

論文

[2076] 高強度コンクリートを用いたSRC柱の終局曲げ耐力と変形性能

正会員 ○ 西岡 雅明(大阪工業大学大学院)  
 正会員 宮内 靖昌(竹中工務店技術研究所)  
 正会員 木村 衛(竹中工務店技術研究所)  
 正会員 南 宏一(大阪工業大学工学部)

1. はじめに

本研究は、600kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを使用した SRC柱の終局曲げ耐力及び変形性能が200kgf/cm<sup>2</sup>級普通コンクリートに対し、どのような違いがあるのかを実験的に明らかにし、更に200kgf/cm<sup>2</sup>級普通コンクリートを適用範囲とする SRC規準の累加強度理論式が、高強度コンクリートを用いた部材の終局曲げ耐力の評価法として、妥当であるかを検討することを目的とする。

2. 実験計画

図-1に試験体の断面構成及び形状寸法を示す。試験体は片持ち柱形式である。断面寸法は、B×D=250mm×250mmであり、試験部分の柱長さは900mmである。鉄骨は SM50A材であり、所定の大きさに切り出されたフランジとウェブを隅肉溶接により十字に組立てて、十字形の形状とした。表-1に鉄骨及び各試験体の実測寸法を示す。主筋はSD35のD10を12本配筋し、帯筋にはSD30相当の4.5φを用いてそのピッチを35mmとした。表-2に鋼材とコンクリートの力学的性質を示す。また図-2にコンクリートの応力歪関係を示す。実験変数は、コンクリート強度と作用軸力である。コンクリート強度は、F<sub>c</sub>=270, 450, 630kgf/cm<sup>2</sup>の3種類とし、また作用軸力は、SRC部材の中心圧縮耐力(N<sub>u0</sub>=A<sub>c</sub>・F<sub>c</sub>+A<sub>w</sub>・w<sub>s</sub>σ<sub>y</sub>+A<sub>f</sub>・f<sub>r</sub>σ<sub>y</sub>+A<sub>r</sub>・rσ<sub>y</sub>)の30%、50%、70%の3種類として、計8体の試験体を計画した。表-3に

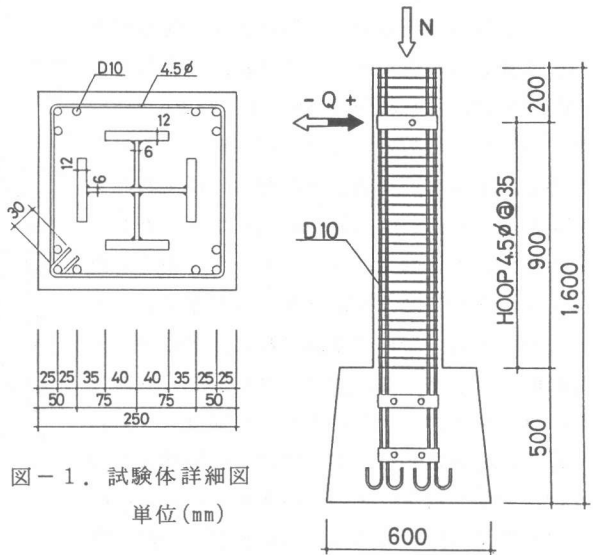


図-1. 試験体詳細図  
単位(mm)

表-1. 鉄骨及び試験体の実測寸法

試験体	鉄骨成 s <sub>d</sub> (mm)	鉄骨幅 s <sub>b</sub> (mm)	フランジ厚 s <sub>t</sub> (mm)	ウェブ厚 s <sub>w</sub> (mm)	断面成 D (mm)	断面幅 B (mm)
M-275	153	80.4	11.8	6.0	254	254
M-277	153	80.6	11.8	5.8	255	254
M-453	153	80.3	11.8	6.1	254	252
M-455	153	80.4	11.3	6.0	254	253
M-457	152	80.8	11.8	5.9	252	252
M-633	152	80.5	11.8	6.3	254	253
M-635	153	80.9	11.7	6.0	255	254
M-637	152	80.1	11.7	5.9	253	254

表-2. 使用材料の力学的性質

鋼材	板厚 (公称径) (mm)	降伏点 σ <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 σ <sub>u</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏比 σ <sub>y</sub> /σ <sub>u</sub>	伸び率 ε (%)	ヤング係数 E <sub>s</sub> ×10 <sup>6</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリートの種類		
							圧縮強度 F <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 F <sub>t</sub>	
フランジ	11.65	2995	4572	0.75	24.02	2.20	F <sub>c</sub> =270 シーズ	276	23.92
ウェブ	5.68	4318	5563	0.78	10.43	2.09	F <sub>c</sub> =450 シーズ	393	31.26
主筋	9.53	4159	5702	0.73	—	1.95	F <sub>c</sub> =630 シーズ	588	41.20
帯筋	4.50	2930	4088	0.72	—	2.00			

実験計画を示す。また図-3に載荷プログラムを示す。載荷するせん断力は、部材角 $R(=\delta/L, \delta$ :柱頭の水平変位 $L$ :柱長さ)を制御変位振幅とする漸増変位制御法とし、かつ同一変位振幅で正負2回の繰り返しを行った。図-4に載荷装置の概要を示す。載荷L字フレームと載荷ベッドの間には、滑らかな鋼板に挟まれたローラーを挿入したが、高軸力が作用した場合、摩擦力が生じた。実験時にロード・セルより計測したせん断力には、この摩擦力の影響が含まれるので、柱に作用するせん断耐力の検討に際しては、その摩擦力を差し引いている。なお、その摩擦力は、作用軸力の1.8~3.0%であった。

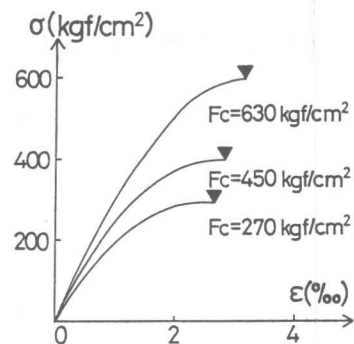


図-2. コンクリートの応力歪関係

### 3. 破壊モード

写真-1に最終破壊状況の一例を示す。コンクリート強度に拘らず、作用軸力比が同じであれば共通した破壊モードが示された。すなわち、作用軸力比 $n=0.3, 0.5$ の試験体は、 $R=\pm 0.010 \sim \pm 0.015$  rad. で最大耐力を発揮した。最大耐力発揮後、それまでに発生した曲げひび割れの伸展が観察された。 $R=\pm 0.025$  rad. でコンクリートの圧壊による隅角部コンクリートの剥落が観察され、その後被りコンクリートが剥落し、その部分に主筋の座屈が確認された。更に  $R= \pm 0.030$  rad. に至ってコアコンクリートも圧壊した。コアコンクリートの圧壊した部分より鉄骨の座屈が確認された。また同時に柱脚部より10~20cmの間で数本の帯筋が順次破断した。これに対して、作用軸力比  $n=0.7$  の試験体では、高軸力の作用による割裂ひび割れが発生し、次いで曲げひび割れ、隅角部コンクリートの圧壊によるひび割れが発生、そして柱脚部のコンクリート圧壊と同時に最大耐力に達した。 $R=\pm 0.010$  rad. で柱脚部において、隅角部コンクリートの剥離及び圧壊より伸展したひび割れによる被りコンクリートの剥離が、一部観察されて実験を終了した。柱脚部におけるコンクリートの破壊領域は  $n=0.3$  の試験体では柱脚部から10cmの間に集中し、 $n=0.5$  になるとその領域が $n=0.3$ に比べて大きくなる傾向にあった。更に $n=0.7$ では、 $n=0.3, 0.5$ に比べ破壊の集中する領域が大きくなることが観察された。

表-3. 実験計画

作用軸力比 (n) コンクリート強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	n=0.3	n=0.5	n=0.7
$F_c=270$	—	M-275	M-277
$F_c=450$	M-453	M-455	M-457
$F_c=630$	M-633	M-635	M-637

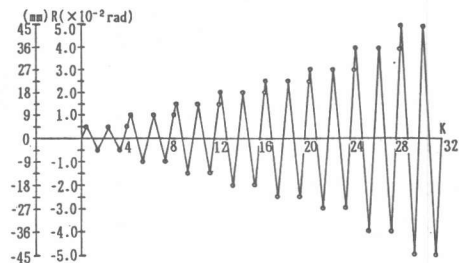


図-3. 載荷プログラム

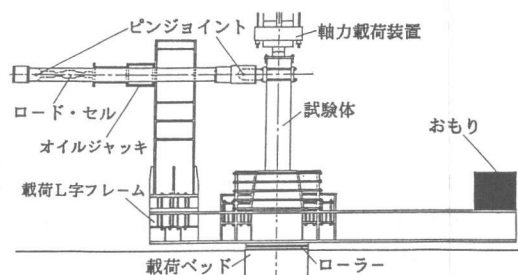
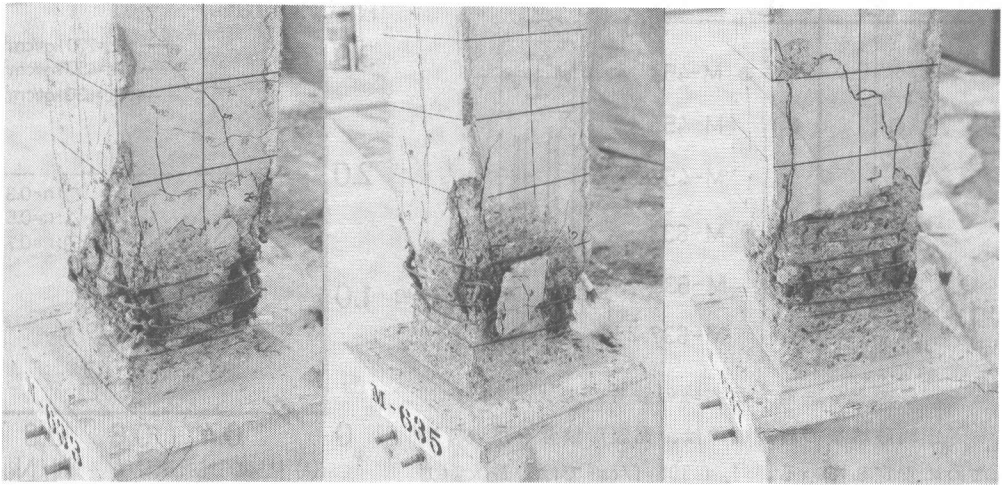


図-4. 載荷装置の概要

### 4. 履歴曲線

図-5に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力 $Q(tf)$ 、横軸は部材角 $R(\text{rad.})$ を示す。作用軸力比により比較すると、作用軸力比  $n=0.3$  の試験体の履歴曲線は、どれもエネルギー消費



(a) M-633

(b) M-635

(c) M-637

写真-1. 最終破壊状況

能力の大きい紡錘形であり、曲げ破壊を生ずる充腹形 SRC部材特有の安定した履歴曲線を示している。これは十字形鉄骨の履歴性状によるものである。n=0.5で $F_c=270\text{kgf/cm}^2$ の試験体は、 $R=\pm 0.020\text{rad}$ でコンクリートの圧壊による耐力低下が見られたが、その後の履歴曲線は、充腹形鉄骨により安定した形状を示した。 $F_c=450\text{kgf/cm}^2$ の試験体は、同じコンクリート強度のn=0.3に比べてコンクリート圧縮破壊後の急激な耐力の低下が見られたが、 $F_c=270\text{kgf/cm}^2$ と同様にコンク

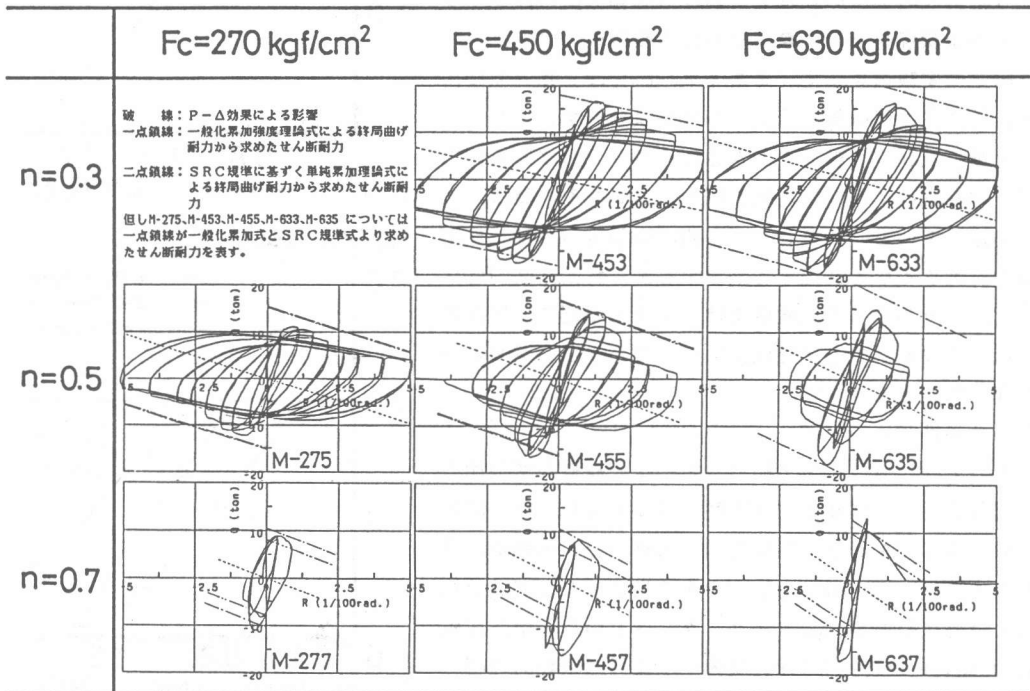


図-5. 各試験体の履歴曲線

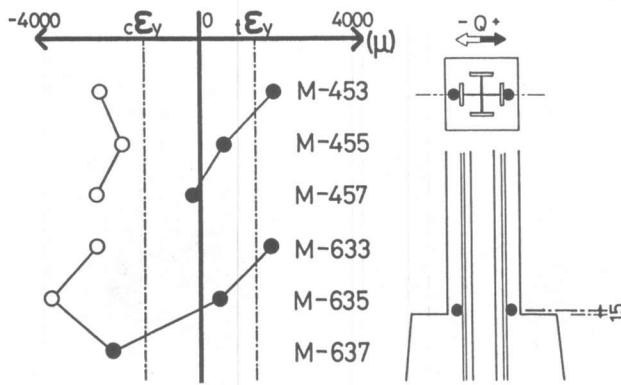
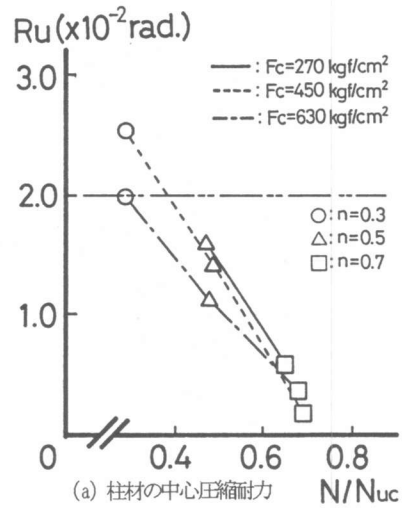


図-6. 最大耐力時の鉄骨の歪状況

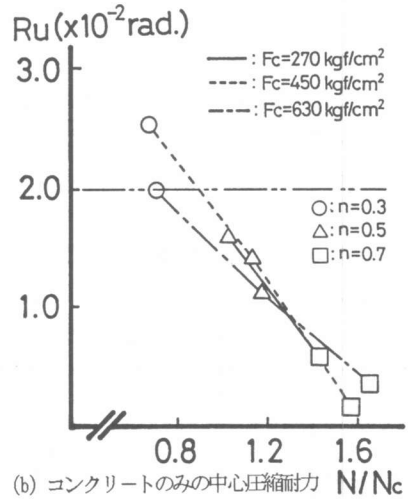
リート圧縮破壊後の履歴曲線は、充腹形鉄骨を用いているために安定している。  $F_c=630\text{kgf/cm}^2$  では、最大耐力を發揮した後の耐力低下は著しく、変形能力も  $F_c=270$ 、 $450\text{kgf/cm}^2$  に比べると小さい。また、 $n=0.7$  ではすべての試験体が最大耐力を發揮した後、部材耐力を維持できなくなっている。これはコンクリートの圧壊にともない鉄骨に高軸力が作用したためと考えられる。またコンクリート強度について検討すれば各試験体に共通して、高軸力が作用すると変形能力が極端に低くなっている。図-6に最大耐力時の柱端部における強軸方向の鉄骨フランジの歪状況を示す。●印は曲げ引張側の、○印は曲げ圧縮側の実験値を示す。また  $c\varepsilon_y$ 、 $t\varepsilon_y$  は、各々曲げ圧縮、及び曲げ引張側フランジの降伏歪を表す。コンクリート強度及び作用軸力の大きさに拘らず、曲げ圧縮側フランジの歪は、ほぼ一定値を取り、しかもその値は降伏歪に達している。しかしながら曲げ引張側の歪は、作用軸力が大きくなるに従って減少するが、特に  $F_c=630\text{kgf/cm}^2$  で、かつ  $n=0.7$  の試験体では、曲げ引張側でも圧縮降伏をしており、中心圧縮状態になっていることが明らかとなった。

### 5. 変形性状について

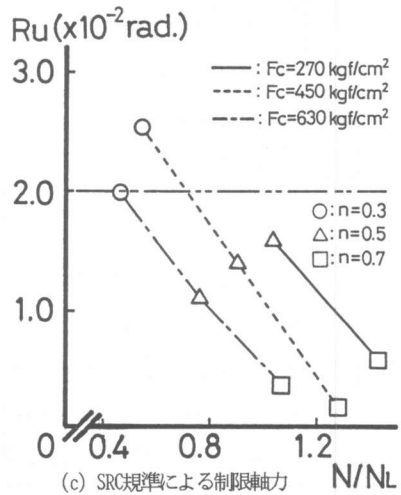
図-7(a)~(c)に作用軸力の大きさと柱材の変形能力の関係を示す。縦軸の  $R_u$  は文献<sup>1)</sup>に従って最大せん断耐力の80%に荷重が低下したときの部材角を、横軸は作用軸力比を表す。作用軸力比に対する指標値として、(a)柱材の中心圧縮耐力  $N_{uc}$ 、(b)コンクリートのみの中心圧縮耐力  $N_c (=b \cdot D \cdot F_c)$ 、(c)SRC規準<sup>2)</sup>による制限軸力  $N_L (=1/3 \cdot D \cdot F_c + 2/3 \cdot A_s \cdot \sigma_y)$  を用いている。各々の場合において共通して言えることは、作用軸力が大きくなるに従って



(a) 柱材の中心圧縮耐力  $N/N_{uc}$



(b) コンクリートのみの中心圧縮耐力  $N/N_c$



(c) SRC規準による制限軸力  $N/N_L$

図-7. 変形性能

て変形能力はほぼ逆比例的に低下し、かつコンクリート強度が大きくなるほど変形能力が小さくなることである。特に図(c)に示すようにSRC規準の制限軸力を、変形能力を確保するための指標値とする場合には、コンクリート強度が高くなるほどその変形能力は小さくなる。例えば、 $R_u$ として2.0%を確保するためには、 $F_c=270\text{kgf/cm}^2$ では $N/N_L=0.9$ 、 $F_c=450\text{kgf/cm}^2$ では0.7、 $F_c=630\text{kgf/cm}^2$ では0.5となり、 $N/N_L$ に対して一定値となっていない。従って、高強度コンクリートを用いたSRC柱に対してSRC規準の制限軸力を適用するのは妥当ではない。むしろ変形能力を評価する場合の作用軸力の指標値としては、図(a)の $N_u$ 。あるいは図(b)の $N_o$ を用いる方が、より合理的であると思われる。なぜなら、図より $R_u=2.0\%$ を確保するためには、 $N/N_u$ としては0.3程度、 $N/N_o$ では0.7程度とほぼ一定の値に分布しているからである。しかしながら、この場合でもコンクリート強度が大きいのに対しては、その制限値を低減する必要がある。

### 6. 終局耐力の評価

表-4に一般化累加強度式<sup>3)</sup>及び、SRC規準<sup>2)</sup>の単純累加強度式に弱軸鉄骨の軸方向耐力を考慮した終局曲げ耐力から求められるせん断耐力と、実験より得られた最大せん断耐力(正・負荷重の内、大きい値)との比較を示す。ここで一般化累加強度式により求めた耐力を(解析1)、SRC規準に準拠した累加強度式によるものを(解析2)とした。何れの場合に対してもコンクリート強度の低減係数に、 $k_3=0.85-2.5\cdot P_o$ を用いた。なお、曲げに対する限界断面は柱端部にあるものとして、終局曲げ耐力からせん断力を求めた。また図-8に十字形鉄骨内蔵SRC柱の $N_u-M_u$ 相関曲線に実験値をプロットしたものを示す。縦軸は軸力の無次元量( $N_u/b\cdot D\cdot F_c$ )を、横軸に曲げモーメントの無次元量( $M_u/b\cdot D^2\cdot F_c$ )を各々示す。実線は(解析1)を、点線が(解析2)を示す。また●印は実験値を表す。 $F_c=270\text{kgf/cm}^2$ で $n=0.5$ の試験体は、理論値が実験値を上回っているが、 $n=0.7$ については、理論値と一致している。 $F_c=450\text{kgf/cm}^2$ で $n=0.3$ 、 $n=0.5$ の試験体も理論値と一致している。しかしながら $n=0.7$ の試験体は、理論値は実験値に対して過小評価になっている。また $F_c=630\text{kgf/cm}^2$ の試験体は、 $n=0.3$ 、 $0.5$ 共に実験値が理論値より若干低めになっているが、概ね評価できると思われる。これに対して $n=0.7$ では、理論値は実験値より過小評価となった。本実験結果より、高強度コンクリートを用いたSRC柱の終局曲げ耐力の評価に対して一般的な性状を見ると、コンクリート強度が大きくなると、実験値は理論値より小さくなる傾向にあり、それに対して作用軸力が大きくなると、実験値は理論値を上回る傾向にある。その理由として高強度コンクリートになるほど脆性であるために、累加強度理論が適用しにくくなる。また高軸力になるほど曲げ破壊に対して、限界断面が柱端部より内側に移動することが考えられるが、これらの点については今後、更に検討する必要がある。

表-4. 理論値と実験値の比較

試験体	作用軸力				実験値 $Q_{exp.}$ (t)	累加強度理論式 (解析1) $bQ_u$ (t)	SRC規準式 (解析2) $srcQ_u$ (t)	実験値 / 理論値	
	N (t)	$N/N_{u0}$	$N/N_o$	$N/N_L$				$Q_{exp.}/bQ_u$	$Q_{exp.}/srcQ_u$
M-275	183.4	0.47	1.03	1.02	12.3	15.2	15.1	0.81	0.81
M-277	255.3	0.65	1.43	1.43	11.1	10.5	8.1	1.06	1.37
M-453	136.4	0.29	0.54	0.67	17.5	18.0	18.0	0.97	0.97
M-455	227.4	0.49	0.90	1.13	16.8	16.7	16.6	1.01	1.01
M-457	318.4	0.69	1.28	1.57	16.5	10.5	7.4	1.57	2.23
M-633	173.0	0.29	0.46	0.70	20.0	21.7	21.7	0.92	0.92
M-635	288.4	0.48	0.76	1.17	18.4	20.6	20.6	0.89	0.89
M-637	403.8	0.68	1.07	1.65	17.2	12.6	9.8	1.37	1.76

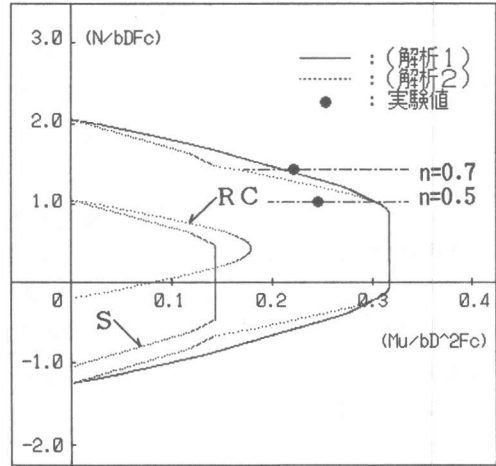
## 7. 結論

- (1) 作用軸力比  $n=0.3$  の場合、コンクリート強度に拘らず、紡錘形の安定した履歴性状となった。これに対して、 $n=0.5$  の場合には、コンクリート強度が大きくなるにしたがい、変形性能は低下した。また  $n=0.7$  の場合は、コンクリート強度に拘らず、変形性能は著しく低下した。
- (2) 高強度コンクリートを用いた SRC 柱の変形性能を表す指標値として、SRC 規準による制限軸力は妥当ではなく、鋼材を考慮した中心圧縮耐力、あるいはコンクリートのみの中心圧縮耐力を用いた方が、その変形性能を評価できるが、その場合でも高強度コンクリートについて、指標値に低減係数を考慮する必要がある。
- (3) 高強度コンクリートを用いた SRC 柱の終局曲げ耐力の評価に対して、一般化累加強度、あるいは SRC 単純累加強度を適用した場合でも、作用軸力が小さいと、終局曲げ耐力は SRC 規準で概ね評価することができる。しかしながら作用軸力が大きいと、SRC 規準は妥当ではない。今後、耐力評価の妥当性を探るに当たり、実験的研究による検討が必要である。

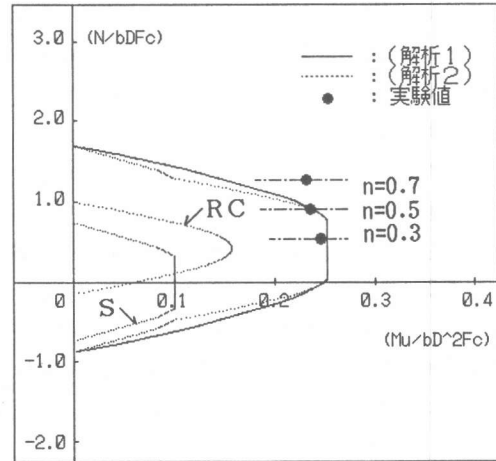
【謝辞】 本研究の遂行に際して、大阪工業大学 講師・西村 泰志先生、(株)竹中工務店 東京本店設計部 田中幸雄、沢村牧人の両氏に変わらぬ御指導を頂きました。ここに記して、深謝致します。

### 《参考文献》

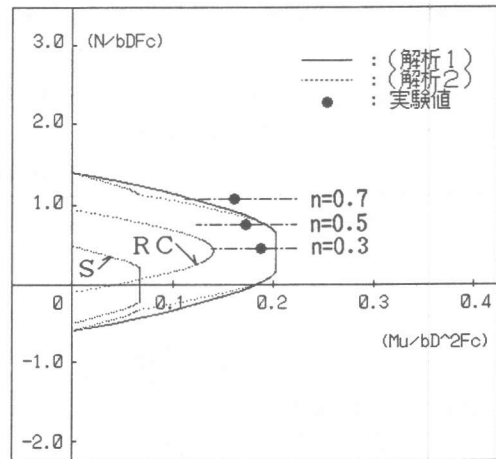
- (1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針(案)・同解説 1988年10月
- (2) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第4版) 1987年6月 pp.14 pp.24-25, pp.39, pp.138-145
- (3) 鋼材倶楽部:SRC構造用H形鋼デザインマニュアル 1984年 pp.287-292



(a)  $F_c=270\text{kgf/cm}^2$



(b)  $F_c=450\text{kgf/cm}^2$



(c)  $F_c=630\text{kgf/cm}^2$

図-8. 十字形鉄骨内蔵SRC柱の  $N_u - M_u$  相関曲線