

# せん断破壊を生ずる ] 字形鉄筋コンクリート 骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究

若林 實・南 宏一・岡田 幸三・岩井 哲

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOR OF ]-SHAPE SUBASSEMBLY REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH EMPHASIS ON SHEAR FAILURE OF COLUMN

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI, Kozo OKADA and Satoshi IWAI*

### Synopsis

Tests of 32 specimens of ]-shape subassembly reinforced concrete frames consisting of column failed in shear are made to know the elastic-plastic behavior involved in the large deformation range under monotonic and alternately repeated horizontal load with their columns simultaneously subjected to constant axial load. The principal variables of the testing program are (1) the amount of axial load, (2) the amount of web reinforcement of column, and (3) the length of beam and column. The loading apparatus is designed to meet the state of stress in actual frame. The program of cyclic loading is such that the deflection amplitude is increased and three cycles of loading are done at each amplitude.

The effects of experimental parameters on the strength, stiffness, ductility and energy dissipation are carefully studied and simplified mathematical model of shear bond failure mechanism of column are discussed.

### 1. 序

鉄筋コンクリート構造部材および骨組のせん断破壊強度や最大耐力以後の非弾性領域を含めた変形特性の解明は極めて重要な課題である。しかし、その問題の解明はまた最も困難なものの一つとして考えられている。せん断力が作用する部材に対しては、基本的には断面における平面保持の仮定が成立せず、従ってそれにかわりうる「平面保持の仮定が成立しない場合の変形適合条件式」を確立することが必要となるが、その条件式を理論的かつ実験的に樹立することが極めて困難であるということがその理由の一つとしてあげられる。

欧米では、20世紀初頭より数多くの研究者によって、はり部材のせん断強度に関する研究がなされており、数多くの実験式や半理論式が提案されているが、すべての場合に適用できるような普遍的なせん断破壊理論は得られていない。

一方わが国でも、先般の十勝沖地震においても見られたように、数多くの鉄筋コンクリート構造物が柱材のせん断破壊によって崩壊し、鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法を確立する上にも、この問題を解明することが強く要求されてきた。その後、多くの組織的な実験的研究がなされ、単調およびくり返しせん断力を受ける鉄筋コンクリート柱部材・はり部材に対する静的復元力特性は、現在ほぼ明らかにされつつある。

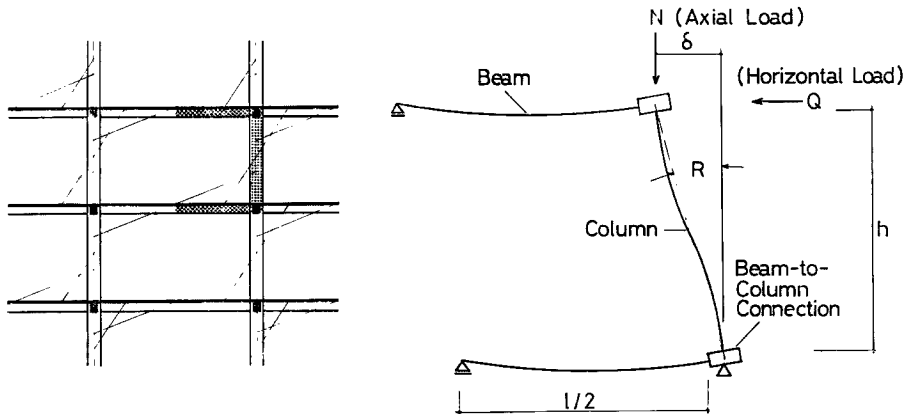
本研究は、このような現状にあることに着眼し、曲げ破壊に対してせん断破壊が卓越する柱材で構成される鉄筋コンクリート骨組構造物の弾塑性性状を実験的に把握し、さらにそれによって得られたいくつかの知見に

に基づき、柱材および骨組のせん断弾塑性挙動の理論的なアプローチを試みようとするものである。

## 2. 実 験

### 2.1. 実験計画と実験変数

**Fig.1** (a), (b) に示す多層多スパンラーメン中の陰影を施したコの字形の骨組を選び、この骨組の静的復元力特性を調べる。



(a) Bending moment distribution of multi-story frame under horizontal load

(b) An interior component of reinforced concrete frame.

Fig. 1 Idealized model of interior subassembly.

本実験では、全試験体ともその荷重履歴において、柱のせん断破壊がはりの曲げ破壊、せん断破壊に対して先行するように計画した。

計画された実験系列を **Table** に示す。試験体総数は32体で、そのうち半数は単調荷重をし、残り半数はくり返し荷重をする試験体である。

本実験における実験変数としては、軸力比  $N/N_0$  ( $N$ : 作用軸力,  $N_0$ : 累加強さ式によって求めた中心圧縮耐力で,  $N_0 = (1 + 2\mu) b D F_c$ )、柱のせん断スパン比  $h/D$  ( $h$ : 柱内法長さ,  $D$ : 柱断面せい) およびはりのせん断スパン比  $l/D$  ( $l$ : はり内法長さ,  $D$ : はり断面せい)、柱のせん断補強筋比  $P_w$  を選び、各々の実験変数の試験体に対し、単調およびくり返し水平力を負荷させた。各試験体の名称は、最初の英字が骨組を示し、次の5つの数字は、最初がはりのせん断スパン比を、次の2つで柱のせん断スパン比とせん断補強筋比を示し、残りの2つの数字で軸力比を示している。そして最後の英字が単調荷重 ( $M$ ) とくり返し荷重 ( $R$ ) の区別を示す。

### 2.2. 試験体の設計

試験体断面構成詳細を **Fig.2** (a), (b) に示す。全試験体とも、柱断面は  $b \times D = 150\text{mm} \times 150\text{mm}$  ( $b$ : 断面幅,  $D$ : 断面せい) の正方形断面を採用した。主鉄筋には  $D10$  を8本使用し、片側主鉄筋比  $P_t = 1.27\%$  で、主筋のかぶり厚さは主筋の重心より20mmとした。

はり断面は、 $b \times D = 150\text{mm} \times 200\text{mm}$  の長方形断面を採用し、主鉄筋には  $D13$  を6本と4本の2段配筋とし片側主鉄筋比  $P_t = 2.70\%$  とした。主筋のかぶり厚さは外側主筋の重心より20mmとし、有効はりせいを164mmとした。

せん断補強筋は、柱、はりともに  $4.5\text{mm}\phi$  の普通丸鋼を使用し、 $135^\circ$  に折り曲げて取り付けしたが、その取り付け位置を  $90^\circ$  ずつずらして、せん断補強筋の定着部の破壊が一隅角部に集中しないようにした。

試験体としては、せん断スパン比  $h/D=3$  の柱で構成される骨組について、柱の補強筋比  $P_w=0.85\%$  (補強筋間隔25mm@)  $P_w=0.47\%$  (同45mm@) の2種類、せん断スパン比  $h/D=5$  の柱で構成される骨組について、柱のせん断補強筋比  $P_w=0.56\%$  (同37.5mm@)  $P_w=0.28\%$  (同75mm@) の2種類とし、それぞれの柱に対して、はりのせん断スパン比  $l/D=4$  ( $P_w=0.61\%$ ) と  $l/D=8$  ( $P_w=0.42\%$ ) の2種類を選ぶことにより、合計8種類の骨組を計画した。また、試験体は柱でのみ破壊が生ずるよう留意し、はりおよび柱・はり接合部においてこわれることなく、柱の破壊によって骨組の耐力が決定されるように設計した。試験体の配筋状況を **Photo. 1** に示す。

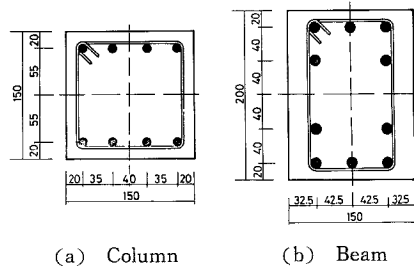


Fig. 2 Cross section of test specimen.

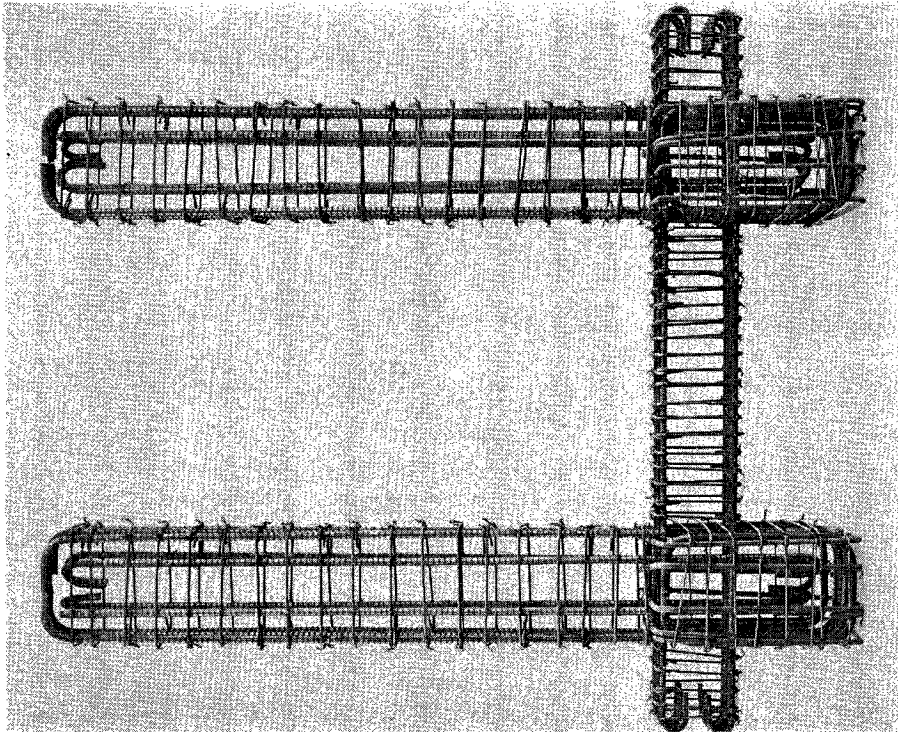


Photo. 1 Reinforcement cage for specimen F838.

試験体作製にあたっては、全試験体とも水平振動打ちとし、コンクリート打設後3日に脱枠し、空中養生とした。

なお、柱・はり接合部は、**Fig. 3** に示すように、断面幅を変えて鉄筋で補強し、載荷に際しては接合部両側に用-16の鉄板をあてがいボルト11本で側圧を加えて補強を行なった。

### 2.3. 試験体の材料

各試験体の主鉄筋、せん断補強筋、およびコンクリートの力学的性質を **Table** に示す。

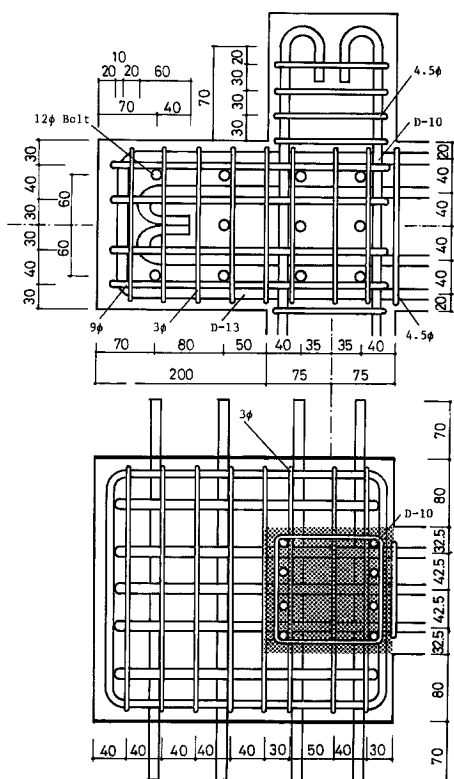


Fig. 3 Detail of beam-to-column connection.

断力を加え、かつ、口型フレームに取り付けたせん断力を加える油圧ジャッキの荷重作用線を、試験体上部に取り付けた浮動L字型フレームを介して、試験体の柱中央部を通るように設置し、油圧ジャッキに圧縮力あるいは引張力を加えることによってのみ試験体の柱中央部に反曲点を与える逆対称曲げモーメントが負荷されるようにした。(2)については、本実験装置では、理論的には試験体両端部において等しい弾塑性変形性状を示すことになるが、試験体の製作誤差および材料の不均質さにともなって、一方の材端部のみに過度の変形が生じ、試験体に非対称の変形状況を生ずることが予想される。このような変形状況を除去するために、一対のモーメントのみに抵抗でき、平行部を保持しながら自由に水平移動が可能な平行移動保持装置を考案し、せん断力を負荷する油圧ジャッキを設置した口型フレームの上ばりと試験体上部に取り付けた浮動L字型フレームとの間に設置した。従って、一方の材端部のみが回転しようとする時、この平行移動保持装置によって、両端部に微小な拘束モーメントを生じてその回転が制御される。(3)については、軸方向力 $N$ を油圧ジャッキで負荷させ、その荷重線を一定に保ちながら柱上端のみに水平変位 $\delta$ を与えると、いわゆる $N\delta$ の付加モーメントが生ずるが、Fig. 5に示すように、平行移動保持装置によってその付加モーメント $N\delta$ は柱材の上端および下端部に $N\delta/2$ ずつ分担され、柱材にはせん断力による曲げモーメントと付加モーメントを累加した曲げモーメントが逆対称分布になるように考慮した。(4)については、作用軸力30t、水平変位 $\delta=\pm 200\text{mm}$ によって生ずる付加モーメントに抵抗できるように、平行移動保持装置の部材断面および節点を設計することによってその考慮がなされた。

Photo. 2にF438の試験体に対する実験風景を示す。

全試験体に対し、主鉄筋にはSD30の異形鉄筋を、せん断補強筋にはSR24相当品の普通丸鋼を使用した。

主筋に用いた異形鉄筋、およびせん断補強筋に用いた丸鋼も明確な降伏点を示した。

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15mm以下の碎石を、細骨材には2.5mm以下の川砂を使用した。コンクリートの調合設計は全試験体共通とし、設計強度 $F_c=225\text{kg/cm}^2$ 、スランプ18~20cmに対して、水セメント比を61%、重量調合比で、セメント：砂：砂利=1:2.27:2.62とし、AE剤を0.4%混入した生コンクリートを使用した。

#### 2.4. 実験装置

実験装置の概略をFig. 4に、その載荷原理をFig. 5に示す。本装置の設計にあたって留意された主な点は、(1)くり返し曲げ、およびせん断力が容易にかつ、簡便に載荷されること、(2)全変形過程を通じて、試験体上下の変形が逆対称となること、(3)柱の作用軸方向力と柱材の水平変位にともなう付加モーメント( $N-\delta$ 効果)の影響が柱材に含まれること、(4)試験体の崩壊に至るまで載荷可能なこと、の4点である。

(1)については、圧縮100t、引張50t、最大ストローク $\pm 200\text{mm}$ の油圧ジャッキを用いて、試験体にせん断力を加えること、(2)については、理論的には試験体両端部において等しい弾塑性変形性状を示すことになるが、試験体の製作誤差および材料の不均質さにともなって、一方の材端部のみに過度の変形が生じ、試験体に非対称の変形状況を生ずることが予想される。このような変形状況を除去するために、一対のモーメントのみに抵抗でき、平行部を保持しながら自由に水平移動が可能な平行移動保持装置を考案し、せん断力を負荷する油圧ジャッキを設置した口型フレームの上ばりと試験体上部に取り付けた浮動L字型フレームとの間に設置した。従って、一方の材端部のみが回転しようとする時、この平行移動保持装置によって、両端部に微小な拘束モーメントを生じてその回転が制御される。(3)については、軸方向力 $N$ を油圧ジャッキで負荷させ、その荷重線を一定に保ちながら柱上端のみに水平変位 $\delta$ を与えると、いわゆる $N\delta$ の付加モーメントが生ずるが、Fig. 5に示すように、平行移動保持装置によってその付加モーメント $N\delta$ は柱材の上端および下端部に $N\delta/2$ ずつ分担され、柱材にはせん断力による曲げモーメントと付加モーメントを累加した曲げモーメントが逆対称分布になるように考慮した。(4)については、作用軸力30t、水平変位 $\delta=\pm 200\text{mm}$ によって生ずる付加モーメントに抵抗できるように、平行移動保持装置の部材断面および節点を設計することによってその考慮がなされた。

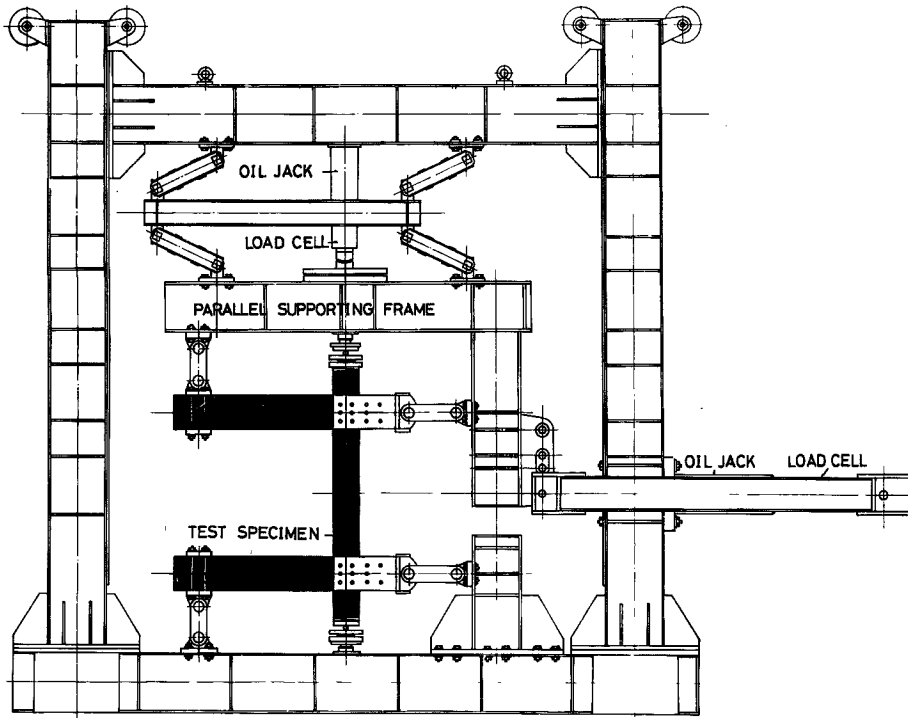


Fig. 4 Loading apparatus.

### 2.5. 測定装置

変位測定装置の概略を Fig. 6 に示す。基準変位量としては、上下はり部材の中心線位置の層間水平変位量を選び、ダイヤルゲージ (①) と摺動抵抗変位計 (②, ③) により測定した。また、変位計によって、柱部材のみの相対変位量 (④, ⑤), 骨組の鉛直変位量 (⑥), 柱の材端回転角 (⑦, ⑧, ⑨, ⑩), はりの材端回転角 (⑪, ⑫, ⑬, ⑭), およびはりの部材回転角 (⑮, ⑯, ⑰, ⑱) などを測定した。さらに、柱およびはり材の主鉄筋のひずみの推移状況を観察するために、主鉄筋に沿って W. S. G. を貼付し、特に柱およびはり材の材端部付近の平均ひずみ量は試作したパイ型ゲージを設置することによって、各々測定した。

### 2.6. 載荷プログラム

本実験では、単調およびくり返しの 2 種類の荷重載荷を同一の実験変数をもつ骨組試験体について計画した。そのくり返しに対する載荷プログラムを Fig. 7 に示す。層間部材角  $R$  に対して、 $R = \pm 0.005\text{rad.}, \pm 0.010\text{rad.}, \pm 0.015\text{rad.}, \pm 0.020\text{rad.}, \pm 0.025\text{rad.}, \pm 0.030\text{rad.}$  の漸増定変位振幅を与え、さらに同一変位振幅に

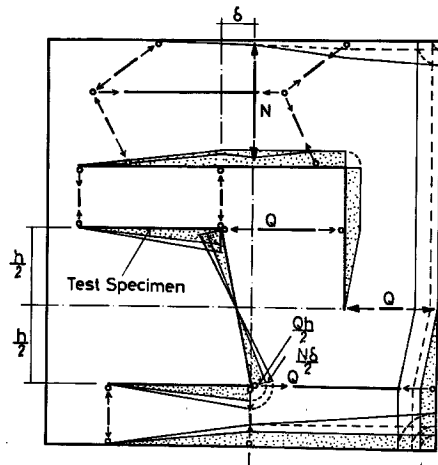


Fig. 5 Loading Principle.

に同一変位振幅に

おいて各3回のくり返し載荷を行なって、耐力低下およびエネルギー消費などを調べる。

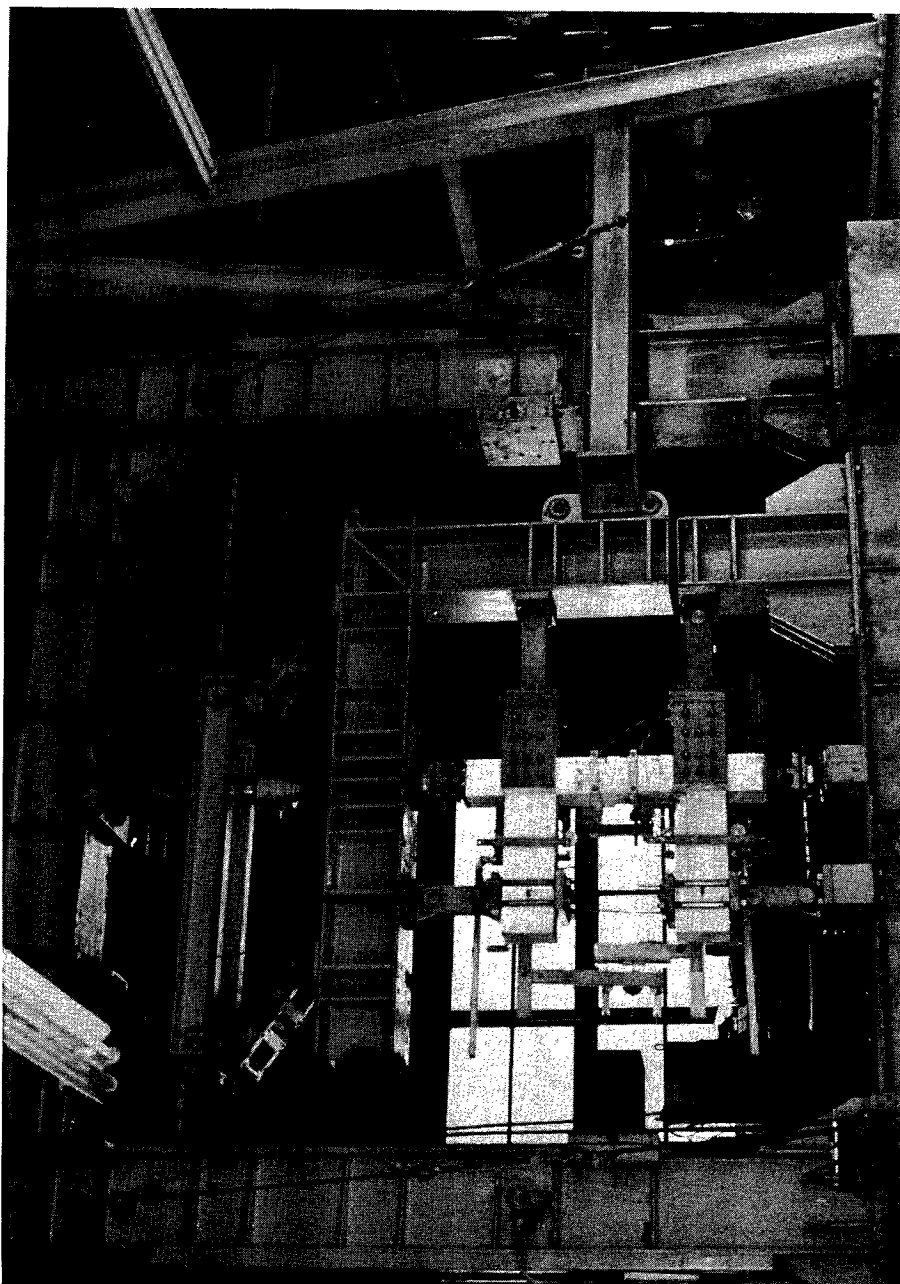


Photo. 2 General test arrangement.

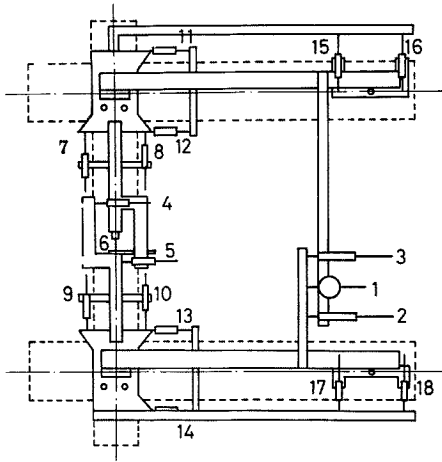


Fig. 6 Deformation instrumentation.

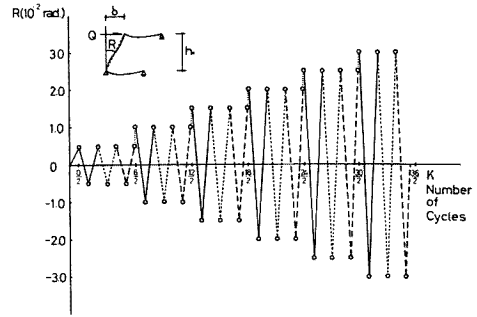


Fig. 7 Loading program.

### 3. 実験挙動

試験体のひび割れ状況の例を Photo. 3 に示す。

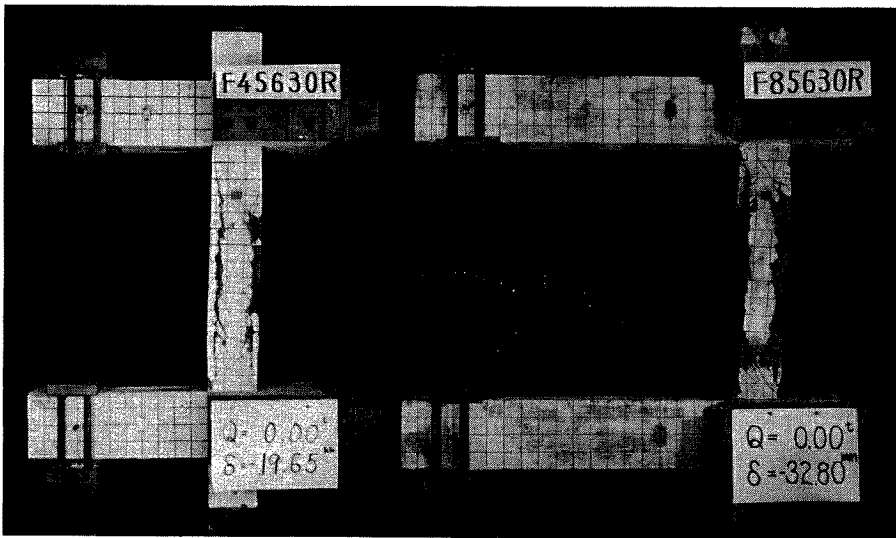


Photo. 3 Example of damage to column due to repeated abrasion.

骨組に単調せん断力を与えた場合の破壊性状を、柱の種別について述べる。

$h/D=3$  の柱で構成される骨組に対しては、せん断補強筋量が多い場合、 $N/N_0=0.15$  では、はりのせん断スパン比の大小にかかわらず、曲げひび割れおよび斜めせん断ひび割れが発生した後、主鉄筋に沿った付着ひび割れの成長が顕著となり、せん断付着破壊の様相を呈する。また、 $N/N_0=0.30$  では、はりのせん断スパン比  $l/D=4$  の場合、斜張力にともなう斜めひび割れが成長し、斜張力破壊を起すが、 $l/D=8$  の場合には、斜

めひび割れ発生後、付着ひび割れの成長により付着破壊の様相を呈する。他方、せん断補強筋量が少ない場合、はりのせん断スパン比の大小にかかわらず、 $N/N_0=0.15$  では斜張力破壊の様相を呈し、 $N/N_0=0.30$  ではせん断付着破壊の様相を呈する。

$h/D=5$  の柱で構成される骨組に対しては、 $N/N_0=0.15$  では、せん断補強筋量が多い場合、はりのせん断スパン比の大小にかかわらず、斜張力破壊の様相を呈し、せん断補強筋量が少ない場合には、はりのせん断スパン比  $l/D=4$  では斜張力破壊を、 $l/D=8$  では付着破壊の様相を呈する。また、 $N/N_0=0.30$  の場合には、せん断補強筋量の多少、および、はりのせん断スパン比の大小にかかわらず、せん断付着破壊の様相を呈する。以上を総括すれば、 $N/N_0=0.15$  の場合には斜張力の影響が大きく、一方、 $N/N_0=0.30$  になると付着力の影響が大きくなる。

他方、くり返し载荷を行った場合には、そのほとんどの試験体が、 $N/N_0$  の大小、せん断補強筋量の多少、および、せん断スパン比の大小にかかわらず、せん断付着破壊の様相を呈している。

#### 4. 荷重—変形曲線

単調载荷試験における荷重—変形曲線を Fig. 8 (a) ~ (d) に示す。縦軸は作用せん断力  $Q(t)$  を表わし、横軸は層間水平変位量  $\delta(\text{mm})$  を表わす。

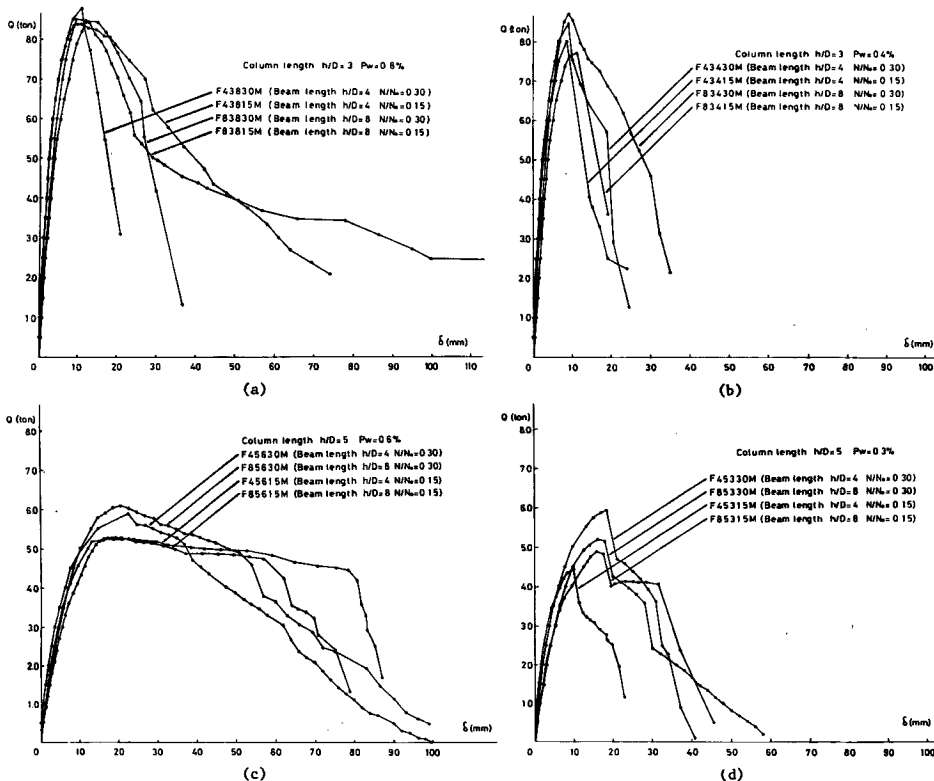


Fig. 8 Shear-deflection relationships for monotonic loading.

Fig. 9 (a) ~ (p) にくり返し载荷試験における荷重—変形曲線を示す。縦軸は作用せん断力  $Q(t)$  を表わし、横軸は層間部材回転角  $R(\text{rad.})$  を表わす。



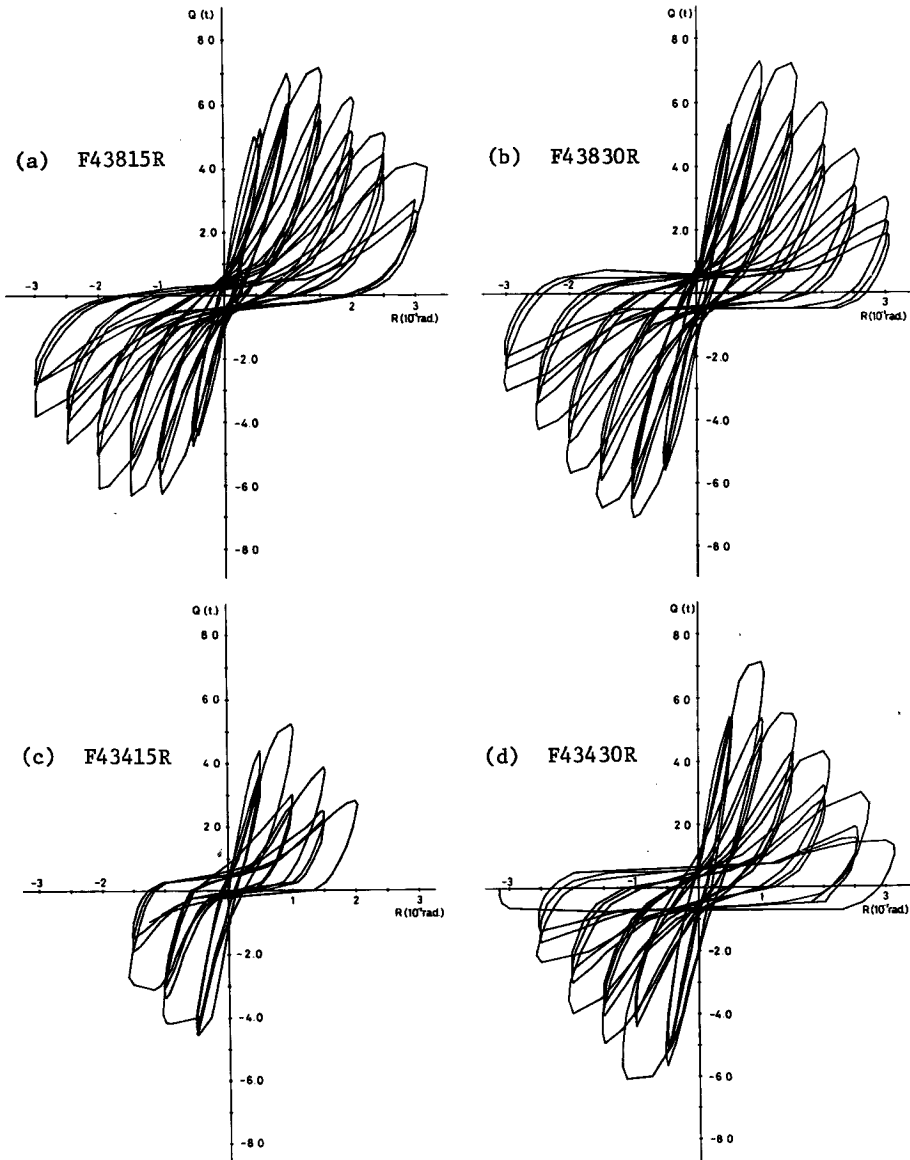


Fig. 9 Shear-deflection relationships for repeated loading.

Fig. 8 (a) ~ (d) はそれぞれ、柱のせん断スパン比、せん断補強筋量を固定し、はりのせん断スパン比と軸力比を変数とした場合の比較を示す。

単調載荷においては、軸力比が  $N/N_0=0.30$  の場合には、最大耐力は  $N/N_0=0.15$  の場合よりわずかに高く、せん断補強筋量の多い柱で構成される骨組では、 $h/D=3$  の柱と  $l/D=8$  のはりで構成される骨組を除いては、柱のせん断スパン比にかかわらず、 $N/N_0=0.15$  の場合より変形能力は低下し、耐力低下率も大きくなっている。また、せん断補強筋量の少ない柱で構成される骨組に対しては、 $N/N_0=0.15$  の場合より変形能力は増大する傾向を示す。しかし、 $N/N_0=0.30$  の場合には、せん断補強筋比の大小、柱のせん断スパン比の大小にか

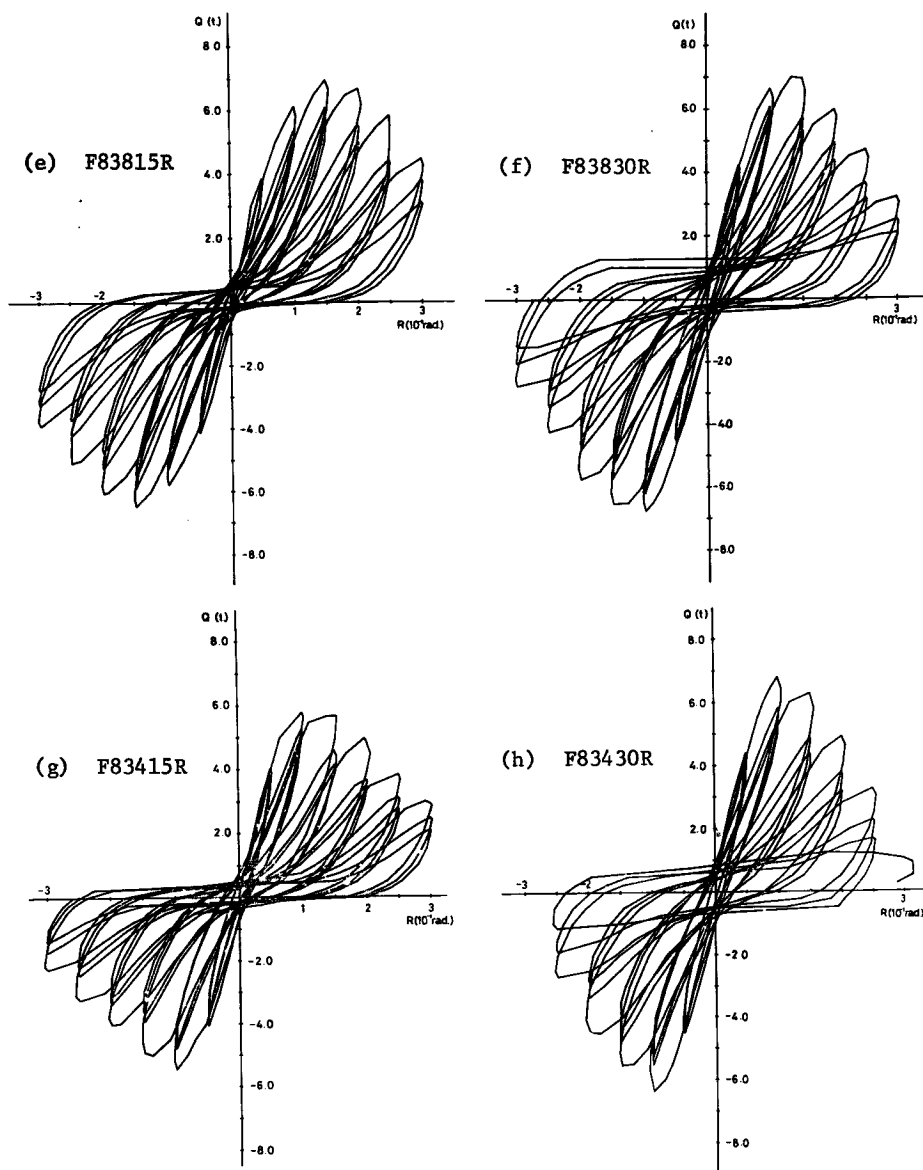


Fig. 9 Shear-deflection relationships for repeated loading.

かわらず、骨組を構成するはりの剛性が低いほど、変形能力は増大している。 $N/N_0=0.15$  でせん断補強筋量が多い場合には、柱のせん断スパン比の大小にかかわらず、はりの剛性が高いほど、変形能力は増大する傾向にある。また、 $h/D=5$  の柱に対しては、せん断補強の効果は顕著であるが、 $h/D=3$  の柱に対しては、せん断補強の効果はそれほど期待できないことがわかる。

くり返し載荷においては、種々の実験変数のいかににかかわらず、部材回転角  $R = \pm 0.010 \sim \pm 0.020$  rad. で最大せん断耐力に達し、それ以後の変位振幅の漸増にともなって、急激な耐力低下をとまなうスリップ型の

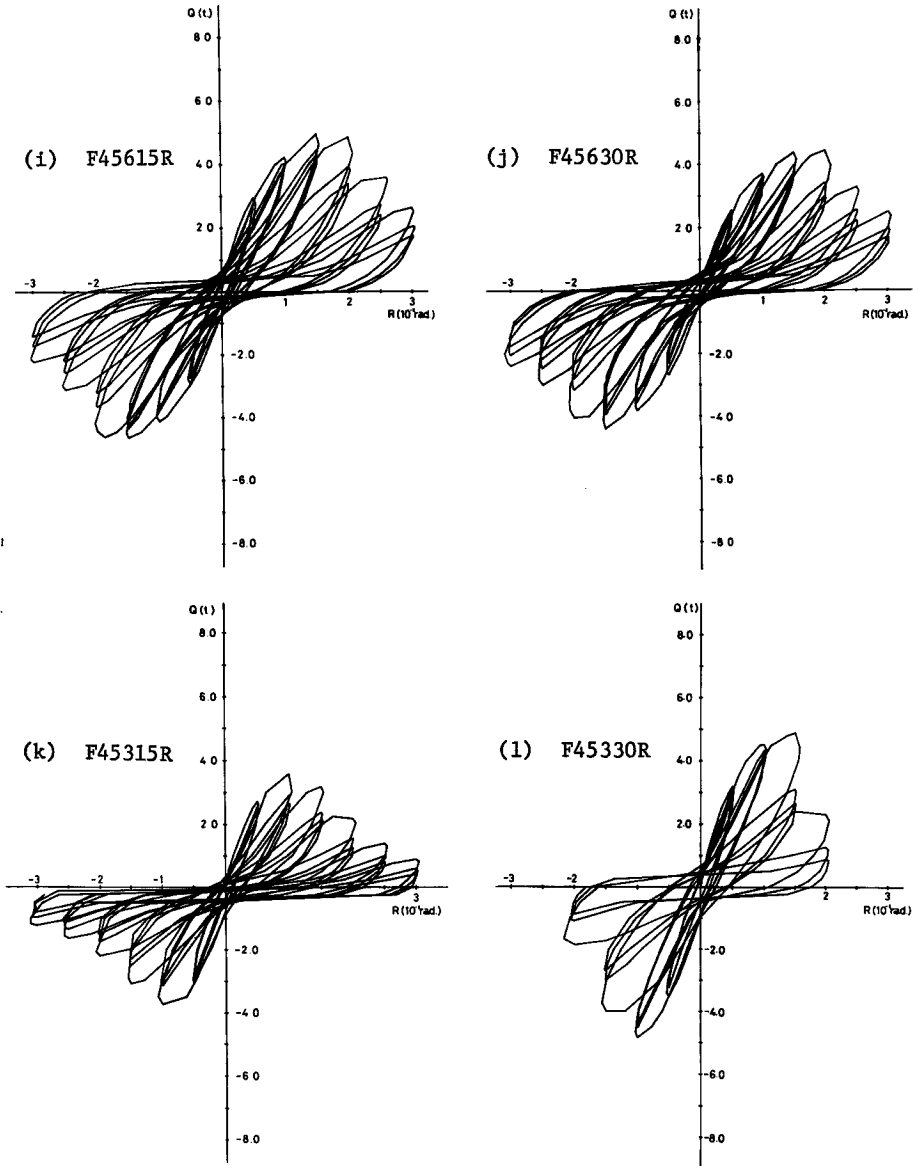


Fig. 9 Shear-deflection relationships for repeated loading.

逆S字型の履歴曲線を示し、消費エネルギー量の極めて小さい曲線になっている。変位振幅が、 $R = \pm 0.015$  rad. 以上の載荷履歴に対して、変位部材角が  $R = 0$  rad. となる時の保有せん断抵抗力は、ほぼ一定値を示す傾向にある。また、単調載荷の場合と比べると、せん断補強筋量が少なく、軸力比が  $N/N_0 = 0.15$  の場合には、最大せん断耐力はかなり低下している。

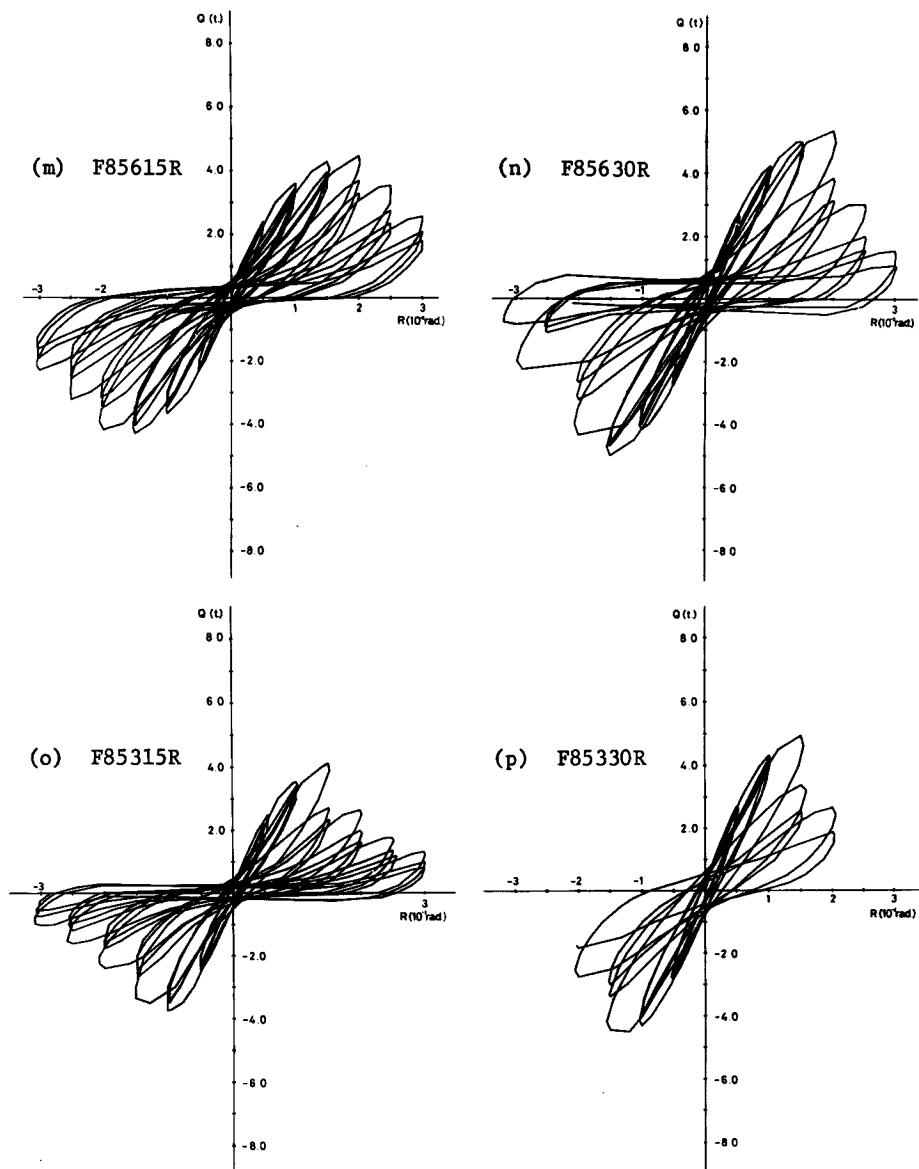


Fig. 9 Shear-deflection relationships for repeated loading.

## 5. 実験結果

### 5.1. せん断耐力

本実験で示された、各試験体の初期せん断ひび割れ時、最大せん断耐力時の荷重  $Q(t)$  と部材回転角  $R(\text{rad.})$ 、および部材回転角  $R=0.030\text{rad.}$  における荷重の値を、Table に示す。

各試験体の最大せん断耐力と、部材角  $R=\pm 0.030\text{rad.}$  における保有せん断力、斜めひび割れ発生時のせん断力を Fig. 10 に示す。縦軸は作用せん断力を横軸は試験体番号を示し、図中の○印は最大せん断耐力を、●

印は  $R = \pm 0.030 \text{ rad.}$  における保有せん断耐力を， $\triangle$ 印は斜めひび割れ発生時のせん断耐力を示す。

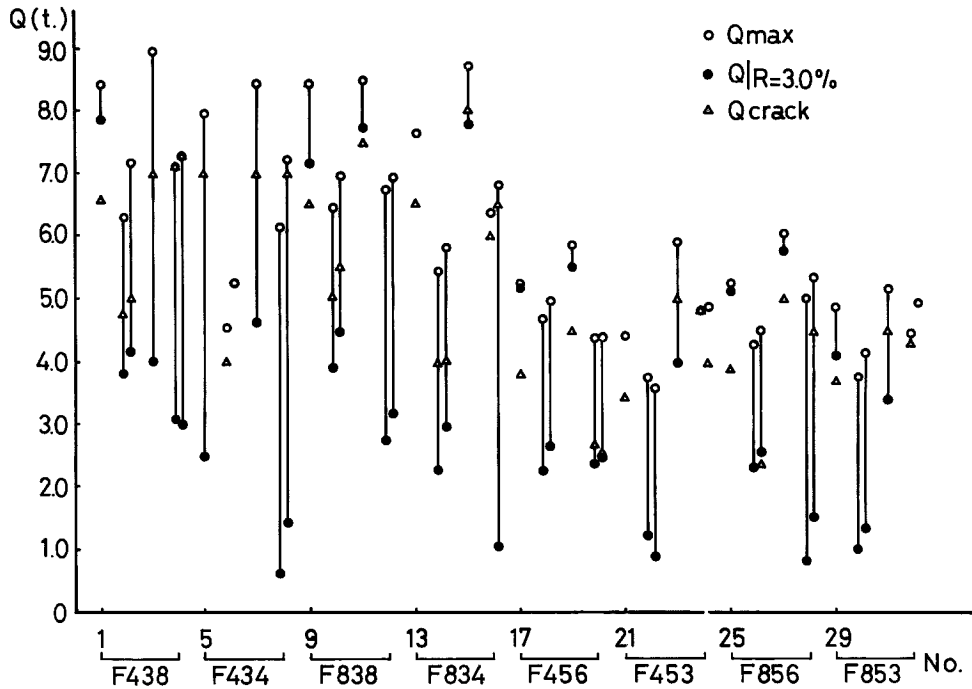


Fig. 10 Measured maximum and minimum shear.

**Fig. 11** に最大せん断耐力および  $R = 0.030 \text{ rad.}$  における保有せん断耐力と、建築学会規準短期許容せん断耐力との比較を示す。縦軸はせん断耐力を横軸は試験体番号を示す。図中の○印は最大せん断耐力を，●印は  $R = 0.030 \text{ rad.}$  における保有せん断耐力を，棒グラフは建築学会規準短期許容せん断耐力のそれぞれを示す。

最大せん断耐力は、建築学会規準の短期許容せん断耐力に対しては、1~3.5の安全率を有しているが、 $R = 0.030 \text{ rad.}$  の変位振幅における保有せん断耐力に対しては、1以下の安全率になる試験体が多い。

### 5.2. せん断耐力とくり返し回数

各くり返しサイクルにおける最大せん断力  $Q(t)$  と、くり返し回数  $K$  との関係を **Fig. 12 (a), (b), (c)** に示す。縦軸は各くり返しサイクルにおける最大せん断力  $Q(t)$  を、横軸はくり返し回数  $K$  を表わす。

**Fig. 12 (a)** は柱のせん断補強筋量を変数とした場合の比較を示す。変位振幅が  $R = \pm 0.010 \text{ rad.}$  に至るまでは、せん断補強筋量の多少にかかわらず、耐力の差は認められないが、せん断補強筋量の少ない骨組では、 $R = \pm 0.010 \text{ rad.}$  で最大耐力に達し、その後耐力は低下する。しかしながら、せん断補強筋量の多い場合には、 $R = \pm 0.015 \text{ rad.}$  で最大耐力に達し、せん断補強筋量の増加にともなって、耐力および変形能力の増大が期待できる。しかし、 $R = \pm 0.015 \text{ rad.}$  以上の変位過程では耐力は低下し、耐力低下の状況はせん断補強筋量の少ない場合と、極めて類似する様相を示している。

**Fig. 12 (b)** は、軸力比を変数とした場合の比較を示す。せん断補強筋量にかかわらず軸力比が大きい場合、最大耐力に至るまで耐力は総体に高く、その後の低下は著しい。

なお、 $N/N_0 = 0.30$  の場合は、柱材のせん断補強筋の多少にかかわらず、最大せん断耐力はほぼ同じ値を示すが、 $N/N_0 = 0.15$  の場合は、せん断補強筋量によって、最大せん断耐力に差が生じて、この場合せん断補強筋量の少ない程耐力は低い。

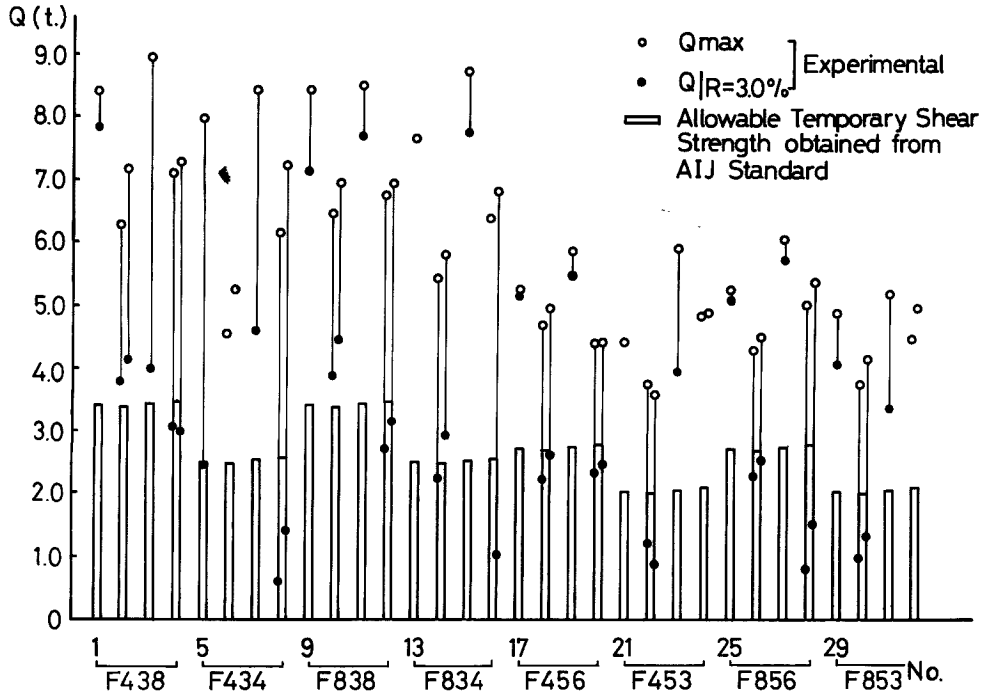


Fig. 11 Temporary allowable shear strength obtained from A. I. J. standard.

Fig. 12 (c) は、はりのせん断スパン比を変数とした場合の比較を示す。最大耐力に至るまでは、はりの剛性が高い骨組ほど耐力は大きいが、その後の変位振幅では、はりの剛性のいかにかわらず、全く同じ復元力特性を示している。

また、最大耐力以後の耐力低下に及ぼす軸力の影響は、柱の長いものほど顕著である。

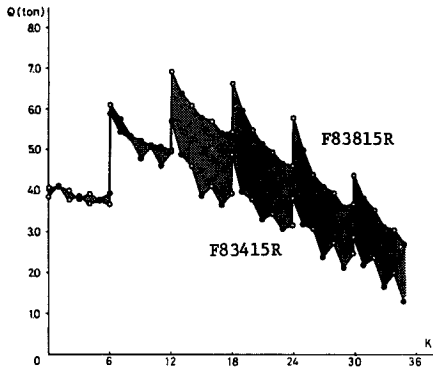
### 5.3. 各位振幅におけるせん断力低下

Fig. 13 に、同一変位振幅における耐力低下状況の一例を示す。縦軸はその変位振幅の第1サイクルにおける最大せん断力に対する耐力低下率を、横軸は同一変位振幅におけるくり返し回数  $K$  を表わす。○印は正のせん断力、●印は負のせん断力の領域における値を示す。全試験体について共通して言えることは、各同一変位振幅におけるくり返しによって示される耐力低下率は、第2サイクル時に大きい値を示し、第3および第4サイクルと、くり返し回数の増加にともなって、その耐力低下率は漸減している。変位振幅の増加にともなって、第1サイクル時と第2サイクル時との耐力低下率は、大きくなっているが、しかし、第2サイクル時から第4サイクル時にいたる耐力低下率は、変位振幅のいかにかわらずほぼ、同じ値となり興味ある結果を示している。また、はりのせん断スパン比、軸力比にかかわりなく、柱のせん断補強筋量が少ない場合は、多い場合より耐力低下率は大きく、特に、最大耐力時の低下が大きくなっている。軸力比が高い場合は、せん断補強筋の多少にかかわらず、軸力比が小さい場合よりも耐力低下率は大きく、最大耐力以後はより顕著となる。これらの影響ははりの剛性が高いほど大きく、柱長が長いほど大きい。

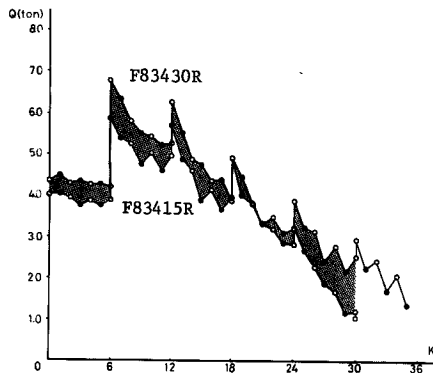
### 5.4. 除荷点連結曲線

Fig. 14 に、各々の変位振幅における第1および第3サイクル時の、最大せん断耐力を結んで求めた除荷点連結曲線の一例を示す。比較のために単調減荷の荷重変形曲線をあわせて示している。縦軸は作用せん断力  $Q(t)$  を、横軸は部材回転角  $R$  (rad.) を表わす。

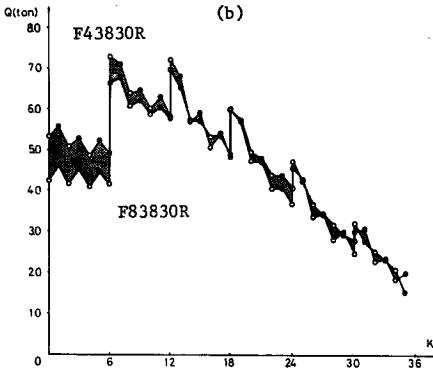
一般的に、最大耐力にいたるまでは、第1サイクル時と第3サイクル時の連結曲線には、あまり差はみられ



(a)



(b)



(c)

Fig. 12 Relationships between shear strength and cycle number.

U<sub>i</sub> (図中の細線のグラフ) を、左の縦軸は累積エネルギー消費量 U (太線のグラフ) を表わし、横軸はくり返しサイクル数 K を表わす。

Fig. 16 (a) は柱のせん断補強筋量を変数とした場合の比較を表わす。最大耐力に至るまでは、せん断補強筋量の多少にかかわらず同一か、もしくは、せん断補強筋量の多い場合の方がエネルギー消費量はやや少なくなっているが、最大耐力以後は、逆にせん断補強筋量の多い骨組ほどエネルギー消費量は増大する。また最大耐力以後の変位振幅における各サイクルのエネルギー消費量は、せん断補強筋量が多い場合では増大するが、

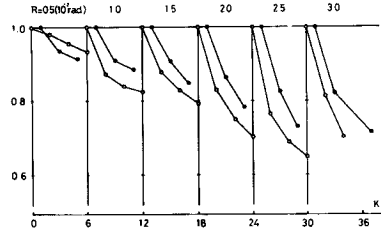


Fig. 13 Deterioration of shear strength under a fixed value of the displacement amplitude for specimen F83815R.

ない。最大耐力以後の変位振幅では、第3サイクル時の連結曲線は、第1サイクル時に比して、小さい耐力をあたえるが、しかしながら耐力の低下率は、軸力比およびせん断補強筋量の多少にかかわらず、第1サイクル時のものとほぼ同じ値を示している。

### 5.5. 各変位振幅における履歴曲線

各変位振幅における第1サイクルと、第3サイクルの履歴曲線の一例を Fig. 15 に示す。縦軸は作用せん断力  $Q(t)$  を、横軸は部材回転角  $R$  (rad.) を表わす。

一般的に見ると最大耐力までは、せん断補強筋量の多少にかかわらず、ほぼ同じ軌跡をたどるが、最大耐力をすぎると、せん断補強筋量の少ないものは、再載荷の際の剛性回復が遅れ、せん断補強筋量の多いものより剛性が低下し、このために消費エネルギー量も少なくなっている。軸力比が  $N/N_0=0.15$  の骨組では  $N/N_0=0.30$  の骨組と比べ、どの変位振幅においても、全体に履歴ループはやせている。一方、再載荷の際の剛性回復は、両者ともほぼ同時に始まるが、剛性は  $N/N_0=0.15$  の場合の方が高くなっている。また、軸力比、せん断補強筋量の多少にかかわらず、最大耐力に至るまでは、はりの剛性が高いほど履歴ループはやせている。しかし、その後ははりの剛性にかかわらず、類似したループを描く。

### 5.6. 履歴曲線のエネルギー消費量

各履歴ループのエネルギー消費量の比較を Fig. 16 (a), (b), (c) に示す。右の縦軸は各ループのエネルギー消費量

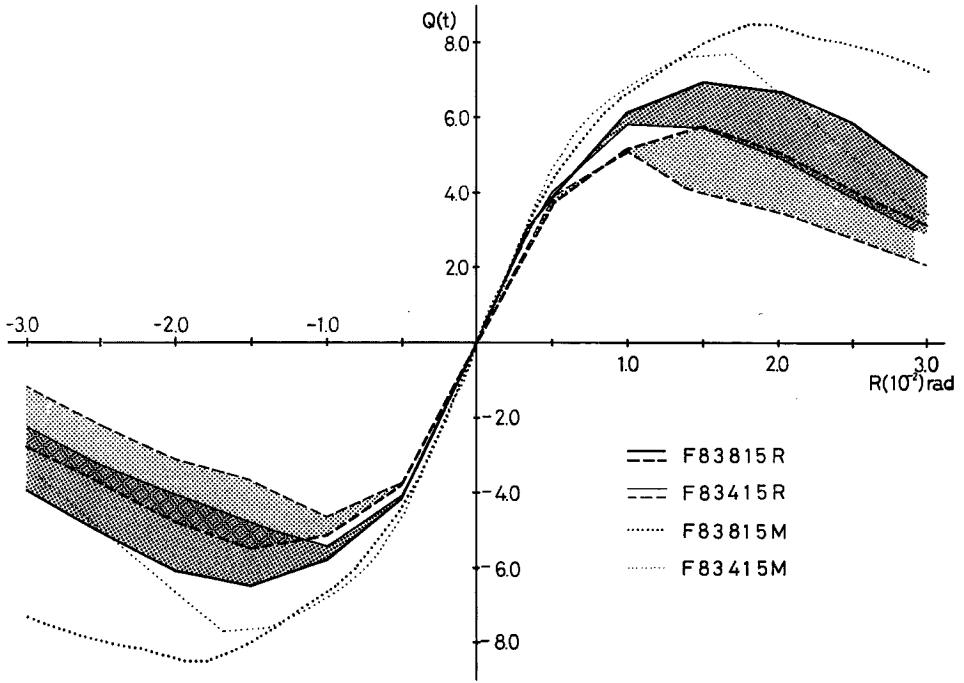


Fig. 14 Relationships between sustained shear and deflection at the returning point.

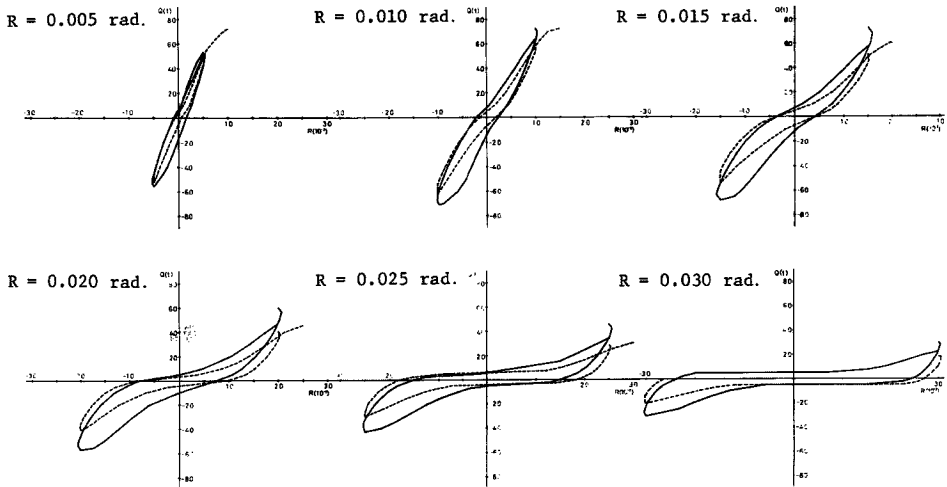


Fig.15 Example of hysteresis loop to each fixed displacement amplitude.



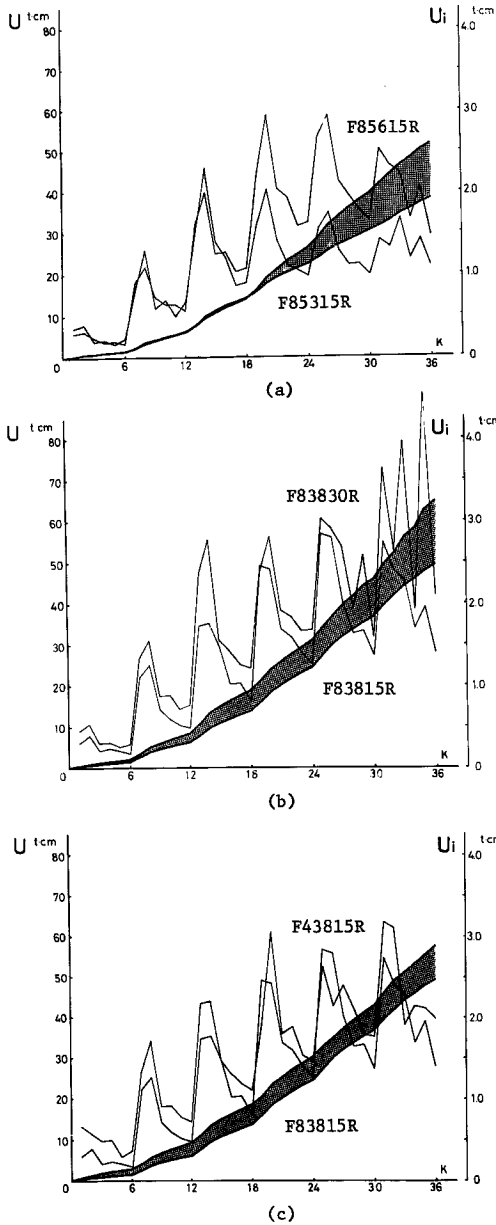


Fig. 16 Energy dissipation.

他方、せん断補強筋量が少ない場合ではほぼ同じか、もしくは、変位振幅の増大につれてやや減少する。この傾向は、軸力比の小さい場合により顕著となっている。このせん断補強筋量の違いによるエネルギー消費量の差は、最大耐力以後の耐力の差が主な原因である。

また、コア部は全軸力  $N$  と曲げモーメント  $M_1$  およびせん断力  $Q_1$  が作用するものとして、部材の抵抗せん断力  $Q$  は  $Q_1$  と  $Q_2$  の和として求める。

Fig. 17 において、陰影をつけた三角形部分は、一様な圧縮ひずみ場となり、ひずみ度  $\epsilon_c$  は幾何学的に部材の回転角  $\phi$  と関係づけられ、

$$\epsilon_c = \phi$$

Fig. 16 (b) は軸力比を変数とした場合の比較を表わす。軸力比の大きい場合は、全体的にエネルギー消費量が多くなり、部材角  $R = \pm 0.030 \text{ rad}$  までこの差は増大する一方である。最大耐力以後は、軸力比の大きい場合の耐力の低下が著しいが、各履歴ループの幅は広くなっており、これによるエネルギー消費量の増分が耐力の差による減少分を大きく上まわっていると考えられる。

Fig. 16 (c) は、はりのせん断スパン比を変数とした場合の比較を表わす。最大耐力に至るまでは、はりの剛性が高いものほどエネルギー消費量が多いが、これは耐力の差によるものである。最大耐力以後の変位振幅では、せん断スパン比にかかわらず、履歴ループはほぼ同じ形となるため、エネルギー消費量の差は一定となっている。

## 6. 解 析

### 6.1. 柱材のせん断付着破壊に対する解析モデル

せん断付着破壊を起こす柱部材に対する荷重と変形の関係を、実験挙動から観察された破壊モードをモデル化することにより、半理論的に調べる。

Fig. 17 に解析モデルを示す。コア部のコンクリートは陰影部のみ変形し、この間は一様なひずみ場となる。残りの部分は剛体回転し、かぶり部との相対ずれ量  $S$  は引張側  $S_1$  と圧縮側  $S_2$  の平均値として考える。

Fig. 18 にこのモデルのフリー・ボディのつりあい図を示す。部材を主鉄筋から外側のかぶり部と内側のコア部とに分割し、かぶり部はモーメントにのみ抵抗し、かぶり部とコア部の間に圧縮力  $C$  と引張力  $T$  につり合う抵抗力  $F$  を考え、この抵抗力  $F$  によってコア部につり合うせん断力  $Q_2$  を計算する。

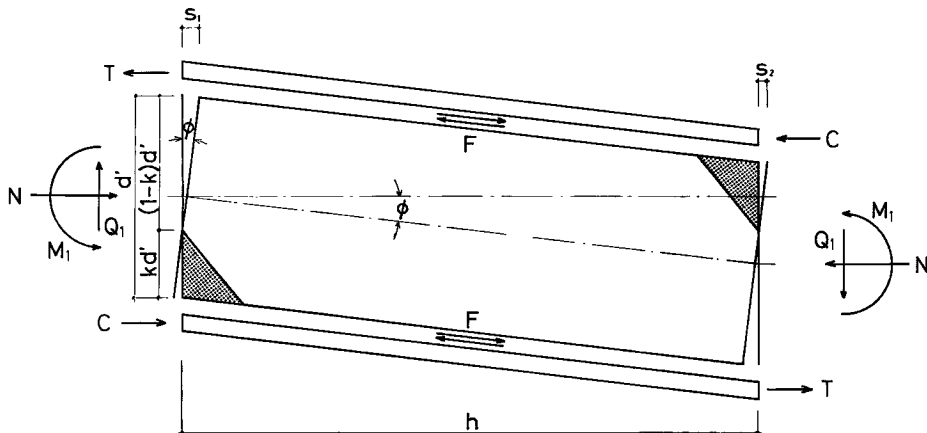


Fig. 17 Simplified model for shear bond failure mechanism.

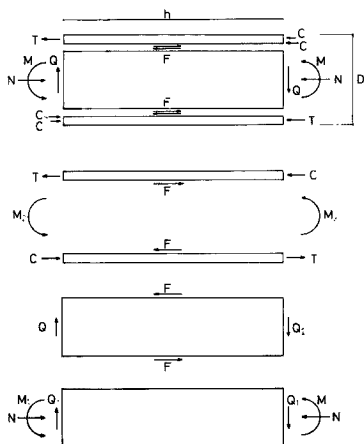


Fig. 18 Free body diagram.

$$M_1 = \frac{\left(1 - \frac{N}{bd'\sigma_c}\right)Nd'}{2} - N\phi \cdot \frac{h}{2}$$

と、コア部の抵抗モーメントが求まり、このモーメントによるせん断力  $Q_1$  は、

$$Q_1 = \frac{M_1}{\frac{h}{2}} = \frac{\left(1 - \frac{N}{bd'\sigma_c}\right)Nd'}{h} - N\phi \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる。

部材の相対変位量  $\delta$  は回転角  $\phi$  と幾何学的な関係から、

$$\delta = \phi h$$

となる。このときの部材回転角  $R$  は、

となる。このときのコンクリートの応力度は、コンクリートの  
 応力度—ひずみ関係を完全弾塑性と仮定すると、 $0 < \epsilon < \epsilon_B$   
 では、

$$\sigma_c = E_c \epsilon$$

$\epsilon > \epsilon_B$  では、

$$\sigma_c = F_c$$

となる。

一方、材端部断面の材軸方向の力のつり合いより、

$$N = bd'k\sigma_c$$

となり、中立軸比  $k$  は、

$$k = \frac{N}{bd'\sigma_c} \dots\dots\dots (1)$$

と求まる。また、断面のモーメントのつり合いより、

$$M_1 = bd'\sigma_c \cdot \frac{k(1-k)}{2} d' - N\phi \frac{h}{2} \dots\dots\dots (2)$$

となり、(1)式を(2)式に代入すれば、

$$R = \frac{\delta}{h} = \phi \dots\dots\dots (4)$$

である。

コア部とかぶり部との相対すべり量  $S$  は、引張側伸び量  $S_1$  と圧縮側縮み量  $S_2$  との平均値として考えるが、 $S_1$ 、 $S_2$  はそれぞれの幾何学的な関係より、

$$S_1 = (1-k)d'\phi$$

$$S_2 = kd'\phi$$

となり、従って相対すべり量  $S$  は、

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{d'}{2} \phi \dots\dots\dots (5)$$

と与えられる。

かぶり部の材軸方向の力のつり合いを考えると、せん断抵抗力  $F$  は圧縮側合力  $C$  と引張側合力  $T$  につり合い、

$$F = C + T$$

となる。この抵抗力  $F$  がコア部とかぶり部のせん断付着面に一様に分布するとし、このときの平均せん断応力度を  $\tau$  とすれば、

$$F = bh \cdot \tau \dots\dots\dots (6)$$

となる。この抵抗力をコア部のモーメントのつり合いで考えれば、

$$F \cdot d' = Q_2 \cdot h$$

となる。この抵抗力に対応するせん断力は、

$$Q_2 = \frac{F}{h} d'$$

となり、(6)式を代入すれば、

$$Q_2 = bd'\tau \dots\dots\dots (7)$$

と、かぶり部が負担するせん断力  $Q_2$  と、せん断付着面に生ずるせん断応力度  $\tau$  の関係が得られる。従って、 $\tau$  の値が決定されれば、柱材のせん断耐力  $Q$  は、(3)式と(7)式より、

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{Nd'}{h} \left(1 - \frac{N}{bd'\sigma_c}\right) - N\phi + bd'\tau \dots\dots\dots (8)$$

と与えられる。

### 6.2. せん断付着面の抵抗せん断力

せん断付着面に生ずるせん断応力度  $\tau$  と相対すべり  $S$  との関係が得られれば、部材の荷重変形曲線は得られるが、現在この関係は明らかにされておらず、これを理論的に導くに至っていない。そこで、今回の実験結果からその関係を半理論的に求め、これを Fig. 19 (a) のようにモデル化する。 $\tau_{max}$  は、せん断付着面のコンクリートの直接せん断強度とせん断補強筋の引張降伏ともなう摩擦力の和として与えられると仮定する<sup>1)</sup>と、

$$\tau_{max} = \frac{b'}{b} \alpha F_c + \beta \cdot P_w \cdot r_w \sigma_y \dots\dots\dots (9)$$

が成立する。ここに、 $b'$  は断面幅  $b$  から鉄筋径の総和を差し引いたコンクリート部分の幅である。

この(9)式には、未知数として  $\alpha$  と  $\beta$  の2つが含まれるが、これらの相関関係を実験的に決定する必要がある。今、実験から得られた最大せん断耐力  $Q_u$  から(3)式で求まる  $Q_1$  を差し引いたせん断力に比例する量  $\frac{Q_u - Q_1}{bDF_c}$  と、せん断補強筋比に比例する量  $\frac{P_w \cdot r_w \sigma_y}{F_c}$  との関係を Fig. 20 に示す。縦軸は  $Q_u - Q_1$  に比例する量を、横軸は

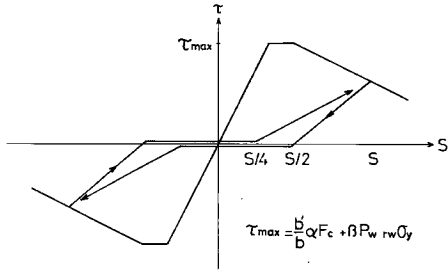


Fig. 19 (a) Shear bond stress-slip relationship.

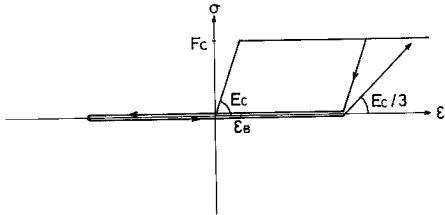


Fig. 19 (b) Stress-strain relationship of concrete.

の履歴特性に関しては、いくつかの研究が発表され、履歴特性のモデル化が2, 3提案されているが、せん断付

$P_w$  に比例する量を表わす。本実験における単調荷荷による実験値を○印で、くり返し荷荷による実験値を●印で、文献2における単調荷荷による実験値を△印で、くり返し荷荷による実験値を▲印で示す。また実線は、(9)式においてせん断補強筋による抵抗力のみを考え、さらにその係数  $\beta$  を  $\beta=0.5$  としたときの関係を表わす。実験値は、ほぼ  $\beta=0.5$  とした直線に比例して、耐力が増大する傾向を示しているので、(9)式における  $\beta$  の値を0.5とする。また、 $\alpha$  の値はこの図より逆算するとほぼ  $\alpha=0.05\sim 0.13$  の値を示し、それぞれの実験においてかなりの偏差が見られるが、ここではほぼ全試料の相加平均となる  $\alpha=0.10$  を採用して、せん断付着面の最大せん断応力度を評価することにする。

6.3. 履歴特性の定式化の試み

くり返しせん断力を受けてせん断付着破壊が生ずる柱材の履歴特性を、6.1 に述べた解析モデルによって求めるためには、コア部コンクリートの履歴特性とせん断付着面における履歴特性を定量的に把握することが必要である。引張および圧縮を受けるコンクリート

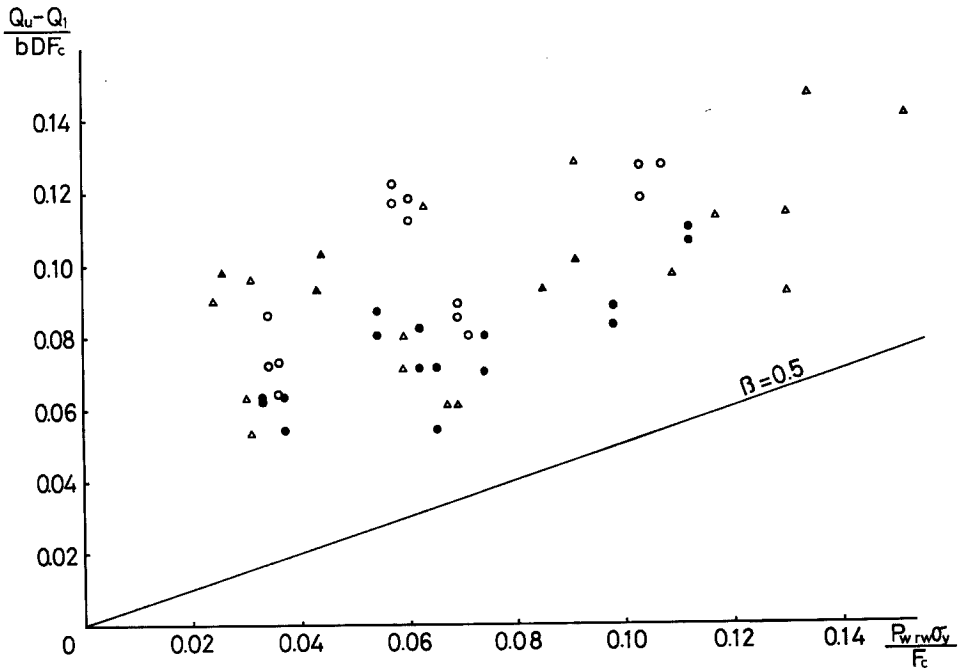
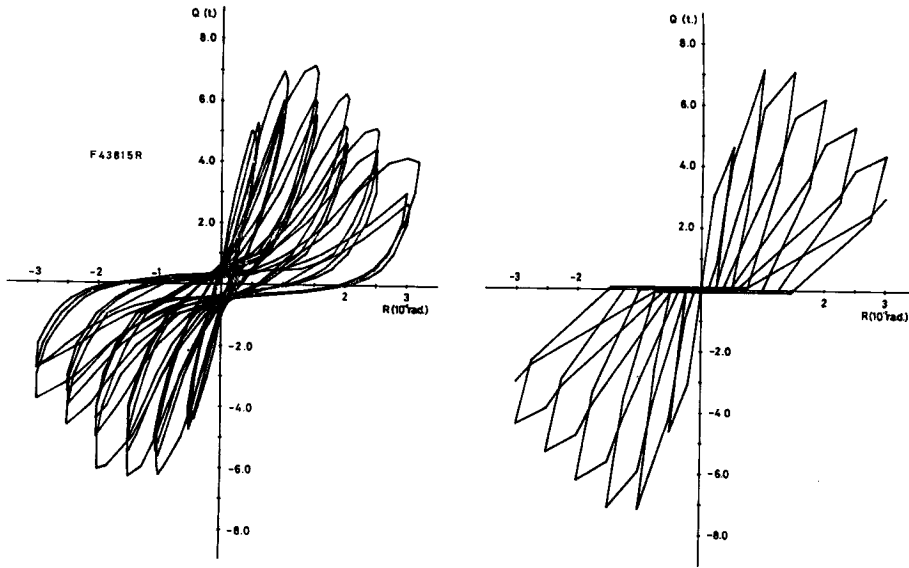


Fig. 20 Calculated shear bond strength.

着面におけるせん断力とすべり量に関する履歴特性に注目した実験研究は全くなく、定性的にその挙動を推量するしかない現状にある。それ故に、文献 2 に示される柱材単体の実験から、せん断付着面における履歴特性を Fig. 19 (a) のように、また、コア部コンクリートにおける履歴特性を Fig. 19 (b) のようにそれぞれ想定



(a) Experiment.

(b) Theory.

Figs. 21 Hysteresis loop obtained from simplified model.

して、骨組全体の履歴特性を試みに求めたものを Fig. 21 (b) に、それに対応する実験挙動を Fig. 21 (a) に示す。この図の比較より、前述した解析モデルによって定性的な性質を説明できるように思われるので、今後せん断付着面の履歴特性の定量的な把握が重要な研究課題の一つであると考えられる。

## 7. 結 び

32体のコ字形骨組の単調およびくり返し載荷実験により、次のことが明らかにされた。

(1) 単調せん断力を作用させた場合には、軸力比が小さいと斜張力破壊が、また軸力比が大きくなるとせん断付着破壊のモードがそれぞれ支配的となる。しかしながらくり返しせん断力を作用させた場合には、軸力比の大小を問わずせん断付着破壊が支配的である。また、柱材の破壊モードははり材のせん断スパン比によって影響されない。

(2) 一般に柱のせん断補強筋量が多い骨組の変形能力は伸び、その傾向は柱のせん断スパン比が大きい骨組ほど顕著である。

(3) 変形振幅が  $R=0.010$  rad. 以下であれば、柱材のせん断補強筋量の多少は、耐力および消費エネルギー量にほとんど影響を与えない。それ以上の変形振幅では、せん断補強筋量の多い場合は最大耐力は大きくなるが、耐力低下の負勾配はせん断補強筋量の少ない場合とほぼ同じになる。またその耐力の差と、最大耐力以後の変形振幅においてはせん断補強筋量の少ないものは再載荷時の剛性が低く、その回復が遅れることによって、エネルギー消費量の差が大きくなる。

(4) 軸力比の大きい場合は、最大耐力に至るまで耐力は高く、その後の耐力低下は著しい。しかしながら、全変形過程において軸力比の大きいほどエネルギーの消費量は大きい。これは、履歴ループに軸力比による影

響が現われ、最大耐力以後の変形振幅では軸力比の小さい場合顕著な逆S字形となるためである。

(5) はり材のせん断スパン比が大きいほど、最大耐力に至るまでの耐力は大きく、エネルギー消費量も多いが、その後耐力はほぼ同じ低下状況を示し、エネルギー消費量の差も一定となる。

(6) 本論文に示した解析モデルによって、せん断付着破壊を生ずる柱材および骨組の変形特性を把握することは可能と思われるが、今後せん断付着面におけるせん断力とすべり量の関係を定量的に求めることが必要である。

## 謝 辞

本実験および実験データの整理において、大阪工業大学の昭和48年度および昭和49年度卒業生、ならびに大阪工業高等専門学校の昭和48年度および昭和49年度卒業生の御協力を得た。本紙上を借りて、深甚の謝意を表します。

なお、本実験は、昭和48年度、文部省科学研究費補助金、自然災害特別研究(1)による「繰返し水平力を受けるせん断破壊を生ずる柱を含む鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究」(研究代表者、若林實)として行なわれたものである。

## 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, 1975, 3, pp. 1—17.
- (2) 若林實・南宏一・中村武・佐々木良一・森野捷輔：せん断破壊を生ずる柱を含む鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する2, 3の実験，京都大学防災研究所年報，第17号B, 1974, 10, pp. 171—189.

## 記 号

- $b$  : 断面幅(cm)  
 $b'$  : 断面幅  $b$  から鉄筋径の総和を差し引いたコンクリート部分の幅(cm)  
 $D$  : 断面せい(cm)  
 $d'$  : 引張および圧縮鉄筋の重心間距離(cm)  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数(kg/cm<sup>2</sup>)  
 $F$  : コア部とかぶり部の間に作用するせん断抵抗力(t)  
 $F_c$  : コンクリートのシリンダー強度(kg/cm<sup>2</sup>)  
 $h$  : 柱長(cm)  
 $K$  : くり返しサイクル数  
 $k$  : 中立軸比  
 $l$  : はり長(cm)  
 $M$  : 曲げモーメント(t・cm)  
 $N$  : 柱の軸方向力(t)  
 $N_0$  : 累加強さ式によって求めた中心圧縮耐力(t)  
 $P_t$  : 引張鉄筋比  
 $P_w$  : せん断補強筋比  
 $Q$  : 作用せん断力(t)  
 $R$  : 層間部材回転角(rad.)  
 $S$  : コア部とかぶり部の相対ずれ量  
 $U$  : 累積エネルギー消費量(t・cm)  
 $U_i$  : 各ループのエネルギー消費量(t・cm)  
 $\delta$  : 相対水平変位量(mm)

- $\epsilon$  : コンクリートのひずみ度
- $\epsilon_B$  : コンクリート強度が $F_c$ に達するときのひずみ度
- $\mu$  : 鉄筋係数 $\left(= \frac{P_t \cdot \sigma_y}{F_c}\right)$
- $\sigma_c$  : コンクリートの応力度(kg/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 主鉄筋の降伏応力度(kg/cm<sup>2</sup>)
- $\mu\sigma_y$  : せん断補強筋の降伏応力度(kg/cm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : コア部とかぶり部の間に作用する平均せん断応力度(kg/cm<sup>2</sup>)
- $\phi$  : 部材の回転角(rad.)

Table Test program and

No.	Specimen Name	Test Parameters				Material Properties			
		Beam l/D	Column		Axial Load Ratio N/No	Concrete F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Reinforcement $\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )		
			h/D	P <sub>w</sub> (%)			Main		Web
						Column	Beam		
1	F43815M	4.0	3.0	0.85	0.15	224	4.16	3.52	2.83
2	F43815R	4.0	3.0	0.85	0.15	215	4.16	3.52	2.83
3	F43830M	4.0	3.0	0.85	0.30	233	4.16	3.52	2.83
4	F43830R	4.0	3.0	0.85	0.30	245	4.16	3.52	2.83
5	F43415M	4.0	3.0	0.47	0.15	224	4.16	3.52	2.83
6	F43415R	4.0	3.0	0.47	0.15	215	4.16	3.52	2.83
7	F43430M	4.0	3.0	0.47	0.30	233	4.16	3.52	2.83
8	F43430R	4.0	3.0	0.47	0.30	245	4.16	3.52	2.83
9	F83815M	8.0	3.0	0.85	0.15	224	4.34	3.54	2.83
10	F83815R	8.0	3.0	0.85	0.15	215	4.34	3.54	2.83
11	F83830M	8.0	3.0	0.85	0.30	233	4.34	3.54	2.83
12	F83830R	8.0	3.0	0.85	0.30	245	4.34	3.54	2.83
13	F83415M	8.0	3.0	0.47	0.15	224	4.34	3.54	2.83
14	F83415R	8.0	3.0	0.47	0.15	215	4.34	3.54	2.83
15	F83430M	8.0	3.0	0.47	0.30	233	4.34	3.54	2.83
16	F83430R	8.0	3.0	0.47	0.30	245	4.34	3.54	2.83
17	F45615M	4.0	5.0	0.57	0.15	224	4.16	3.62	2.83
18	F45615R	4.0	5.0	0.57	0.15	215	4.16	3.62	2.83
19	F45630M	4.0	5.0	0.57	0.30	233	4.16	3.62	2.83
20	F45630R	4.0	5.0	0.57	0.30	245	4.16	3.62	2.83
21	F45315M	4.0	5.0	0.28	0.15	224	4.16	3.62	2.83
22	F45315R	4.0	5.0	0.28	0.15	215	4.16	3.62	2.83
23	F45330M	4.0	5.0	0.28	0.30	233	4.16	3.62	2.83
24	F45330R	4.0	5.0	0.28	0.30	245	4.16	3.62	2.83
25	F85615M	8.0	5.0	0.57	0.15	224	4.30	3.56	2.83
26	F85615R	8.0	5.0	0.57	0.15	215	4.30	3.56	2.83
27	F85630M	8.0	5.0	0.57	0.30	233	4.30	3.56	2.83
28	F85630R	8.0	5.0	0.57	0.30	245	4.30	3.56	2.83
29	F85315M	8.0	5.0	0.28	0.15	224	4.30	3.56	2.83
30	F85315R	8.0	5.0	0.28	0.15	215	4.30	3.56	2.83
31	F85330M	8.0	5.0	0.28	0.30	233	4.30	3.56	2.83
32	F85330R	8.0	5.0	0.28	0.30	245	4.30	3.56	2.83



## Summary of test results

Test Results										
Applied Axial Load N(t)	Shear Cracking				Ultimate				Q  <sub>R=0.030rad.</sub>	
	+		-		+		-		+	-
	Qcr(t)	Rcr(%)	Qcr(t)	Rcr(%)	Qu(t)	Ru(%)	Qu(t)	Ru(%)		
12.83	6.50	0.64			8.43	1.65			7.87	
11.00	5.00	0.50	4.75	0.50	7.16	1.50	6.30	1.51	4.15	3.80
24.50	7.00	0.73			8.96	1.65			4.00	
23.00	7.29	1.00	7.10	1.00	7.29	1.00	7.10	1.00	3.00	3.07
12.83	5.50	0.48			7.98	1.27			2.50	
11.00	2.00		3.50	0.29	5.26	1.00	4.55	1.50	—	—
24.50	7.00	0.69			8.45	1.36			4.63	
23.00	7.00	0.80	5.00		7.22	1.00	6.16	1.16	1.44	0.62
12.83	6.50	0.97			8.44	1.89			7.16	
11.00	5.50	0.83	5.00	0.77	6.96	1.50	6.45	1.50	4.46	3.90
24.50	7.50	1.03			8.50	1.81			7.74	
23.00	6.64		6.76		7.00	1.34	6.76	1.00	3.18	2.75
12.83	6.50	0.88			7.67	1.69			—	
11.00	4.00	0.51	4.00	0.53	5.82	1.00	5.44	1.00	2.96	2.27
24.50	8.00	1.03			8.72	1.38			7.80	
23.00	6.50	0.90	6.00	0.82	6.82	1.00	6.37	1.00	1.04	—
12.83	3.81	0.56			5.26	1.66			5.18	
11.00	2.91	0.50	4.00		4.97	1.50	4.69	1.50	2.64	2.28
24.50	4.50	0.83			5.86	2.41			5.52	
23.00	2.55	0.50	2.67	0.50	4.42	2.00	4.41	1.50	2.50	2.39
12.83	3.47	0.48			4.44	1.00			—	
11.00	3.59		3.74		3.59	1.00	3.74	1.00	0.89	1.22
24.50	5.00	1.00			5.90	1.93			3.98	
23.00	4.00	0.70	4.84	1.00	4.90	1.50	4.84	1.00	—	—
12.83	3.90	0.88			5.26	2.05			5.14	
11.00	2.34	0.50	3.00		4.50	2.00	4.32	1.51	2.58	2.30
24.50	5.00	1.11			6.06	2.63			5.78	
23.00	4.50	1.14	4.17	1.00	5.37	2.00	5.00	1.11	1.54	0.82
12.83	3.71	0.78			4.87	1.68			4.10	
11.00	3.50		3.72		4.15	1.50	3.75	1.04	1.33	1.01
24.50	4.50	1.02			5.18	1.68			3.41	
23.00	4.51		4.31	1.00	4.93	1.50	4.45	1.20	—	—