

論文

[2010] SM58Qを用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱の終局曲げ耐力及び曲げ変形性状

正会員 ○ 南 宏一 (大阪工業大学工学部)
 正会員 上原 広 (大阪工業大学大学院)
 大塚 穰 (清水建設(株)設計本部)
 正会員 山本 昇 (川崎製鉄株式会社)

1. 序

日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準 (SRC規準と略記する)では、使用鉄骨の材質の上限を SM53と規定している。¹⁾ すなわち、SM53までの鋼材では、それを用いた SRC部材の力学的特性が概ね解明されているためである。それに対して、55キロ級以上の鋼材を用いた SRC部材は、その使用実績や研究資料が十分に蓄積されておらず、SRC構造への適用には、累加強度式の適用性などの解明されなければならない問題が多い。しかしながら、近年では都市空間の有効利用のため、建築物は高層化、大スパン化されており、これらの要求に対応する一手段として高強度の鋼材を使用する要望が高まっている。

このような社会的要望に対して、社団法人 鋼材倶楽部に、「SRC造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会」が設けられ、1985年より3年間の計画で主に60キロ鋼で、その降伏比が0.9という高張力鋼を用いた SRC構造に力学的特性について、実験的、理論的に検討され、基礎資料が整備された。²⁾ 近年、60キロ鋼でかつ低降伏比 (Y=0.80) を持つ鋼材 SM58Qが生産可能になり、このような低降伏比の60キロ鋼を用いた SRC部材の力学的性状を把握することの必要性が生じてきた。そこで本研究は、SM58Qを用いた SRC柱の終局曲げ耐力及び曲げ変形性状の把握を研究項目に絞り、SM58Qを SRC構造へ実用化する上での問題点を検討するものである。

2. 実験計画

本研究では、SM58Qを用いた SRC柱の曲げ破壊性状を把握するため、4体の試験体を計画した。表1に実験変数を示す。実験変数は、作用軸力と柱長さである。作用軸力が一定のものは内柱、変動軸力のものは外柱を想定している。その作用軸力、変動軸力の経路については、ある25階建ての高層 SRC構造物の設計例を参考にして定めた。

一方、柱長さについては、H=1500mm は比較的曲げモーメントがせん断力に対して大きい柱、H=1000mm は比較的せん断力が多い柱をそれぞれ想定したものである。何れも曲げ破壊が生

表1 実験変数

| 試験体名 | 一定軸力 | 変動軸力 | 柱長さ(mm) |
|------|------|------|---------|
| C1 | | ○ | 1500 |
| C2 | | ○ | 1000 |
| C3 | ○ | | 1500 |
| C4 | ○ | | 1000 |

表2 試験体の実測寸法

| 試験体名 | 断面構成 BxD(mm) | 引張主筋比 P _t (%) | せん断補強筋比 P _w (%) | 柱長さ (mm) |
|------|-----------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------|
| C1 | 330x331 | 0.50 | 0.26 | 1495 |
| C2 | 331x330 | 0.50 | 0.26 | 998 |
| C3 | 263x329 | 0.62 | 0.32 | 1495 |
| C4 | 259x330 | 0.62 | 0.32 | 1000 |

じるように計画された。図1に試験体の配筋状況の一例を示す。C1、C2では、BxD=330mm x 330mm、C3、C4では、BxD=265mm x 330mmであり、柱主筋量および帯筋量は同一である。柱主筋には4-D13、

8-D10(何れも材質はSD40)を用い、せん断補強筋にはD6(材質はSD35)を75mm間隔で配筋した。せん断補強筋は、柱主筋回りには135度フック付きのものを配置し、鉄骨の局部座屈を防止し、コア・コンクリートの拘束を高めるため、中子筋として鉄骨を囲むように135度フック付きのものを配筋した。鉄骨は強軸型のH形鋼であり、4体の試験体に共通でH-230x80x6x12である。材質はSM58Qである。各柱断面の主筋比、帯筋比、鉄骨比を表2に示す。

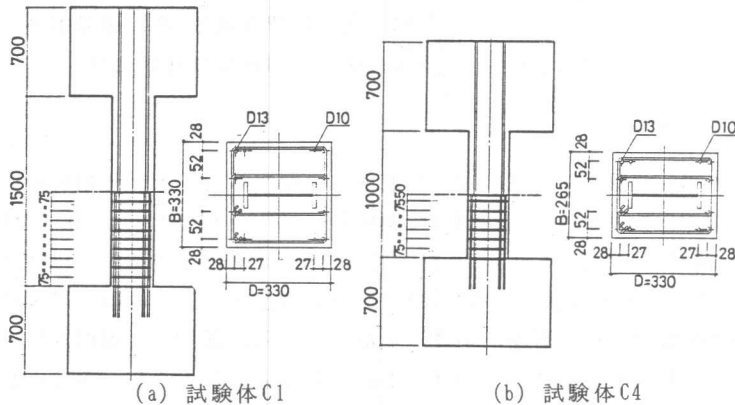


図1 試験体の形状寸法、断面構成

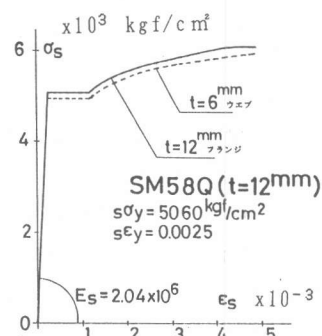


図2 鉄骨の応力ひずみ曲線

3. 試験体の製作

表3に各試験体の実験時のコンクリート強度を示す。表4に使用した鋼材の力学的特性を示す。図2に鉄骨の応力ひずみ関係を示す。実線はフランジ($t=12\text{mm}$)、点線はウエブ($t=6\text{mm}$)をそれぞれ示す。何れもその降伏比 $Y=0.80$ となっている。コンクリートの調合には普通ポルトランドセメント、細骨材には粒形 2.5mm 以下の木更津産の山砂、粗骨材には粒形 2.5mm 以上かつ 10mm 以下の木更津産の豆砂利を用いた。コンクリートの設計強度は 360kgf/cm^2 とした。打設時のスランプ値は平均 16.5mm であり、コンクリートの打設は縦打ちとした。なお、実験時の材齢は38-68日であった。実験は、試験体の柱頭に対する、柱脚部分の相対水平変位量より求められた相対部材角 $R(\text{rad.})$ を基準変位量とし、相対部材角 $R=1/400$ の整数倍を基準として行った。変位振幅 $R=1/400$ では、曲げひびわれの発生時付近の性状を調べるため荷重制御とした。それ以後の変位振幅では変位制御で荷重を行った。

表3 コンクリート強度(単位: kgf/cm^2)

| 試験体名 | F_c | F_t |
|------|-------|-------|
| C1 | 433 | 31.4 |
| C2 | 441 | 34.3 |
| C3 | 439 | 38.5 |
| C4 | 441 | 35.4 |

表4 鋼材の力学的特性(単位: kgf/cm^2)

| | 降伏応力 | 引張応力 | ヤング係数 |
|-----------------------|--------|------|--------------------|
| D6 (SD35) | 4125 | 5156 | 1.99×10^6 |
| D10 (SD40) | 4281 | 6025 | 1.99×10^6 |
| D13 (SD40) | 4339 | 6018 | 1.91×10^6 |
| H-230x80x6x12 (SM58Q) | FLANGE | 5060 | 2.04×10^6 |
| | WEB | 4820 | 2.03×10^6 |

内柱試験体の一定軸力として、長期軸力相当の $0.2N_{uc}$ (N_{uc} :SRC柱の全圧縮耐力)を作用させた。外柱試験体では、軸力をせん断力に比例して変動させる。軸力の経路を図3に示す。これは前述の想定した構造物の地震応答解析の結果に基づき Q_u-N_u 相関関係をモデル化したものである。

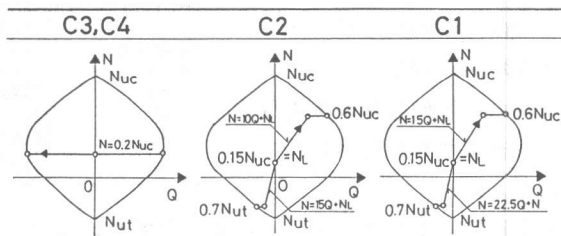


図3 軸力の経路

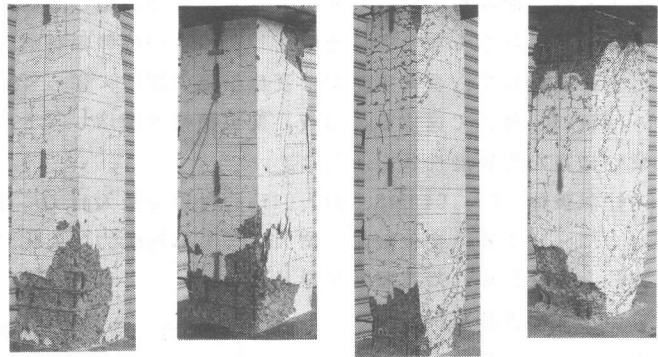
長期軸力相当の $0.15N_{u0}$ を作用させ、正荷重時の最大圧縮軸力はせん断力に比例して増加させ $0.60N_{u0}$ で一定とした。一方、負荷重時の最大引張軸力は $0.70N_{ut}$ (N_{ut} : SRC柱の全引張耐力) で一定となるようにした。

4. 実験結果

4.1 破壊状況

写真 1 に、各試験体の実験終了後の破壊状況を示す。

(1) 外柱試験体 試験体 C1、C2 では、正荷重時には変動軸力により高圧縮状態になるため、最大耐力に至るまで曲げひびわれは生じない。負荷重時では $R=-0.0025\text{rad}$ で、引張軸力に移行するとともに、試験体の全長に渡って引張ひびわれが生じる。以後、負荷重時では、既存の引張ひびわれの数は増加せず、そのひびわれ幅が拡大する。正荷重時の $R=0.0075\text{rad}$ 付近で、部材端付近でコンクリートが圧壊して最大耐力に達する。負荷重時では靱性に富んだ破壊性状を示す。さらに変形が進むと、正荷重時には材端でコンクリートの圧壊が顕著に進行し、かぶりコンクリートが剥離する。 $R=0.015\text{rad}$ 付近で主筋の座屈を生じ終局状態に至った。最終的な破壊状況は曲げ圧縮破壊である。また、変動軸力の効果により破壊状況は非対称である。



(a) C1 (b) C2 (c) C3 (d) C4

写真 1 最終破壊状況

(2) 内柱試験体 内柱試験体 C3、C4 では、初期曲げひびわれの形成とともに、斜めひびわれが生じ、以後変位振幅の漸増に従い部材端付近で卓越して斜めひびわれ、曲げひびわれが進展する。ひびわれは、部材の反曲点付近ではあまり生じず、部材端に集中する。やがて、 $R=0.01\text{rad}$ 付近で最大耐力に達する。以後変位振幅の漸増に従い、部材端付近でコンクリートの圧壊が進行し、靱性に富む破壊性状を呈した。破壊状況は、曲げ引張破壊である。

(2) 内柱試験体 内柱試験体 C3、C4 では、初期曲げひびわれの形成とともに、斜めひびわれが生じ、以後変位振幅の漸増に従い部材端付近で卓越して斜めひびわれ、曲げひびわれが進展する。ひびわれは、部材の反曲点付近ではあまり生じず、部材端に集中する。やがて、 $R=0.01\text{rad}$ 付近で最大耐力に達する。以後変位振幅の漸増に従い、部材端付近でコンクリートの圧壊が進行し、靱性に富む破壊性状を呈した。破壊状況は、曲げ引張破壊である。

4.2 履歴性状

図 4 に、各試験体の履歴曲線を示す。図中、一点鎖線は初期剛性を示す。点線は $P-\Delta$ 効果を表すが、引張領域での $P-\Delta$ 効果は部材の復元力を増加させる方向に作用する。 Q_{Fu} は、一般化累加強度式による終局曲げ耐力を示す。

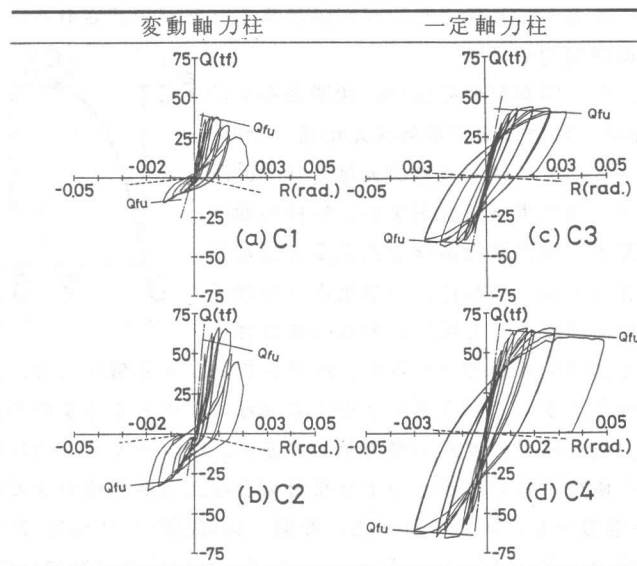


図 4 履歴曲線

(1) 外柱試験体 C1、C2では、正荷重時には高圧縮状態になるため、最大耐力に至るまでひびわれは形成されず剛性低下はない。 $R=0.0075\text{rad.}$ で最大耐力を発揮するが、その値は一般化累加強度式による終局曲げ耐力と一致する。さらに変形が進むと、主筋の座屈が生じ $R=0.015\text{rad.}$ 付近で軸力が維持されなくなり実験を中止した。この時の部材耐力は、理論曲げ耐力より著しく劣化する。それに対して、負荷重時では変位振幅の漸増に従って耐力が増大する。理論曲げ耐力には、 $R=-0.01\text{rad.}$ 付近で達する。以後、変位振幅が漸増しても、部材耐力は終局曲げ耐力を保持し続け靱性に富んだ履歴性状を示した。

(2) 内柱試験体 C3、C4では、 $R=0.01\text{rad.}$ 付近で最大耐力に達し、一般化累加強度式による終局曲げ耐力に一致する。変位振幅が増大しても部材耐力は劣化せず、 $R=0.05\text{rad.}$ まで理論曲げ耐力を保持し、靱性に優れた履歴特性を呈する。

4.3 鉄骨のひずみ推移状況

図 5に、柱脚部の鉄骨フランジのひずみ推移状況を示す。縦軸は鉄骨フランジの軸ひずみであり、圧縮を正とする。横軸は相対部材角 R (rad.)である。

変動軸力柱では、 $R=0.0075\text{rad.}$ 付近で圧縮側フラン

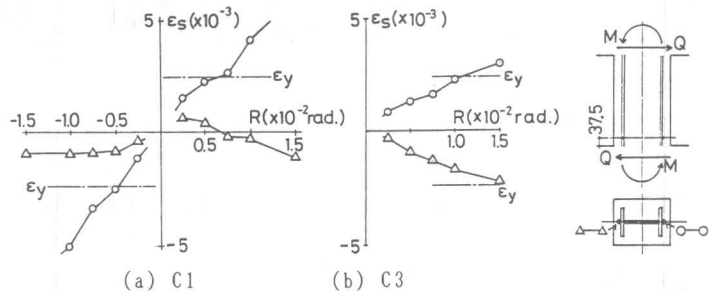


図 5 鉄骨フランジのひずみ推移状況

ジが圧縮降伏する。これは部材耐力が理論曲げ耐力に達することに対応する。これに対して、引張側フランジのひずみは、弾性範囲内に停留する。負荷重時(引張軸力時)の終局耐力時には引張側フランジは引張降伏するが、圧縮側フランジのひずみは、一定の値のまま増加せず降伏しない。それに対して一定軸力柱では、 $R=0.010\text{rad.}$ に達すると、鉄骨フランジは両側とも降伏する。以上、柱脚部のフランジのひずみより、SM58Qを用いたSRC部材でも、部材耐力が理論終局曲げ耐力に達すると、鉄骨フランジが降伏することが確認された。

5. 終局曲げ耐力の評価

図 6に、C1、C3試験体の n_u-m_u 相関曲線を示す。縦軸は、軸力に関する無次元化量 N/bDF_c 横軸はモーメントに関する無次元化量 M/bD^2F_c である。○-●は実験値を示すが、柱材の曲げ耐力値に関する限界断面が材端にあると仮定して求めた値である。破線は、一般化累加強度式による終局曲げ耐力³⁾を示し、実線は終局強度

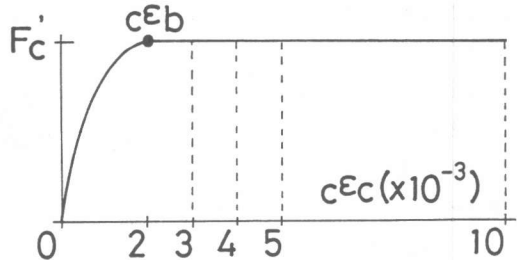


図 7 コンクリートの応力ひずみモデル

式に基づく終局曲げ耐力⁴⁾を示す。終局強度式による解析では、コンクリートの応力ひずみ曲線を図 7に示すように、パラボラとそれ以後は F_c' の大きさを持つ直線式で表した。一般化累加強度式の耐力値と終局強度式の耐力値との差が、コンクリートの圧壊ひずみの差異によるものと考え、その圧壊ひずみの値がどのような影響を与えるかを検討するため、圧壊ひずみ $\epsilon_o = 0.003 \sim 0.010$ と変数とした解析を行った。なお、SRC規準¹⁾に従い F_c' はコンクリートの圧縮強度 F_c に低減係数 $k_3 (= 0.85 - 2.5 \cdot P_o \cdot P_o)$ を乗じて求めた。

図 6では、両試験体に共通して、実験値は、ほぼ一般化累加強度式による耐力値に一致する。

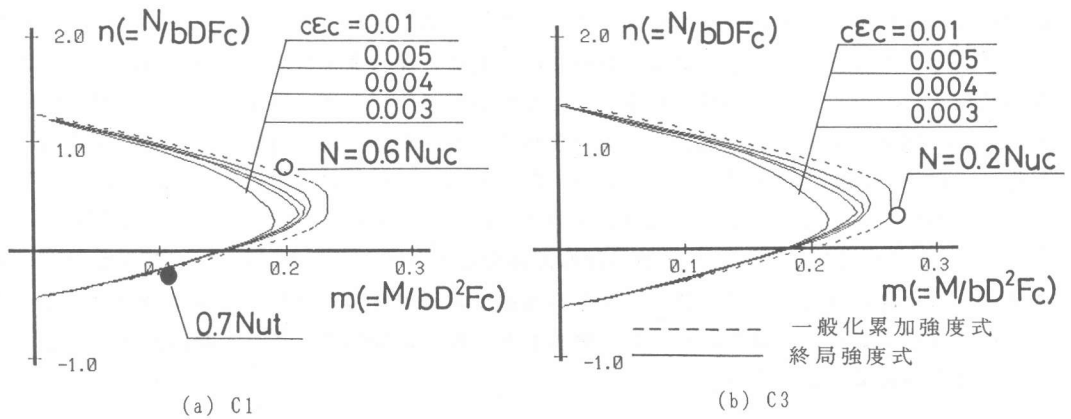


図 6 $n_u - m_u$ 相関曲線

この事は、SM58Qを用いた SRC部材の曲げ耐力の評価において、曲げ破壊時の限界断面が材端部にあると仮定して、かつ、断面耐力を一般化累加強度式により評価することが安全側の手法であることを示している。しかしながら、コンクリートの圧壊ひずみを変数とした終局強度式の耐力は、コンクリートの圧壊ひずみを 0.010 と極めて大きな値に仮定しても、一般化累加強度式による耐力値よりも 10%程度小さな値を与える。通常の普通鋼では、 $\epsilon_c = 0.004$ 程度とすることで、その終局耐力は、ほぼ一般化累加強度式による耐力と一致する傾向⁵⁾が認められていることに対して性状の違いがみられる。そこで、コンクリートの圧壊ひずみをきわめて大きく仮定しても、その耐力が一般化累加強度式の耐力に収束しないかその理由を考察した。

その考察結果の一例として、図 8 に各要素の軸力負担の推移が示す。コンクリートの圧壊ひずみが增大するにしたがって、コンクリート及び鉄骨ウェブの負担は増加するが、その割合は余り大きくなく、鉄骨フランジではむしろ減少する。一方、一般化累加強度式では、軸力はコンクリート及び鉄骨ウェブのみで負担されており、その負担状況に差異が生じていることが分かる。それに対して、図 9 に示す終局曲げ耐力の負担状況を見ると、

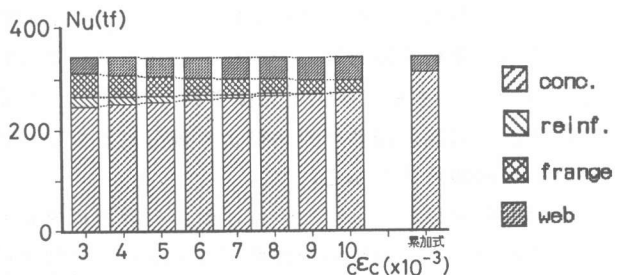


図 8 負担軸力の推移状況 (試験体 C1)

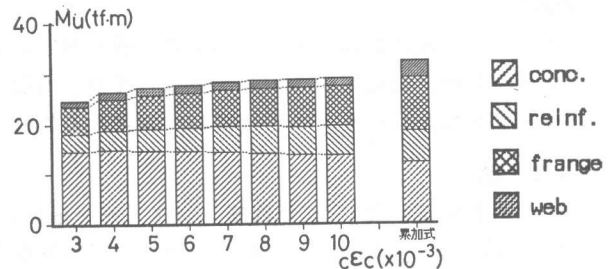


図 9 曲げ耐力の負担状況の推移 (試験体 C1)

ϵ_c が 0.003 ~ 0.006 と増加すると SRC 部材の曲げ耐力は増加する。しかし、それ以後の ϵ_c の増加に対しては、ほぼ一定の耐力値を示すものの、一般化累加強度式による耐力値より 10%程度小さな値を与える。終局強度式では、コンクリート部分の負担は ϵ_c の増加にしたがって若干減少するが、鋼材部分の負担分は増加する。終局強度式ではコンクリートの負担分が大きいのにに対して、一般化累加強度式では鉄骨の

負担分が大きく、その差異が生じる一因となっている。このことは軸力負担で示したように、一般化累加強度式では軸力の大半がコンクリート部分で負担され、かつ、鉄骨ウェブがその残りを負担すると仮定していることによる。そのため一般化累加強度式による終局耐力は、コンクリートの圧壊ひずみを $\epsilon_c = 0.010$ と非常に大きく仮定した終局強度式の耐力値よりも過大評価になる。一方、実験によるひずみ推移状況から判断すると、その終局耐力はむしろ終局強度式による解析結果に近い。したがって、SM58Qを用いた SRC部材の断面耐力そのものの評価については、一般化累加強度式よりも終局強度式の方が妥当な耐力を与えると考えられる。このように曲げ・せん断を受ける SRC部材の限界断面が材端にあると仮定するよりも、柱材の10%程度内側にあると考えれば、終局強度式の耐力値と一般化累加強度式による耐力値との差が10%程度であってもその影響は相殺され、終局強度式による耐力値が一般化累加強度式による耐力値と一致する結果を与えると考えることも出来よう。

6. 結論

SM58Qを用いた SRC柱試験体 4体に繰返し曲げせん断を与える実験を行い、その破壊性状、終局耐力、曲げ変形性状に関して以下の知見を得た。

1) 一定軸力を受ける内柱試験体では、相対部材角 $R=0.0075\text{rad}$ 付近で最大耐力に達し、その値から得られる、限界断面を柱材端にあるものと仮定した断面耐力は、一般化累加強度式によって求められる終局曲げ耐力値と一致する。最終的な破壊状況は、曲げ引張破壊であり、韌性に富み優れた塑性変形能力を有する。

2) 外柱試験体では、変動軸力のため、その破壊状況および履歴性状は非対称である。圧縮軸力時では、 $R=0.0075\text{rad}$ 付近で最大耐力に達し、曲げ圧縮破壊性状を呈した。一定軸力柱と同様にして求めた最大耐力は、一般化累加強度式による終局曲げ耐力値に一致する。高軸力 ($N=0.6N_u$) においても曲げ耐力が発揮され、 $R=0.015\text{rad}$ まで変形能力が確保された。引張軸力時の最大耐力は、理論終局曲げ耐力値より幾分高く、変位振幅が増大してもその耐力は低下せず、韌性に富んだ破壊性状が示された。

3) SM58Qを用いた SRC柱の曲げ耐力の計算に対して、限界断面が材端にあると仮定してその耐力を求めると、一般化累加強度式による手法は安全側である。しかしながら、その断面耐力に言及すると、一般化累加強度式は過大評価する傾向にある。

[謝辞]

本実験の計画にあたっては、川崎製鉄株式会社及び清水建設株式会社に御協力を得ました。また、実験計画、載荷実験の実施にあたっては、大阪工業大学建築学科 講師 西村泰志先生に貴重な御助言を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 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、1987年6月。
- 2) 若林 實・南 宏一：60キロ級の高張力鋼を用いた SRC構造の開発、第2回 合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、土木学会構造工学委員会、1989年9月、pp.21-28。
- 3) 鋼材倶楽部：SRC構造用 H形鋼デザイン マニュアル、1974年11月。
- 4) 若林 實・高田 周三・斎藤 光：鉄骨鉄筋コンクリート構造、建築構造学大系 19、彰国社、1967年10月、pp.9-59。
- 5) 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、1975年11月、pp. 87。