

(35) 圧縮力と繰返し曲げを受ける
高張力鋼を用いた
鉄骨鉄筋コンクリート造柱の性状
SRC COLUMNS USING HIGH-STRENGTH STEEL SUBJECTED TO
AXIAL FORCE AND BENDING MOMENT

南 宏一* 和田 章**
Koichi MINAMI, Akira WADA

Recently, high-strength steel has been developed to be used for the design of building structures.

To obtain the information on the flexural behavior in the inelastic range of SRC columns with high-strength steel, a parametric experimental study was carried out on the strength, deformability, failure mechanism and shapes of hysteresis loops under cyclic repeatedly loading. Variables chosen for the series of experiments were the maximum tensile strength of steel ($40, 60, 80 \text{ kg/cm}^2$), the yield strength ratio, the compressive strength of concrete and the magnitude of axial force. To compare with SRC columns, the specimens of pure steel column were also experimented.

The superposition method gives a good approximation of the ultimate loadcarrying capacity of SRC columns under axial force and bending moment simultaneously, unless the steel with 80 kg/cm^2 high strength is used in a design.

1 緒言

本研究は、曲げ破壊を生ずるSRC柱の終局曲げ耐力の評価における累加強度式の適用限界を明らかにすることと、履歴特性におよぼす鋼材種、鉄骨の断面形式、軸力比および帯筋量などの影響を調べる。また、比較のために純S柱において同様の実験を行ない、変形能力を調べる。

2 実験計画

表1に全試験体のリストを示す。SRC柱試験体では、実験変数は、鋼材種、軸力比、コンクリート強度、帯筋比、フランジ形状、鉄骨断面形状の6種類とし、計22体の試験体を計画した。また、純S柱試験体では、実験変数は、鋼材種、軸力比、フランジ形状の4種類とし、計12体の実験を行なった。

3 材料および試験体

図1に計画した試験体の形状寸法、断面を示す。SRC柱試験体は、 $B \times D = 30 \times 30 \text{ cm}$ (B:柱幅, D:柱せい)、柱長さが120cmの実大寸法の約1/3のスケールのモデルを用い、一定軸力下で曲げせん断力を受ける片持ち梁形式とした。純S柱試験体も片持ち梁形式のH型钢柱で、試験部分の長さは120cmである。

表2に素材の力学的性質を示す。

* : 工博 大阪工業大学助教授 ** : 工博 東京工業大学助教授

表1 試験体リスト

[SRC柱試験体]

試験体	鋼材	作用軸力比	帯筋比	コンクリート強度	フランジ形状shx tf(mm)	鉄骨形状	使用コンクリート
AB230 AC230 AA232 AB232 AC232 AD232	68 69 47 68 69 89	0 0.2No	0.2%	300kg/cm ²	100×9	強軸	①
AB234 AC234 AB434 AB834 AC434 AC834	68 69 68 68 69 69	0.4No	0.2% 0.4% 0.8% 0.4% 0.8%	300kg/cm ²	100×9	強軸	②
AA222 AB222 AC222 AD222	47 68 69 69	0.2No	0.2%	200kg/cm ²	100×9	強軸	③
BC232 CC232 DC232 EC232	69 69 69 69	0.2No	0.2%	300kg/cm ²	150×6 150×9 200×5 200×9	強軸	④
BL22 CL22	69 69	0.2No	0.2%	200kg/cm ²	100×9	弱軸 十字	⑤

[純S柱試験体]

試験体	鋼材	作用軸力比	断面形(mm)	フランジ幅厚比
128 129 130 131	47 68 69 89	0.2No	200×100×6×9	6.10 5.45 5.54 5.15
132 133 134 135	68 69 68 69	0 0.4No	200×100×6×9	5.39 5.62 5.33 5.52
136 137 138 139	69 69 69 69	0.2No	200×150×6×6 200×200×6×2 200×150×6×9 200×200×6×9	12.65 18.87 8.14 11.06

表2 素材試験結果

材種	板厚	実寸(mm)	降伏強度(lf/cm ²)	破断強度(lf/cm ²)	降伏比
47	6mm	5.87	3.02	4.28	0.707
	9mm	8.77	2.96	4.40	0.672
68	6mm	6.08	5.03	6.01	0.840
	9mm	9.20	4.60	5.66	0.813
	9mm	9.20	4.60	5.66	0.813
69	5mm	4.91	5.47	6.14	0.891
	6mm	5.53	6.11	6.66	0.917
	9mm	8.79	5.58	6.12	0.912
89	6mm	6.14	8.15	8.62	0.945
	9mm	9.99	8.59	8.98	0.957

コンクリート	圧縮強度(kg/cm ²)	割裂強度(kg/cm ²)
①	316	29
②	292	27
③	262	25
④	368	35
⑤	260	--

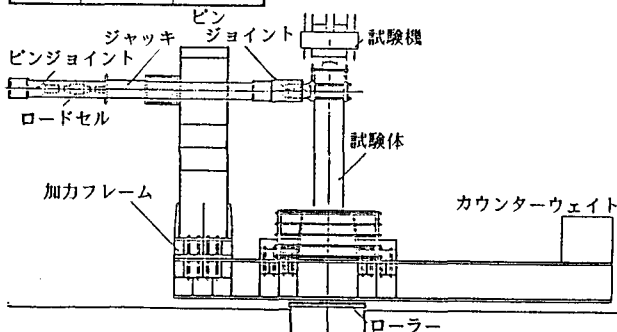
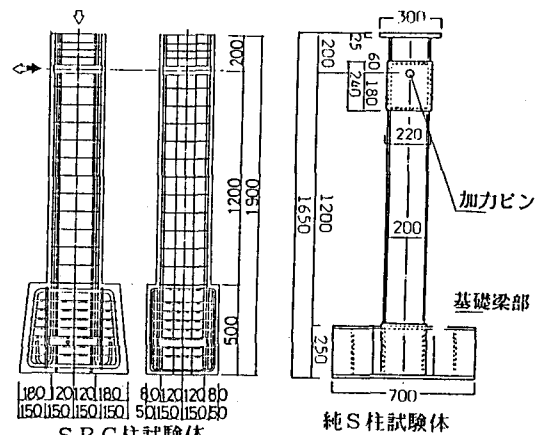
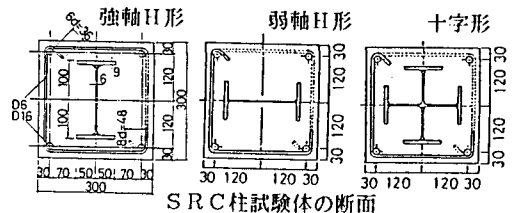


図2 載荷装置の概要

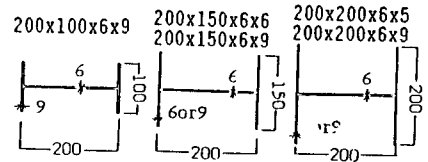


SRC柱試験体

純S柱試験体



SRC柱試験体の断面



純S柱試験体の断面

図1 試験体

4 載荷方法

図2に載荷装置の概要を示す。所定の軸力を加えた後、変位部材角 $R(=\Delta/L$ 、 Δ :柱頭の水平変位、 L :柱長さ)が0.5、1.0、1.5、2.0、2.5、3.0、4.0、5.0%のところで、同一変位振幅で正負2回の交番繰返し載荷を行った。

5 測定方法

SRC柱試験体では、柱頭部に設置した表裏2組の水平方向2本、鉛直方向1本の変位計を用いて2方向のたわみと同転角を測定した。柱脚部の変形状は、2段にわたってほぼ24cm角の正形状に配置されたボルトに取り付けた変位計によって測定した。また、柱脚部のひずみ状況を調べるために主筋、帯筋および鉄骨に3段にわたって単軸あるいはロゼットのひずみゲージを貼付した。

一方、純S柱試験体では変位計により水平変位および鉛直変位のほか、加力点の12cm上、12cm下、柱脚から60cmの高さの位置について水平変位を測定し、ひずみゲージにより柱脚から3つの高さの断面の合計30ヵ所について材軸方向のひずみを測定した。

6 実験経過

<SRC> 図3に各試験体の最大耐力時のひび割れ状況を示す。各試験体とも破壊は柱材下部に集中しており、実験変数のいかににかかわらず、破壊モードは曲げ圧縮破壊の様相を呈している。しかし、破壊に至る性状および損傷の程度には、実験変数によって多少の相違が見られ、特に、作用軸力レベルおよび帯筋量の影響が著しい。

軸力のない試験体は、鋼材の降伏比にかかわらず、繰返し振幅に対して柱全体は固定部との境界面でピン支持された剛体のような挙動を示した。軸力のある試験体と比較すると、曲げひび割れの発生が早く、かつ、その発生範囲がほぼ柱全長にわたって分布している。斜張力および付着ひび割れ幅が他の部分の曲げひび割れ幅よりも大きくなる。最大耐力以後、柱材下部の圧縮ひび割れが顕著となり、柱材下部の隅角部のかぶりコンクリートが剥落するが、その程度は軸力のある試験体と比べて極めて小さい。また、この破壊状況から、軸力のない試験体では柱材と固定部との境界面にヒンジが形成されると推察される。

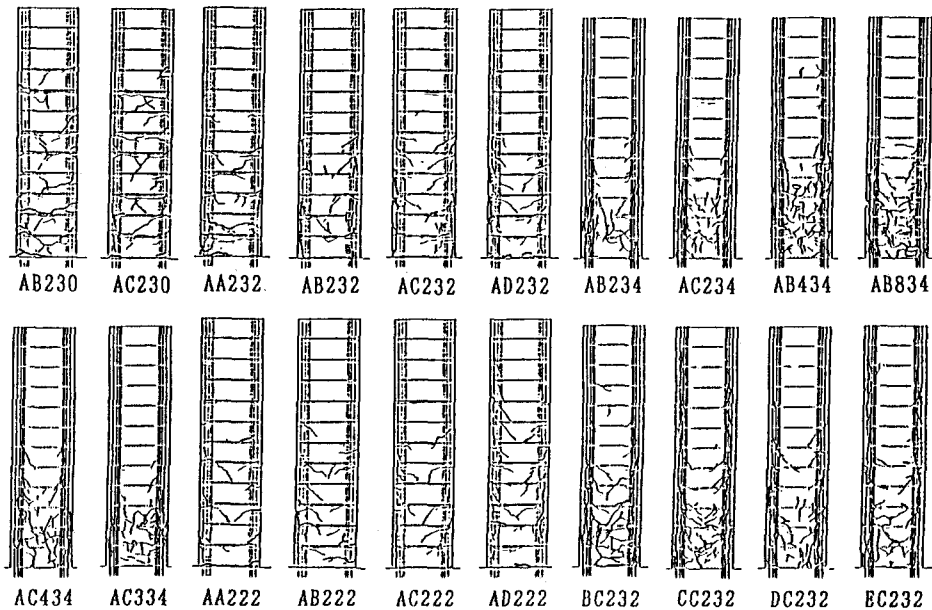


図3 SRC柱 最大耐力時のひび割れ状況

一方、軸力のある試験体では、軸力のない試験体に比べて著しく破壊の程度が大きく、柱材下部30~40cmの範囲にわたってコンクリートの大規模な剥落、主筋および鉄骨フランジの座屈が観察された。

圧縮ひび割れと最大耐力との関係を鋼材によって比較すると、鋼材47では最大耐力以後に圧縮ひび割れが発生するのに対して、他の3つの鋼材では最大耐力以前に発生しており、かつ、強度が大きいほどその発生する部材角は小さい。最大耐力以後は、斜張力ひび割れはほとんど進展せず、破壊は柱材下部のかぶりコンクリートの圧壊・剥落に集中する。部材角が増すにつれて、かぶりコンクリートの圧壊が顕著となり、部材角 $R=2.5\sim3.0\%$ のとき柱材下部10~30cmの範囲でかぶりコンクリートの圧壊・剥落が集中する。

破壊による損傷の程度に関しては、鋼材の強度が高いほど、また、コンクリート強度が低いほど内部鉄骨の屈折が小さく損傷が少ない。これは、鋼材の強度が高いほど、またコンクリート強度が低いほど、軸力にしめる鋼材の負担分が大きく、ゆえにRC部分の負担分の減少による影響が少ないためと考えられる。また、この破壊状況から、軸力レベル0.2の試験体では、固定部からほぼ12~15cmの位置に塑性ヒンジが形成されたと考えられる。

<純S> 純S柱の試験体では、全試験体とも柱脚部で局部座屈が起こった(写真1)。鋼材89の試験体1体と軸力を加えなかった試験体2体では、柱脚部フランジに亀裂が発生した。特に鋼材89の試験体では、ウェブとフランジの溶接部にも亀裂が確認された。

7 実験結果および考察

7.1 履歴曲線

<SRC> 図4に履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力 Q 、横軸は柱材の相対部材角 R を表す。点線は軸力による付加モーメントの影響を表す。各試験体ともエネルギー消費能力の極めて大きい紡錘形であり、曲げ破壊を生ずる充腹形SRC部材の特有の安定した履歴性状を示している。しかし、最大耐力を発現する部材角およびそれを維持する限界部材角や、限界部材角以後の性状には実験変数によって多少の相違が見ら

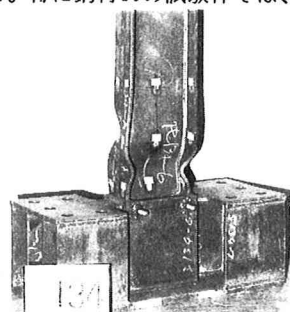


写真1 純S柱局部座屈
(No. 134・終局変形時)

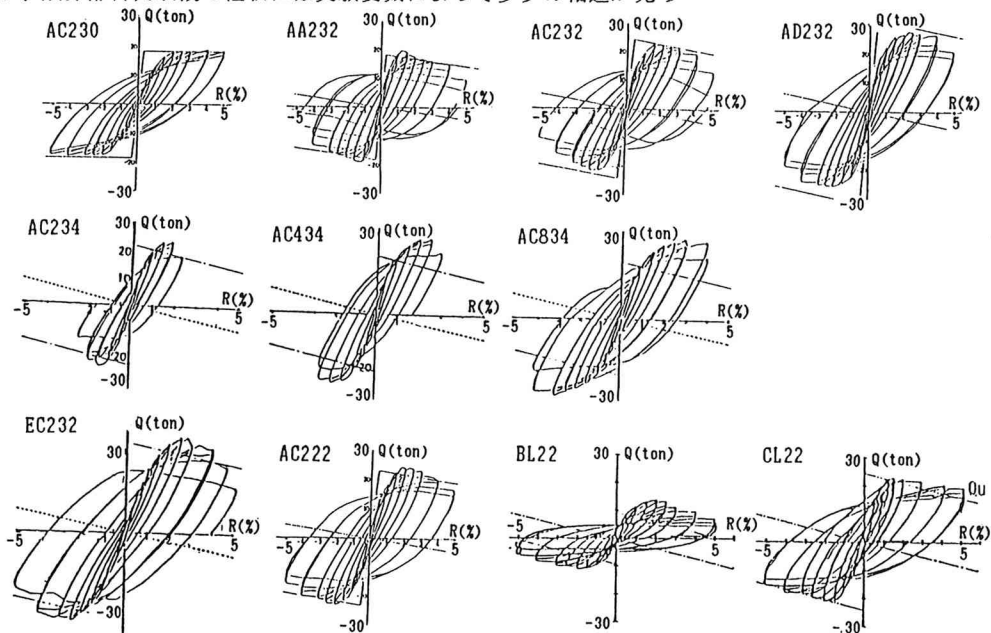


図4 SRC柱 荷重と変位の関係

れ、特に、作用軸力レベルおよび帯筋量に著しい影響を受けることがわかる。

軸力のない試験体は、鋼材の降伏比に関わらず、部材角 $R=2.0\%$ でほぼ最大耐力に達し、その後、最終部材角 $R=5.0\%$ に至るまで除荷点連結曲線は上昇する傾向が見られる。第2サイクル時における耐力劣化もほとんど見られない。

一方、軸力のある試験体では、軸力レベルが大きいくほど、コンクリートの剥落、主筋および鉄骨フランジの座屈による耐力劣化が著しくなるため、限界部材角が小さくなり、かつ、限界部材角以後の性状は極めてぜい性的となる。

鋼材の強度によって比較すると、鋼材の強度が増すにつれて最大耐力に達する部材角は大きくなっているこれは降伏点が高くなるにつれて降伏ひずみが大きくなるためであるが、しかし、この点について60 σ 鋼での降伏比の影響は見られない。他方、鋼材89では、履歴曲線に折れ曲がりを示した後もコンクリートの剥落主筋の座屈破壊性状を示すまで耐力は上昇する傾向があり、他の3つの鋼材とは著しく性状を異にしている

限界部材角以降は、鋼材の強度にかかわらず、履歴曲線は段階的に耐力劣化を示すが、繰返しに伴う耐力劣化の程度は鋼材の強度が大きくなるほど小さい。これは、鋼材の作用軸力に占める割合が大きいくほど、鋼材特有の安定した性状を示すためと考えられる。

コンクリート強度の低い試験体でも、全般的な傾向は上記の性状と同様であるが、限界部材角以降の耐力劣化性状において、鋼材の強度にかかわらず、コンクリート強度の小さいもののほど、劣化の程度が小さい。これは、コンクリート強度が低い分だけ作用軸力が小さく、したがって鋼材の占める負担軸力が増加するためと考えられる。

鉄骨フランジ形状の異なる試験体では、前述したように $R=4\%$ の第1サイクルまではフランジ形状にかわりなく安定した履歴性状を示している。鉄骨フランジ形状の相違は単に鋼材量の相違であり、鋼材量に応じて最大耐力の値および最大耐力時の部材角は大きくなるが、フランジの局部座屈による比較的早期での耐力劣化は見られない。しかし、コンクリートの剥落および主筋の座屈によってR/C部分の拘束効果が失われる $R=4.0\%$ 以降の繰返しでは、フランジ形状の相違はフランジ幅厚比の相違となり、フランジ局部座屈による耐力劣化状況に著しい相違を生ずる。それらは、『鋼構造設計規準』による幅厚比の制限を境とし、制限内の試験体では、繰返しに伴う耐力劣化はゆるやかであるのに対して、制限値を越えた試験体では、幅厚比が大きくなるほど、繰返しに伴う耐力劣化が激しくなり、その性状は極めてぜい性的となる。

<純S> 表3に最大耐力の実験値、柱脚モーメントの実験値、剛塑性崩壊荷重を示す。また、荷重と水平変位の関係を図5に示す。直線は初期剛性と局部座屈が起こらないとして求めた耐力線に $P \cdot \Delta$ 効果による影響を考慮した関係を示し、破線は局部座屈が起こらずに全断面が破断強度に達するとして求めた耐力を示す。

変形能力を比較するために、柱脚の曲げモーメントで正側の $M-R$ 関係を、各ループの M が0になる点を原点に平行移動させて作成した包絡線により考察する。ここで言う変形能力とは降伏耐力時の変形に対する比でなく絶対的な変形量をさす。軸力比による比較を図6に示す。軸力を増すことにより、変形能力が低下することがわかる。ここには示さないが、荷重とひずみの関係では軸力によるひずみの蓄積が見られる。材種による比較を図7に示す。最大耐力以降の耐力劣化は材種により差が見られず、高強度のものほど絶対変形能力は高い。鋼材89のも

表3 純S柱 実験結果

試験体	鋼材	N (ton)	σ_{pmax} (ton)	$\sigma_{\Delta max}$ (mm)	N_{lmax} (ton·m)	N_{pc} (ton·m)	N_{lmax}/N_{pc}
128	47	25.2	6.47	17.77	8.22	5.52	1.489
129	68	27.1	9.75	27.07	12.45	10.48	1.188
130	69	29.2	10.36	29.02	13.28	12.50	1.062
131	89	44.4	15.81	36.47	20.68	19.22	1.076
132	68	0.0	12.10	58.21	14.52	11.13	1.305
133	69	0.0	12.11	59.84	14.53	12.92	1.125
134	68	54.2	6.99	17.02	9.42	8.72	1.080
135	69	58.4	8.61	14.28	10.34	10.49	0.986
136	69	30.5	9.82	21.52	12.42	13.29	0.935
137	69	32.8	8.40	15.84	10.58	14.21	0.745
138	69	39.3	13.57	23.04	17.18	17.28	0.994
139	69	48.4	16.42	21.62	20.73	21.46	0.966

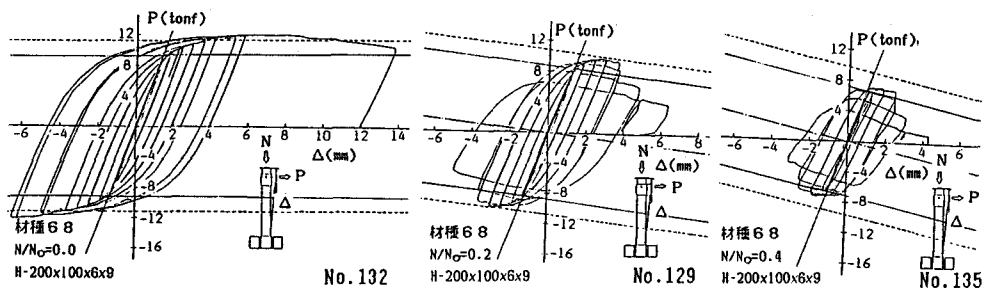


図5 純S柱 荷重と変位の関係

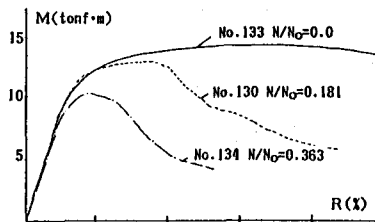


図6 純S柱 軸力比による比較

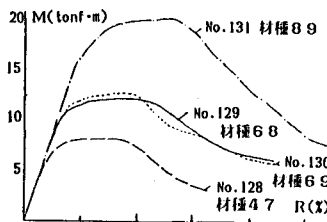


図7 純S柱 鋼材による比較

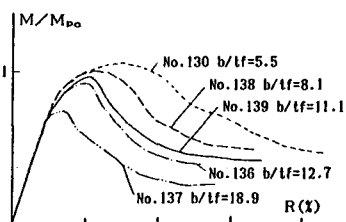


図8 純S柱 フランジ形状による比較

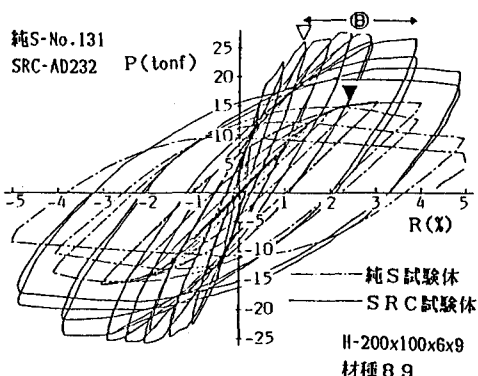
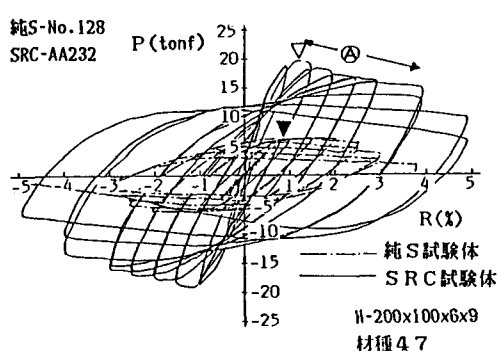


図9 SRC柱と純S柱の比較

のは先に述べた亀裂により、最終的な耐力が低下した。

鉄骨フランジ形状による比較を図8に示す。各試験体の断面形が違うため、柱脚モーメント M を表2に示す M_{∞} で基準化した。横軸は基準化していない。幅厚比が大きいほど局部座屈が起こりやすいことがわかる。

SRC柱と純S柱の実験結果を比較するために、純S柱とSRC柱の $P-R$ 関係を重ねて表した(図9)。材種47ではコンクリートの圧壊(▽)直前に鋼材が降伏(▼)を始めるため、SRCとしての挙動は㊸のように負勾配となっている。これに対して、鋼材89の場合はコンクリートの破壊(▽)時点の約2倍の変形時点で内部の鋼材が降伏(▼)するため、㊹のように安定した荷重変形関係が得られる。このように高張力鋼を用いたSRC造では従来用いられてきた累加耐力式は成り立たないが、変形能力が大きくなることが明らかになった。

7. 2 塑性ヒンジ長さ位置 <SRC>

耐力評価において、軸力の大小による塑性ヒンジ位置の変化を考慮する必要があることを述べたが、本報では、部材を一定曲率をもつ長さ L_p 部分(=塑性ヒンジ部分)と $L-L_p$ の長さを持つ剛体部分からなるものと仮定して、 L_p を実験的に求めた。得られた L_p を図10に示す。縦軸は試験体、横軸は L_p を示し、○、●印はそれぞれ部材角 $R=1.0, 1.5\%$ の正の第一サイクル時に測定された値である。全般的な傾向として、 L_p の値は

軸力レベルが大きくなるほど大きくなることが示される。しかし、他の実験変数による相違は明確ではない。そこで、ここでは便宜上、軸力レベルに応じて表4に示すようにLpを定めた。

しかし、Lpには他の変数、特に帯筋比の影響も大きく、この点については今後の検討を要する。

7.3 実験値と解析値との比較 <SRC>

表5に実験値と解析値との比較を示す。なお、本実験では、作用モーメントMと作用せん断力との間には $Q=M/L$ (L:部材長さ)の関係があるので、曲げ耐力をQで表している。表中の1は、コンクリート強度を $k_3 \cdot F_c$ 、部材長さを柱長さl、2は、コンクリート強度を F_c 、部材長さをLとしたものを表す。ここに、低減係数 k_3 は、

学会標準に従って、 $k_3=0.85-2.5 \cdot sPc$ (sPc :片側鋼材比、ここでは $sPc=tf \cdot sb/bD$ とした)を用いる。3は、コンクリート強度を $k_3 \cdot F_c$ 、部材長さを L_0 、4はコンクリート強度を F_c 、部材長さを L_0 としたものを表す。ここに、 L_0 は、軸力のある試験体の破壊状況から、鋼材、コンクリート強度にかかわらず柱脚部の塑性ヒンジ位置を12cmと定めて、柱長さlから12cm引いた値である。なお、12cmは柱長さに対しては0.11、柱せいに対しては $(2/5) \cdot D$ に相当する。なお、 Q_{max} は、軸力による付加モーメントによるせん断力の増分 $Q=N \cdot R$ を考慮して求めた。軸力のないシリーズでは、鋼材にかかわらず、部材長さをLとした解析値1,2との対応がよい。これは、軸力を負荷しない試験体では、塑性ヒンジが柱材と固定部との境界面近傍にあることを示しており、かつ軸力のない部材の曲げ耐力はコンクリートの耐力の影響が少ないからである。軸力のある場合には、鋼材およびコンクリート強度のいかにかわらず、柱長さをLとした場合の解析値は実験値の比べて小さい値となるので、塑性ヒンジ発生位置は、軸力0の場合と違い、材端と定めることは軸力のある部材に対して適用で

表5 SRC柱 実験結果と累加強度式による終局曲げ耐力

試験体	最大耐力(ton)		N (ton)	Q1 Q2 Q3 Q4 (ton)				Qmax/Q1		Qmax/Q2		Qmax/Q3		Qmax/Q4	
	+	-						+	-	+	-	+	-	+	-
AB230	17.67	16.94	0	16.30	16.50			1.08	1.03	1.07	1.03				
AC230	19.07	17.88	0	18.47	18.68			1.03	0.97	1.02	0.96				
AA232	20.61	19.96	82.45	16.58	17.53	18.81	19.90	1.24	1.20	1.18	1.13	1.10	1.06	1.04	1.00
AB232	23.72	22.15	94.82	20.62	22.07	23.02	24.63	1.15	1.07	1.07	1.00	1.03	0.96	0.96	0.90
AC232	24.62	23.13	99.45	22.07	23.63	25.39	27.18	1.12	1.05	1.04	0.98	0.97	0.91	0.91	0.85
AD232	30.43	28.29	119.74	29.13	30.75	33.16	35.00	1.04	0.97	0.99	0.92	0.92	0.85	0.87	0.92
AB234	27.50	26.85		18.84	21.09	21.70	24.28	1.46	1.43	1.30	1.27	1.27	1.24	1.13	1.11
AC234	27.69	26.39		20.43	22.72	23.61	26.26	1.36	1.29	1.22	1.16	1.17	1.12	1.05	1.00
AB434	27.75	29.37		18.45	20.60	20.42	22.80	1.50	1.59	1.35	1.43	1.36	1.44	1.22	1.29
AB834	35.25	29.25		18.54	20.59	20.55	22.94	1.91	1.59	1.71	1.42	1.72	1.42	1.54	1.28
AC434	33.25	29.75		19.69	21.98	22.13	24.71	1.69	1.51	1.51	1.35	1.50	1.34	1.35	1.20
AC834	33.75	36.25		19.94	22.28	22.17	24.78	1.89	1.82	1.69	1.63	1.70	1.64	1.52	1.46
AA222	20.30	20.33	71.83	15.34	16.26	17.15	18.18	1.32	1.33	1.25	1.25	1.18	1.19	1.12	1.12
AB222	23.46	23.23	84.83	19.12	20.42	22.64	21.19	1.23	1.21	1.15	1.14	1.11	1.10	1.04	1.03
AC222	26.07	24.77	90.46	21.15	22.50	22.66	24.11	1.23	1.17	1.16	1.10	1.15	1.09	1.08	1.03
AD222	28.46	30.37	109.21	27.53	28.87	30.32	31.80	1.03	1.10	0.99	1.05	0.94	1.00	0.89	0.96
BC232	29.25	29.50		23.07	24.65	25.99	27.77	1.27	1.28	1.19	1.20	1.13	1.14	1.05	1.06
CC232	29.25	28.25		24.63	26.33	27.15	29.03	1.19	1.15	1.11	1.07	1.08	1.04	1.01	0.97
BC232	32.19	29.23		27.00	28.89	32.41	34.68	1.19	1.08	1.11	1.01	0.99	0.90	0.93	0.84
EC232	38.59	37.28		30.85	32.96	33.28	35.56	1.25	1.21	1.17	1.13	1.16	1.12	1.09	1.05
BL22	14.82	13.68	87.0	9.51	10.79	10.38	11.77	1.56	1.44	1.37	1.27	1.43	1.32	1.26	1.16
CL22	25.66	25.15	120.0	23.03	24.31	25.12	26.52	1.11	1.09	1.06	1.03	1.02	1.00	0.97	0.95

きない。そこで、解析は前述の考察によって、塑性ヒンジを材端より12cm内側に生ずると仮定した計算をおこない、それを解析3,4として示した。その結果、鋼材89を除けば、ほぼ解析値は実験値と一致する傾向にあるが、コンクリート強度の低いシリーズでは、若干、実験値より低い値を示している。一方、鋼材89について、累加強度理論による解析値は、実験値を大きく上回っているので、このような高張力の鋼材を用いた場合は、前述の低減係数の値以上に低減値を大きくする必要があることを示している。

8 結論

- (1) 60 $\pm$ 級の鋼材を使用したSRC柱までは、累加強度理論式が適用できるが、80 $\pm$ 級の鋼材を使用した場合には、累加強度式は過大な終局耐力を与える。
- (2) 高軸力を受ける柱の場合、帯筋量が増加すると拘束作用によってコンクリートの圧縮強度が増加するため終局耐力が増大する結果、累加強度式の与える安全側の誤差が大きくなる。
- (3) コンクリート強度は学会規準の柱の終局曲げ耐力用の低減係数を用いた累加強度式で断面耐力を求め、かつ、危険断面の位置は材端から塑性ヒンジの長さだけ離れた位置として部材耐力を求めることができる。
- (4) 上述の累加式に関する記述は、弱軸形や十字形の鉄骨断面を用いた柱にも適用される。
- (5) この実験で与えられた軸力比の範囲では、履歴曲線は安定した紡錘形であるが、変形能力は、軸力が大きい程、帯筋量が少ない程小さくなる。
- (6) 60 $\pm$ 級までの鋼材を用いた場合、軸力が0であれば実験で与えた最大の部材角である5%まで、また軸力比が0.4の場合には4%の部材角まで、コンクリート強度や鋼材の降伏比にかかわらず耐力が低下しなかった。
- (7) 高張力鋼を用いたSRC柱ではコンクリートが最大応力に達した後に鋼材の応力がさらに増加して降伏にいたるため、SRC柱としての耐力は大きい変形まで低下せず、変形能力が大きいことが確かめられた。
- (8) SRC柱の変形性能を増大させるには、コンクリートの最大応力後の耐力低下を小さくするのがよく、そのために高圧縮力を受けるSRC柱でも帯筋によるコンクリート拘束効果を図ることが必要である。
- (9) 純鉄骨構造に高張力鋼を用いると絶対的な変形能力は大きくなる。
- (10) SRC柱の変形能力は、純鉄骨柱の場合のようにその材料の降伏時点を基に考えるのではなく、コンクリートの破壊（圧壊）時の変形を基準に考えた方が合理的である。

9 謝辞

本研究は社団法人鋼材倶楽部「SRC造への高張力鋼適用に関する調査委員会」（委員長・若林 実）の研究の一部として行なわれたものである。研究に協力して下さった、小西昌治君、人見泰義君、高橋祐介君に感謝します。

参考文献

- 小西昌治、西村泰志、南 宏一：「高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No.13)(No.14)」
日本建築学会大会学術講演梗概集 pp 1339～1342, 1986
- 和田 章、小林克巳ほか：「高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No.15)」
日本建築学会大会学術講演梗概集 pp 1343～1344, 1986
- 小西昌治、南 宏一：「高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No.23)」
日本建築学会大会学術講演梗概集 pp 1247～1248, 1987
- 河野 正、木村 崇浩、南 宏一：「高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No.33)(No.34)」
日本建築学会大会学術講演梗概集 pp 1415～1418, 1988