

(3) H形鋼を弱軸方向に配置した鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力について

東京電機大学 仲 威雄 千葉大学 森田耕次
東京電機大学 ○立花正彦

I 序

鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造において鉄骨とコンクリートとの付着状態が悪いために生ずると考えられているせん断付着破壊が新たな問題として提起されている。^{1) 2)}

本研究は、このせん断付着破壊が生じやすいと考えられるH形鋼を弱軸方向に配置したSRC柱に、一定軸力下において静的に繰返し曲げ及びせん断力を作用させた実験を行ない、この実験結果及び既往の実験資料を基とし、その柱の曲げ耐力及びせん断耐力等について考察したものである。

II 実験

II-1 試験体

使用鋼材はSM50A、主筋はSD35、帯筋はSR30であり、これら素材の機械的性質をTable1に示す。また、コンクリートは第1種軽量コンクリートとし、その調合及び機械的性質をTable2に示す。

実験計画をTable3に示す通り、実験変数はせん断スパン比 M/QD と鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅とコンクリート断面幅の比 b/b' である。各試験体共柱軸力 $N=490\text{ kN}$ 、繰返し載荷とした。また、試験体の断面形状及び寸法は、

Fig.1に示す通りである。なお、試験体名称例えば $b'90L900$ は鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅 (b') 90 mm 、柱の長さ (L) 900 mm の試験体を表わす。また、本実験の概要は昭和51年度日本建築学会大会学術講演に於いて発表した。³⁾

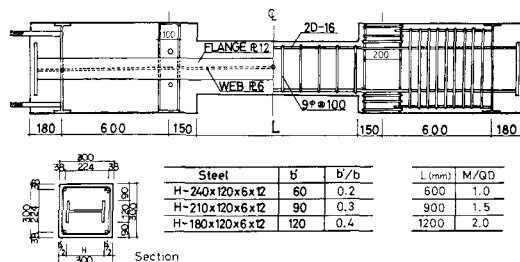


Fig. 1 Test Specimen

Table 1 Mechanical Properties of Steel Materials

	yield point (σ_y) (N/mm^2)	Tensile Strength (N/mm^2)	Est (%)	elonga- tion (%)
R 12 (SM50A) *1	355.2	536.6	1.70	18.7
" " *2	356.7	493.9	-	25.5
R 6 (SS41) *1	308.7	449.3	1.90	19.5
" (SM50A) *2	355.8	492.0	2.20	20.8
D 16 (SD35) *1	387.1	619.4	-	14.9
" " *2	435.1	696.8	-	19.7
9 ϕ (SR30) *1	372.4	482.2	-	23.3
" " *2	375.7	524.0	-	30.4

*1 $b'60L600, b'90L600, b'120L600, b'60L900, b'90L900, b'120L900$

*2 $b'90L1200$

Table 2 Mixing and Mechanical Properties of Concrete Materials

Specimens	Mixing Proportion by Weight			Slump (cm)	Maximum strength (f_c) (N/mm^2)	Maximum Compressive Strain(ϵ_u) (%)	Young's modulus (cE) (N/mm^2)
	Cement:	Fine Aggregate	Coarse Aggregate				
* 1	1	2.40	1.42	55	24.4	0.206	14140
* 2	1	3.17	1.57	56	35.5	0.298	18620

* 1 $b'60L600, b'90L600, b'120L600, b'60L900, b'90L900, b'120L900$

* 2 $b'90L1200$

Table 3 List of Test Specimen

M/QD b'/b			
	1.0	1.5	2.0
0.2	1*	1	-
0.3	1	1	1
0.4	1	1	-

* Number of Test Specimen

II-2 加力方法及測定項目

加力方法は Fig.2 に示す通り、定軸力下で逆対称モーメント及びせん断力を加える方法である。

試験体の曲げ及びせん断変形量 $\{\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4}{4}\}$ を Fig.3 に示す方法で、また、 $M/Q_D = 1.0, 1.5$ の試験体は A 断面に、 $M/Q_D = 2.0$ の試験体は A ~ D 断面にワイヤーストレインゲージ (W. S. G) を貼布した。

II-3 結果

各試験体の曲げひび割れ発生耐力 (eM_{cr})、せん断ひび割れ発生耐力 (eQ_{cr})、全コンクリートが有効に働いていると考えられる迄の最大耐力 (eQ_m eM_m)及び柱部材角 $R = 3.0\%$ 時の耐力 (eQ_R eM_P) を Table 4 に示す。なお、 eQ_m , (eM_m), eQ_P (eM_P) は $P-\Delta$ 効果を考慮した値である。

ひび割れ発生状態を Fig.4 に、また、実験終了時の破壊状態の代表例を Fig.5 に示す。

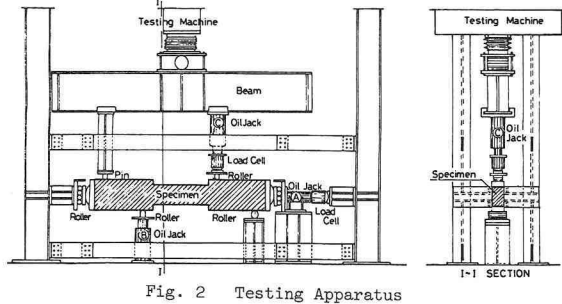


Fig. 2 Testing Apparatus

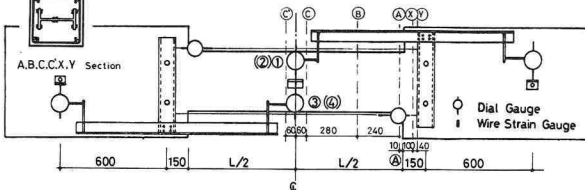


Fig. 3 Measurement of Deflection and Location of Wire Strain Gauge

各試験体の履歴曲線を Fig.6 (a)に、また、履歴曲線の包絡線を M/Q_D 別に Fig.6 (b)に示す。縦軸はせん断力 (Q)、横軸は柱の変形 (θ)又は柱部材角 ($R = \theta/\theta_c$, θ_c : せん断スパン長)である。なお、Fig 6 (b)のせん断力は $P-\Delta$ 効果を考慮した値である。

最大耐力は M/Q_D が小さい程また V/b が大きい程大きな値を示し、最大耐力時の柱部材角は V/b が大きい程小さくなる傾向を示す。最大耐力以後

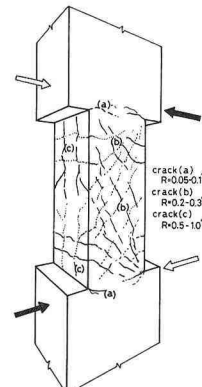


Fig. 4 Cracking Pattern

の耐力低下及び同一変位振幅における耐力低下は V/b が大きい程著しい傾向を示す。大変形時 ($R = 3.0\%$ 以上) では V/b による相違はほとんどなくほぼ同じ挙動を示す。

A 断面位置の曲げモーメント (M)と鉄骨要素及び RC 要素それぞれの歪値より算出した曲率 ($e\theta$ 及び $e\theta_c$)の関係の代

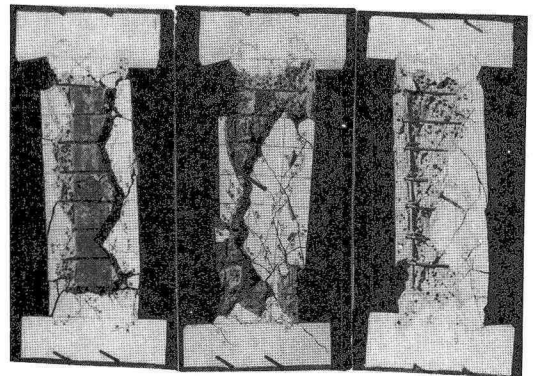


Fig. 5 Over-all View of Specimens after Testing

Table 4 Test Results

Specimen	eM_{cr} (kN-m)	eM_{cr} cMcr	eQ_{cr} (kN)	eQ_{cr} cQcr	eQ_m (kN) :	eM_m (kN-m)	eM_m cMm	eQ_m cQ1	eQ_m cQ2	eQ_m cQ3	eQ_P (kN) :	eM_P (kN-m)	eM_P cMp
b'60 L600	35.28	0.99	184.24	0.93	291.94	87.58	0.67	1.11	0.62	1.01	263.63	79.09	0.80
b'90 L600	30.87	0.90	184.24	0.92	323.69	97.11	0.74	1.13	0.69	0.98	292.04	87.61	0.89
b'120L600	35.28	0.99	202.86	1.01	341.73	102.52	0.78	1.09	0.73	0.94	269.50	80.85	0.82
b'60 L900	39.69	1.13	147.00	1.05	232.26	104.52	0.80	1.02	0.65	1.01	226.38	101.87	1.03
b'90 L900	39.69	1.13	147.00	1.04	236.18	106.28	0.81	0.94	0.67	0.93	213.64	96.14	0.97
b'120L900	35.28	0.99	166.60	1.18	280.28	126.13	0.96	1.01	0.79	1.00	225.40	101.43	1.03
b'90L1200	29.40	0.73	137.20	1.24	223.54	134.12	0.83	0.96	0.63	1.10	210.70	126.42	1.07

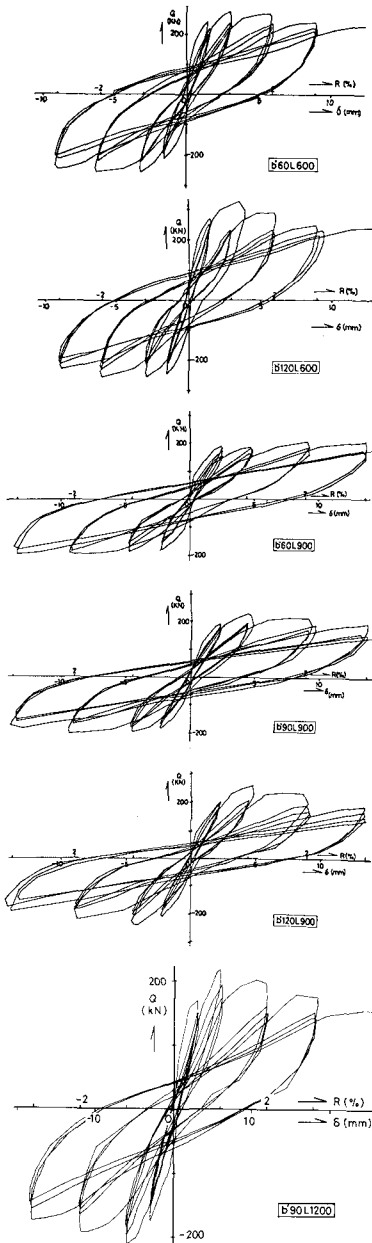


Fig. 6(a) Hysteresis Loops of the Specimens

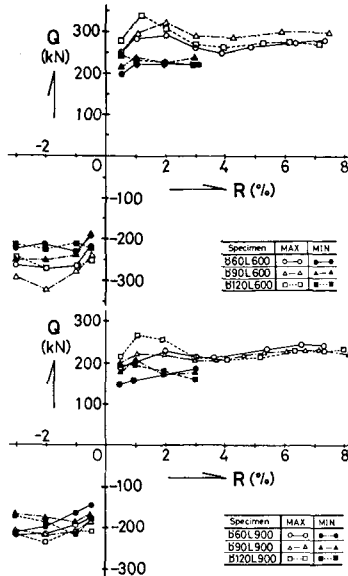


Fig. 6(b) Enveloping Curves of the Hysteresis Loops

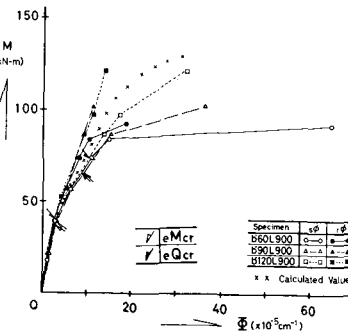


Fig. 7 Moment (M) versus $s\phi$ and $r\phi$ at each section

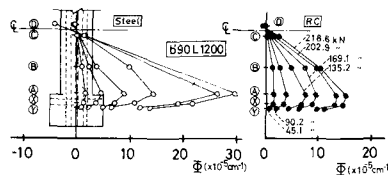


Fig. 8 Curvature Distribution of the Specimen b'90L1200

表例を Fig. 7 に、また、b'90L1200 の材軸方向の曲率分布を Fig. 8 に示す。

せん断ひび割れが発生する迄は $s\phi$ が $r\phi$ に比べて若干大きな値であるがほぼ同じ挙動を示す。せん断ひび割れ発生後 $s\phi$ は $r\phi$ に比べて大きく増大する。これらの挙動は v/b 及び M/Qd による大き

な相違は認められない。また、鉄骨フランジ及び主筋の圧縮歪が引張歪に反転する様な現象は認められない。

III 考察

上記実験結果と H 形鋼を弱軸方向に配置した SRC 柱に関する既往の実験結果を用いて考察する。なお、本論文で引用した試験体の概要を Table 5 に示す。

III-1 ひび割れ発生耐力

曲げひび割れ発生モーメント (M_{cr}) は平面保持の仮定が成立している (Fig. 7 参照) ことから、(1) 式を考える。(1) 式のコンクリートの引張強度は統計解析の結果 $0.66\sqrt{F_c}$ としている。この値は鉄筋コンクリート¹²⁾と H 形鋼を強軸方向に配置した SRC 柱¹³⁾の中間値を示す (Fig. 9)。

$$M_{cr} = (0.66\sqrt{F_c} + Q_0) Z_e (N \cdot mm) \quad \cdots (1)$$

A_e : 等価断面積 (mm²)

F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

N : 柱軸力 (N)

Z_e : 鉄骨及び鉄筋の影響を考慮した等価断面係数 (mm³)

σ_0 : 平均軸方向応力度 (= N/A_e)

せん断ひび割れ発生耐力 (Q_{cr})

は H 形鋼を強軸方向に配置した SRC 柱¹³⁾の推定式に補正係数 k_w

$$Q_{cr} = (1 + \beta) b r_j \left(k_w \frac{0.140 k_c (49 + F_c)}{M/Qrd + 1.7} + 0.1 \sigma_0 \right) (N) \quad \cdots (2)$$

$$k_w = 0.4 \quad (M/Qrd \geq 2.0)$$

$$k_w = -\frac{1}{4} M/Qrd + 0.9 \quad (M/Qrd < 2.0)$$

β : 鉄骨フランジ幅 (mm)

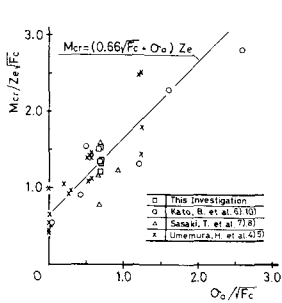
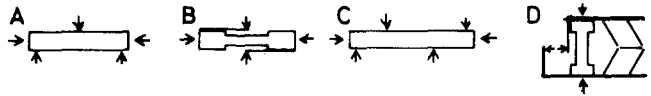
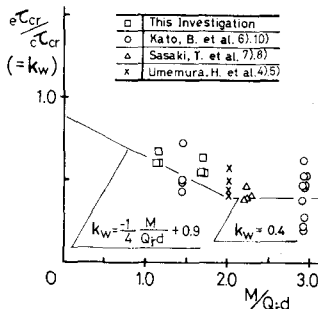
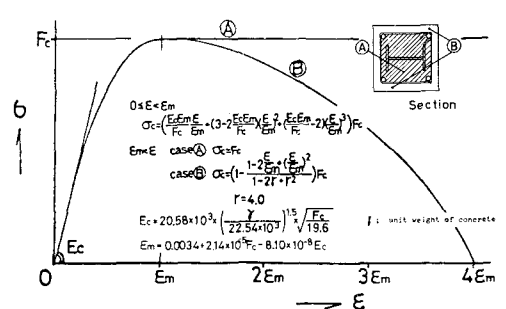
b : コンクリートの断面幅 (mm)

Table 5 Outline of the Existing Test Specimens

	B × D (mm)	Pt (%) (Grade)	Pw (%) (Grade)	Fc (N/mm ²)	N/bDFc	Wide Flange Section	b'/b	M/QD	Made of Fracture	Number of Specimens	Loading Type
Umemura, H. et al (4)	350 × 350	0.463 (SR24)	0.160 (SR24)	24.05 (N.C.)	0.163 0.408	H-196×199×6.5×10 (SS41)	0.440	1.97 3.94	flexural	5	A
Umemura, H. (5)	320 × 350	1.013 (SR24)	0.175 (SR24)	265.0 (N.C.)	0.0	H-196×199×6.5×10 H-208×202×10×16 (SS41)	0.388 0.350	1.79	flexural	8	A
Kato, B. et al (6)	250×200	0.508 (SD30)	0.282 (SR24)	14.99 26.26 (N.C.)	0.0 1.006	H-152×100×3.2×9 (SS41)	0.392	2.5	flexural	6	B
Kato, B. et al (10)	250×200	1.59 (SD30)	0.152 (SR24)	21.12 0.528 (N.C.)	0.132 0.924	H-150×90×6×16 H-100×90×16×16 (SS41)	0.400 0.600	1.25 2.5	shear	10	B
Sasaki, T. et al (7)	300×300	1.33 (SD35)	0.480 (SD35)	20.09 (N.C.)	0.336	H-200×100×9×12 (SS41)	0.333	2.0	shear	1	C
Sasaki, T. et al (8)	300×300	0.88 (SD30)	0.953 1.430 (SD30)	26.07 (N.C.)	0.200	H-200×100×9×12 (SS41)	0.333	2.0	shear	3	C
Wakabayashi, M. et al (9)	150×150	1.13 (SD30)	0.180 (SR24)	21.27 23.52 (N.C.)	0.340 0.725	H-100×50×4×6 (SS41)	0.333	1.5	shear	2	D

N.C.: Normal Concrete

Loading Type

Fig.9 $M_{cr}/Z_c/F_c$ versus $O_o/\sqrt{F_c}$ Fig.10 $e\tau_{cr}/c\tau_{cr}$ (K_w) versus M/Q_{rd} Fig.11 σ versus ϵ of Concrete Elementr_d: 圧縮線から引張鉄筋重心までの距離 (mm)r_j: RC要素の応力中心間距離 (mm)k_c: 断面寸法による補正係数⁽¹²⁾n: ヤング係数比 (学会式)⁽¹⁾t_f: 鉄骨フランジ厚 (mm)

$$\beta = n \frac{2 \cdot t_f \cdot B}{b \cdot r_j}$$

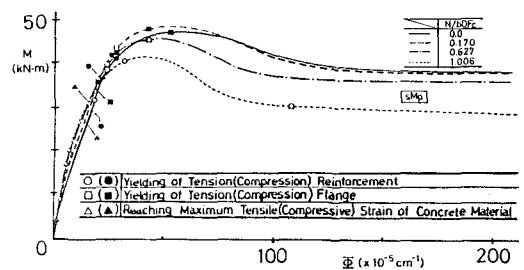
Fig.12 Moment (M) versus Curvature (ϕ)

Fig.12に示す。

Ⅲ - 2 最大耐力

1) 曲げ耐力

SRC柱の曲げモーメント～曲率 ($M \sim \Phi$) 関係を平面保持の仮定及び各素材の応力度一歪度関係として、鋼材は完全弾塑性を、コンクリートは Fig.11に示す関係を用いて計算し、その代表例を

曲げ破壊先行型の試験体の最大曲げ耐力の実験値 (eM_m)と $M - \Phi$ 関係より得られる最大曲げ耐力の計算値 (cM_m)及び累加曲げ耐力 (cM_{sup})の比較を柱軸力比 ($N/bDFc$) との対応において Fig.13に示す。また、柱軸力と曲げモーメント ($N - M$) の相関曲線の代表例を Fig.14に示す。

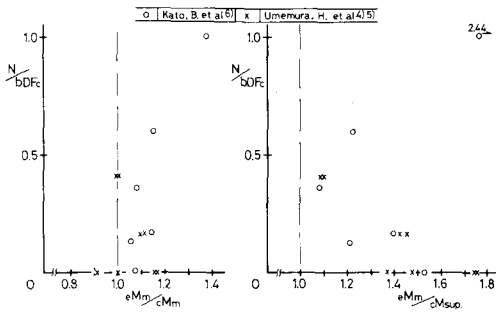


Fig. 13 N/bDFc versus eMm/cMm (eMm/cMsup.)

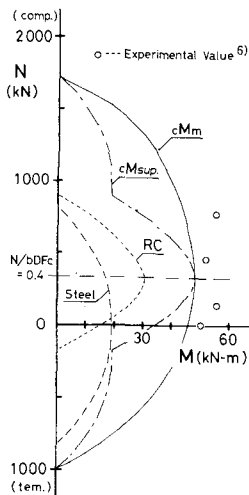


Fig. 14 N versus M of the Beam-columns

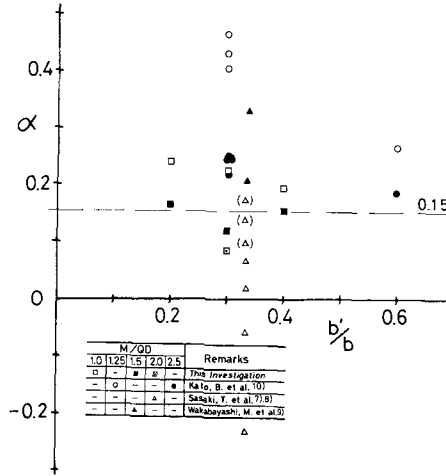


Fig. 15(a) α versus b'/b

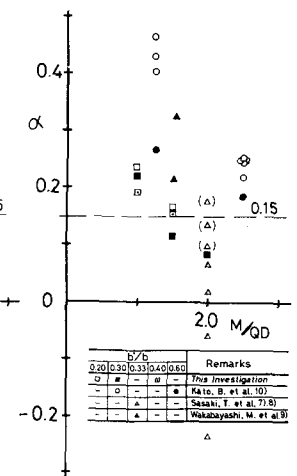


Fig. 15(b) α versus M/QD

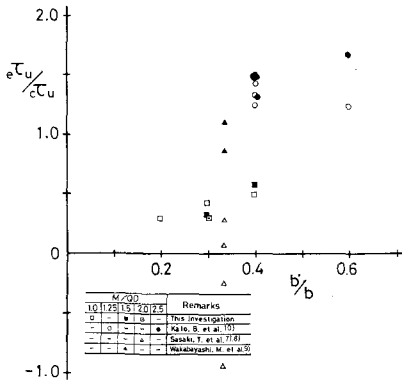


Fig. 16 eτu/cτu versus b'/b

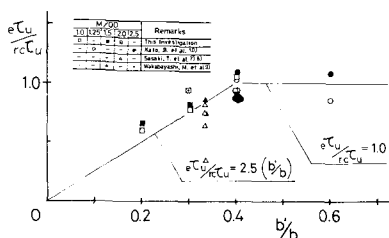


Fig. 17 eτu/rcτu versus b'/b

eMm/cMm = 1.0 ~ 1.15 であり、cMm は最大曲げ耐力を良く説明している。cMsup は $N/bDFc = 0.4$ で最大曲げ耐力を良く説明している以外は最大曲げ耐力を過小評価する。

H 形鋼を弱軸方向に配置した SRC 柱では $N/bDFc = 0.0$ 時の曲げ耐力 cMm(0) と $N/bDFc = 0.4$ 時の曲げ耐力 eMm(0.4) の関係は、本実験の範囲内では $cMm(0)/cMm(0.4) = 0.93 \sim 0.97$ である。また、

cMm(0.4) = cMsup(0.4) であることから、柱のせん断設計に用いる曲げ耐力は柱軸力にかかわらず cMsup(0.4) を用いれば良い。

2) せん断耐力

本項目ではせん断破壊した試験体について柱部材角 $R = 3.0\%$ 以内での最大せん断耐力について考察する。

a) 若林博士等による SRC 柱のせん断付着耐力は鉄骨要素、帯筋及びコンクリートの三者の耐力を累加したものと考えて、コンクリートの直接せん断係数 α を次式より求める。

$$\alpha = (eQ_m - sMp / b - brj\beta pw h\sigma_y) / brj\beta F_c \quad (3)$$

sMp : 鉄骨要素の全塑性モーメント

PW : 帯筋比

hσy : 帯筋の降伏応力度

β : 帯筋の摩擦係数 (= 1.0)

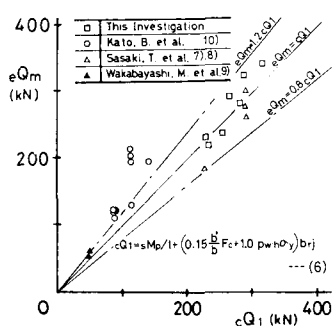


Fig.18(a) eQm versus cQ1

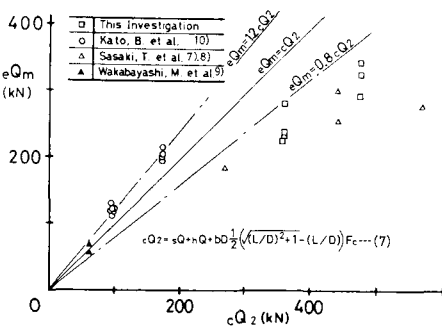


Fig.18(b) eQm versus cQ2

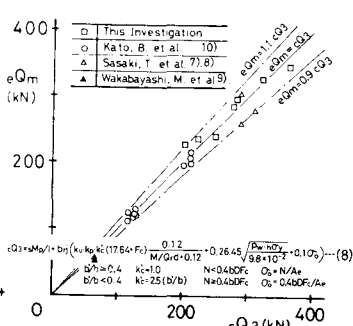


Fig.18(c) eQm versus cQ3

この係数 α と b'/b 及び M/Q_D との関係を Fig.15 (a) 及び (b) にそれぞれ示す。同図中の破線は $\alpha=0.15$ で H 形鋼を強軸方向に配置した S R C 柱の実験結果である。なお、 $P_w > 0.6\%$ の試験体については $P_w = 0.6\%$ として帯筋の負担せん断力を計算し、その結果を () を付して示した。

この係数 α は b'/b 及び M/Q_D によって大きく相違し、 b'/b が大きくなれば、また、 M/Q_D が小さく

なれば大きくなる傾向を示す。加藤等の実験 $M/Q_D = 1.25$ の試験体を除けばせん断付着破壊を起していることを考慮すれば係数 α のバラツキは大きい。

b) 加藤博士等による圧力場理論による S R C 柱のせん断耐力は、鉄骨要素、帯筋及びコンクリートの圧力場の負担耐力の累加で表わされ、このコンクリート部分の負担せん断力について実験値と理論値の比 $e\tau_u/c\tau_u$ を b'/b との関係において、Fig.16 に示す。ここで $e\tau_u$ 及び $c\tau_u$ は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} e\tau_u &= (eQ_m - sQ - hQ) / bD \\ c\tau_u &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D) \right) F_c \end{aligned} \quad (4)$$

sQ : 鉄骨要素の負担せん断力
 rQ : 帯筋による負担せん断力
 L : 試験体の柱長さ

本実験及び佐々木らの実験では $e\tau_u/c\tau_u$ が $-1.0 \sim 0.5$ の範囲にある。このことはこれ等ら試験体は $P_w = 0.42 \sim 1.43\%$ と帯筋比が比較的大きく、加

Table 6 Statistical Data of eQ_m/cQ_m			
	Calculated Value		
	cQ1	cQ2	cQ3
Mean Value	1.22	0.94	0.98
Standard Deviation	0.30	0.31	0.05

藤等の判別によれば曲げ破壊に分類されるがせん断付着破壊を起していることに原因があると考え

c) コンクリート部分の終局せん断応力度について実験値と荒川式による計算値との比 $e\tau_u/r\tau_u$ を b'/b との関係において Fig.17 に示す。ここで $e\tau_u$ 及び $r\tau_u$ は次式の通りとする。

$$\begin{aligned} e\tau_u &= (eQ_m - sQ - hQ) / (0.2645 \sqrt{\frac{P_w h Q}{9.8 \times 10^2}} - 0.1 Q_b) / b r_j \\ \text{但し } N < 0.4 b D F_c & \quad \sigma_o = N / A_e \\ N \geq 0.4 b D F_c & \quad \sigma_o = 0.4 b D F_c / A_e \end{aligned}$$

$$r\tau_u = k_u k_p (17.64 \cdot F_c) \frac{0.12}{M / Q_D \cdot 0.12}$$

$k_u \cdot k_p$: 断面寸法による補正係数

Fig.17 より、コンクリート部分のせん断応力度 τ_u は b'/b によって次式となる。

$$\begin{aligned} b'/b \geq 0.4 & \quad \tau_u = r\tau_u \\ b'/b < 0.4 & \quad \tau_u = 2.5 (b'/b) r\tau_u \end{aligned} \quad (5)$$

コンクリート部分の負担せん断力として算定式 (3) 式、(4) 式、(5) 式を用いた S R C 柱のせん断耐力式 (6) 式、(7) 式、(8) 式 (各式は図中にそれぞれ示す) と実験値との比較を Fig.18 (a), (b), (c) にそれぞれ

示す。また、これら算定式の精度の比較をTable 6に示す。本研究の範囲内では(8)式によるせん断耐力の計算値は、せん断破壊の様式の別によらずに実験値と良く一致している。

Ⅲ-3 大変形時($R=3.0\%$)の耐力

本実験の柱部材角 $R=3.0\%$ 時の耐力(eMp)と $M-\Phi$ 曲線(Fig.12参照)の最大曲げ耐力以後の大変形時の耐力(eMp : $M-\Phi$ 曲線ではほぼ一定値を示すところ)との比較をTable 4に示す。本実験における大変形時の耐力は M/Q_D によって若干の相違が認められるがほぼこの計算値によって説明できる。

Ⅳ まとめ

H形鋼を弱軸方向に配置した鉄骨鉄筋コンクリート柱の実験及び既往の研究結果より下記の結論を得た。

1) 曲げひび割れ発生モーメントは(1)式で、せん断ひび割れ発生耐力は(2)式でそれぞれ推定できる。

2) 最大曲げ耐力は鉄骨、鉄筋及びコンクリートを一体と考え、平面保持を仮定して求めた計算値により推定できる。また、累加強度式は最大曲げ耐力を過小評価する。

3) 最大せん断耐力は鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅厚比 b'/b 及びせん断スパン比 M/Q_D に大きく依存する。 $b'/b < 0.4$ では b'/b が大きい程この最大せん断耐力は大きく、 $b'/b > 0.4$ ではほぼ同じ耐力を示すものと考えられる。また、 M/Q_D が小さくなる程この最大せん断耐力は大きくなる。本実験の範囲内では b'/b 及び M/Q_D を考慮した(8)式(Fig.18(c)参照)にてこの最大せん断耐力を推定できる。

4) $b'/b < 0.4$ の試験体では、最大せん断耐力後の耐力低下は b'/b が大きい程著しい傾向を示す。また、大変形時の耐力及び履歴曲線は b'/b による影響はほとんどなくほぼ同一挙動を示す。

〔謝 辞〕

本研究は昭和50年度文部省科学研究費補助金(一般研究C)によるものである。実験及びその資料の整理に際し東京電機大学技術職員・吉沢昭二氏、昭和51及び54年度東京電機大学卒論学生・朝山秀一(現・助手)氏、太田幸広(現・千葉大学院生)氏及び山田茂宏氏の協力を得た。これら関係各位に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」日本建築学会 昭和50年11月
- 2) 若林実, 南宏一「一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究」コンクリート工学 Vol.13 No.3 1975年3月
- 3) 仲威雄, 海野三蔵, 森田耕次, 立花正彦「鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断耐力に関する研究(その3)」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和51年10月
- 4) 藤田隆文, 外村憲太郎, 矢島四郎, 梅村魁「ワイドフランドを用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究」日本建築学会論文報告集 第135号 昭和42年5月
- 5) 梅村魁「H形鋼を使用した鉄骨鉄筋コンクリートの開発」カラム18号
- 6) 称原良一「鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力に関する実験的研究」東京大学修士論文(加藤研究室)
- 7) 佐々木哲也, 小林美亀雄, 石井孝二, 宮川恵三「H形鋼を用いたSRC部材の力学的性状に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和50年10月
- 8) 佐々木哲也, 小林美亀雄, 石井孝二, 宮川恵三, 田中直樹「H形鋼を弱軸方向に配したSRC部材の耐震性向上に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和51年10月
- 9) 若林実, 南宏一, 小河弘明, 村上利憲「鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断付着破壊強度に関する実験的研究(その1)(その2)」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和52年10月
- 10) 加藤勉, 土井希祐, 土方勝一郎「SRC柱部材の剪断耐力に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和54年9月
- 11) 加藤勉, 称原良一「鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力」日本建築学会論文報告集 第266号 昭和53年9月
- 12) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」日本建築学会 昭和46年5月
- 13) 仲威雄, 森田耕次, 立花正彦「鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究(その2)」日本建築学会論文報告集 第260号 昭和52年10月

Strength of Steel-Reinforced Concrete Beam-Columns whose
Steel Skeleton is Wide Flange Section in Weak Axis

Takeo Naka*
Koji Morita**
Masahiko Tachibana***

This paper discusses the initial flexural and shear cracking strength and also discusses the flexural and shear maximum strength of Steel-Reinforced Concrete (SRC) beam-columns whose steel skeleton is wide flange section setted in weak axis by the present test results and the existing available test data from reference 4) to 10).

The present tests are scheduled to include the variation of shear-span ratio (M/QD) and that of effective-width ratio of concrete section (b'/b) as shown in Fig. 1 and Table 3. The grade of steel skeleton, main reinforcing bar, and hoop are SM50A(SS41), SD35, and SR30, respectively, and the concrete material is light-weight concrete. Their mechanical properties are shown in Table 1 and Table 2. Testing apparatus and the measurements of deflection and location of wire-strain-guage are shown in Fig.2 and Fig.3 respectively.

The test results are shown in Table 4. The cracking pattern and typical over-all view of the specimens after testing are shown in Fig.4 and Fig.5 respectively. And the hysteresis loops are shown in Fig.6 (a) (b). The available existing test data are those obtained from the test series outlined in Table 5.

The summaries of the results which are attained by this investigation are as follows.

1) The initial flexural cracking strength (M_{cr}) and shear cracking strength (Q_{cr}) of SRC beam-columns can be estimated by Eq. (1) and Eq. (2) respectively.

2) The flexural maximum strength (M_m) of SRC beam-columns can be estimated by the theory based on the Navier's assumption. The superposed flexural strength ($cM_{sup.}$) underestimates the flexural maximum strength of SRC beam-columns.

3) The shear maximum strength (Q_m) depends largely on shear-span ratio (M/QD) and effective-width ratio (b'/b). The larger the value b'/b is, the larger Q_m becomes when b'/b is less than 0.4. And b'/b is greater than 0.4, Q_m becomes approximately the same value. And the smaller the value M/QD is, the larger Q_m becomes. Q_m can be estimated by Eq.(8) considering the effects of b'/b and M/QD .

* Prof. Emeritus of the Univ. of Tokyo, Prof. of Tokyo Denki Univ., Dr. Eng.

** Associate Prof. of Chiba Univ., Dr. Eng.

*** Research Associate of Tokyo Denki Univ.