

論文 袖壁付き格子形 SRC 柱部材のせん断性状に関する実験的研究

菊原康浩*1 ・ 立花正彦*2

要旨: 本研究では, 格子形十字鉄骨断面を内蔵する SRC 造袖壁付柱について, 柱軸力 (SRC 制限圧縮軸力・1/2 SRC 制限圧縮軸力・引張軸力) を実験変数としたせん断破壊先行型の実験を行い, その結果, 軸力の相違により破壊性状が異なり, それに伴い既往のせん断耐力の算定式が適用出来ないことが明らかとなった。また, 軸力の相違に関わらず適用できるせん断耐力算定式についても検討を行った。

キーワード: 鉄骨鉄筋コンクリート、格子形、袖壁付き柱、引張軸力、せん断耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震において, SRC 造建物は初めての構造的な被害を受けた。¹⁾ これを機に, 東京や大阪などの大都市では, 既存建物の耐震診断と補強が急務となっている。特に耐震診断の際には, 従来骨組の構造計算の際非構造材とみなして単にその重量だけを考慮したり, 耐力に関しては余力とみなす程度で十分に考慮されないまま設計されていた骨組内の袖壁などの取り扱い方の問題が挙げられる。これに対し現在, RC, SRC 造ともに耐震診断基準²⁾には袖壁を考慮した算定方法が提案されている。しかしながら特に SRC 造の提案式は RC 造に準じたものであり, 実験例も若林, 南ら³⁾の行ったものがある他は皆無であり, 算定式に対する実験的な裏付けが乏しいというのが現状である。

本研究では, 格子形十字鉄骨断面を内蔵する SRC 造両側袖壁付き柱について, 柱軸力 (SRC 制限圧縮軸力・1/2 SRC 制限圧縮軸力・引張軸力) を実験変数としたせん断破壊先行型の実験を行い, せん断性状を把握するとともに耐力の算定式について検討するものである。

2. 実験概要

実験変数は柱導入軸力 (3 水準) とし, 試験体は実大の両側袖壁付き柱の 1/3 モデル 3 体である。各試験体の実験変数の組み合わせを表-1 に示す。

試験体の形状及び寸法は図-1 に示す通りで, 断面形状および, 鉄筋, 鉄骨等の構成要素は全試験体とも同様である。形状は, 柱部分: 内法寸法は $h=900\text{mm}$ (せん断スパン比: $M/Qd=2.16$), コンクリート断面は $B \times D=250 \times 250\text{mm}$, 主筋 4-D22 (引張鉄筋比: $rPt=1.24\%$), 帯筋 D6 @ 180 (帯筋比: $rPw=0.14\%$) とする。鉄骨主材は 8L-40 \times 40 \times 5 (鉄骨比: $sPt=1.20\%$) を用いたクロス断面でその断面せいは $H_s=130\text{mm}$, 帯板は PL3.2 \times 30 @ 200 (帯板比: $sPw=0.19\%$) である。袖壁部分: 袖壁断面 $t \times lc=50 \times 250$ (t : 袖壁厚さ, lc : 圧縮側袖壁の長さ), 壁筋は縦筋, 横筋ともに D6 @ 100 (壁筋比: $Psh=0.64\%$) である。これら使用材料の機械的性質を表-1, 2 に示す。

作用軸力 N_c は SRC 制限軸力を導入する試験体 No1 が $N_c=1250\text{kN}$ ($N_c/N_{oc}=0.43$, N_{oc} : 全軸圧縮耐力), 1/2 制限軸力を導入する試験体 No2 が $N_c=620\text{kN}$ ($N_c/N_{ot}=0.21$), 引張軸力を導入する試験体 No3 が $N_t=-540\text{kN}$ ($N_t/N_{ot}=0.18$, N_{ot} : 鋼材の引張降伏耐力) とする。

表-1 実験変数の組合せ

試験体名	NO1	NO2	NO3
導入軸力 (kN)	1250	620	-540
全軸圧縮耐力 (kN)	2900	2890	-1630
N/N_o	0.43	0.21	0.33
F_c (N/mm ²)	25.4	25.1	26.0

*1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京電機大学助教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

表-2 使用鋼材の機械的性質

鉄骨	(N/mm^2)		鉄筋	(N/mm^2)	
	σ_y	σ_u		σ_y	σ_u
8L-40×40×5	347	442	D22	387	564
PL3.2×30	290	380	D6	360	540

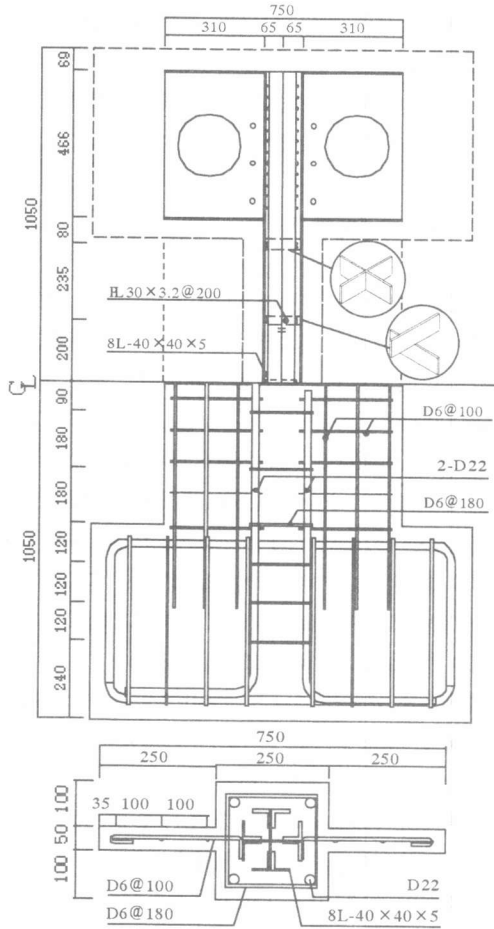


図-1 試験体の形状及び寸法

3. 実験方法

柱軸力は、ローラーによって支持されたオイルジャッキで引張力又は圧縮力を作用させる。その後軸力を常時作用させたまま、建研式加力装置により、アクチュエータで静的水平力を作用させる。

測定方法は、各部の変位はスタブ部分に不動点を設け、これに測定用フレームを取り付け、試験体の曲げせん断変形と軸変形を、各部の歪性状はワイヤーストレインゲージにて測定する。

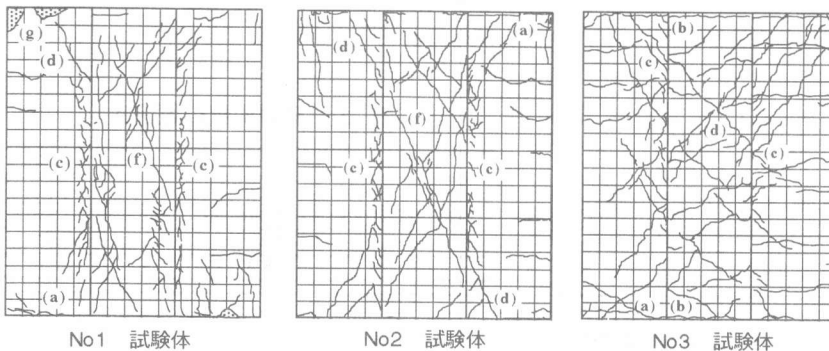
載荷条件は、部材の水平変形量 $\delta = \pm 4.5, 9, 18$ 及び27mm（部材角 $R = \pm 0.5, 1.0, 2.0$ 及び3.0%）で各3サイクルずつ載荷する。但し軸力が保持出来なくなる場合は、その時点までとする。

4. 実験結果及び考察

4.1 破壊状況

各試験体の最大せん断耐力時のひび割れ状況を図-2に示す。

No1 試験体では、 $R=0.11\%$ 、 $Q=205kN$ で壁部分に柱に沿って細かな初せん断ひび割れ(c)が数本発生。 $R=0.16\%$ 、 $Q=236kN$ で初曲げひび割れ(a)が左壁左下端に発生し、同時に左壁左上部に圧壊(g)が生じる。 $R=0.22\%$ 、 $Q=271kN$ で最大耐力に達し、柱に数本のせん断ひび割れ(f)が発生すると同時に耐力が低下する。その後 $R=0.35\%$ 、 $Q=245kN$ 時に左壁上部から20cmの所に20cm程の長さのせん断ひび割れ(d)が発生する。 $\pm 0.5\%$ 終了時には柱と左袖壁の付け根に入っていたせん断ひび割れが繋がり柱と壁の分離が始まる。その後、 $R=1.0\%$ サイクルでは左壁左下、右壁右上の



各ひび割れの説明

- a: 壁の曲げひび割れ
- b: 柱の曲げひび割れ
- c: 柱壁の境界部分
せん断ひび割れ
- d: 壁のせん断ひび割れ
- e: 柱の斜張力ひび割れ
- f: 柱のせん断ひび割れ
- g: 壁の圧壊

図-2 各試験体の最大耐力時ひび割れ状況

圧壊ならびに柱と壁との境界部分のコンクリートの剥落が進むとともに、柱のせん断ひび割れが進みコンクリートが剥落する。R=3%サイクルに入る前にコンクリートの剥離剥落がさらに進行し、軸力保持能力を失う。

No2試験体では、R = +0.06%、Q = 159kNの時右袖壁上端に初曲げひび割れ(a)が発生し、R = +0.08%、Q = 173kNの時、両袖壁と柱との接合面に沿って細かい初せん断ひび割れ(c)が発生する。R = +0.24%、Q = 247kNで最大耐力を迎えると同時に柱部分の左上部から右下部に架けてせん断ひび割れ(f)が発生し、その後R=0.41%、Q=223kNのとき左壁に柱のひび割れと繋がる形で、せん断ひび割れ(d)が発生する。部材角の増大及び繰返しでは、柱のせん断ひび割れ、両袖壁と柱の接合面のせん断ひび割れの進行が著しくなり、それに沿ってコンクリートが剥離、剥落する。しかし軸力は保持している。

No3では、引張軸力導入時、柱部分と袖壁部分に20～30mmの間隔で材軸方向に対して垂直なひび割れ(b)が発生する。せん断力を導入すると、R = 0.02%、Q = 37kNの時に正面左壁左下端に初曲げひび割れ(a)が発生する。R = 0.06%、Q = 52kNの時、両袖壁(特に左袖壁)と柱との接合面に10～15cm程の比較的長さの長い約45度の初せん断ひび割れ(c)が発生し、その直後R = 0.08%、Q = 62kNで左壁上部から30cmの所に20cm程の長さのせん断ひび割れ(d)が発生する。その後、この壁部分のせん断ひび割れと繋がる形で、R = +0.17%、Q = 94kNで柱部分に柱部分に約45度のせん断ひび割れ(c)が発生する。R = +1.0%、Q = 196kNで最大耐力に達するが、特に大きな破壊は見られない。以後、部材角の増大及び繰返しにより、柱のせん断ひび割れ、両袖壁と柱の接合面のせん断ひび割れの進行が著しくなり、それに沿ってコンクリートが剥離、剥落する。しかし軸力の保持能力は失っていない。

また、圧縮軸力下の試験体のように袖壁と柱との接合面にひび割れが集中するのではなく、柱と袖壁とに一体的にひび割れが発生する傾向がある。

以上より、軸力が高圧縮軸力(SRC制限軸力)に

なると、柱部分と袖壁部分の破壊形式が相違し、柱と袖壁との一体性が弱まる傾向を示す。逆に軸力が低軸力(1/2SRC制限軸力)から引張軸力へと小さくなる程、柱と壁との分離が弱くなり、袖壁と柱とが一体的に働くようになる。ひび割れについても、袖壁・柱とバラバラに発生するのではなく、袖壁から発生したひび割れが柱へと繋がる傾向が見られる。

4.2 履歴性状

各試験体の履歴曲線を図-3に、その包絡線を図-4に、R=2%サイクルの無次元履歴曲線を図-5に、等価減衰定数と部材角との関係を図-6にそれぞれ示す。

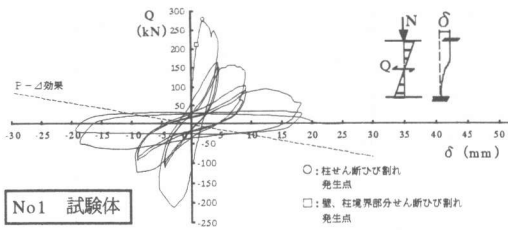
これらより、以下のことが明らかとなった。

①圧縮軸力であれば初期剛性及び最大耐力に大きな相違は生じないが、最大耐力後の耐力低下は軸力が大きい方が著しくなる傾向を示す。これは、最大耐力後高軸力になる程、コンクリートの破壊によって鉄骨や鉄筋に高軸方向力が作用するためであると考えられる。

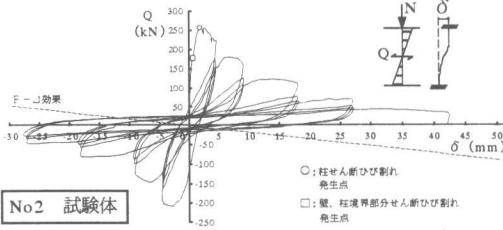
また圧縮軸力下と引張軸力下では、初期剛性、最大耐力発生時点が異なり、圧縮軸力下の試験体の方が最大耐力発生時点が早まるが、初期剛性と最大耐力は高くなる。これは引張軸力下では、4.3各部の歪性状で記述するように、コンクリートの寄与が初期の段階では少ないことが原因であると考えられる。

②引張軸力を導入したNo3試験体では、部材角が増大してもエネルギー吸収量の増加は見られない。また同じ圧縮軸力下でも、高軸力になるほどエネルギー吸収量が増大する際の部材角が小さくなる傾向がある。これは、高軸力を与えている試験体の方が、鋼材の負担軸力が大きく、変形が進みコンクリートが剥離剥落し始めると、鉄骨の降伏が早期に起こり始めるためであると考えられる。

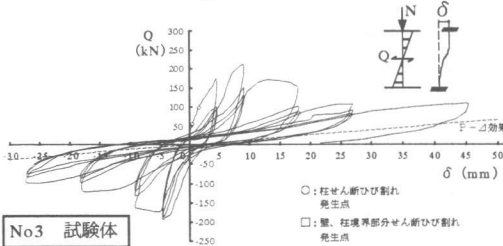
③各試験体とも変形が進んだR=2.0%程から減衰定数に急激な変化が見られ始め、圧縮軸力下であれば、導入軸力が高いほど減衰定数は大きくなる。これは、高軸力によりコンクリートが破壊した後の鉄骨の負担分が増大するために鉄骨が早期に降伏し、それによりエネルギーの吸収量が増大した事が原



No1 試験体



No2 試験体



No3 試験体

図-3 履歴曲線の比較

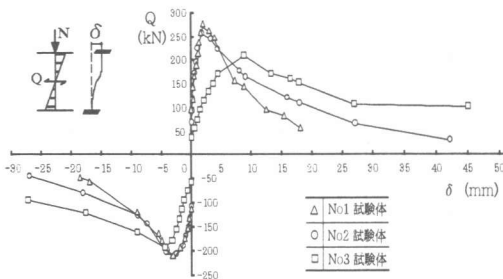


図-4 包絡線の比較

因と考えられる。また引張軸力下では圧縮軸力下とは異なり、部材角の増大と共に減衰定数は低下する。しかし、その低下率は小さい。

なお、各試験体ともP-Δ効果によりせん断力が発生するが、その割合は最大耐力時においてNo1,2,3各試験体で最大耐力時の2.0%,1.2%,3.0%と割合は小さい。よって今回はP-Δ効果により発生するせん断力については考慮していない。

4.3 各部の歪性状

引張軸力を作用させた試験体の最大せん断耐力時までの付け根位置における主筋と壁筋の歪性状

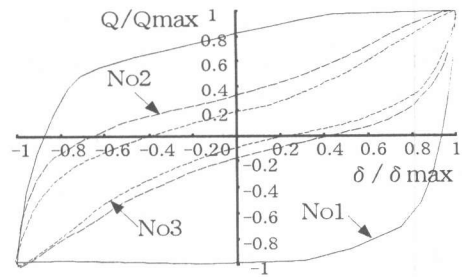


図-5 R=2% サイクルの無次元化履歴曲線

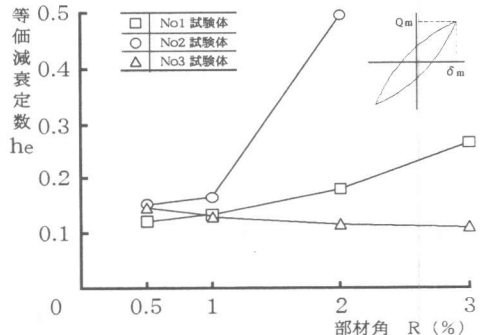


図-6 等価減衰定数と部材角との関係

を図-7に、壁筋及び帯筋の歪性状を図-8及び図-9にそれぞれ示す。これらより以下の事が明らかとなった。

①主筋及び壁縦筋の歪値は、引張軸力導入時では引張歪を生じ、その後せん断力を作用させると、引張側となる主筋及び壁筋の歪値は引張歪で増加する。圧縮側となる主筋及び壁筋の歪値はある荷重に達すると歪の増加勾配が減少する。

これは、この時点で圧縮側となるコンクリートに圧縮領域が形成され、コンクリートが圧縮力を負担し始めるためと考えられる。このことから、引張軸力下では、初期の荷重段階ではコンクリートの寄与が少なく、そのため初期剛性等に影響を及ぼすものと考えられる(図-7参照)。

②No1試験体については、R=-1~-2%の間で壁横筋が降伏歪に達しているが、No2,3試験体では降伏歪に達しているのは、R=-0.5%1サイクル中である。これより、導入軸力が小さくなるほど横筋は降伏しやす傾向があることがわかる。これは破壊性状の違いによるものであると考えられ、軸力が低くなるほど柱と壁とが一体的に働き、柱のせん断ひび割れが壁と繋がるため、その影響で壁がより多く

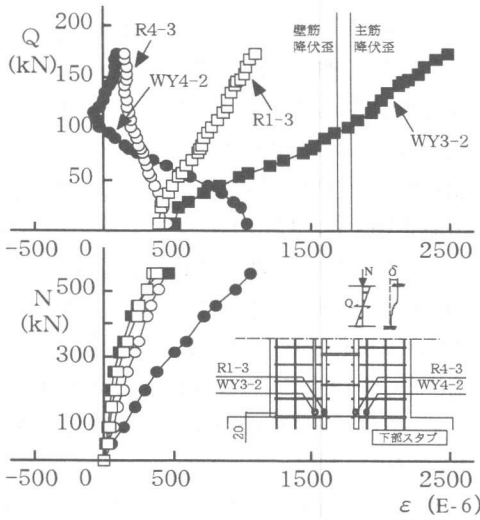


図-7 引張軸力導入試験体の歪性状

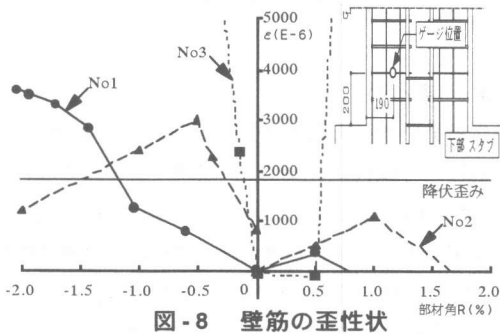


図-8 壁筋の歪性状

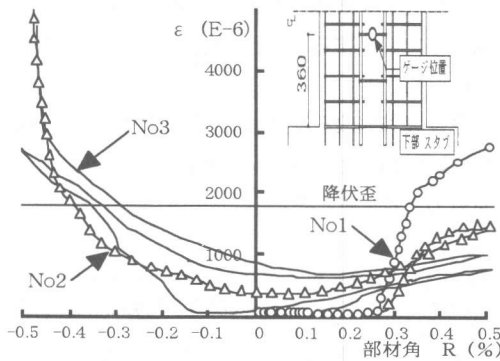


図-9 柱帯筋の歪性状

のせん断力を負担し、壁筋の歪が増大するものと考えられる(図-8参照)。

③導入軸力が減少し、制限軸圧縮力から引張力へと移行するに従い、帯筋の降伏時期は遅れる傾向があり、No1ではR=0.5%1サイクル目に、No2ではR=0.5%1サイクル目に、No3では-0.5%2サイクル目にそれぞれ降伏している。これは低軸力あるいは

表-3 実験資料の概要

研究者	BxD (cm)	断面形状	b×lw (cm)	sPw (%)	rPw (%)	Psh (%)	Pte (%)	Fc (kg/cm ²)	σ0 (kg/cm ²)	M/Qd	N:1 柱に対し
南ら	20×20	CW	5×22	2.50	0.160	0.28	3.92	268	104.8	1.92	0.38
		CSW						289	109.8		
東ら	15×15	CW	7×7.5	0.210	0.25	0.81	0.54	206	24.5	1.00	0.10
			5×15								
大久保ら	25×25	CW	6×12.5	0.18	0.75	0.80	151	26.4	1.00	0.38	
			6×50.0								

断面形状 C: 矩形柱, CW: 両側袖壁付き柱, CSW: 片側袖壁付き柱

表-4 実験値と計算値との比較

	eQsu	cQsu1	cQsu2	eQsu/cQsu1	eQsu/cQsu2
No1	270.5	302.8	227.4	0.90	1.19
No2	247.0	238.1	200.9	1.04	1.23
No3	203.8	125.4	156.8	1.63	1.30

$$cQsu1 = \left\{ \frac{0.092kukp(180+F_c)}{M/(Q \cdot de) + 0.12} + 2.7\sqrt{Pwe \cdot \sigma_wy} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} be \cdot je$$

$$eQsu = (\tau_c + \tau_w + \tau_N) be \cdot je$$

$$\tau_N = \frac{eQsu}{be \cdot je} - \tau_c - \tau_w$$

$$\tau_c = \frac{0.092kukp(180+F_c)}{M/(Q \cdot de) + 0.12}$$

$$\tau_w = 2.7\sqrt{Pwe \cdot \sigma_wy}$$

$$cQsu2 = \left\{ \frac{0.092kukp(180+F_c)}{M/(Q \cdot de) + 0.12} + 2.7\sqrt{Pwe \cdot \sigma_wy} + 0.04 \sigma_{0e} \right\} be \cdot je$$

M/Q: せん断スパン

be: 等価柱幅 $be = \sum Ag / lw = 117 \text{ mm}$

de: 等価有効せい $de = (rat \cdot rde + sat \cdot sde) / (rat + sat) = 443 \text{ mm}$

Pte: 等価引張鋼材比 $Pte = (rat + sat) / (be \cdot de) \cdot 100 = 2.95 \%$

σ0e: 等価軸方向応力度 $\sigma_{0e} = N / (be \cdot je) \text{ N/mm}^2$

No1: 28.8 No2: 14.2 No3: -12.4

Pwe: 等価帯筋比 $Pwe = (rPw + 0.5 \cdot sPw) \cdot b / be + Psh \cdot t / be = 0.0077$

ここで ΣAg: 両側袖壁および柱を含んだ全断面積、lw: 両側袖壁柱のせい

rat: 柱部分の引張側主筋断面積、sat: 柱部分の引張側鉄骨断面積

rde: 柱の引張側鉄筋の重心から圧縮側袖壁の最外線までの距離

sde: 柱の引張側鉄筋の重心から圧縮側袖壁の最外線までの距離

je: 袖壁付柱の応力中心間距離(7/8de)

rPw: 柱の帯筋比、sPw: 柱の帯筋比、b: 柱断面幅

Psh: 袖壁の横筋比、t: 袖壁の厚さ

引張軸力下においては、②の袖壁横筋の歪性状でも述べたように、袖壁のせん断力負担分が増加することが原因であると考えられる(図-9参照)。

4.4 最大せん断強度

最大せん断強度は、南らの実験³⁾による充腹形SRC袖壁付き柱4体、東ら及び大久保らの実験⁴⁾⁵⁾によるRC袖壁付き柱6体も含めて検討し、これら実験資料の概要を表-3に示す。また、実験結果及び計算式を表-4に示す。

各試験体の既往のせん断耐力の計算値cQsu1²⁾(表-4中の式(1)を利用)と実験値eQsuとの比eQsu/cQsu1と、軸力比N/N0cあるいはN/N0tと

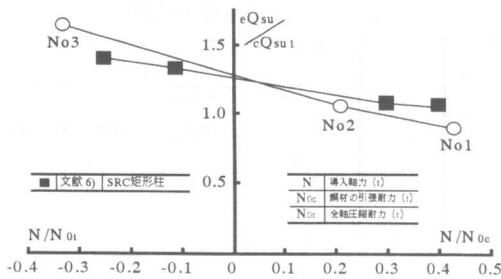


図-10 eQsu/cQsu1 と軸力比との関係

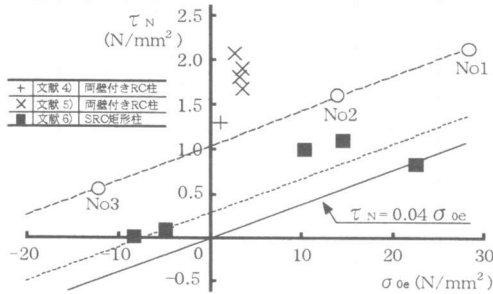


図-11 τ_N と軸方向応力度との関係

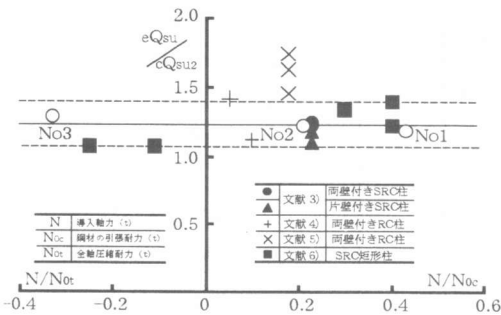


図-12 eQsu/cQsu2 と軸力比との関係

の関係を図-10に示す。ここで参考のために矩形SRC柱の実験⁶⁾についても同図中(■印)に示す。この図より、高圧縮軸力下の試験体では計算値が危険側に、引張軸力下では安全側に評価される傾向があり、既往の算定式では軸力の相違により、安全率が相違する可能性があるものと考えられる。よってここでは、算定式中の軸力によるせん断負担分 τ_N について検討する。

軸力によるせん断負担分 τ_N は表-4中に示す式(2)により、実験値よりコンクリート負担分式(3)及び帯筋、帯板の負担分式(4)を差し引いて算出する。この τ_N と鋼材を考慮した柱部分の等価軸方向応力度 σ_{oe} との関係を図-11に示す。なお図

中の点線は矩形柱における関係を示すものである。この図より、軸力変数の実験資料より、 $\tau_N=0.04\sigma_{oe}$ の関係が認められる。この結果を利用し、既往の算定式の軸力の項 τ_N を $0.04\sigma_{oe}$ とした式(5)を用いて算出した $eQsu/cQsu2$ と軸力比との関係を図-12に示す。ここで図中の実線はNo.1,2,3の平均値、点線はこの平均値から+15%、-15%の誤差の範囲をそれぞれ示している。

この図より、RC部材については、かなり安全側の評価となるが、SRC部材については軸力の相違に関わらず実験値と計算値との比率は、ほぼ1.2前後になり、安全側の評価となる。

以上のことから、式(5)を用いることで、軸力にかかわらずほぼ同じ安全率でせん断耐力を推定することができるものと考えられる。

5. まとめ

格子形十字鉄骨断面を内蔵するSRC袖壁付柱について、柱軸力(圧縮力と引張力)を実験変数としてせん断実験を行った結果、軸力が力学的性状に及ぼす影響が明らかとなった。また軸力の相違は最大せん断耐力に影響を及ぼすが、既往のせん断耐力式における軸力の項(τ_N)を修正することで、軸力の相違にかかわらず耐力を安全側かつほぼ同じ安全率で評価することが可能であることが明らかとなった。

今後実験変数を補足し、例えば鋼材量など、他の要素についてもさらに研究を行って行く必要があるものと考えられる。

【謝辞】

本研究を行うにあたり、大都工業KK、望月満伸氏、東京電機大学建築構造研究室の方々へ協力頂きました。御礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告SRC造建物、RC造建物、1998.8
- 2) 財団法人日本建築防災協会：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、1997.12
- 3) 南宏一ほか：袖壁付き柱の終局耐力の評価法に関する基礎的研究、京都大学防災研究所年報28号B-1別冊1985.4
- 4) 東洋一ほか：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その9、袖壁付き柱の実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1305-1306、1974.10
- 5) 大久保全陸ほか：鉄筋コンクリート袖壁付柱の逆対称繰返し加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 pp1305-1306、1974.10
- 6) 三須理右ほか：非充腹形SRC及びRC柱部材の力学特性と耐震補強・補修に関する実験的研究(その9)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1089-1090、1998.10