

大阪工業大学大学院 学生員 ○松田 国臣 大阪工業大学大学院 学生員 岡田 真毅
大阪工業大学工学部 正員 井上 晋 大阪工業大学工学部 フェロー会員 小林 和夫
大阪工業大学工学部 正員 仁枝 保

1. はじめに

道路橋の RC 橋脚の設計に際しては、道路橋示方書に示されている地震時保有水平耐力法が採用されることが多いが、最終的に曲げ破壊を呈する部材においてもせん断変形や基部の抜け出しの影響が大きくなることが報告されており、塑性変形性能を正確に評価するためにはこれらの影響を適切に考慮することが必要である。そこで本研究では、矩形断面 RC 柱部材を対象として、抜け出しによる変位を考慮した曲げ解析と実測値との比較検討を行った。また、実験から求められた塑性ヒンジ長を考慮した曲げ解析を行い、実測値との比較検討を行った。

2. 実験概要

本実験で用いた RC 柱部材の断面形状を図 1 に、また载荷スパン・配筋図を図 2 に示す。いずれの柱供試体もコンクリートの設計基準強度は $f_c=21\text{N/mm}^2$ ，せん断スパン比(a/d)3.66 とし、荷重として水平荷重を柱下端より 750mm の位置に作用させた。主鉄筋は 12-D10 ($f_{sy}=321\text{N/mm}^2$) および 12-D13 ($f_{sy}=321\text{N/mm}^2$) の 2 種類とし、せん断補強筋 (D6 スターラップ : $f_{sy}=415\text{N/mm}^2$) の配置間隔は 75mm および 150mm とした。これらの要因の組合せにより合計 4 体の供試体を作製した。载荷方法は供試体の降伏変位(δ_y)の整数倍の変位で各 3 回の正負交番繰返しを与えた。

3. 解析方法

本研究では、断面をファイバー要素に分割し、コンクリートの応力-ひずみ関係には無拘束部にコンクリート標準示方書のもの、拘束部に道路橋示方書のものを、鉄筋の応力-ひずみ関係にはバイリニア型の構成則を用い、断面の曲げモーメント-曲率関係を求め、部材の荷重-変位関係を算出している。

4. 実験結果と考察

(1) 実測値と解析値 1 の比較

表 1 に実験結果を、また図 3 に石橋ら¹⁾の提案した簡易式により抜け出し変位を算出し、それを地震時保有水平耐力法により求めた降伏、終局変位に加算し、各点を結んだものを解析値 1 とし、実測値と比較した一例を示す。なお、解析値 1 では、降伏時は最外縁の引張鉄筋が降伏した時、終局時は最外縁の圧縮鉄筋位置のコンクリートが圧壊した時としている。解析値 1 はいずれの供試体についてもひび割れ点、降伏点までの確に表現している。すなわち、抜け出し変位を考慮することにより降伏変位については従来の地震時保有水平耐力法より改善さ

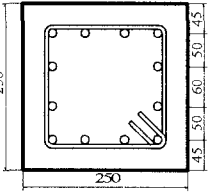


図1 供試体断面図 (単位:mm)

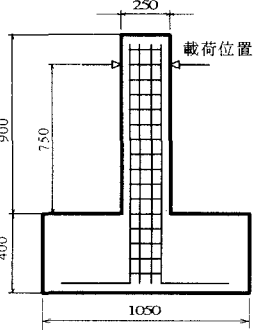


図2 载荷スパン・配筋図 (単位:mm)

表 1 供試体の諸元と実験結果

供試体 番号	主鉄筋径 (mm)	帯鉄筋 配置間隔 (mm)	コン示 ^{※1}			最大荷重 P_{max} (kN)	終局時 ^{※2}		破壊形式
			V_{mu} (kN)	V_{yd} (kN)	耐力比 V_{yd}/V_{mu}		P_u (kN)	δ_u (mm)	
No.1	10	150	38.88	57.31	1.47	37.73	30.87	37.50	曲げ破壊
No.2	10	75	38.88	84.50	2.17	39.20	33.32	37.54	曲げ破壊
No.3	13	150	64.22	63.66	0.99	63.70	46.55	25.76	曲げ降伏後の せん断破壊
No.4	13	75	64.22	90.85	1.41	61.74	50.96	34.40	曲げ破壊

※1 コンクリート標準示方書 ※2 実測値の終局時は最大荷重到達以後、再び最大荷重の約 80%に低下したときとする

れる。しかし、終局変位の解析値は精度の良い No.2 の供試体を除いて実測値の約 60~70%と小さい値を示した。

(2) 実測値と解析値 2 及び解析値 3 の比較

図 4 に実測値と道路橋示方書の規定する塑性ヒンジ長を考慮し曲げ解析を行った解析値 2 及び実験値より基部からかぶりコンクリートが剥落した地点の長さを塑性ヒンジ長として考慮した解析値 3 を比較したものを示す。

耐力比 2.17 の No.2 を除いて、耐力比が 2 以下の No.1, 3, 4 供試体の解析値 2 による終局変位は実測値のそれぞれ 58%, 54%, 53%の値を示し、あまり一致していない。これに対し、No.2 のように耐力比に余裕のある供試体に対しては解析値が実測値に一致する傾向がある。一方、実験における塑性ヒンジ長を考慮した解析値 3 は比較的よい一致を示した。なお、解析値ではフォー

リングブランチ領域における耐力低下が早期に生じる。この原因として、鉄筋の応力-ひずみ関係は本来、降伏点以降応力が一定となる塑性流れ域が存在し、ひずみの増加とともにひずみ硬化が生じるが、本解析において降伏以降は応力を一定とするバイリニア型の応力-ひずみ関係を採用したためであると考えられる。以上より、道路橋示方書による塑性変形の考え方は耐力比 2 以上の典型的な曲げ破壊を呈した No.2 の供試体に対しては的確に表現できていると言える。しかし、道路橋示方書で示される塑性ヒンジ長は曲げ破壊を想定したもので、耐力比の比較的小さい No.1, 3, 4 の解析結果からは、曲げ変形以外の変形を考慮する必要があると考えられる。

5. まとめ

RC 橋脚の変形を解析的に検討する場合、躯体の曲げ変形に抜け出し変形を加算することの重要性を確認した。また、耐力比が 2 以上の供試体に対しては道路橋示方書に基づく曲げ解析値が実測値によく一致しているが、曲げ破壊を生じた供試体であっても耐力比が 1.5 以下の供試体では曲げ変形のみでは実測値を表現できないことを明らかにした。実験よりかぶりコンクリートが剥落した部分を塑性ヒンジ長として計測し、それを考慮した曲げ解析を行った結果、耐力比が小さく曲げ破壊および曲げ降伏後のせん断破壊を呈した供試体であっても、解析値は実測値にある程度よく一致した。これより、曲げ破壊を呈した供試体であっても、曲げ変形と曲げ変形以外の変形を塑性ヒンジ長として考慮すれば、終局変位を精度良く表現できる可能性を示した。

【参考文献】

- 1) 石橋忠良他：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, V-8, pp57-66, 2月 1988.

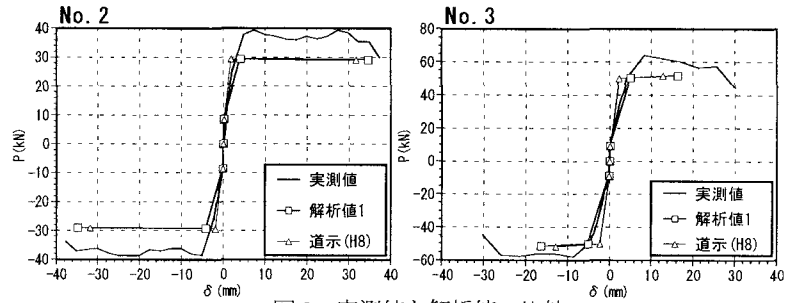


図 3 実測値と解析値の比較

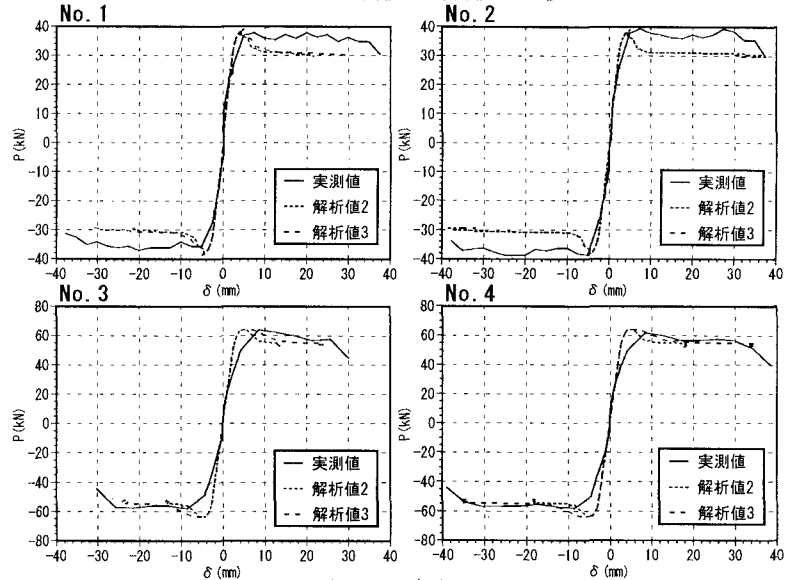


図 4 実測値と解析値との比較