

V-267

帯鉄筋を配置していないRC柱の変形性能

J R 東日本 建設工事部 正会員 中 山 弥須夫
J R 東日本 建設工事部 正会員 鎌 田 則 夫
J R 東日本 建設工事部 F 会員 石 橋 忠 良

1・はじめに

帯鉄筋を配置していない RC 柱の変形性能について、試験結果並びに既往の試験データ[1]をもとに検討を行ったので報告する。

2・試験概要

今回の試験に用いた供試体の形状及び配筋の例を図-1に、また供試体諸元を表-1に示す。供試体はコンクリートが負担するせん断耐力 V_c と曲げ耐力 M_u の比（以下、耐力比とする）をパラメータとし、0.97~1.59 まで変化させた。せん断スパン比はせん断耐力算定において a/d の影響が小さくなるように 2.5 以上とした。また、鉄筋は SD345、コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=270 \text{ kg/cm}^2$ とした。

載荷は一定軸方向応力度のもとで、柱頭部付近を載荷点とした静的正負水平交番載荷を行った。載荷パターンは、軸方向鉄筋降伏時の載荷点変位を δ_y とし、以後 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。各変位における繰返し回数は 3 サイクルとし、載荷荷重が降伏時の荷重を下回った時点で試験を終了することとした。

3・試験結果

試験結果を表-2及び計算結果を表-3に示し、供試体 C1、C2 の荷重-載荷点変位曲線を図-2に示す。なお、最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏する時を降伏時、荷重-載荷点変位曲線の包絡線が降伏荷重 P_y を下回る時を終局時とし、それぞれの変位を降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_u とする。ここで、じん性率 μ は δ_u と δ_y との比 (δ_u/δ_y) から求めることとした。また、せん断耐力 V_c 、く体のじん性

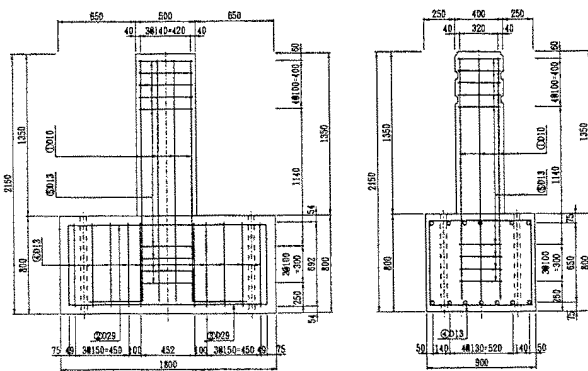


図-1 供試体の形状・配筋の例

表-1 供試体諸元

番号	柱断面寸法 $b \times h$ (mm)	せん断 スパン a (mm)	せん断 スパン比 a/d	引張鉄筋 配置	軸方向 鉄筋 本数	コンクリート圧縮 強度 f_{ck} (kgf/cm^2)	軸方向鉄筋 引張強度 (kgf/cm^2)
HDC1	400 × 500	1150	2.50	D10 × 3	8	339	3734
HDC2	400 × 400	1150	3.19	D13 × 4	12	283	3854
HDC3	400 × 400	1150	3.19	D13 × 5	16	243	3854

表-2 試験結果

実験値 番号	降伏 変位 δ_y	降伏 荷重 P_y	最大 荷重 P_{max}	終局 変位 δ_u	部材の じん性率 μ
HDC1	2.3	10.6	11.8	24.3	10.6
HDC2	4.7	11.4	12.3	27.9	5.9
HDC3	5.3	14.2	15.2	28.2	5.3

表-3 計算結果

番号	せん断 耐力 V_c (tf)	曲げ 降伏耐力 M_y (tf·m)	最大 曲げ耐力 M_u (tf·m)	耐力比 $V_c \cdot a / M_u$	く体の じん性率 μ_o	部材の じん性率 μ
HDC1	14.7	6.8	10.7	1.59	8.6	5.6
HDC2	13.0	9.4	12.7	1.18	5.9	3.8
HDC3	13.3	12.5	15.8	0.97	4.5	2.9

キーワード：じん性率、帯鉄筋、耐力比

連絡先（東京都渋谷区代々木 2-2-6、TEL03-5351-4735、FAX03-5351-4736

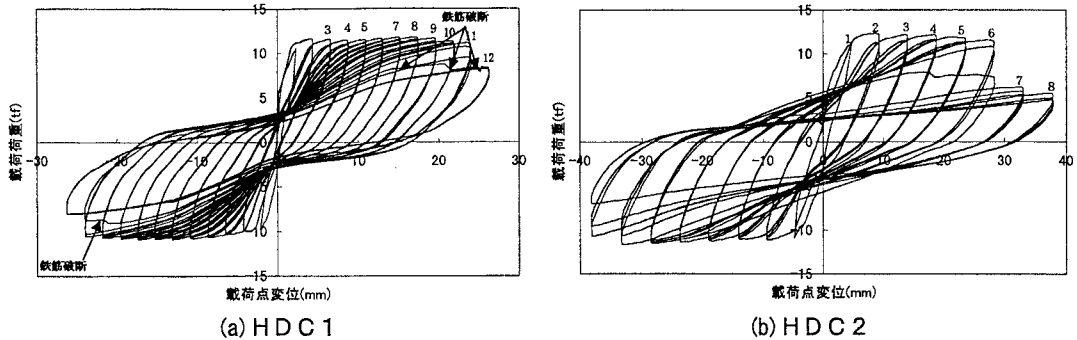


図-2 載荷荷重-載荷点変位曲線（P- δ 曲線）

率 μ_0 及び部材のじん性率 μ は文献[1]に示す算定式を用いて算出した。

破壊状況を以下に示す。耐力比が1.59と比較的大きい供試体C1は載荷荷重7.5tfで柱とフーチングとの境目に初期ひび割れが生じ、交番載荷に伴いこの部分のひび割れが比較的大きく開いた。その後11 δy 3サイクル載荷中に軸方向引張鉄筋が破断し終局に至った。終局時に柱部材は健全であり、ひび割れもほとんどない状況であった。また、鉄筋破断直前の11 δy 1サイクル目の載荷時の載荷荷重は最大荷重の94%程度であり、引張鉄筋の破断までは十分な耐力を有していたことがわかる。このため、鉄筋の破断がなければ耐力をしばらく維持でき、じん性率 μ は表-2の値より若干大きくなると考えられる。供試体C2、C3は曲げ降伏後、交番載荷によりせん断ひび割れが徐々に開き、このひび割れ面で柱が大きくズレ、終局に至った。供試体C2では6 δy 3サイクル載荷中、供試体C3では6 δy 1サイクル載荷中に耐力が急激に低下した。

以上より、帯鉄筋を配置していなくても耐力比が1.0程度になると、せん断破壊せず、変形性能を有することがわかる。また、耐力比が1.6程度あれば、曲げ降伏した後、せん断破壊性状を示さないことがわかる。

帯鉄筋を配置していない供試体のじん性率 μ と耐力比の関係を図-3に示す。なお、既往のデータ[1]は帯鉄筋及び側鉄筋を配置していない供試体のデータを抽出した。図から、帯鉄筋を配置しなくても耐力比が1.0以上あれば変形性能を確保できること、側鉄筋を配置していない既往のデータに着目すると、耐力比が増加すれば、じん性率も増加する傾向があること、側鉄筋に着目すると、側鉄筋を配置した供試体は配置しない供試体より大きなじん性率を示すことがわかる。

4・おわりに

本試験において帯鉄筋を配置しないRC柱について得られた結果を以下に示す。

- ・帯鉄筋を配置していなくても耐力比1.0程度以上あれば、せん断破壊せず、曲げ降伏後にせん断破壊をする。
- ・耐力比が1.6程度の供試体は、曲げ降伏後繰返し載荷してもせん断破壊せず、10程度のじん性率を確保でき、また最大耐力後鉄筋が破断するまでの耐力の低下はゆるやかである。
- ・耐力比の増加に伴い、じん性率も増加する。

参考文献

[1]石橋・吉野：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号，pp57～66，1988.2

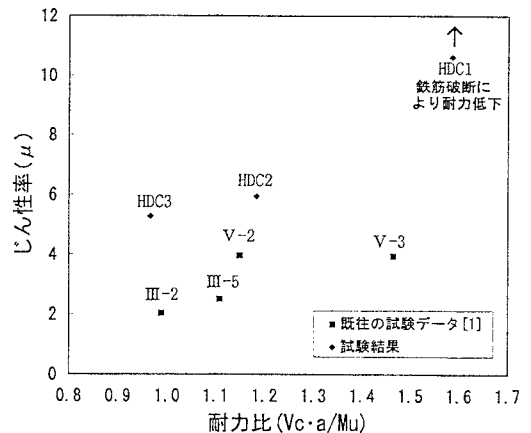


図-3 じん性率-耐力比の関係