

論文 二軸対称十字形鉄骨を内蔵する鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状

井上素志*1・筒井茂行*2・西村泰志*3・南宏一*4

要旨：本研究は、二軸せん断力を受ける SRC 柱のせん断破壊性状を実験的に検討するとともに、力学モデルを用いて終局せん断耐力を検討する手法を提案した。その結果、実験では SRC 柱の二軸せん断耐力は一方向のせん断耐力より大きいが、本論文で提案したアーチ機構に基づいた力学モデルを用いた耐力評価の検討では、二軸せん断力を受ける SRC 柱の耐力は軸力比によって、一方向のせん断力を受ける SRC 柱の耐力より低下する場合も生じる可能性のあることが示された。

キーワード：SRC 柱，二軸せん断耐力，力学モデル，累加強度

1. 序

柱を設計する場合、通常 X 軸および Y 軸独立に耐力の検討を行っている。近年、建物の複雑化等に伴って、柱に二軸応力状態を想定した設計を行うことの重要性が増している。その問題に対して、曲げモーメントが卓越する鉄骨鉄筋コンクリート（以下 SRC と略記）柱に関しては数多くの研究が行われ、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説にも許容応力度設計用に累加強度による略算式が提案されている。しかしながら、せん断力が卓越する SRC 柱については研究例も極めて少なく、その挙動については十分に解明されていない。

このような観点から、本研究は二軸対称十字形鉄骨を内蔵する SRC 柱のせん断破壊性状を実験的に検討するとともに、力学モデルを用いて終局せん断耐力を評価する手法を提案する。

2. 実験計画

図 1 に各試験体の形状寸法および配筋図を示す。試験体は実験変数を作用軸力比 ($n = 0.4$ および $n = 0.2$) と加力角度 (0° および 45°) の 2 種類とする計 4 体が計画された。各試験体とも柱内法長さは 500 mm、柱断面は、実大の 1/3 程

度の模型を想定し 250×250 mm とした。主筋は D13 を隅角部に 3 本ずつ計 12 本配筋した。せん断補強筋は溶接閉鎖型で、 4.5ϕ を 50mm 間隔で配筋した。なお、せん断補強筋比 P_w は 0.25 % である。SRC 試験体に内蔵される鉄骨は一般に多く用いられる二軸対称十字形断面で公称寸法は、BH-175 \times 60 \times 6 \times 9 である。なお、試験体は基本的に加力角度 0° 試験体のせん断耐力が、柱頭柱脚の曲げ耐力から求められるせん断耐力より小さくなるように設計された。ちなみに、

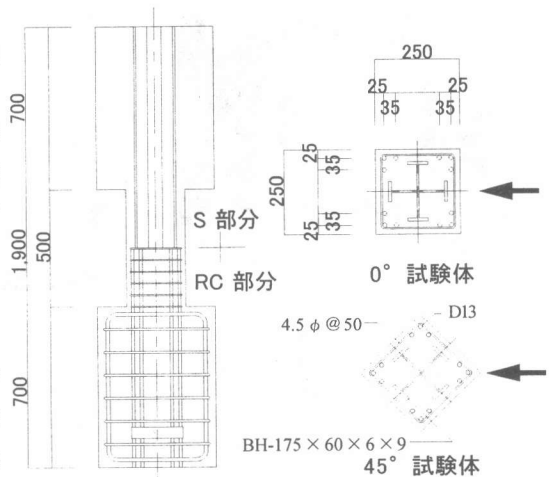


図 1 試験体の形状寸法および配筋図

*1大阪工業大学大学院博士前期課程（正会員）

*2（株）日本設計（正会員）

*3大阪工業大学助教授 工学部建築学科 工博（正会員）

*4福山大学教授 工学部建築学科 工博（正会員）

SRC 構造計算規準・同解説¹⁾より求められるせん断耐力は 242 kN、柱頭柱脚の曲げ耐力より求められるせん断力は 627 kN である。なお、加力角度は試験区間を固定部より回転させることにより 45° の角度となるようにした。表 1 に材料の力学的特性を示す。

実験は柱頭に所定の軸力 n を負荷した後、正負漸増繰返し载荷を行うものである。なお、 $n = N/N_0$ で、 N は作用軸力、 N_0 は終局圧縮耐力である。

表 1 材料の力学的特性

降伏応力度		σ_y (MPa)
材料		
鉄骨	$n=0.2, 0.4$	PL 9 362 PL 6 359
	$n=0.2$	D 13 355 4.5 ϕ 551
鉄筋	$n=0.4$	D 13 388 4.5 ϕ 562
	圧縮強度	F_c (MPa)
材料		
コンクリート	$n=0.2$	29.3
	$n=0.4$	24.5

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図 2 に各試験体の最終破壊状況を示す。各試験体とも相対部材角 0.005 (rad.) で、柱中央部に斜張力ひび割れが発生し、次いで引張側材端部に曲げひび割れが発生した。その後、主筋に沿ってひび割れが観察され、変形の増大に伴い、柱頭柱脚に生じた曲げひび割れおよび斜張力ひび割れの幅が増大した。また、作用軸力比に拘わらず、0° 試験体においては、最大耐力以前に圧壊が生じたが、45° 試験体では、最大耐力発揮後、変形の増大に伴って圧壊が生じた。圧壊後、各試験体とも柱前後中央付近にかぶりコンクリートの剥離が始まり、その後付着破壊が観察された。また、作用軸力比および加力角度の増大に伴って、圧壊およびコンクリートの剥離面積が広範囲におよぶ傾向がある。破壊状況からいずれの試験体もせん断破壊の様相を呈している。なお、表 2 にひび割れ発生荷重および最大耐力を示す。

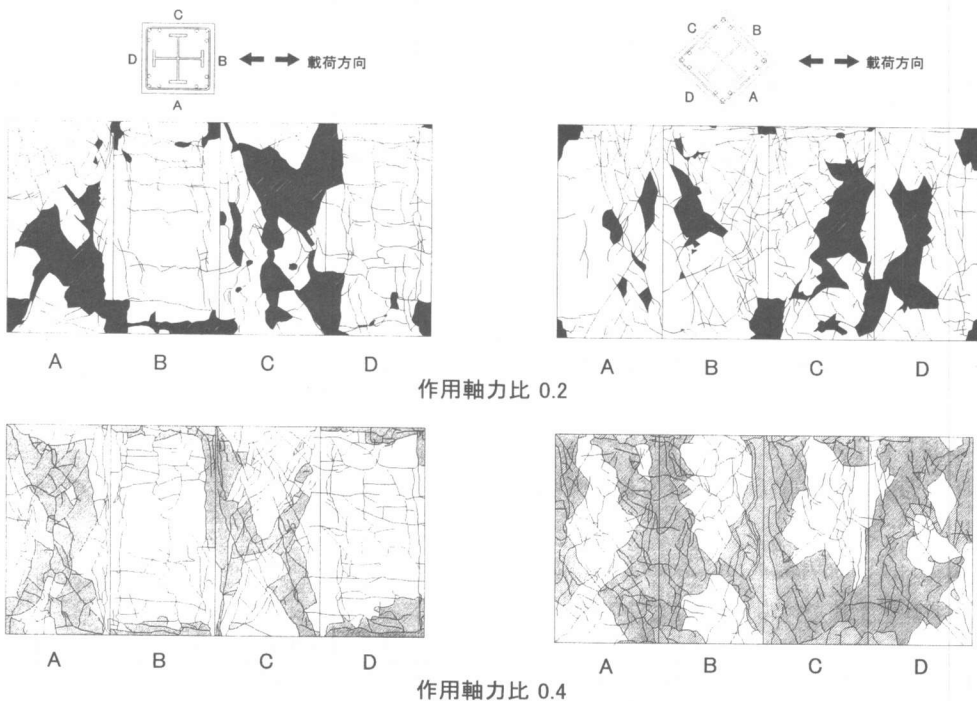


図 2 最終破壊状況

表 2 ひび割れ発生荷重

	n=0.2		n=0.4	
	45° 試験体	0° 試験体	45° 試験体	0° 試験体
せん断ひび割れ (kN)	226.5 (-109.8)	139.3 (-104.9)	257.9 (-104.9)	168.7 (-126.5)
曲げひび割れ (kN)	199.1 (-58.8)	282.4 (-284.4)	330.5 (-218.7)	251.1 (-152.0)
付着ひび割れ (kN)	406.0 (-392.3)	417.8 (-382.5)	391.3 (-256.9)	329.5 (-337.3)
材端部圧壊 (kN)	357.0 (-336.4)	417.8 (-321.7)	331.5 (-332.4)	397.2 (-388.3)
最大耐力 (kN)	470.7 (-450.1)	417.8 (-396.2)	441.3 (-409.9)	397.2 (-407.0)

3.2 履歴特性

図 3 に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は転倒モーメントを考慮した作用せん断力 Q (kN)、横軸は相対部材角 R (rad.) である。なお、図中の Q_{bu} は柱頭柱脚の曲げ耐力から求められるせん断力の計算値である。いずれの試験体とも、実験値は曲げ降伏時のせん断力の計算値に達しておらず、せん断破壊が曲げ破壊より先行しているものと考えられる。いずれの試験体についても、履歴曲線はエネルギー吸収能力に優れた紡錘形の形状を呈している。骨格曲線は、相対部材角が $0.01 \sim 0.015$ rad. で一旦ピークとなり、その後若干耐力が低下するが、変形の増大に伴って再び耐力が上昇し、相対部材角が $0.04 \sim 0.05$ rad. では、前述のピークの耐力を上回る耐力を発揮する形状となっている。このような形状を示す要因として、内蔵鉄骨（以下 S と略記）のひずみ硬化あるいは、鉄骨フランジに囲まれたコアコンクリートの拘束効果等によるものと考えられる。なお、本論文では、相対部材角が $0.01 \sim 0.015$ rad. でピークとなる耐力を最大耐力と定義している。

作用軸力比 0.2 では、 0° 試験体で 0.01 (rad.)、 45° 試験体では 0.015 (rad.) で、また、作用軸力比 0.4 では、 0° 試験体で 0.01 (rad.)、 45° 試験体では 0.015 (rad.) で最大耐力に至っている。作用軸力比に拘わらず二軸せん断力を受ける柱は、一軸せん断力を受ける柱より 10% 程度最大耐力が増加している。これはせん断耐力を負担する鉄骨ウェブ面積が増加しているためと考えられる。

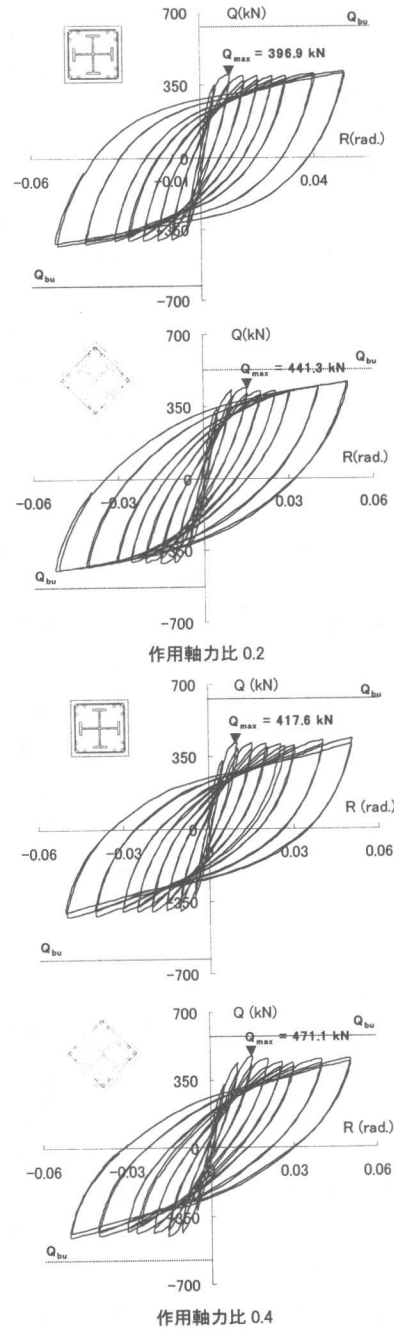


図 3 履歴曲線

3.3 Q_x - Q_y 相関曲線

図 4 に実験値による Q_x - Q_y 相関曲線を示す。縦軸および横軸は、Y 軸 (Q_y)、および X 軸に作用するせん断力 (Q_x) である。■ は作用軸力比 0.2、● は作用軸力比 0.4 試験体の実験値である。

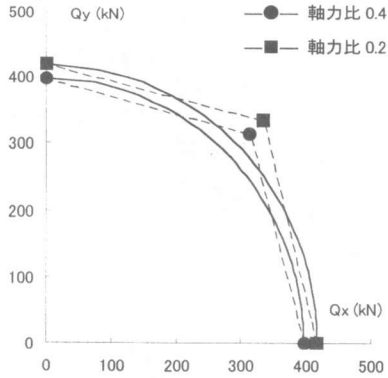


図4 Q_x - Q_y 相関曲線

なお、比較のため 0° 試験体の耐力を半径とする円を示す。二軸曲げ耐力を評価する上で用いられる M_x - M_y 相関曲線は、既往の研究により円より内側となる傾向があることが実証されている。つまり、曲げモーメントが卓越する柱に関しては、二軸曲げ耐力より一方向の曲げ耐力の方が上回る。しかし、これとは対照的にせん断破壊型の柱に関しては Q_x - Q_y 相関曲線が円より外側になる傾向が見られ、一方向のせん断耐力より二軸せん断耐力の方が増大する結果となっている。

4 耐力評価法の一試み

一定軸力と一方向のせん断力を受ける SRC 柱の耐力は、せん断抵抗機構として鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）部分のアーチ機構とトラス機構のほか、鉄骨フランジより外側のかぶりコンクリート部分のアーチ機構、鉄骨フランジ内部のコアコンクリート部分のアーチ機構、および鉄骨部分のはり機構を考慮して、これらの耐力を累加することによって評価できることが既往の研究によって、明らかにされている。

しかしながら、二軸せん断力を受ける SRC 柱については、せん断抵抗機構が解明されていない。このような観点から、本論文は二軸せん断力を受ける SRC 柱のせん断耐力を、RC 部分の終局せん断耐力 $R_c Q_u$ と S 部分の終局せん断耐力 $S Q_u$ の累加により評価する手法を提案する。な

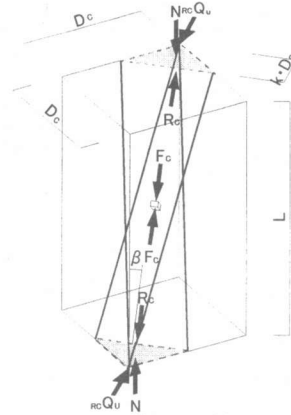


図5 応力伝達機構

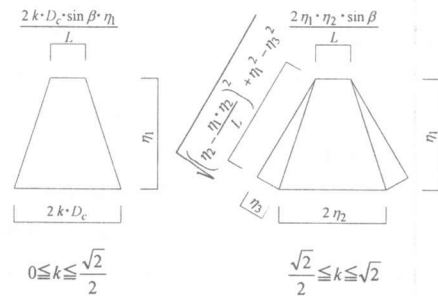


図6 コンクリート圧縮束の断面形状

お、ここでは、試験体に配置されているせん断補強筋比が小さいので、この効果を見逃し、無筋コンクリートと考える。したがって、アーチ機構のみがせん断耐力に寄与するものとする。また、ここでは加力角度が 45° の場合を対象としている。

4.1 アーチ 機構による終局せん断耐力

図5に提案したアーチ機構による力学モデルを示す。図中の R_c は、コンクリート圧縮束に作用する圧縮力、また N および $R_c Q_u$ は部材に作用する軸力およびせん断力である。アーチ機構を構成する柱頭柱脚の断面の対角線方向の長さを $k \cdot D_c$ として、断面に作用する圧縮域を想定する。コンクリート圧縮束の断面積が最小となるのは材端部であり、図6に示すように k が $0 \leq k \leq \sqrt{2}/2$ の範囲では台形また、 $\sqrt{2}/2 \leq k \leq \sqrt{2}$ の範囲では六角形となる。なお、この断面は材端部においてコンクリート圧縮束の材軸と直交する断面を表している。いまコンクリートの圧縮束

に作用する圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度 F_c に達しているものとする、コンクリートに作用する圧縮力 R_c は

$$0 \leq k \leq \frac{\sqrt{2}}{2} \text{ の時}$$

$$R_c = \left[\frac{k \cdot D_c \cdot \sin \beta \cdot \eta_1^2}{L} + k \cdot D_c \cdot \eta_1 \right] \cdot F_c \quad (1)$$

$$\frac{\sqrt{2}}{2} \leq k \leq \sqrt{2} \text{ の時}$$

$$R_c = \left\{ \sqrt{\left(\eta_2 - \frac{\eta_1 \cdot \eta_2}{L} \right)^2 + \eta_1^2 - \eta_3^2} \cdot F_c + \left(\frac{\eta_1^2 \cdot \eta_2 \cdot \sin \beta}{L} + \eta_1 \cdot \eta_2 \right) \cdot F_c \right\} \quad (2)$$

となる。ただしここで、

$$\eta_1 = k \cdot D_c \cdot \cos \beta$$

$$\eta_2 = (\sqrt{2} - k) \cdot D_c$$

$$\eta_3 = \frac{(\sqrt{2} \cdot k - 1) \cdot D_c \cdot \sqrt{\frac{L^2}{\cos^2 \beta} + (\sqrt{2} - k)^2 \cdot D_c^2}}{L}$$

である。ここに、 D_c は柱幅、 L は柱内法寸法、

$$\sin \beta = \frac{(\sqrt{2} - k) \cdot D_c}{\sqrt{L^2 + (\sqrt{2} - k)^2 \cdot D_c^2}}$$

$$\cos \beta = \frac{L}{\sqrt{L^2 + (\sqrt{2} - k)^2 \cdot D_c^2}}$$

となる。式(1)、(2)より求められる R_c を用いて、柱脚および柱頭の釣合より、部材に作用する軸力 N およびせん断力 ${}_{RC}Q_u$ は

$$N = R_c \cdot \cos \beta \quad (3)$$

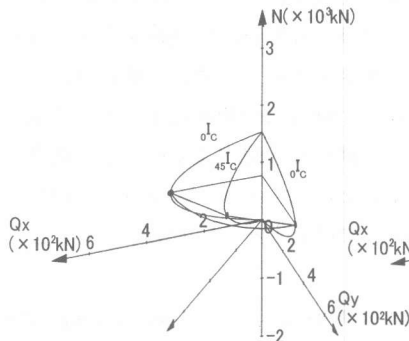


図7 アーチ機構による耐力線

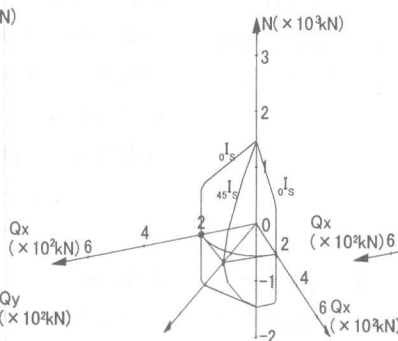


図8 鉄骨部分の耐力線

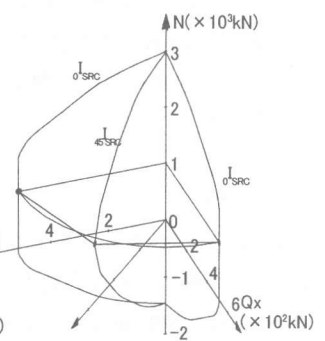


図9 SRC柱の耐力線

$${}_{RC}Q_u = R_c \cdot \sin \beta \quad (4)$$

となる。

式(3)、(4)は k の関数であるので、0 から $\sqrt{2}$ の値を k に代入することによって 図7 に示すアーチ機構による耐力線 ${}_{45}I_c$ が得られる。なお、上述と同様の仮定を用いて算出した一方のせん断力を受ける RC 柱の耐力線 ${}_{0}I_c$ も同時に示す。終局せん断耐力が最大となる k は、 ${}_{45}I_c$ の場合は 0.837、 ${}_{0}I_c$ の場合は 0.586 となる。また、 Q_x - Q_y 相関曲線に着目すると RC 柱に関しては、軸力比 0.7 付近以下では円より内側となるがそれ以上の軸力比では円より外側になる。

4.2 鉄骨部分の終局せん断耐力

S 部分の終局せん断耐力は、柱頭柱脚の終局曲げ耐力から求められるせん断力 ${}_S Q_{mu}$ と鉄骨ウェブの降伏せん断耐力 ${}_S Q_{su}$ とにより、

$${}_S Q_u = \min({}_S Q_{mu}, {}_S Q_{su}) \quad (5)$$

として求める。なお、 ${}_S Q_{mu}$ は文献(2)で提案された二軸曲げを受ける鉄骨断面の n-m 相関関係式より算出した。 ${}_S Q_{su}$ に関しては、45° 方向より入力するせん断力を断面の主軸 X、Y に投影することにより、

$${}_S Q_{su} = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot (2 \cdot A_w - t_w^2) \cdot \sigma_y \quad (6)$$

とした。ここで、 A_w は鉄骨ウェブの断面積、 t_w はウェブ厚、 σ_y はウェブの降伏応力度である。図8はこの手法より求められた鉄骨部分の耐力線 ${}_{45}I_s$ および一方のせん断力を受ける鉄骨の耐力線 ${}_{0}I_s$ を示す。RC 柱と同様に Q_x - Q_y 相関曲線に着目すると、軸力比 -0.4 ~ 0.4 付近で、円と

表 3 実験値と計算値の比較

		実験値 P _{exp} (kN)	計算値 P _{theo} (kN)	P _{exp} /P _{theo}
n=0.2	0° 試験体	417.8	513.8	0.81
	45° 試験体	470.7	532.5	0.88
n=0.4	0° 試験体	397.2	513.8	0.77
	45° 試験体	441.3	515.8	0.85

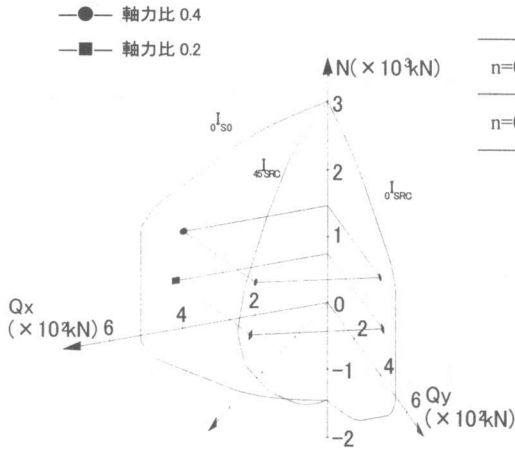


図 10 実験値と計算値の対応

比較すると円より外側となる形状を示すものの、それ以外の軸力比に関しては実験値とは対照的に円より内側に入る傾向が見られる。

4.3 SRC 柱の終局せん断耐力

上述で解説したように、二軸せん断力を受ける SRC 柱の終局せん断耐力は、4.1 で求められたアーチ機構によるせん断耐力と 4.2 で求められた鉄骨部分のせん断耐力の累加により求められると考える。図 9 はこの様な考えに基づいて求められた耐力線を示したものである。 I_{SRC}^{45} は二軸せん断力を受ける SRC 柱の耐力線、 I_{SRC}^{0} は一方向のせん断力を受ける SRC 柱の耐力線である。 Q_x - Q_y 相関曲線は軸力比 0.15 ~ 0.4 付近で円より外側となる形状を示し、それ以外の軸力比に関しては、円より内側に入る。これは S 部分と SRC 柱は作用軸力比によっては、二軸せん断耐力が一軸せん断耐力より耐力が下回ることを意味している。

4.4 考察

図 10 に SRC 柱の実験値と計算値の対応を示す。図中の●は作用軸力比 0.2、■は作用軸力比 0.4 試験体の実験値を示す。表 3 に実験値と計算値の結果を示す。計算値 P_{theo} と実験値 P_{exp} との比 P_{exp}/P_{theo} の平均値は 45° 試験体で 0.87、0

° 試験体で 0.79 であり、計算値は実験値より若干大きくなるのがわかる。このような結果が生じる要因として、RC 部分のせん断耐力を求めると、コンクリート圧縮束の圧縮強度を F_c としていることおよび鉄骨部分のせん断耐力を評価する上で、ウェブによるせん断耐力に軸力が考慮されていないこと等に起因しているものと思われる。なお、前述のように実験によって求められた加力角度が 45° の試験体の耐力は加力角度が 0° の場合の耐力と比較して大きくなることは、解析結果と同じである。

5. 結語

二軸せん断力を受ける SRC 柱の破壊性状を実験的および理論的に検討した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 載荷角度および作用軸力比の違いによる破壊過程の相違はほとんど見られない。
- (2) コンクリートの剥離面積は載荷角度および作用軸力比が増大するにつれて広範囲となる。
- (3) 実験では SRC 柱の二軸せん断耐力は一方向のせん断耐力より大きい。
- (4) 二軸せん断耐力を評価する手法が試みられた。本論文で提案した力学モデルを用いた耐力評価の検討では、計算値は実験値を若干大きく評価することが示された。また計算結果による耐力の検討で、軸力比の変化に伴って、二軸せん断耐力が一軸せん断耐力より低下する場合も生じてくることが推測できる。今後この点については、詳細に検討する予定である。

参考文献

- (1) 日本建築学会;鉄骨鉄筋コンクリート構造設計標準同解説
- (2) 筒井茂行他.;SRC 柱の二軸曲げ耐力,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp889~894, 1994