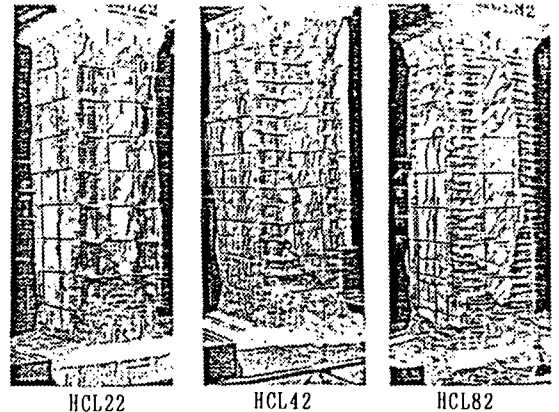


図2 最終破壊状況

体では、主筋に沿うせん断付着ひび割れが支配的となりそのひび割れ間隔は作用軸力が高いほど小さくなる傾向にある。最大耐力以後では各試験体とも付着割裂に伴う被りコンクリートの剥落が顕著となり、特に、作用軸力が0.3の試験体では最終変位振幅においてL字形帯筋の90°フック部分の著しい抜け出しが認められた。変則十字形鉄骨を内蔵した場合には、帯筋量に関わらず、各試験体とも部材角 $R=0.1 \sim 0.2 \times 10^{-2} \text{rad.}$ で柱材両端部に曲げひび割れが発生し、ほぼ同時に斜張力によるせん断ひび割れが発生した。その後、最大耐力に達するまで斜張力によるせん断ひび割れが成長し、せん断付着ひび割れも観察された。最大耐力以後せん断付着ひび割れが主筋全長に成長し、付着割裂による被りコンクリートの剥落が認められ、最終的には各試験体ともせん断付着破壊の様相を呈した。一方、弱軸H形鋼を内蔵した場合、各試験体とも最大耐力時では主筋に沿うせん断付着ひび割れよりもフランジ間の領域における斜張力によるせん断ひび割れが支配的である。また、せん断ひび割れの間隔は帯筋量が多くなる程小さくなる傾向を示した。観察結果より、総括的に各シリーズにおいて観察された限界せん断断面はほぼ最大耐力時に形成された。

6. せん断ひび割れ発生耐力の検討

せん断ひび割れ発生耐力は、RC部材のせん断ひび割れ発生耐力に鉄骨ウェブの影響を考慮した既往の計

算式より求める¹⁾。ここで言うせん断ひび割れ発生耐力の実験値とは、曲げひび割れ発生以後に最初に発生した斜めひび割れ発生耐力である。本計算値と実験値との比較を図3に示す。H断面を強軸および弱軸方向に配置した試験体では、鋼材の材質および柱軸力に関わらず比較的良く一致している。十字形鉄骨および変則十字形鉄骨を内蔵する試験体では $k_w=1.0$ として計算したため、実験値は計算値を下回っているが、これは弱軸方向に配置した鉄骨の影響があったためと考えられる。したがって、以上より、高張力鋼を用いたSRC部材でも普通鋼と同様の実験式によって推定できるものと考えられる。

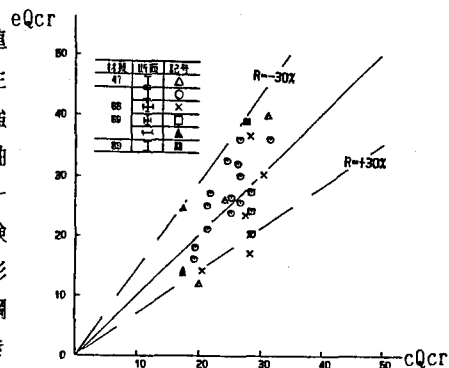


図3 実験値と計算値の比較

7. 荷重変形曲線

7.1 シリーズ1

図4にシリーズ1における履歴曲線の一例を示す。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, 0.2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0.4の場合、 $R=2.0 \sim 3.0 \times 10^{-2}$ 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、降伏ひずみが増加すること起因するものと考えられる。即ち、各試験体とも最大耐力時と鉄骨フランジの降伏とがほぼ一致している。

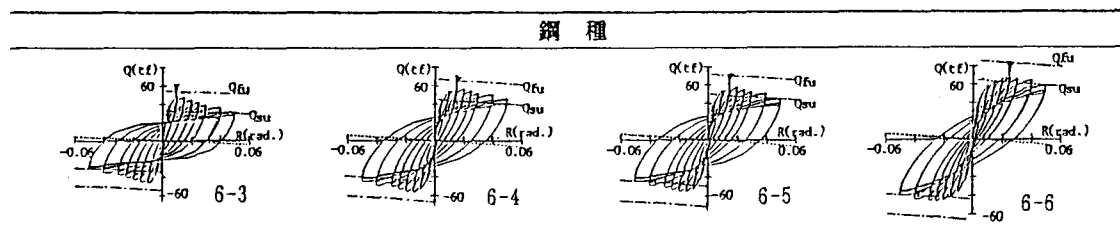


図4 履歴曲線 (シリーズ1)

7.2 シリーズ2

履歴曲線の数例を図5に示す。曲げひび割れ及びせん断ひび割れ発生点までは実験変数にかかわらずほぼ同じ挙動を示す。せん断ひび割れ発生後の剛性は b'/b および F_c により相違し、 b'/b が小さい程、また、 F_c が低いほどその剛性は低くなる傾向を示す。同一変位振幅における耐力低下は実験変数にかかわらず、第1サイクル目に比べ第2サイクル目では9割程度であり、その後の耐力低下も少なく安定した履歴曲線を示す。

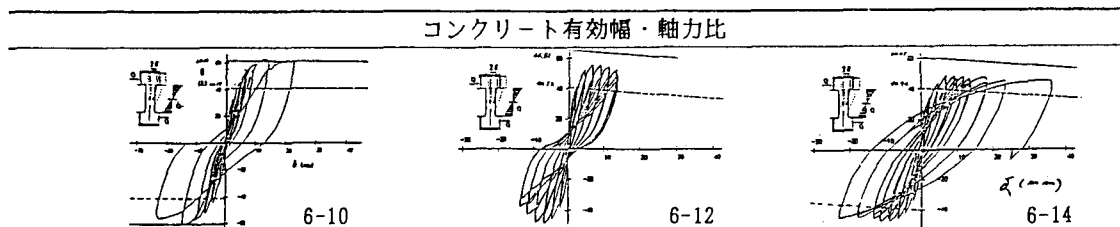


図5 履歴曲線 (シリーズ2)

7.3 シリーズ3

図6にシリーズ2における履歴曲線の数例を示す。十字形鉄骨を内蔵した場合には、各試験体ともエネルギー消費能力の大きい紡錘形の履歴曲線を示している。帯筋量に関わらず、部材角 $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad.で最大耐力に達する。最大耐力は、帯筋量の増加に伴い増加するが、最大耐力以後の耐力劣化については帯筋量による有意差はないものと考えられる。また、帯筋形状の相違が履歴性状に及ぼす影響はほとんどないものと考えられる。変則十字形鉄骨を内蔵した場合は、十字形鉄骨を内蔵した試験体と同様に各試験体ともエネルギー消費能力の大きい紡錘形の履歴曲線を示し、部材角 $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad.でほぼ最大耐力に達する。一方、弱軸H形鋼を内蔵した場合、帯筋量に関わらず各試験体とも部材角 $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad.で最大耐力に達する。最大耐力は帯筋量の増加に伴い増加し、最大耐力以後の耐力劣化は、緩慢となる傾向を示している。故に、弱軸方向にH形鋼を配したSRC柱では、帯筋量は耐力および靱性に寄与するものと考えられる。

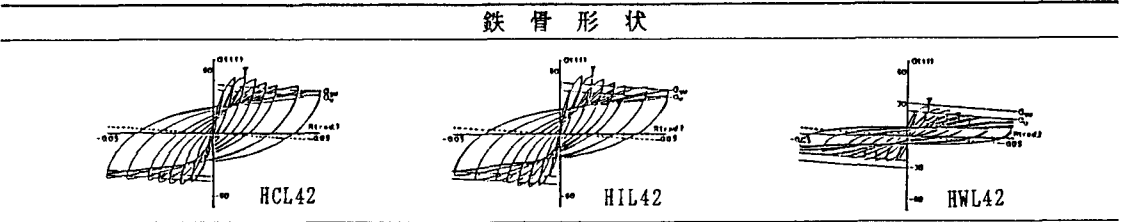


図6 履歴曲線 (シリーズ3)

8. 鉄骨および鉄筋コンクリート部分の負担せん断力

図7にシリーズ1、シリーズ3における代表的な試験体の鉄筋コンクリート部分の負担せん断力 r_{cQ} ($=s_{rcQ}Q - sQ$)および鉄骨部分の負担せん断力 sQ と部材角 R の関係を示す。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●はSRC柱としての最大耐力時の部材角を表し、破線は部材としての最大耐力時の変形量を、一点鎖線は後述のSRC標準より求めた鉄筋コンクリート部分の理論せん断耐力 r_{qsu} を表す。なお、 s_{rcQ} 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、図7に示すように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柱としての最大耐力時に於ける鉄筋コンクリート部分の負担せん断力(●印で表す)とSRC標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。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

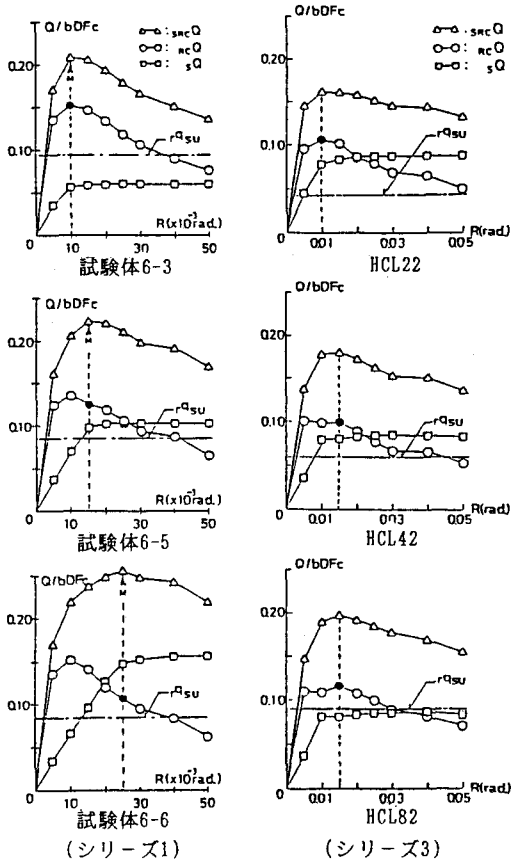


図7 鉄骨および鉄筋コンクリート部分の負担せん断力

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。故に、鋼材47を用いた場合にはせん断強度 $s_{rc}Q_u$ は、鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力 $r_{c}Q_{max}$ と鉄骨部分の負担せん断力 sQ_u 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。十字形鉄骨を内蔵した場合には、帯筋量が異なる試験体の負担せん断力に注目すると、鉄骨部分の負担せん断力は各試験体ともSRC柱材としての最大耐力時に、ほぼ鉄骨の終局曲げ耐力から求められる終局せん断耐力に達している。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、帯筋量に関わらず、SRC柱材としての最大耐力時の変形量と一致している。また、最大負担せん断力も、帯筋量に関わらず、 $(0.10 \sim 0.12)bDf_c$ の一定値をとる。この結果から、本実験の場合、十字形鉄骨を用いた、SRC柱材では鉄筋コンクリート部分の負担せん断力に及ぼす帯筋量の影響は少ないことが明らかとなった。

9. 既往の終局せん断耐力との比較

本項では、既往の推定式 $s_{rc}Q_u(1)^{1)}$, $s_{rc}Q_u(2)^{2)}$ および $s_{rc}Q_u(3)^{3)}$ より得られる値と実験値との比較検討をする。これら各計算値と実験値との比較を図8にそれぞれ示す。

これらより以下のことが明らかになった。

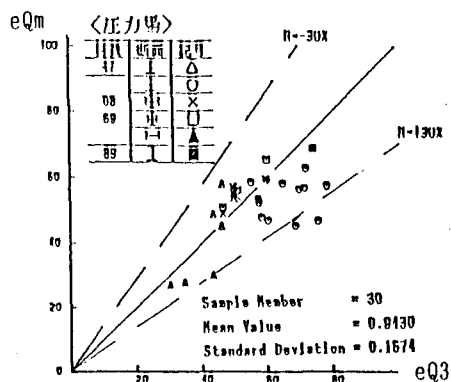
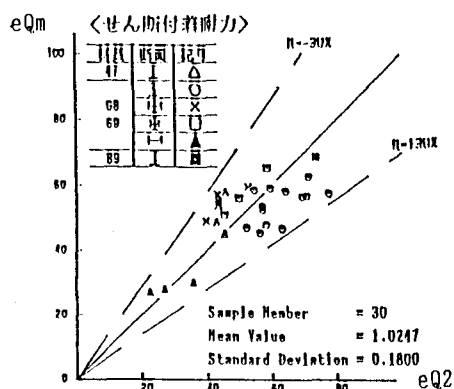
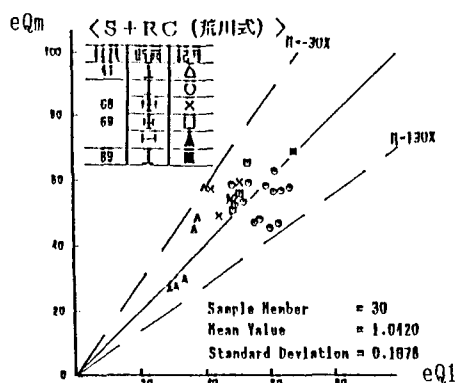
- (1) 全試験体からみると、計算値と実験値との推定精度は、 $s_{rc}Q_u(1)$ と $s_{rc}Q_u(2)$ とはほぼ同程度で比較的良いが、 $s_{rc}Q_u(3)$ は危険側の評価となる。
- (2) H断面端材を内蔵する試験体ではどの計算値でも高張力鋼になるほど危険側の評価となる。
- (3) H断面端材を内蔵する試験体と十字形断面および変則十字形断面を内蔵する試験体とを比較すると、後者の方が安全側の評価となる。これは十字形断面によりコンクリート部分が拘束されて耐力が増大したものと考えられる。

10. 高張力鋼を用いた場合のせん断耐力式の一提案

8項で述べたように、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る安全率が減少していること、高張力鋼を用いた場合にSRC柱としての最大耐力時の変形量と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とが一致しないこと、帯筋量および鉄骨形状により鉄骨および鉄筋コンクリート部分の負担せん断力が異なること等の実験的考察よりより60初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。

$$Q_u = \phi_r \cdot r_{c}Q_u + \phi_s \cdot s_{c}Q_u$$

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 図8 最大せん断耐力の実験値と計算値との比較



量を基準とする場合は、 $\phi r=1.0$ 、 $\phi s \leq 1.0$ 、鉄骨部分の最大耐力時の変形量を基準とする場合は、 $\phi r \leq 1.0$ 、 $\phi s=1.0$ とすることが本提案式の特徴である。なお、本提案式では、シリーズ2における負担せん断力に及ぼす帯筋量および鉄骨形状の影響について定性的に低減することが困難であるため、シリーズ1における鋼材の強度の影響についてのみ考慮することにする。本解析では、シリーズ1の各試験体とも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 ϕs は1.0とすると鉄筋コンクリート部分の補正係数 ϕr としては、実験結果より鋼材47では1.0、68,69では0.9、89では、0.7と各々の値が得られる。

11. 各シリーズに於ける知見

11.1 シリーズ1

- (1) 60kg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。
- (2) 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にほぼ最大耐力に達する。
- (3) 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、40kg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、60kg級以上の鋼材では一致しない。
- (4) 60kg級以上の高張力鋼を用いたSRC柱材の終局せん断耐力を従来の累加強度により評価するためには鋼材の降伏ひずみの大きさに応じて、鉄筋コンクリート部分の耐力を低減する必要がある。

11.2 シリーズ2

- (1) 曲げひび割れおよびせん断ひび割れが発生するまでの荷重－変形曲線は、実験変数にかかわらず同じである。せん断ひび割れ発生後の剛性はコンクリート有効幅の小さい試験体ほど大きい。最大せん断耐力時の部材角は $R=1.5 \sim 2.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 程度である。最大耐力以後の耐力低下はコンクリート有効幅の小さい程少ない。
- (2) 本実験の帯筋の配筋方法でも部材角 $R=8.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 以内程度までは定着部が抜け出すような損傷はなく健全であった。
- (3) 最大耐力時には鉄骨フランジは降伏しているものと考えられる。

11.3 シリーズ3

- (1) 帯筋形状の相違が履歴性状に及ぼす影響はほとんどない。
- (2) 弱軸H形鋼を用いた場合には、最大耐力は帯筋量の増加に伴い増加し、最大耐力以後の耐力劣化は緩慢となる傾向を示す。
- (3) 最大耐力時の柱部材角 R は、帯筋量に関わらず十字形および変則十字形の鉄骨を用いた場合には、ほぼ $1.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ となり、弱軸H形鋼を用いた場合は $1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ となる。
- (4) 十字形鉄骨および変則十字形鉄骨を用いた場合には、帯筋量に関わらずSRC柱としての最大耐力時にほぼ鉄骨の終局曲げ耐力に達するが、弱軸H形鋼を用いた場合には、終局曲げ耐力の50%程度しか耐力を発揮していない。
- (5) 鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力は、十字形鉄骨および弱軸H形鋼を用いたSRC柱材では帯筋量に関わらずほぼ一定の値をとり、かつ、その時の変形量は、SRC柱材としての最大耐力時の変形量と一致する。一方、変則十字形鉄骨を用いた場合では、鉄筋コンクリート部分の最大負担せん断力は帯筋量の増加に伴い増加する。

12. 結論

以上の実験結果より、研究成果をまとめると次のようになる。

- (1) SRC柱の最大せん断耐力時の変形は高張力鋼ほど大きく、この時鉄骨部分の負担せん断耐力は最大耐力に達するが、RC部分の負担せん断力の最大耐力時変形は、普通鋼使用の場合はこの変形に一致するが、高張力鋼の場合にはこの変形より小さい。従って、60kg級以上の高張力鋼を用いたSRC柱材の終局せん断耐力を、従来の累加強度式で評価するためには、鋼材の降伏歪の大きさに応じてRC部分の耐力を低減する必要がある。
- (2) せん断ひび割れ荷重に関して、SRC標準で与えられている β' の値は高張力鋼では多少大きくする必要がある。
- (3) 強軸H形鋼、弱軸H形鋼、十字形、変則十字形鉄骨など用いる鉄骨断面の形式によって、SRC部材の最大耐力時の変形、最大耐力時における鉄骨の負担せん断力と終局耐力との比、最大耐力以後の耐力低下の度合、RC部分の負担せん断力等がどのように変化するかが明かになった。

【参考文献】

- 1) 仲 威雄・森田耕次・立花正彦：H形鋼を弱軸方向に配置した鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力について、日本学術会議構造研究連絡委員会，第26回 構造工学シンポジウム，1980.2
- 2) 若林 實・南 宏一：一定軸力と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.3，1975.3
- 3) 加藤 勉・称原良一：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力，日本建築学会論文報告集，第266号，1978.9

【謝辞】

本研究は、(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ある。また、本研究の実施にあたっては、鯉淵 清、駒崎 貴、児嶋 千里、林 渉、矢嶋 俊之、秋山 秀樹、柴野 富喜男、早川 匡、矢崎 辰也、津田 和征、出野上 恵一の各位のご協力を得ました。ここに、記して深甚の謝意を表します。