

突起付H形鋼を用いた SRC 柱のせん断抵抗機構 に関する研究 (その1)

若林 實・南 宏一・中野 尚

SHEAR RESISTANCE MECHANISM OF COMPOSITE COLUMN WITH DEFORMED FLANGE H-SHAPED SECTION (PART 1)

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Takashi NAKANO

Synopsis

The main objective of this investigation was to study the shear behavior of composite column with deformed flange H-shaped section subjected to alternately repeated loading. Ridges on the top of the flanges were formed (by rolling) in order to cause bond between steel and concrete.

Three specimen with rectangular cross section (30 cm×30cm) were tested, and the effects of the ratio of reinforcing bar and the thickness of steel web on the load carrying capacity were investigated. Main discussion was concentrated on the maximum shear strength and the load carrying capacity under large deformation.

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート柱が、繰返しせん断力のもとで終局状態に達したとき、鉄骨・コンクリート間の付着はほとんどなくなって、両者が、互いに独立な形で外力に対して抵抗しているに過ぎないことが、若林・南らによる研究で指摘されている¹⁾。

鉄骨とコンクリートの間に付着を与えれば、両者をより効果的に使える可能性があるが、従来の一般的な鉄骨鉄筋コンクリート構造では、そのような付着をもたせるための処置が施されていない。

そこで、異形鉄筋と同様に、鉄骨フランジ面にも突起を設け、コンクリートとの間に付着を与えた場合、耐力・履歴特性などにかなる影響があるかを調べるための基礎的研究として、本実験が行われた。

2. 試 験 体

試験体は、PC1, PC2, PC3の三種類で、Fig. 1に示すように、実験変数として、鉄骨のウェブ厚とせん断補強筋量を採用した。寸法は、各試験体とも実物柱の1/2~1/3を想定して $b \times D = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$ (b : 柱幅, D : 柱せい)、せん断型の破壊をさせるためにせん断スパン比 $h/D=3$ (h : 材長)と設定し、材長を900mmとした。また、各試験体の共通要素として、H形鋼のフランジ幅 B_f および断面せい H を、それぞれ $B_f=100\text{mm}$, $H=150\text{mm}$ 、主筋の構成を4-D16に統一した。

なお、Fig. 1中の Q_{fu} 、 Q_{su} は、曲げ降伏によって決定される鉄骨部分のせん断応力と、ウェブのせん断降伏によって決定される鉄骨部分のせん断耐力を、 Q_{fu} 、 Q_{su} は、主筋の降伏によって決定されるRC部分のせん断耐力と、せん断補強筋の降伏によって決定されるRC部分のせん断耐力をそれぞれ表す。

Fig. 2に、部材断面の詳細を示す。コンクリートのかぶり厚は、主筋の重心より40mmとし、フープ筋は、取り付け位置を90°ずつつづらし、フープ筋定着部の破壊が一隅角部に集中しないようにした。

Fig. 3は、試験体の形状寸法の詳細、および配筋詳細で、鉄骨を上下端面まで延長し、負荷軸力が直接、

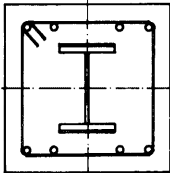
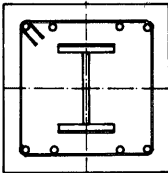
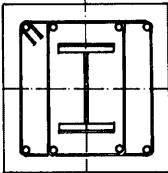
Specimen Name	PC1	PC2	PC3
Composition of Cross Section			
Steel Deformed Flange	12mm	12mm	12mm
Steel Web	6 mm	9 mm	6 mm
Main Reinforcement	4-D16	4-D16	4-D16
Web Reinforcement	2-D6 50mm@	2-D6 50mm@	4-D6 50mm@
Strength Steel	$sQfu > sQsu$	$sQfu < sQsu$	$sQfu > sQsu$
Reinforcement	$rQfu > rQsu$	$rQfu > rQsu$	$rQfu < rQsu$

Fig. 1 Column cross section

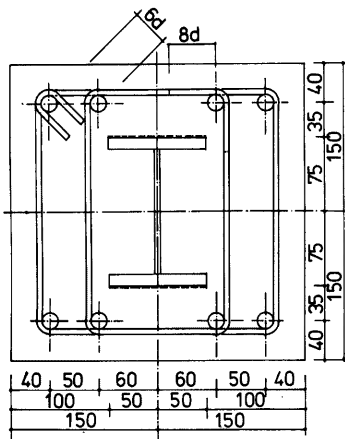


Fig. 2 Detail of cross section

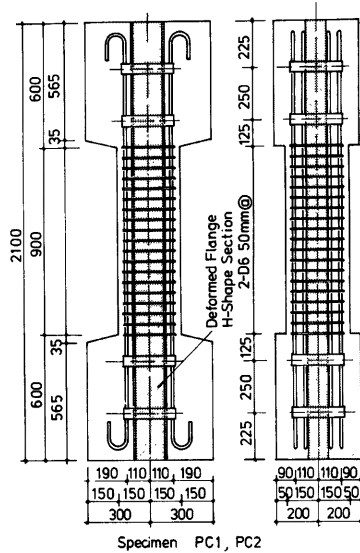


Fig. 3 Dimensions and arrangement of reinforcements

鉄骨にも伝達されるようにした。

鉄骨部分は、突起を施した H-304×300×10×17 (SM 50) から所要の寸法に切出されたフランジ部と、SS 41 材を使用したウェブ部を、溶接組立して製作された。フランジ部突起の高さ R_r 、間隔 rP は各試験体

とも共通で、詳細図を Fig. 4 に示す。

セメントは、普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材には、最大寸法 15mm、粗粒率6.35の城陽産の砂利を、細骨材には、最大寸法 2.5mm、粗粒率2.75の城陽産の砂を使用し、水セメント比を60%とした。

なお、Table 1 に、鉄骨の実側寸法と、材料の力学的性質を示す。

コンクリートの打込みは、実際の柱の打ち込み条件と同じになるよう、直立型の鋼製型枠を使用して行った。

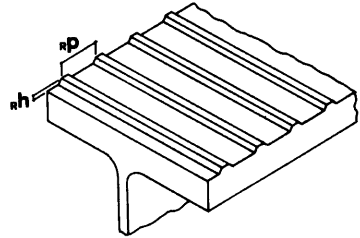


Fig. 4 Detail of deformed flange.

Table 1 Dimension of H shaped section and Mechanical property. * mm ** kgf/cm²

	Dimension of H-shaped section*						Mechanical property**					
	h	f_b	w_t	f_t	R_b	R_p	concrete		steel		reinforcement	
							comp.	teSs.	flange	web	D16	D6
PC1	148.5	100.3	5.75	11.84	2.70	21.0	305	27.7	4010	3251	3645	3359
PC2	149.4	99.9	8.49	11.73	2.83	21.0	308	27.7	4010	3223	3645	3359
PC3	148.1	100.1	5.92	11.78	2.89	21.1	308	27.7	4010	3251	3645	3359

h : height of H shaped section, f_b : flange breadth, f_t : flange thickness, w_t : web R_b : rib height, R_p : rib pitch

3. 実験方法

3.1 試験装置

試験装置は、建設省建築研究所設計のものと同型の装置を使用し、その概要図を Fig. 5 に示す。載荷は、一定軸力 ($N/N_0=0.2$, N : 作用軸力, N_0 : 中心圧縮耐力) のもとで、変位制御を行って、Fig. 6 に示すような載荷プログラムで繰返しせん断力を負荷させた。

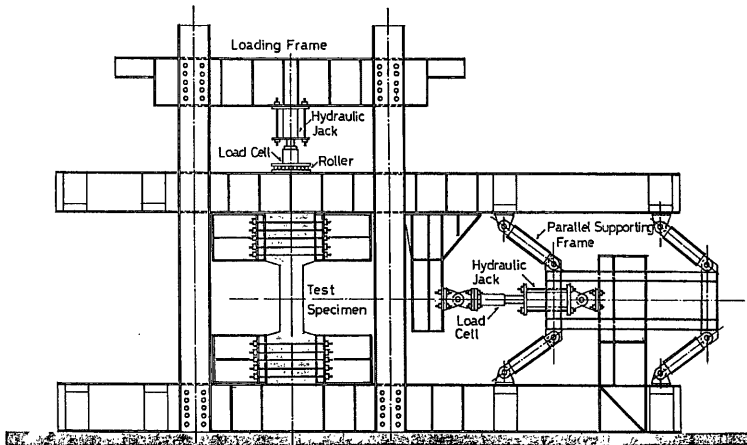


Fig. 5 Loading arrangement and instrumentation

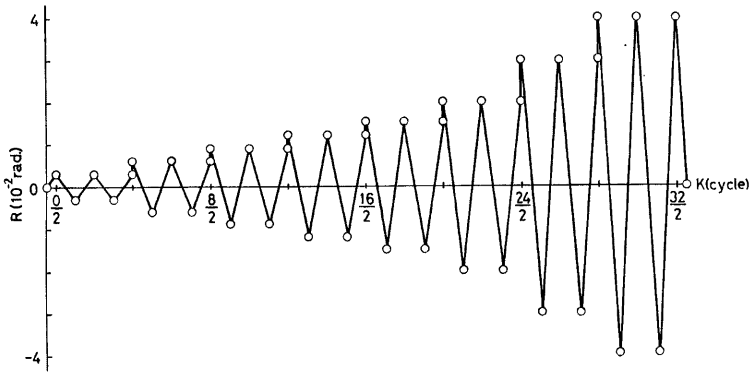


Fig. 6 Loading program

3.2 変位、ひずみの測定

試験体の基準変位量として、柱材の横変位量 δ および柱材の材長にわたる平均軸方向ひずみ量を測定した。

4. 解 析

4.1 基本設定

累加強度理論を用いて、各試験体のせん断耐力を算出し、実験値との比較を試みる。以下に、RC 部分と鉄骨部分のせん断耐力を求める方法を述べる。

4.2 解析に用いた諸変数

- b : 柱断面幅
- D : 柱断面せい
- h : 材長
- ${}_rD$: 鉄筋コンクリート部分の主筋間隔
- ${}_sD$: 鉄骨せい
- η : せん断スパン比 ($=h/D$)
- ${}_rD_1$: 主筋間隔比 ($={}_rD/D$)
- ${}_sD_3$: H 形鋼せい比 ($={}_sD/D$)
- F_c : コンクリート圧縮強度
- ${}_r\sigma_t$: 主筋の引張降伏応力度
- ${}_r\sigma_w$: せん断補強筋の引張降伏応力度
- ${}_s\sigma_f$: H 形鋼フランジの引張降伏応力度
- ${}_s\sigma_w$: H 形鋼ウェブの引張降伏応力度
- ${}_r\rho_t$: 引張鉄筋比
- ${}_r\rho_w$: せん断補強筋比
- A_f : H 形鋼のフランジ断面積
- A_w : H 形鋼のウェブ断面積
- ${}_r\mu_t$: 引張鉄筋係数 ($={}_r\rho_t \cdot {}_r\sigma_t / F_c$)
- ${}_r\mu_w$: せん断補強筋係数 ($={}_r\rho_w \cdot {}_r\sigma_w / F_c$)

- μ_f : 鉄骨フランジ係数 ($=A_f \cdot \sigma_f / b \cdot D \cdot F_c$)
- μ_w : 鉄骨ウェブ係数 ($=A_w \cdot \sigma_w / b \cdot D \cdot F_c$)
- n : 無次元化圧縮力 ($=N / b \cdot D \cdot F_c$)
- q : 無次元化せん断せん断力 ($=Q / b \cdot D \cdot F_c$)

4.3 RC 部分のせん断耐力

Fig. 7 に示すように、仮想的なコンクリート束材、主筋、せん断補強筋で構成されるトラス機構と、無筋コンクリートのみで構成されるアーチ機構の、二者のせん断抵抗機構が存在するとし²⁾、それらの耐力を累加して、RC 部分のせん断耐力とした。

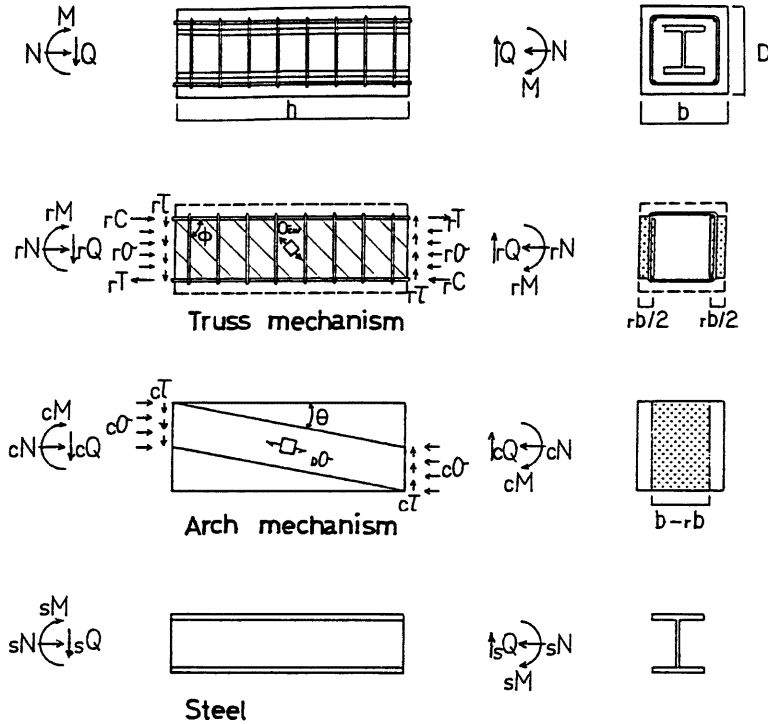


Fig. 7 Resistance mechanism of composite column under combined compression, bending and shear

4.3.1 トラス機構によるせん断耐力

材端部における断面力、 N, M, Q のつり合い式と、せん断補強筋に生ずる引張応力度とコンクリート束材に生ずる圧縮応力度の関係式とから、以下のような $n-q$ 関係が導かれる。 $(n$: 無次元化圧縮力, q : 無次元化せん断力)

- ・主筋の降伏によって決定される $n-q$ 関係

$$-n + (\eta / D_1 + 1)q = 2\mu_f \dots \dots \dots (4.1)$$

$$n + (\eta / \mu_w - 1)q = 2\mu_s \dots\dots\dots (4.2)$$

(4.1) 式は引張主筋の降伏によって、(4.2) 式は圧縮主筋の降伏によってそれぞれ決定される。引張主筋と圧縮主筋が同時に降伏する場合の、無次元化圧縮力と無次元化せん断力を (n_0, q_0) とすれば、(4.1)、(4.2) 式から、

$$n_0 = 2\mu_s \mu_w \mu_r D_1 / \eta \dots\dots\dots (4.3)$$

$$q_0 = 2\mu_s \mu_w \mu_r D_1 / \eta \dots\dots\dots (4.4)$$

となる。

• せん断補強筋の降伏によって決定される n - q 関係

$$q = \mu_w \mu_r D_1 \dots\dots\dots (4.5)$$

引張主筋、圧縮主筋が、せん断補強と同時に降伏する場合の無次元化圧縮力を、それぞれ n_1, n_2 とすれば、(4.1)、(4.2)、(4.5) 式から

$$n_1 = -2\mu_s \mu_w \mu_r (D_1 + \eta) \dots\dots\dots (4.6)$$

$$n_2 = 2\mu_s \mu_w \mu_r (D_1 - \eta) \dots\dots\dots (4.7)$$

となる。

トラス機構の形成に必要なコンクリート束材の幅 b は、この機構の抵抗力に応じて変化し、 b を断面幅 b で無次元化したものを b_1 とおけば、

$$b_1 = 2q / D_1 \dots\dots\dots (4.8)$$

と与えられる。

4.3.2 アーチ機構によるせん断耐力

トラス機構で用いられた残りの幅 $b(b = b - b)$ を持つ無筋コンクリートが、Fig. 7 に示すように材端力 N, M, Q のもとで斜め圧縮材として機能している場合、その最大耐力時の n - q 関係式は、無次元化幅 $b_1 (= b/b)$ を用いて、

$$(n - b_1/2)^2 + (q + b_1 \mu_w / 2)^2 = \{b_1 \sqrt{1 + \eta^2} / 2\}^2 \dots\dots\dots (4.9)$$

(ただし $0 \leq n \leq b_1$)

と表わされる。

4.3.3 アーチ機構 (II) によるせん断耐力

最大耐力以後、コンクリートのひび割れが進行した時点での耐力解析方法として、部材有効全断面を用いたアーチ機構の存在を仮定するよりも、Fig. 8 に示すように、コンクリート断面内に 3 種の独立したアーチ機構が存在すると仮定した方がより自然である。

その仮定に基づいて、このような 3 種類のアーチ機構の耐力を累加したものを、アーチ機構 (II) のせん断耐力と呼ぶことにする。

4.4 鉄骨部分のせん断耐力

鉄骨の曲げ耐力から換算したせん断耐力と、ウェブのせん断降伏で決まるせん断耐力の、小さい方を鉄骨部分のせん断耐力とした。

• 曲げ耐力によって決定される場合

単純化のため、フランジ・ウェブの耐力を別々に考えて、それらを累加した n - q 関係は、

$$-2_s \mu_f - s \mu_w \leq n < -s \mu_w / 2 \text{ のとき}$$

$$q = \frac{s D_1}{\eta} (n + 2_s \mu_f + s \mu_w)$$

$$-s \mu_w / 2 \leq n < \mu_w / 2 \text{ のとき}$$

$$q = \frac{2_s D_1}{\eta} \left(s \mu D_1 \eta + \frac{s \mu_w}{4} \right)$$

$$s \mu_w / 2 \leq n \leq 2_s \mu_f + s \mu_w \text{ のとき}$$

$$q = -\frac{sD_1}{\eta} (n - 2s\mu_f - s\mu_w)$$

となる。

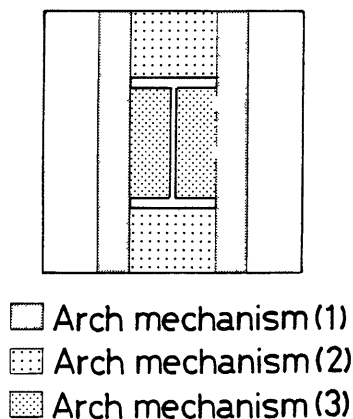


Fig. 8 Divided arch mechanism

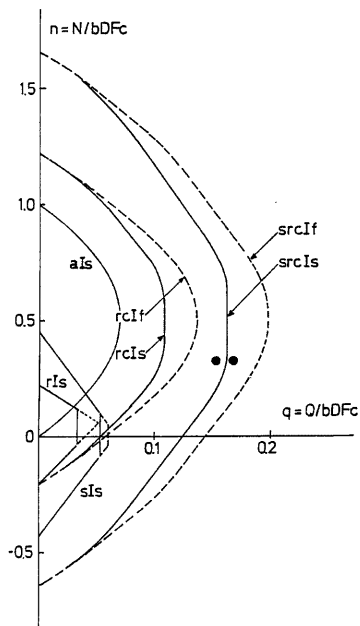


Fig. 9 Interaction curve of composite column

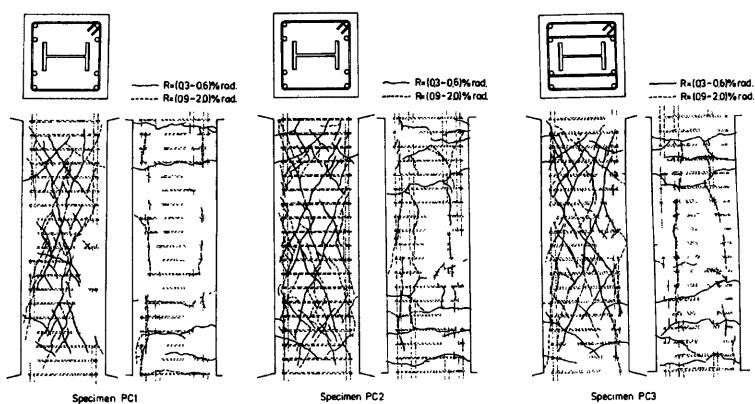


Fig. 10 Crack observations

・ウェブのせん断降伏によって決定される場合

ウェブ断面内のせん断応力度が降伏応力度に達したとすると、無次元化せん断力 q は、

$$q = s\mu_w / \sqrt{3}$$

となる。

4.5 SRC 柱のせん断耐力

RC 部分、鉄骨部分それぞれの耐力曲線の累加強度理論による重ね合わせから、SRC 柱の耐力曲線をもとめ、せん断耐力を算出した。Fig. 9 に、耐力曲線の一例を示す。なお、Fig. 9 において、縦軸は無次元化圧縮力 $n (= N/b \cdot D \cdot F_c)$ を、横軸は無次元化せん断力 $q (= Q/b \cdot D \cdot F_c)$ を表わしている。図中、 I_s, sI_s がトラス機構、アーチ機構の耐力曲線を、そして $I_s, rcI_s, srcI_s$ が鉄骨部分、RC 部分、SRC 柱の耐力曲線を表わす。

5. 実験結果

5.1 ひび割れ、破壊状況

Fig. 10 に、RC 1 のひび割れ概略図を示す。各試験体とも、曲げひび割れと斜張力ひび割れが部材角 $R = \pm 0.003 \text{ rad}$ で、主筋に沿ったせん断付着ひび割れが $R = \pm 0.009 \text{ rad}$ でそれぞれ発生し、 $R = \pm 0.03 \text{ rad}$ 以降では、かぶりコンクリートのはく離が著しくなって主筋およびせん断補強筋が部材全面にわたって露出した。

なお、今回の実験では、過去の実験においてしばしば観察されたような、鉄骨フランジ面に沿ったひび割れはみられなかった。

5.2 履歴曲線

Fig. 11 に、本実験で得られた履歴曲線を示す。図中、縦軸は、油圧ジャッキによって負荷されたせん断力 Q (単位: t) を、横軸は、柱材上下端の相対変位部材角 R (単位: rad) を表わす。また、 $srcQ_{fu}$ 、 $srcQ_{su}$ は、曲げ耐力から算出した SRC のせん断耐力と、トラス機構・アーチ機構の概念を用いて算出した SRC のせん断耐力を表わしているが、 $P-d$ 効果の考慮により、これらの線は傾斜させてある。

各試験体の履歴曲線の形状をみると、いずれもエネルギー吸収量の大きな、安定した紡錘形を示している。Fig. 12 は各試験体のスケルトンを比較したもので、RC 2 は PC 1 に比べて耐力の上昇がみられるものの、エネルギー吸収能力、すなわちループの面積にさしたる変化はなく、それに対して PC 3 は、PC 1 に比べて、耐力、エネルギー吸収能力とも増大の傾向がみられる。

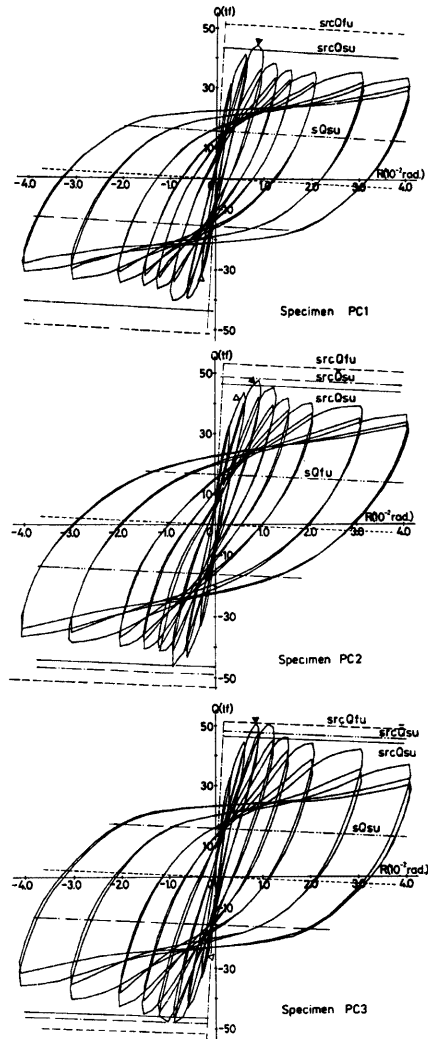


Fig. 11 Load history

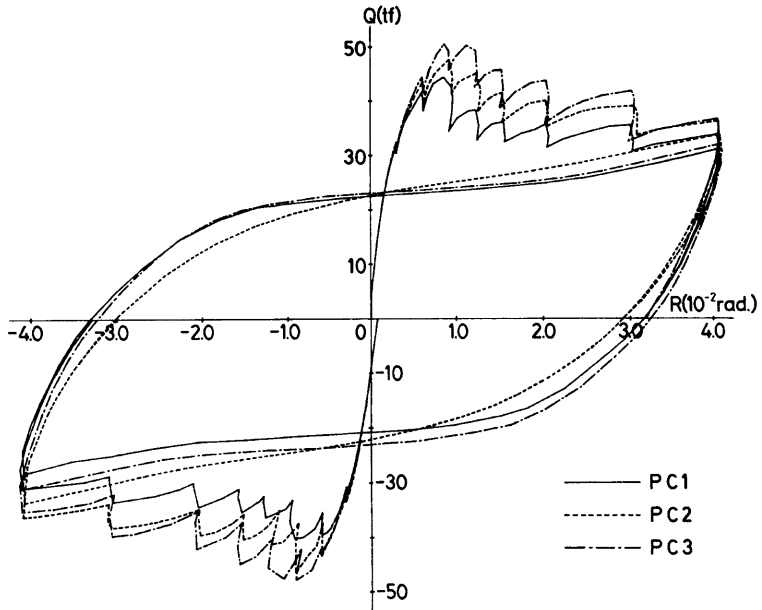


Fig. 12 Skeleton curves

5.3 実験値と解析値の比較

実験で得られた正負の最大せん断力と、解析による耐力曲線との対応を Fig. 13 に示す。図中、縦軸は軸方向圧縮力を、横軸はせん断力を表わし、それぞれ $b \cdot D \cdot F_c$ で無次元化してある。また、実線で示された ${}_{s,c}I_s$ がアーチ機構・トラス機構の概念を用いた耐力曲線を、破線で示された ${}_{s,c}I_f$ が曲げ耐力から算出したせん断耐力曲線を表わし、●印が実験で得られた正負の最大せん断耐力を表わす。Fig. 13 から、 ${}_{s,c}I_s$ は ${}_{s,c}I_f$ に比べて実験結果に対する良い近似を与えているのがわかる。

Fig. 14 は、実験で得られた鉄骨のせん断ひずみ γ (単位: %) と、せん断補強筋の伸びひずみ ε (単位: %) を示し、横軸は部材角 R (単位: rad) を表わしている。この図をみると、 ${}_sQ_{f_u} < {}_sQ_{s_u}$ 、すなわち鉄骨ウェブが必要量以上の断面を持つ PC2 で鉄骨ウェブの降伏が、 ${}_sQ_{f_u} < {}_sQ_{s_u}$ 、すなわちせん断補強筋が必要量以上配されている PC3 でせん断補強筋の降伏が測定されている。これは、過去の実験においてあまりみられなかった現象で、鉄骨とコンクリートとの間になんらかの相互作用が存在したと考えられる。

そこで、その相互作用を把握するために、以下のような仮定を設ける。

1. ${}_sQ_{f_u} > {}_sQ_{s_u}$ かつ ${}_sQ_{f_u} < {}_sQ_{s_u}$ の場合、鉄骨ウェブが必要以上の断面であり、その剰余分がせん断補強筋の不足を補う。
2. ${}_sQ_{f_u} < {}_sQ_{s_u}$ かつ ${}_sQ_{f_u} > {}_sQ_{s_u}$ の場合、せん断補強筋が必要以上に配されており、その剰余分が鉄骨ウェブの不足を補う。

Fig. 13 の耐力曲線で、影をつけた部分がこの仮定を用いた場合の耐力増加分に相当し、もとの ${}_{s,c}I_s$ に比べて、実験結果に対するより良い近似を与える。Fig. 15 は、実験で得られた PC2、PC3 の PC1 に対する耐力増分を示したもので、縦軸はせん断力 Q (単位: t)、横軸は部材角 R (単位: rad) を表わす。さきほ

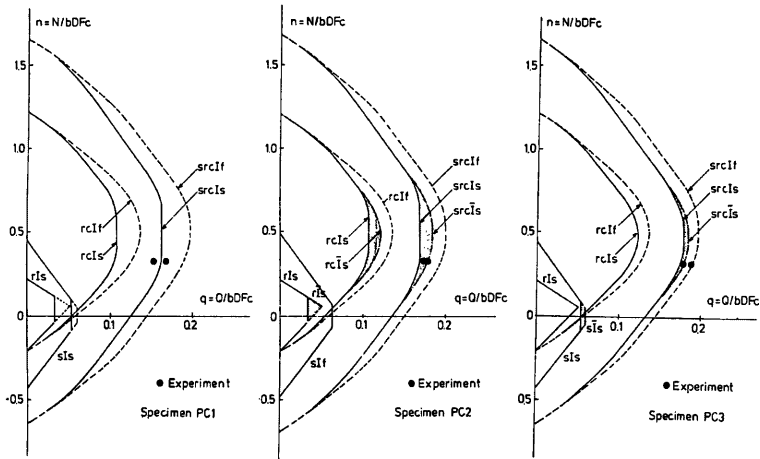


Fig. 13 Comparison of calculated and measured maximum shear strength

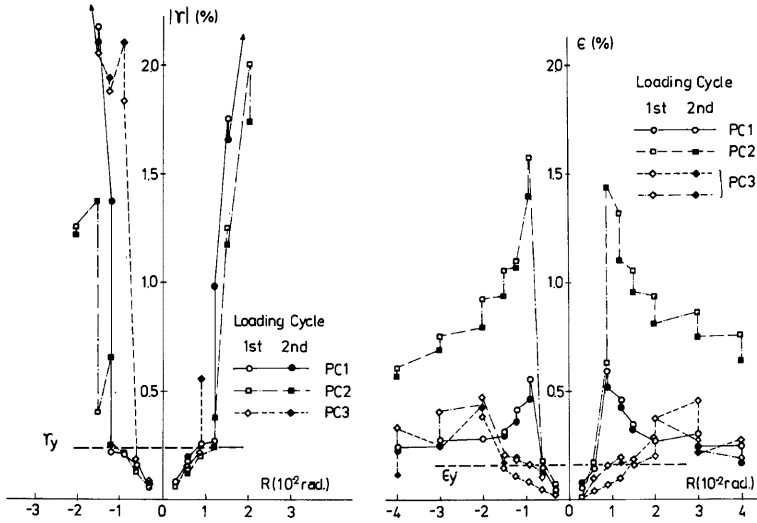


Fig. 14 ν -R and ϵ -R relationships

どの仮定を用いた場合の、PC2とPC1の耐力差を $4, Q$ 、PC3とPC1の耐力差を $4, Q$ として図中に示した。

つぎに、アーチ機構(II)を用いた解析値と、最終ループ、部材角 $R=0.04 \text{ rad}$ 時のせん断耐力との対応を調べる。今回の実験では、各試験体とも、最終ループに達するころにはかぶりコンクリートの試験部全体にわたるはく離がみられたので、それを解析の上で考慮して、コンクリートの断面せいと断面幅が主筋位置ま

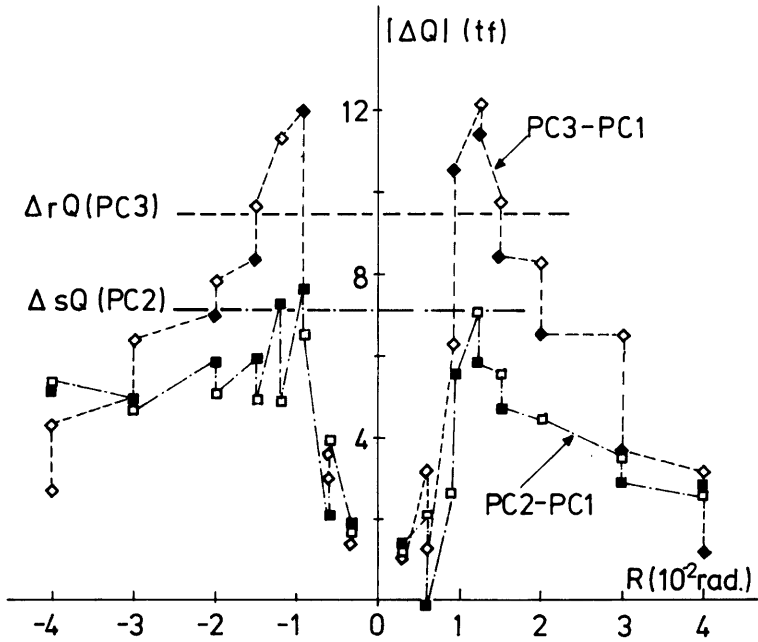


Fig. 15 Difference in load carrying capacity between PC2 and PC1, and PC3 and PC1

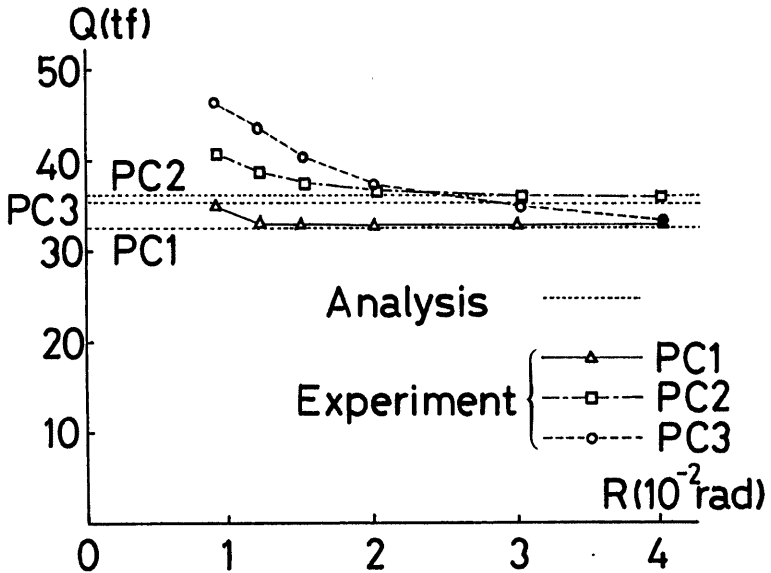


Fig. 16 Comparison of calculated and measured load carrying capacity under large deformation

で減少したと仮定して計算を行った。Fig. 16 に、各変位サイクルにおける最終ループの最大せん断力を示す。Fig. 16 において、縦軸はせん断力 Q (単位: t) を、横軸は部材角 R (単位: $rad.$) を表わし、せん断力の値には、 $P-A$ 効果が考慮されている。図中、点線で示した線がアーチ機構 (II) の仮定を用いたせん断耐力解析値で、各試験体において、大変形時のせん断耐力に対する良い近似を与えている。

6. 結 論

一定軸力と、繰返しせん断力を受ける突起付 H 形鋼を用いた SRC 柱の実験結果により、次の結論を得た。

1. SRC 柱の最大せん断耐力を、トラス機構・アーチ機構の概念を用いた累加強度理論によってかなり忠実に評価できる。
2. SRC 柱に突起付 H 形鋼を用いると、鉄骨部分、コンクリート部分の間で互いに他者の不足を補い合う形での相互作用が存在する。
3. コンクリートのひび割れによるアーチ機構の分離およびかぶりコンクリートのはく離によるコンクリート断面の減少を仮定して解析を行う場合、大変形時の保有水平耐力に対してかなりの近似を与えることが可能である。

謝 辞

本実験は、川崎製鉄株式会社の支援のもとで、大阪工業大学との協同研究として行われた。実験に関しては川崎製鉄の山本昇氏をはじめ、大阪工業大学の諸氏から数多くの御助言、御協力をいただきましたことに、深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 若林 實・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, 昭50.3. pp. 1-17.
- 2) 若林 實・南 宏一：コンクリート系構造物部材のせん断強度について，京都大学防災研究所年報第20号 B-1, 昭52.4., pp. 245-277.