

建設省土木研究所	正員	吉田 武史
建設省土木研究所	正員	川島 一彦
建設省土木研究所	正員	長谷川金二
建設省土木研究所	正員	小山 達彦

1. はじめに

一般にせん断支間比の小さい鉄筋コンクリート（以下RC）部材はせん断破壊を起こし、じん性率（終局変位 δ_u と降伏変位 δ_y の比）が小さいため耐震上好ましくない。本報告は、せん断支間比の異なる3種類の円形断面RC橋脚模型を用いて動的載荷実験を行い、その耐震性能について調査したものである。

2. 実験内容

実験に用いた供試体の寸法は図1に示すとおりであり、せん断支間比は4.7（供試体A）、3.3（供試体B）、1.9（供試体C）の3通りとした。柱部の断面寸法は同一とし、図2のとおりとした。軸方向鉄筋はSD30 D13を40本配置し、帯鉄筋はSR24 ϕ 9を25 ϕ 間隔で配置した。また、コンクリートの圧縮強度は400 kg/cm^2 である。

荷重は柱頭部にアクチュエータを取り付け、水平方向に加えた。

まず、柱下端において引張側となる外縁軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみ（1800 μs とみこんだ）に達するまでは荷重制御で正負交替で荷重を加えた。そして外縁軸方向鉄筋降伏後は変位制御で変位振幅を段階的に大きくした。変位振幅は降伏変位（ δ_y ）の整数倍で、同一変位での載荷繰返し回数は10回とした。載荷波形は正弦波とし速度振幅は25 cm/sec 一定とした。

3. 実験結果

3.1 破壊特性

供試体Aは3 δ_y の載荷時になって載荷方向と直交する面のコンクリートから剝離し始めた。5 δ_y の載荷時には柱下端より20 cm ~40 cm までのコンクリートが完全に剝離し、軸方向鉄筋が切れ始めた。供試体Bの破壊状況は供試体Aとほぼ同じであった。供試体Cは降伏前に既に斜めひびわれが発生し、2 δ_y の載荷時にはその数が増加した。4 δ_y の載荷時には、載荷方向と平行な面のコンクリートが剝離し始め、最終的にはほぼ円形コンクリートの大半が剝離した。ただし、供試体Cでは鉄筋の破断は生じなかった。

3.2 履歴特性

各供試体の荷重変位履歴曲線を図3に、また供試体ごとの履歴曲線の包絡線の比較を図4に示す。これによればせん断支間比の大きい供試体Aは、耐力が小さく終局変位が大きい。またせん断支間比の小さい供試体Cは耐力が小さく終局変位が小さい。ここで引張り側外縁鉄

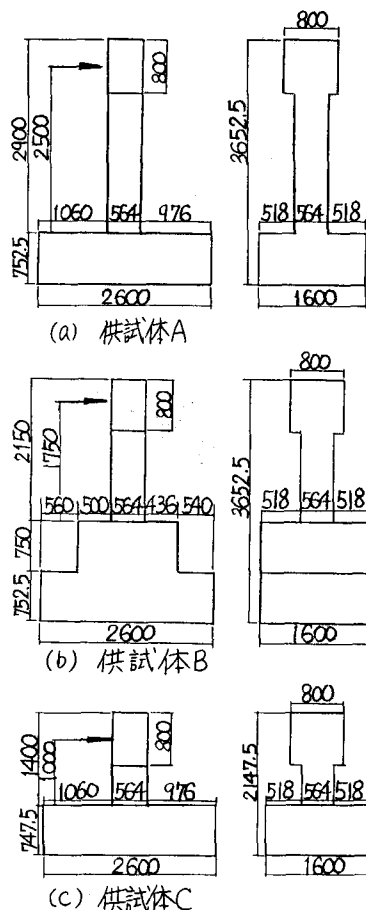


図1 供試体寸法

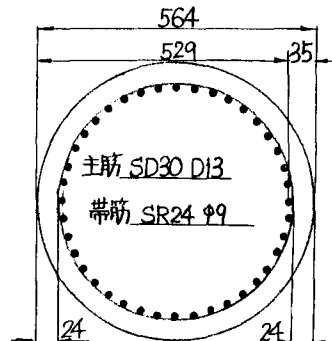


図2 柱部の断面寸法

筋のひずみが著しく流れだす点を降伏点、荷重が降伏点より小さくなる点を終局点とそれぞれ定義して耐震性能を整理した結果を表1に示す。供試体Cは最大荷重と降伏荷重の比 (P_{max}/R_y) およびじん性率とともに供試体A、Bに比べて小さな値となっている。供試体AとBの間ではこれらについて明確な差はみられなかった。

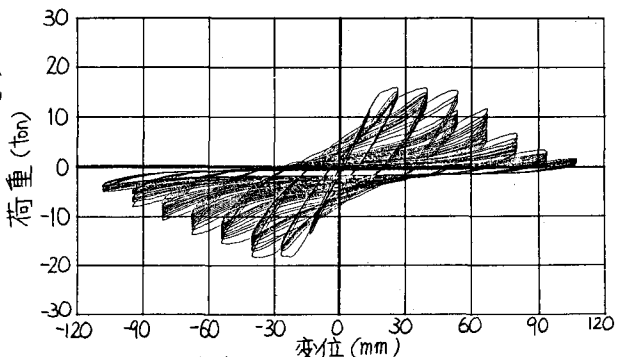
3.3 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数は供試体AおよびBでは3～4.6の範囲で最大に達し、20%程度の値をとる。これに対して供試体Cでは3.6以下でほとんど変化せず、最大10%程度の値である。

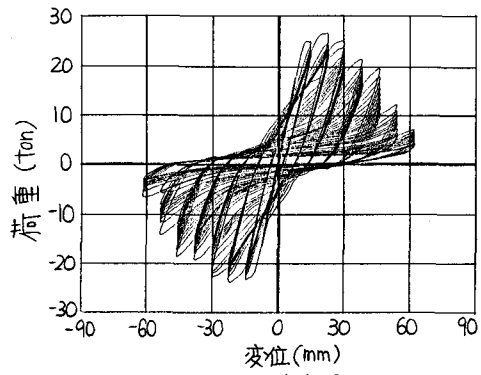
4. まとめ

以上の結果を以下にまとめる。

- 1) せん断支間比が3以上の供試体AとBの間ではほとんど差がない。
- 2) せん断支間比の小さい供試体Cは P_{max}/R_y 、じん性率、等価粘性減衰定数とともにせん断支間比の大きい供試体に比べて小さい。

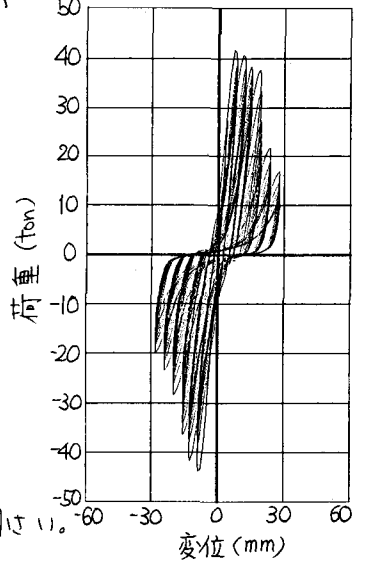


(a) 供試体A



(b) 供試体B

図3 荷重変位履歴曲線



(c) 供試体C

表1 耐震性能一覧表

	供試体A	供試体B	供試体C
降伏荷重 R_y (ton)	13.4	20.4	37.0
最大荷重 P_{max} (ton)	17.3	25.2	42.8
P_{max}/R_y	1.29	1.24	1.16
降伏変位 δ_y (mm)	15.2	10.0	4.9
終局変位 δ_u (mm)	63.8	43.5	17.0
δ_u/δ_y	4.2	4.4	3.5

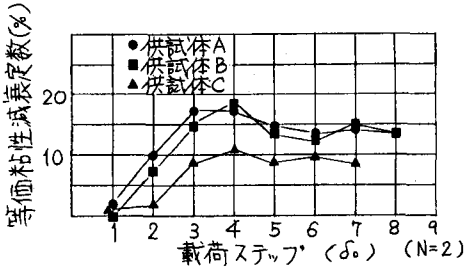


図5 等価粘性減衰定数

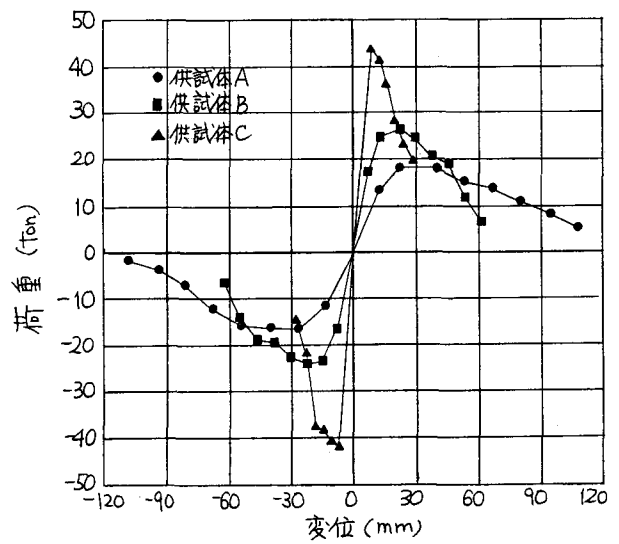


図4 荷重変位履歴曲線の包絡線