RC柱部材の正負交番荷重下のせん断耐荷特性と変形性状

大阪工業大学大学院	学生員 鍋嶋 徹	大阪工業大学工学部	田邊 睦
大阪工業大学	正員 井上 晋	大阪工業大学(フェロー	小林和夫

1.はじめに

地震動のような正負交番繰返し荷重下では一方向荷重下と異なりコンクリート負担せん断力が著しく低下すること が知られている。そこで本研究では矩形断面RC柱部材を対象として正負交番載荷試験を実施し、帯鉄筋量、軸方向圧 縮力(以下軸力)がせん断耐力劣化機構や塑性変形性状に及ぼす影響を検討した。

2.実験概要

図-1 に供試体断面の詳細を、図-2 に配筋と載荷の状況を示す。主鉄筋には 2-D16 (f_{sy} = 335N/mm²) および 12-D13 (f_{sy} = 335N/mm²)、帯鉄筋には D6 (f_{sy} = 382N/mm²) を用いた。実験要因は、スターラップ配置間隔 s 〔75mm (帯鉄筋比 p_w = 0.34%)、 150mm (帯鉄筋比 p_w = 0.17%)の2種類〕、軸方向鉄筋 [12-D13 (鉄筋比 p = 2.43) 、12-D16 (鉄筋比 p = 3.81)の2種類]、軸方向圧縮力〔1N/mm²、2N/mm²の2種 類〕を選定した。載荷位置は基部より750mm (a/d=3.66)とし、載荷方式は降伏変 位 (y)の整数倍の変位で、各3回繰返す正負交番載荷とした。なお、載荷中は 断面中央部に設けた







ダクト内に配置したアンボンドPC鋼材により、所定の軸力を作用させた。

3.実験結果および考察

(1)破壊状況と荷重 - 水平変位

表1に各供試体の諸元と実験結果を示す。また、図-3、4に荷重-変位包絡線を示 す。なお、終局時を最大荷重時の80%と定義した。計算上の破壊形式は、 D16S15N2 がせん断破壊、D16S15N1 が曲げ降伏後のせん断破壊、それ以外が曲げ 破壊であった。実際の破壊形式はD13S07N1、D13S07N2 が曲げ破壊、ほかは曲げ 降伏後のせん断破壊となった。中でも、D13S15N2、D16S07N1、D16S07N2 は計算 上曲げ破壊と判定されながら実際には曲げ降伏後のせん断破壊を呈した。このこと はコンクリート標準示方書構造性能照査編で示されているせん断耐力式は、一方向 荷重下では十分安全側の値を与えるものの、正負交番荷重下のせん断耐力について



えんしん しんしょう しんしん 大力 供試体の諸元												
供試体	帯鉄筋	コンクリート	軸方向	計算値			最大 耐力	終局 耐力	終局 変位	·破壊 形式 ^{*1}		
記号	配置 間隔	強度 (f'c)	圧縮力	曲げ 耐力	Vc	Vs	せん断 耐力	P _{max}	Pu	u		
	(mm)	(N/mm ²)	(N/mm²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)		
D13S07N1	75		1	71.54	51.55	50.37	101.92	72.28	57.82	34.47	М	
D13S15N1	150	32.7	I	71.54	51.55	25.19	76.73	61.47	49.18	25.83	MS	
D13S07N2	75	02.1	2	78	55.76	50.37	106.13	81.8	65.44	34.41	М	
D13S15N2	150		2	78	55.76	55.76	80.95	81.79	65.43	21.69	MS	
D16S07N1	75		1	107.02	65.86	57.43	123.28	100.28	80.22	38.91	MS	
D16S15N1	150	47.6	I	113.58	69.97	57.43	127.4	106.38	85.10	26.20	MS	
D16S07N2	75		2	107.02	65.86	28.71	94.57	111.02	88.82	38.70	MS	
D16S15N2	150	36.8	2	109.18	63.5	25.19	88.69	105.44	84.35	22.20	MS	

*1:Mは曲げ破壊、MSは曲げ降伏後のせん断破壊

Keywords: RC柱部材、コンクリート負担せん断力、正負交番繰返し荷重

〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1 TEL: 06-6954-4109

は、耐震性能照査編に示されているように、安全係数を大きくとる必要があることを示している。なお、最大荷重に ついては軸力の大きいほど、軸方向鉄筋量が多いほどが大きくなる。変形性能についてみると、D16S07N1 と D16S07N2 ではじん性の差はなく最大耐力到達後の低下もほぼ同じである。図-4の比較でみると、耐力に差はないも のの、帯鉄筋量の多い D16S07N1 が D16S15N1 よりも終局変位が2 y 大きく、帯鉄筋によりじん性が向上している。



図-3 荷重-変位包絡線(帯鉄筋間隔の影響)

(2)コンクリート負担せん断力-変位関係

図-5 にコンクリート負担せん断力の割合と変位の関係を示す。ここでは帯鉄 筋ひずみからトラス理論により帯鉄筋負担せん断力 Vs を求め、全作用せん断 力から Vs を差し引いたものをコンクリート負担せん断力 Vc とした。図-5 か らわかるように、コンクリートが負担するせん断力の割合は変位の増加ととも に減少し、降伏時点では 80%以上をコンクリートが負担しているのに対して、 せん断破壊した供試体については終局近傍では 50%程度にまで低下している。 このことから、終局近傍では帯鉄筋の負担が増加し、最終的に帯鉄筋が降伏し てコアコンクリートが拘束できなくなり、せん断ひび割れ・変形が増大してせ ん断破壊に至るというメカニズムが推測される。

(3) 変形量の分離

ここでは載荷位置での変形量を主鉄筋基部からの伸出しによる回転変 形量、せん断変形量、躯体の曲げ変形量に分離した。それらを図-6, 7に示す。伸出しによる変形量は柱基部上 5cm 位置の軸方向鉄筋に溶 接接合したボルトの両側変位から回転角 を求め、載荷位置での変位を 算出した。せん断変形は柱前面の塑性ヒンジの生成が予測される範囲に 斜め 45°に三段に配置した変位計の測定値より算出した。また、全変 形より伸出し変形量を差し引くことにより算出した。ある変形量が卓越 して増加するということは、その変形によって破壊が進行するというこ とである。D16S15N1 では終局時にせん断変形が急増してせん断破壊に より終局に至っている。

(4)まとめ

1.帯鉄筋を密に配置することによりじん性は向上する。

2.曲げ降伏後せん断破壊する場合は、終局時近傍でせん断変形が急増し

、破壊に至る。

3. せん断破壊を防止するためには、せん断耐力、特にコンクリート負担せん断力に対する安全係数を大きめに設定す る必要がある。







図-7 D16S15N1の各変形量