

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 青木桂一
 国鉄 構造物設計事務所 正会員 石橋忠良
 清水建設株式会社 正会員 小林晋爾

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計は、一般に静的震度法に基づき応力度の検討を行ってきたが、大地震時にけるぜい性的なせん断破壊を防ぐためには軸方向鉄筋が降伏した後もある範囲内で適度な塑性変形をして、耐力が維持されていることが必要である。すなわち従来から行われている許容応力度法による安全性の照査とともに大地震時における変形性能の照査（じん性の検討）も行う必要があると思われる。

本研究は鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を向上させるために、鉄筋コンクリート橋脚の耐力、変形性能などの基本的性状に関する資料を得て合理的設計法確立への一助とするものである。このような実験、研究は従来から建築の分野を中心に数多く行われているが、その際用いられた供試体の多くは軸方向鉄筋比 $\rho_t = 0.8 \sim 2.0\%$ 、せん断補強鉄筋比 $\rho_w = 0.2 \sim 1.2\%$ 、せん断スパン比 $\lambda = 1 \sim 3$ 、軸方向圧縮応力度 $\sigma_c = 0 \sim 50\%$ 程度の範囲で行われている。しかし、一般の鉄筋コンクリート橋脚は上部工の大きな荷重をうけるため大断面となり軸方向鉄筋比が小さく、地震時の作用せん断応力度もあまり小さくなく（ $\tau = 2 \sim 6\%$ 程度）せん断補強鉄筋もほとんど配置されていないため耐震性状はかなり異なると考えられる。そこで、本研究では軸方向鉄筋降伏時の発生せん断応力度が4%および8%程度となるように、一定軸力のもとでせん断スパン比、軸方向鉄筋比を変化させた供試体で水平力交番載荷試験を行い、耐力、変形性能について検討したものである。

* 国鉄建造物設計標準における斜引張鉄筋のない場合のコンクリートの許容せん断応力度

2. 水平力交番載荷試験

2.1 供試体

試験に用いた供試体は軸方向鉄筋降伏時の発生せん断応力度が4%および8%程度となるように軸方向鉄筋比を小さくし（0.5%以下）、せん断スパン比を2.5、2.7および1.52と変化した。せん断補強鉄筋は、 τ が4%程度の供試体には配置せず、 τ が8%程度の供試体は配置しないものおよび計算上降伏荷重に対する必要量の1.2倍配置したもの2種類とした。各供試体の諸元を表-1に示す。

2.2 載荷方法

供試体をPC鋼棒で床に固定し、軸力は5%で一定とした。

載荷図を図-1に示す。水平荷重載荷は最大曲げモーメントを生じる断面（く体下端）における軸方向鉄筋降伏に基づく降伏荷重（ P_y ）までは荷重制御により行い、降伏時の供試体の荷重載荷点より約20cm下がった点の水平変位量を降伏変位（ δ_y ）と定義し、降伏以降は δ_y を片振幅として交番載荷を行い、以下 δ_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回とし荷重-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。

2.3 判定項目および測定方法

供試体の水平変位は水平荷重載荷点から約20cm下がった点から約25cm間隔でダイヤルゲージを用いて測定し、軸鉄筋のひずみはく体下端および上方に10cm、30cmの位置、下方フーチング内は10cm間隔で4カ所測定した。

試験体 No.	a/d	主鉄筋比 ρ_t (%)	せん断補強 鉄筋比 ρ_w (%)	軸方向鉄筋降 伏時発生せん 断応力度 τ (%)
1-III	1150 460 =2.50	0.207	0	4.0
2-III		0.482	0	7.7
3-III		0.482	0.140	7.7
4-III	950 460 =2.07	0.155	0	3.9
5-III		0.413	0	8.2
6-III		0.413	0.180	8.2
7-III	700 460 =1.52	0.116	0	4.4
8-III		0.275	0	8.0
9-III		0.275	0.170	8.0

表-1 供試体の種類

2. 4 実験結果および考察

荷重-変位曲線、ひびわれ状況の例を図-2、3に示す。軸方向鉄筋比が比較的大きく ($R_s = 0.48\%$, 0.41%) セン断補強鉄筋を配置していない供試体は2号(N0.2)および4号(N0.4)の繰り返し載荷中に終局状態となったが、他の供試体は6号の繰り返し載荷においても耐力が低下することなく高いじん性を有していた。すなわち、 R_s が0.41%以下、 ρ_g が8%以下で ρ_g が1.5以上あれば降伏時せん断力に対して計算上必要な量の1.2倍程度のセン断補強鉄筋を配置すれば高いじん性を得られると考えられる。

セン断補強鉄筋の配置によるじん性の向上はセン断スパン比が2.5の場合が最も顕著で、1.25の場合はほとんど差がみられない。これは図-3(c)(d)のひびわれ状況図からもわかるように斜ひびわれが下方に向った後フーチングにぶつかるため圧縮領域が出来てセン断破壊を生じないためと考えられる。

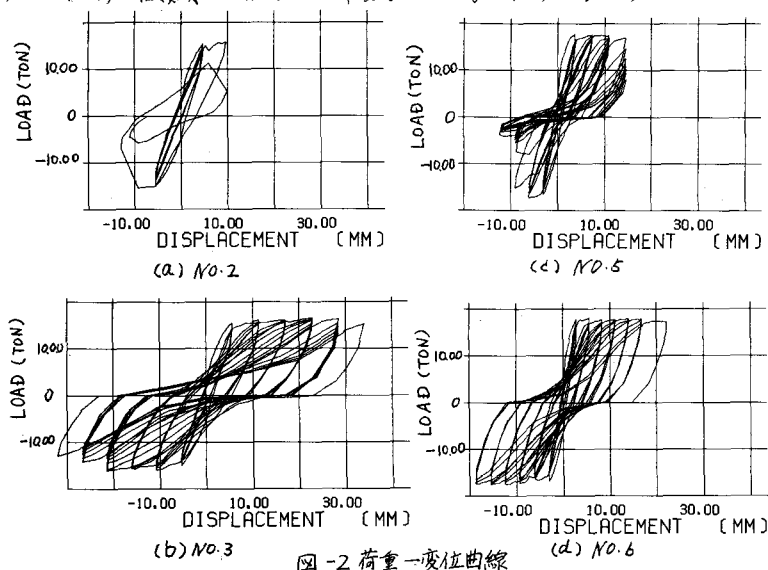


図-2 荷重-変位曲線

供試体の変位には軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位が含まれていると考えられるので、図-4に示すモデルを用いて抜け出しによる変位量を求めた。全変位量に占める抜け出しによる変位量の割合の全供試体の平均値を図-5に示す。変位量が大きくなるほど割合が小さくなる傾向がある。今回実験を行った範囲での軸鉄筋の大小、セン断補強鉄筋の有無による差はみられなかった。

3. おわりに

鉄筋コンクリート橋脚の合理的な耐震設計の資料を得るために実験、研究を行ったが、軸方向鉄筋比が小さく降伏時せん断耐力度の小さい部材はセン断スパン比に関係なく計算上必要な量の1.2倍のセン断補強鉄筋を配置すれば高いじん性を得られると考えられる。今後もRC部材のじん性に与える各要素について検討してゆく予定である。最後に、本研究に対して昭和67年度吉田研究奨励金を授与されたことを記して感謝の意を表わします。

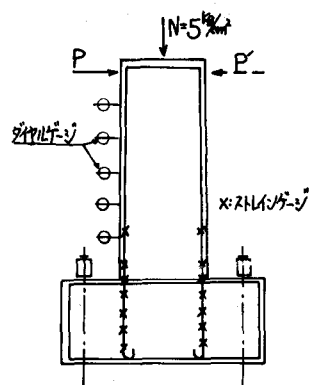


図-1 載荷図

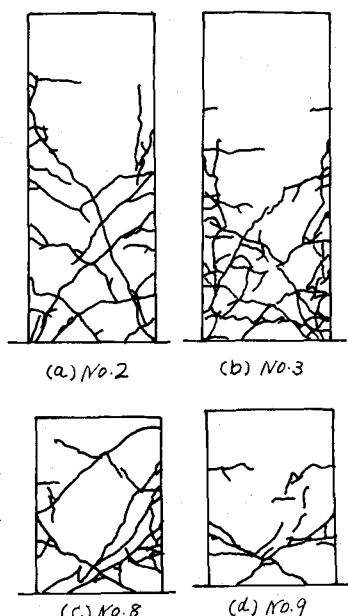


図-3 ひびわれ状況図

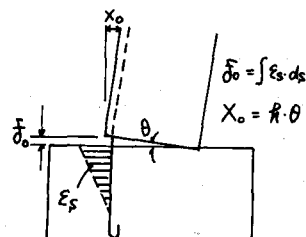


図-4

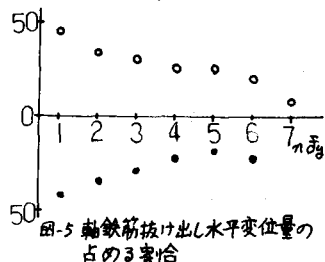


図-5 軸鉄筋抜け出し水平変位量の占める割合