

## [156] 鉄筋コンクリート部材のじん性評価

正会員 石橋忠良 (国鉄構造物設計事務所)

正会員 ○吉野伸一 (国鉄構造物設計事務所)

正会員 斉藤啓一 (国鉄構造物設計事務所)

## 1. まえがき

鉄筋コンクリート部材の地震時の安全性の検討は、従来静的な震度法で耐力の検討を行ってきたが、大地震によるぜい性的な破壊の危険を少なくするためには鉄筋応力とその降伏点を越えてもある範囲でねばりをもって変形し得るようにすることが必要であり、耐力のみならず鉄筋降伏後のじん性（変形性能）を考慮した設計が必要とされてきた。本報告はせん断スパン比・主鉄筋比・せん断補強鉄筋比・軸方向力などを变化させた鉄筋コンクリート脚柱供試体による水平力交番載荷実験のデータ解析より、交番荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のじん性率（荷重-変位曲線の包絡線が降伏荷重を下まわらない最大変位を降伏時の変位で除した値）を求める方法を提案するものである。

## 2. 実験概要

## 2-1 供試体形状

供試体形状は図-1に示すようにフーチングに固定された柱状である。鉄筋コンクリート部材のじん性に影響を与える要素として、せん断スパン比（以下、 $a/d$ という）、主鉄筋比（以下、 $P_t$ という）、せん断補強鉄筋比（帯鉄筋比以下、 $P_w$ という）および軸方向圧縮応力度（以下、 $\sigma_o$ という）等が考えられるので、供試体の諸元としては実構造物の諸元も考慮して  $a/d=1.5\sim 4.0$ 、 $P_t=0.12\sim 1.23\%$ 、 $P_w=0\sim 0.51\%$ 、 $\sigma_o=0\sim 40\text{kg/cm}^2$ と变化させた。コンクリートの設計基準強度は 240および 270 $\text{kg/cm}^2$ 、鉄筋はSD35を用いた。配筋の例を図-2に示す。

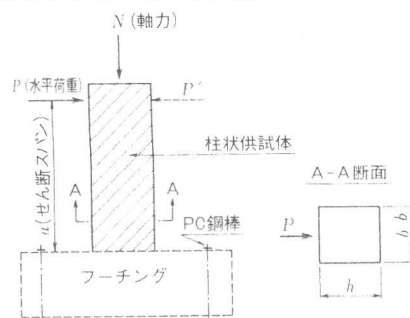


図-1 供試体形状

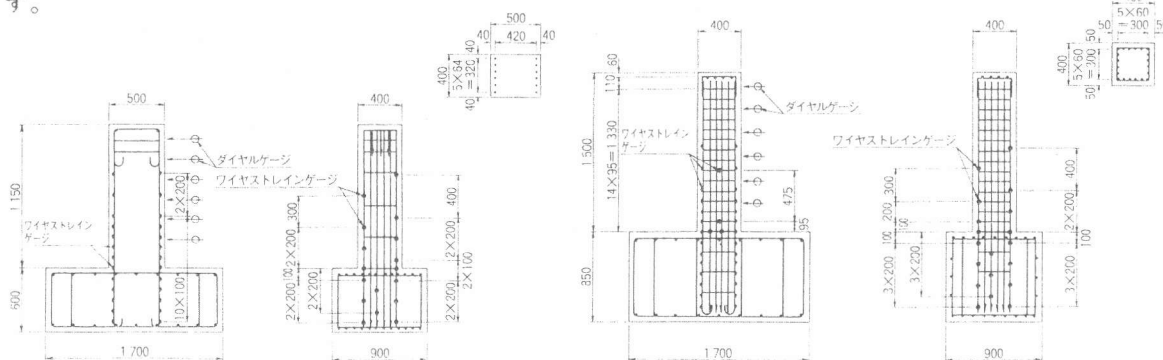


図-2 供試体配筋図および測定位置の例

## 2-2 載荷方法

図-1に示すように供試体フーチング部をPC鋼棒で床に固定し、柱頭部付近を載荷点として水平力交番載荷を行った。水平荷重載荷は最大曲げモーメントを生じる断面（柱下端）の主鉄筋が降伏する時の荷重（降伏荷重）までは荷重制御により行い、降伏時の荷重載荷点付近の水平変位量を降伏変位（以下、 $\delta_y$ という）と定義し、降伏以降は $\delta_y$ を片振幅として交番載荷を行い、以後 $\delta_y$ の整数倍の変位を片振幅とした変位制御により交番載荷を行った。各変位段階における繰返し回数は10回を原則としたが、最低3回繰返した後の荷重-変位曲線が前サイクルとほぼ同一とみなせる場合は次の変位段階へ進むものとした。

測定項目は図-2に示すようにワイヤストレーンゲージによる主鉄筋・帯鉄筋のひずみとダイヤルゲージによる供試体の変位である。

## 2-3 実験結果および考察

### (1) 荷重-変位曲線

荷重-変位曲線の例を図-3に示す。

#### (a) $P_t$ の差による比較

$a/d$ ,  $P_w$ ,  $\sigma_o$ を一定として  $P_t$ を変化させた場合の荷重-変位曲線の包絡線（以下、 $P-\delta$ 曲線という）を図-4に示す。 $P_t$ が大きくなるにしたがって当然降伏荷重・最大荷重も大きくなるが、じん性率は小さくなるようである。 $P_t$ を増すと曲げ降伏荷重が大きくなり、せん断耐力に余裕のない状態で降伏するため変位の増加に伴いせん断破壊しやすくなると考えられる。

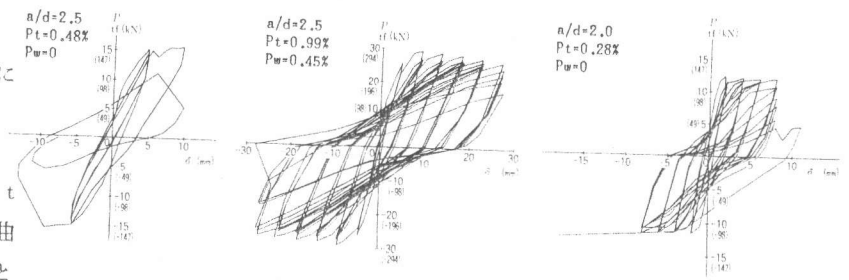


図-3 荷重-変位曲線の例

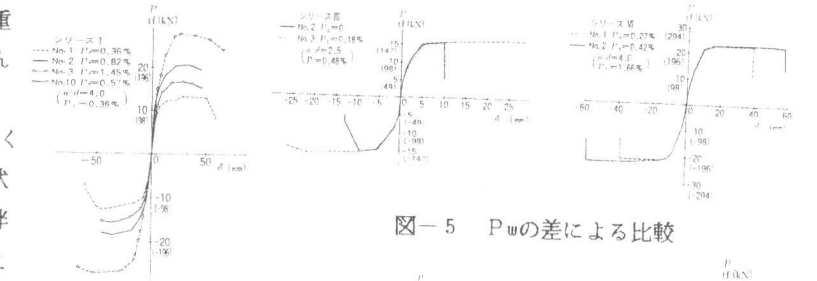


図-4  $P_t$ の差による比較

#### (b) $P_w$ の差による比較

$a/d$ ,  $P_t$ ,  $\sigma_o$ を一定として  $P_w$ を変化させた場合の  $P-\delta$  曲線を図-5に示す。帯鉄筋配置による変形性能の改善効果が明らかである。

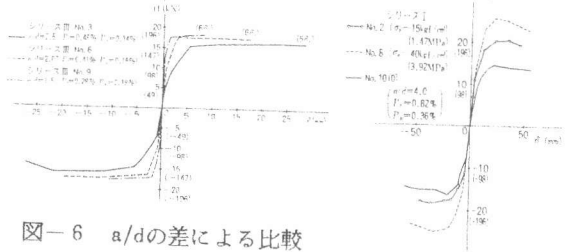


図-5  $P_w$ の差による比較

#### (c) $a/d$ の差による比較

$P_t$ を0.28~0.48%,  $P_w$ を0.14~0.18%,  $\sigma_o$ を一定として  $a/d$ を変化させた場合の  $P-\delta$  曲線を図-6に示す。

図-6  $a/d$ の差による比較

一般に  $a/d$ が大きくなるとじん性率が大きくなり、 $a/d$ が小さくなるとじん性率も小さくなるといわれているが、上記の条件で  $a/d$ が1.5~2.5の範囲では顕著な差は見られない。これは  $a/d$ が大きくなると曲げ降伏し易くなり、じん性率も大きくなるが  $a/d$ が小さくなるとせん断耐力が大きくなり、その結果せん断破壊しにくくなり変形性能もよくなると考えられる。

#### (d) $\sigma_o$ の差による比較

$a/d$ ,  $P_t$ ,  $P_w$ を一定として  $\sigma_o$ を変化させた場合の  $P-\delta$  曲線を図-7に示す。 $\sigma_o$ が大きいほど当然耐力は大きくなるが、じん性率は小さくなるようである。しかし、一般の鉄道橋脚の  $\sigma_o$ は5~20kg/cm<sup>2</sup>程度であり、この範囲では顕著な差は見られなかった。

図-7  $\sigma_o$ の差による比較

### (2) 鉄筋のひずみ

主鉄筋の荷重-ひずみ曲線の例を図-8に示す。主鉄筋のひずみは降伏時に2,000 $\mu$ 程度であるが、2 $\delta_y$ 時（ $\delta_y$ の2倍の変位を与えた時）には5,000~20,000 $\mu$ に達している。

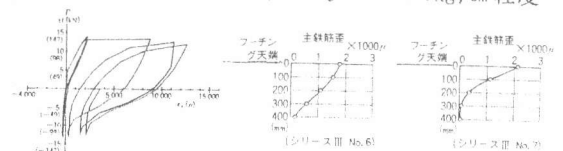


図-8 主鉄筋 荷重-ひずみ曲線の例

主鉄筋のフーチング内ひずみ分布を図-9に示す。ひずみ分布は鉄筋とコンクリートの付着強度、主鉄筋径、本数、定着長さ等により変化すると考えられる。フーチング内主鉄筋ひずみの合計は主鉄筋のフーチングからの拔出し量と考えられ、これによる供試体の回転変位が供試体変位に含まれていると考えられる。

図-9 フーチング内主鉄筋ひずみ分布の例

### (3) ひびわれと破壊状況

破壊状況は曲げ降伏が先行し、変位が増すにしたがって斜ひびわれが発達し終局状態になるものが多かった。

降伏時発生せん断応力度  $\tau_y$ に着目してみると、 $\tau_y$ が小さい供試体は曲げひびわれのみが発達し、 $\tau_y$ が大きくせん断補強鉄筋を十分配置してある供試体は曲げ降伏後に圧縮部コンクリートの圧壊・主鉄筋座屈等

により終局状態になったが、せん断補強鉄筋を配置していない供試体はせん断破壊が先行して終局状態となった。主鉄筋比の大きい供試体の中には曲げ降伏後変位を増加させると主鉄筋に沿って縦方向にひびわれが発達しかぶりコンクリートがはく落するものもあった。

### 3. じん性率の検討

実験で得られる変形量は、主鉄筋がフーチングから抜け出すことによる回転変形量と脚柱自身の変形量が合計されたものである。供試体による実験結果を実構造物へ適用するためには両者を分離する必要があるので以下に両変形量に対する検討結果を示す。

#### (1) 主鉄筋拔出しによる回転変形量

主鉄筋のフーチングからの抜け出し量はフーチングに埋込まれた鉄筋の全長にわたってそのひずみを積分したものである。

鉄筋に引張力が作用すると鉄筋は伸びるがコンクリートとの付着によりその伸びは押えられる。鉄筋の伸びを押える付着力は鉄筋とコンクリートとの相対移動量を変数として与えることが出来、鉄筋の各部分において生じる相対移動量は鉄筋先端からその点までに生じた各部分の鉄筋ひずみの積分で与えられ、周により、コンクリート中に埋込まれた異形鉄筋の繰返し引抜き試験から付着力 $\tau$ とすべり $S$ の関係について次式が示されている<sup>1)</sup>。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= E_0 \cdot K f \cdot (S - S_p) R_1 & S_p &= S_2 - 4 \cdot (1 - e^{-0.2 S_2}) \\ K f &= e^{-0.7 S_1} \cdot (1 + 0.33 S_1^{1+0.263 S_1^{0.866}}) \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

ここで、 $R_1 = 1$ 、 $S_1 = S_2 = S_{\max}$  (載荷過程における最大すべり量)、 $E_0 = 2 \cdot f_c'^{2/3}$ 、 $S = 1,000 S/D$

この式は、鉄筋を1本埋込んだ供試体による実験から得られたものであり、数本の鉄筋が並んで配置される場合には鉄筋径 $D$ と間隔 $\delta$ の変化により付着力 $\tau$ とすべりの関係も変化すると考え、実験から得られた拔出し量・フーチング内主鉄筋ひずみ分布に整合するように付着力 $\tau$ を補正する係数 $K$ を求めた。

$$K = 0.257 + 0.0531 (D/\phi) - 0.00093 (D/\phi)^2 \text{----- (2)}$$

ただし、 $3 \leq D/\phi \leq 16$

鉄筋の引張応力度は鉄筋とコンクリートの付着力によりフーチング内部へ入るに従って減少する。減少量 $(\Delta \sigma)$ は次式で与えられる。

$$\Delta \sigma = \pi \cdot D \cdot \Delta x \cdot \tau / A_s \text{----- (3)}$$

ここに、 $\Delta x = l/n$   $n$  : 分割数  $l$  : 定着長

$A_s$  : 鉄筋断面積  $\tau$  : 付着応力度

鉄筋のひずみはその応力度-ひずみ曲線により求まる。したがって、フーチング天端における拔出し量は、まず天端における拔出し量を仮定して天端からフーチング内部へ向って付着力、応力減少量、鉄筋ひずみを計算し、ひずみ量の積分値を仮定した拔出し量から減じてゆき、先端にフックがあるので先端ですべり量が0に近似するまで仮定の修正を繰返すことにより求められる。計算の結果の例を表-1に示す。実測値(実験で得られた鉄筋ひずみの積分値：降伏時)とよく整合することがわかる。

したがって、主鉄筋の拔出し量は上記により求めることとし、降伏時はフーチング天端のひずみを2,000 $\mu$ 、終局時は実験から得られるフーチング天端の鉄筋ひずみが降伏時には約2,000 $\mu$ であるのに2 $\delta y$ 以降は5,000~20,000 $\mu$ 程度になり、その後あまり変化しない。終局時には全変形量が大きくなり、主鉄筋拔出しによる回転変形量の全変形量に占める割合が小さくなり、フーチング天端のひずみを5,000~20,000 $\mu$ と変化させて求めた回転変形量の変化は終局時全変形量に対して数%の変化にすぎず、実設計においてはほとんど影響がないと考えられるので、終局時主鉄筋拔出し量はフーチング天端の鉄筋ひずみを20,000 $\mu$ とし、鉄筋径・間隔を考慮して求めた。

フーチングからの主鉄筋拔出し量が求まると、それによる回転変形量は図-10により求まる。図-10において

$\Delta l$  : 主鉄筋拔出し量  $x_n$  : 圧縮縁より中立軸までの距離  $d$  : 部材有効高さ

とすると脚柱の回転角 $\theta = \Delta l / (d - x_n)$

したがって、主鉄筋拔出しによる回転変形量 $\delta_1$ は、

$$\delta_1 = h \cdot \theta = h \cdot \Delta l / (d - x_n) \text{ として求められる。}$$

実測値	計算値	実測値	計算値
0.339	0.340	0.359	0.375
0.466	0.469	0.396	0.410
0.501	0.480	0.462	0.539
0.316	0.316	0.394	0.527
0.435	0.457	0.493	0.527
0.453	0.457	0.439	0.527
0.265	0.264	0.505	0.527

(2) 降伏時脚柱部分のみの変形量  $\delta y_0$

降伏時脚柱の変形量はモーメント (M) を剛性 (EI) で除した  $M/EI$  を荷重としてモーメントを求めるとその点の変形量となる (弾性荷重法)。この場合、脚柱の剛性 EI はひびわれの発生しない区間では全断面有効とし、脚柱下端は主鉄筋が降伏しているので引張側コンクリートを無視して求め中間部は直線変化することとする。

降伏時の脚柱内鉄筋ひずみ分布の例を図-11に示すが、明らかにモーメントシフトの影響 (以下、M.S. という) がみられるのでその検討を行った。M.S. とせん断耐力と曲げ耐力の比  $S_u \cdot a / M_u$  の関係を図-12に示す。図から次式が推定される。

$$M.S. = (1.48 - 0.674 \cdot S_u \cdot a / M_u) \cdot d \quad \text{..... (4)}$$

ここに、 $S_u$  (せん断耐力) は

$$1.5 \leq a/d \leq 2.5 \text{ の場合 } S_u = 3.58(a/d)^{-1.166} \cdot f_c'^{1/3} \cdot (1 + \beta d + \beta p + \beta n) b \cdot d + A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot Z \quad \text{..... (5) } ^2)$$

$$a/d > 2.5 \text{ の場合 } S_u = 0.94(0.75 + 1.40 d/a) \cdot f_c'^{1/3} \cdot (1 + \beta d + \beta p + \beta n) b \cdot d + A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot Z \quad \text{..... (6) } ^3)$$

曲げ耐力  $M_u$  は参考文献<sup>2)</sup>による。

モーメントシフトを考慮した弾性荷重より求めた脚柱の変形量  $\delta y_0(\text{cal})$  と実験から得られた  $\delta y$  から 3.(1) で求めた回転変形量を除いた値  $\delta y(\text{Test}) - \delta y_1(\text{cal})$  の関係を図-14に示すがよく整合することがわかる。

(3) 脚柱部分のみの変形性能  $\mu_0$  の検討

実験から得られた降伏変位  $\delta y$ 、終局変位  $\delta u$  から 3.(1) で求めた主鉄筋拔出しによる回転変形量 ( $\delta u_1$ : 終局時,  $\delta y_1$ : 降伏時) を除いて  $\mu_0$  を (7) 式により求める。

$$\mu_0 = (\delta u - \delta u_1) / (\delta y - \delta y_1) \quad \text{..... (7)}$$

$\mu_0$  とせん断耐力と曲げ耐力の比  $S_u \cdot a / M_u$  の関係を図-15に示す。ここで、 $S_u$  の計算において帯鉄筋以外によるせん断耐力  $S_c$  は式 (5) (6) によるが、帯鉄筋によるせん断耐力  $S_v$  は、帯鉄筋配置によるせん断補強の他に内部コンクリートの拘束・主鉄筋の座屈防止効果を考慮して  $S_c$  の 80% 相当以上配置してある場合は 1.2 倍して計算することとした。

以上により鉄筋コンクリート脚柱のじん性率  $\mu$  は  $S_u \cdot a / M_u$  に応じた脚柱の変形性能  $\mu_0$  と主鉄筋拔出しによる回転変形量を考慮した次式で求めることができる。

$$\mu = \delta u / \delta y = (\mu_0 \delta y_0 + \delta u_1) / (\delta y_0 + \delta y_1) \quad \text{.. (8)}$$

参考文献

- 1) Lie-Liung CHOU: Analytical Model For Bond of Deformed Bar Embedded in Massive Concrete, Thesis Submitted to The University of Tokyo in Partial Fulfillment of the Requirements for The Degree of Doctor of Engineering.
- 2) 国鉄建造物設計標準 (土木学会)
- 3) コンクリート構造の限界状態設計法試案 コンクリートライブラリー第48号 (土木学会)

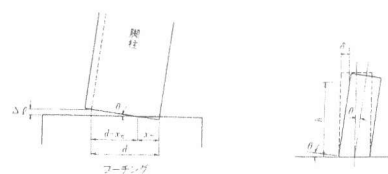


図-10 主鉄筋拔出しによる回転変形量

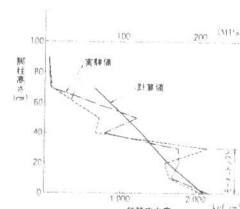


図-11 鉄筋応力度分布の例

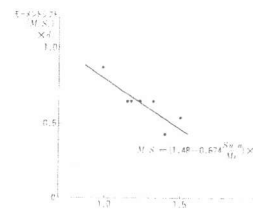


図-12 モーメントシフト量と  $\frac{S_u \cdot a}{M_u}$  の関係

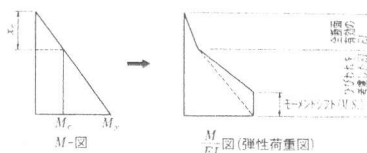


図-13 弾性荷重法による脚柱の変形量

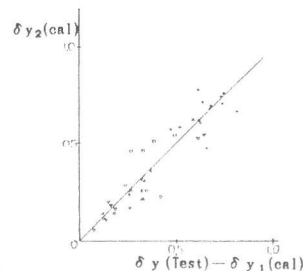


図-14 降伏時脚柱変形量

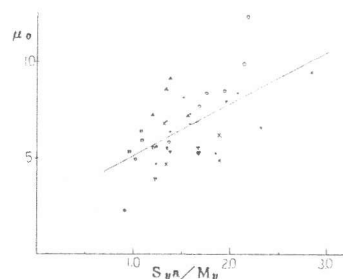


図-15  $\mu_0$  と  $S_u \cdot a / M_u$  の関係