

東急建設技術研究所 正会員 宮城敏明
 武蔵工業大学工学部 正会員 吉川弘道
 東急建設技術研究所 正会員 大滝 健
 東急建設技術研究所 正会員 富川 哲

1. はじめに

これまでファイバーモデルによる荷重-変位曲線にせん断劣化曲線を併記することで、RC柱の破壊形式およびじん性率の算定を提案した¹⁾²⁾。その提案方法によりせん断補強度、曲げ補強度等をパラメータに数値シミュレーションを行った結果、曲げ降伏後のせん断破壊におけるじん性率は2~5と広範囲にわたることがわかった。また、阪神大震災において曲げ降伏後にせん断破壊（以下、曲げせん断破壊）したRC構造物も多く見られた。したがって、曲げせん断破壊を精度よく評価することはRC柱の耐震性能を評価する上で重要となってくる。今回、せん断劣化曲線としてPriestleyらの方法³⁾および建築学会指針式⁴⁾を用いて実験結果との比較を行い、本提案手法の適用性を評価した。

2. 解析条件

ファイバーモデルにより荷重-変位曲線を算出において、コンクリートの応力-ひずみ関係は帯筋による拘束効果を考慮している道路橋示方書およびManderによる方法を用いた。また、鉄筋の応力-ひずみ関係はPark&Pauleyによるひずみ硬化モデルを用いた。せん断劣化曲線はPriestleyらの方法および建築学会指針式による方法を適用した。Priestleyらのせん断劣化曲線は、 $V = V_c + V_s + V_p$ で表される。ここで、 V_s はせん断補強筋によるせん断強度、 V_c はコンクリートによるせん断強度、 V_p は軸力によるせん断強度である。 V_c は $V_c = k \sqrt{f'c} A_e$ となっている。ここで、 k は部材じん性率 μ から決まる係数、 $f'c$ はコンクリートの圧縮強度、 A_e は部材全断面積である。係数 k を部材じん性率 μ の増加に伴い減少させるのが特徴である。 $\mu \leq 2$ の場合 $k=0.29$ 、 $2 < \mu \leq 4$ の場合 $=0.09$ 、 $\mu > 8$ の場合 $=0.05$ となる。また、建築学会指針式のせん断劣化曲線は、保証ヒンジ回転角 R_p に応じてせん断耐力を減少させる方法である。以上のように両せん断劣化曲線は部材変位が影響するため、部材の降伏変位および終局変位の算定が重要となる。今回の解析ではファイバーモデルによる変位の算出は躯体変位と主筋拔出しによる変位との和とした。主筋拔出しによる変位の算定には、コンクリートの応力-ひずみ関係に道路橋示方書を用いる場合は鉄道設計標準、Manderの場合はPriestleyによる方法を用いた。

3. 解析および実験結果の比較

表1に試験体の諸元を示す。実験は鉄道高架橋柱を対象とした実大サイズの交番載荷試験により行った。実験結果では、帯筋のひび割れ分布と斜めひび割れ角度と相関性が確認できた。No. 1, No. 2は柱上部での帯筋ひずみが大きく、帯筋降伏とほぼ同時に試験体はせん断破壊した。No. 3の帯筋ひずみは塑性ヒンジ領域でのひずみが大きく、帯筋が降伏しても終局には至っていない。以上のように、No. 1, No. 2では終局時に大きな斜めひび割れが発生し、そのひび割れ角度 θ は約 30° であった。一方、No. 3は塑性ヒンジ領域で斜めひび割れが発生し、 θ は約 45° であった。

図1に各試験体の荷重-変位曲線およびせん断劣化曲線を示す。せん断劣化曲線を算出する場合のひび割れ角度をPriestleyでは 30° および 45° 、建築学会指針式(AJI)では 45° とした。いずれの試験体ともファイバーモデルによる荷重-変位曲線と実験値はよく一致している。ただし、Manderの場合の方が道路橋示方書(JRA)に比べ終局変位が大きくなっている。それは、ファイバーによる荷重-変位曲線の終局点がコンクリートの終局ひずみで決まること、また主筋拔出しによる変位評価の違いによる。また、No. 1, No. 2では荷重-変位曲線とせん断劣化曲線と交わる点、すなわちせん断破壊点はPriestleyと建築学会指針式ともせん断破壊点以後のせん断劣化勾配は違うものの、実験結果とよく一致していることが確認できる。また、Priestleyにおける $\theta = 30^\circ$ と 45° ではせん断破壊点はほとんど差がないことがわかる。一方、No. 3では建築学会指針式とPriestleyの $\theta = 45^\circ$ におけるせん断破壊点は実験結果とほぼ一

表1 試験体の諸元

試験体	軸力 (kN)	主筋	f_{ty} (Mpa)	E_s (kN/mm^2)	ρ_t (%)	帯筋	f_{wy} (Mpa)	ρ_w (%)	$f'c$ (Mpa)	E_c (kN/mm^2)	$b \times d$ (mm)
No.1	0	D32×20	313	202	2.48	φ9ctc300	344	0.05	27.4	24.5	800×740
No.2	2352	D32×20	313	202	2.48	φ9ctc300	344	0.05	29.4	25.7	800×740
No.3	0	D32×20	313	202	2.48	D13ctc100	351	0.32	25.9	24.4	800×740

耐震、せん断、じん性率

〒229-1124 相模原市田名 3062-1・TEL0427-63-9507・FAX0427-63-9503

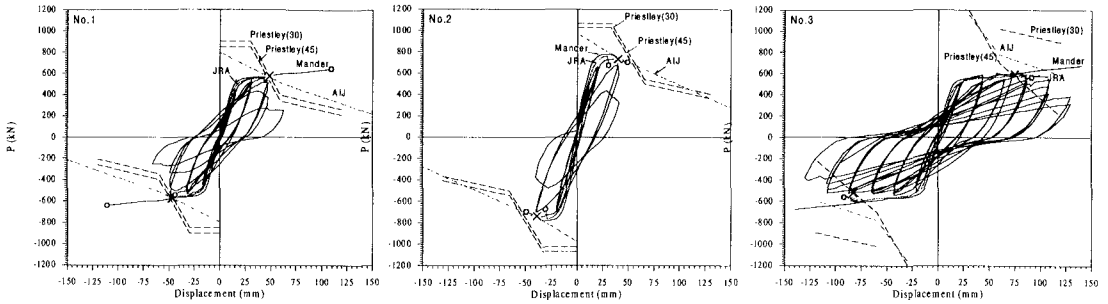


図1 荷重-変位曲線

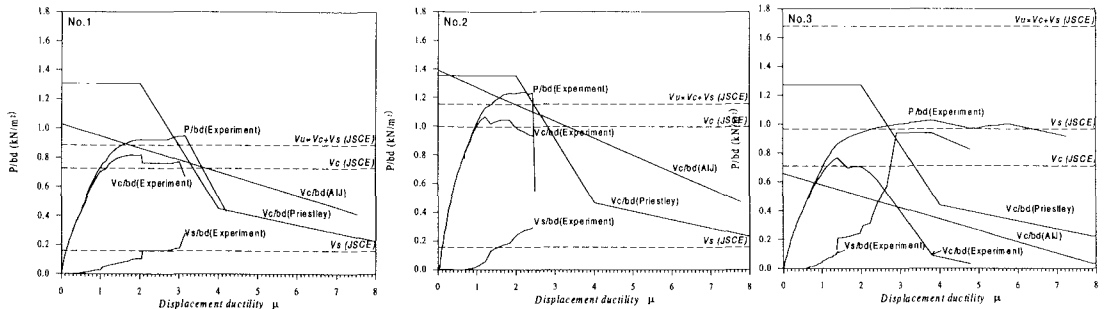


図2 せん断強度の比較

致しているものの、 $\theta = 30^\circ$ の場合はせん断破壊点は発生せず、破壊形式は曲げ破壊となり、実験結果とは異なる結果となる。すなわち、せん断劣化曲線を算出する場合、帯筋量の少ないRC柱は V_s の占める割合が小さいことから、ひび割れ角度の影響は小さいと考えられる。また、帯筋量の多いRC柱ではひび割れ角度の値により V_s の値が大きく変わる。しかしながら、帯筋量が多いRC柱では斜めひび割れも塑性ヒンジ領域に集中することからひび割れ角度は 45° となる。

次に、コンクリートによるせん断強度の実験結果と解析結果および土木学会基準(JSCE)との比較を行う。実験値は帯筋ひずみから V_s を求め、水平荷重 P から V_s を減ずることより V_c を算出した。図2に各試験体のせん断強度を示す。No. 1, No. 2における実験値 V_c は土木学会基準 V_c より多少上回った値となっており、両試験体とも土木学会基準 V_c を下回った後にせん断破壊している。一方、No. 3における実験値 V_c も土木学会基準 V_c とほぼ同値となっている。しかしながら、No. 1, No. 2と異なり V_c が低下しても V_s により水平荷重 P は維持している。また、いずれの試験体の V_c 劣化勾配はじん性率が2の位置から低下しPriestleyのせん断劣化曲線と同様な傾向を示している。

4. まとめ

ファイバーモデルによる荷重-変位曲線上にせん断劣化曲線としてPriestleyらの方法および建築学会指針式を用いて併記する手法を用いて、実験結果と解析結果を比較することで以下のことが確認できた。

- ①ファイバーモデルによる荷重-変位曲線は、帯筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係のManderおよび道路橋示方書を用いることにより、実験結果とよく一致する。
- ②本手法において、せん断劣化曲線の算出の際にひび割れ角度を 45° と仮定しても解析結果には影響しない。
- ③実験値 V_c は、土木学会基準 V_c とほぼ同じ値となり、いずれの試験体においてもじん性率が2の位置から V_c が低下し、その劣化勾配はPriestleyらのせん断劣化曲線と同様な傾向を示す。

【参考文献】

- 1)吉川, 池谷, 宮城, 増田, 岡本: RC柱における破壊形式の判定と靱性評価, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集 V-278, pp.556-557, 1997.9
- 2)池谷, 吉川, 宮城, 服部: 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻第2号, 1998.6 (投稿中)
- 3)M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, 1995.10
- 4)日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説, 1988.10.20