

論文 高横補強材量を有する RC 部材のじん性率に関する研究

鈴木直人*1・幸左賢二*2・藤井康男*3・澤田吉孝*4

要旨:道路橋は道路橋示方書・耐震編に基づき終局じん性率を算定しているが、高じん性領域への適用性について検討をしたものは比較的少ない。本論は、高横補強材量を有する RC 橋脚を対象に、正負交番水平載荷試験データを収集し、実験値と比較することにより、道路橋示方書に示されるじん性率算定式の適用性について検討を行った。また、じん性率に影響を与える帯鉄筋比、鉄筋かぶり、中間拘束鉄筋、鉄筋径等の影響度について考察を行った。

キーワード:RC 橋脚, じん性率, 帯鉄筋比, 鉄筋かぶり, 側面鉄筋, 塑性ヒンジ

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震による被害状況から、RC 橋脚の耐震性を評価する場合、その耐力以上に変形性能の重要性が再認識され、橋脚のもつ終局じん性率を適切に評価することが重要な課題となっている。

じん性率の算定方法については、耐力比(曲げ耐力とせん断耐力の比)を用いた評価法と、道路橋示方書に代表される解析的手法が上げられる。このうち耐力比を用いた評価法については幸左ら¹⁾により一定の有用性が確認されている。

一方で、平成8年道路橋示方書・耐震編(以下「道示」)では、断面の $M-\phi$ 関係をもとに、降伏時、終局時の曲率分布を、柱高さ方向に積分することにより、解析的にじん性率を求める手法が提示されている。しかし、兵庫県南部地震以降橋脚は高い変形性能を要求され、結果として高帯鉄筋比となる傾向にあるが、これらのじん性率算定式の高じん性領域への適用性について検討をしたものは比較的少ない。

本論は、道示式の適用性を中心に、以下の点に着目して高横補強材量を有する RC 橋脚のじん性率について検討を行ったものである。

- 最近の RC 橋脚の正負交番載荷試験例を広く収集し、供試体の諸元とじん性率を整理する。
- 供試体の諸元を用いて道示式により計算したじ

ん性率と実験値との適合性を検証する。

- じん性率に影響を与える帯鉄筋比、鉄筋かぶり、中間拘束鉄筋、鉄筋径の影響度を評価する。

2. 実験データの整理

2.1 交番載荷試験

阪神高速道路公団では、従来の橋脚に比べ高い帯鉄筋比とした RC 柱十数体に対して正負交番載荷試験を行なっている。本研究では、阪神高速道路公団での実験に加え、土木学会で収集された実験データ²⁾、および最近の建設省土木研究所³⁾、首都高速道路公団⁴⁾、JR⁵⁾での実験データをもとに、検討を行なうものとした。

これらの供試体の中から、一般的な道路橋を想定し帯鉄筋比 0.1%以上、せん断支間比 2.5 以上、軸方向圧縮応力度 2.0 MPa 以下の矩形供試体 55 体を検討の対象とした。帯鉄筋比については、近年の設計基準の変化に伴い高帯鉄筋比の橋脚が多く構築される傾向にあり、上限値は設けないものとした。交番載荷の繰返し数は 3 回~10 回のを対象とした。図-1 に検討対象とした供試体の諸元を示す。

実験での破壊形態は曲げ破壊と報告されているものが多い。曲げ破壊した供試体では、最終的に鉄筋破断に至ったものも多いが、次節 2.2 で定義した終局変位時には主鉄筋の座屈程度となっている。

*1 建設技術研究所 大阪支社 工修 (正会員)

*2 阪神高速道路公団 工務部 Ph.D (正会員)

*3 阪神高速道路公団 工務部 (正会員)

*4 建設技術研究所 大阪支社

2.2 じん性率の算定手法

一連の実験は、それぞれ別の機関で行なわれており、実験結果のじん性率も提示されているが、各研究者により降伏点、終局点の定義が異なっている。ここでは、各実験で得られた荷重-変位曲線をもとに、統一した観点からじん性率を再整理した。

降伏点は材料定数を補正した上で計算上の降伏荷重 P_y (最外縁主鉄筋が降伏した荷重) を算定し、実験で得られた荷重-変位曲線上で P_y に相当する変位を求め降伏変位 δ_y と定義した。終局変位 δ_u は、荷重-変位曲線の包絡線において、最大荷重後に荷重が降伏荷重 P_y となった変位とした。

また、縮尺率の小さい実験の場合、鉄筋抜け出しの影響が無視できない場合もあるが、抜け出しによる影響の分離が困難な実験もあり、ここでは両者とも鉄筋の抜け出し量を含んだ形となっている。

3. 道示式の適用性

3.1 じん性率の計算手法

道路橋示方書では、橋脚断面の $M-\phi$ 関係を計算し、それを柱軸方向に積分することにより橋脚の $P-\delta$ 関係を算定し、 $\mu = \delta_u / \delta_y$ によりじん性率を求める手法を基本としている。

終局状態はコンクリートの圧壊時としており、基本的に曲げ破壊を前提とした計算手法である。コンクリートの応力-ひずみ関係は図-2 で与えられる。帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果により、最大圧縮応力 σ_{cc} 、最大圧縮応力時のひずみ ϵ_{cc} 、最大圧縮後の下降勾配 E_{des} が増減する。また、応力が最大圧縮応力の 80% に低減した点を終局ひずみ ϵ_{cu} としている。

終局時の考え方は、復旧仕様と H8 道示では若干異なった考え方となっている。

復旧仕様 ひびわれ時、降伏時、終局時の 3 点を直線補間した曲率分布とする (図-3(a))。荷重作用点の終局変位 δ_u は、断面が終局モーメントに達した時の曲率分布を橋脚高さ h で積分することにより算出する (式-(1))。

$$\delta_u = \int_0^h \phi(y)y dy \quad (1)$$

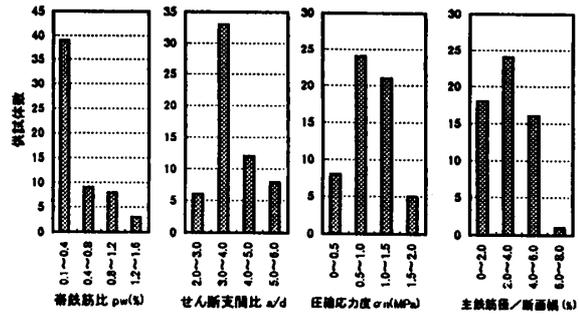


図-1 供試体諸元の分布

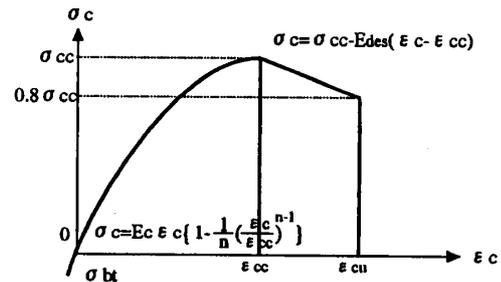


図-2 コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係

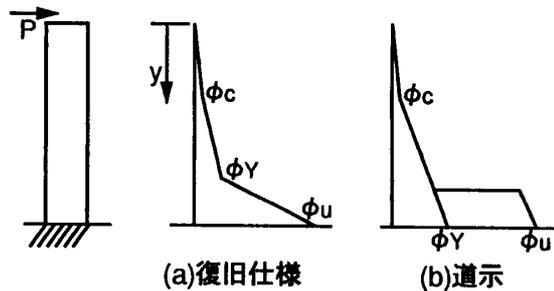


図-3 終局時の算定手法

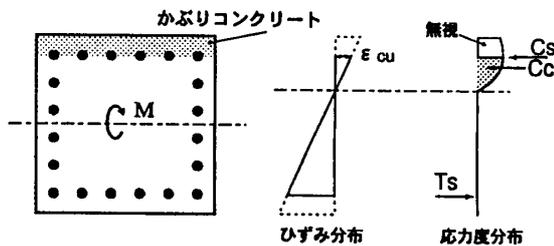


図-4 終局時の断面内応力分布

平成 8 年道示 橋脚基部に、ある長さを持った塑性ヒンジ L_p を考慮し、式-(2) により算定する (図-3(b))。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (2)$$

また、かぶりコンクリート部では圧縮応力を分担しないものと仮定し、 ϵ_{cu} は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置で評価する (図-4)。

3.2 実験値との比較

図-5 に道示式および復旧仕様式によるじん性率と実験値の比較を示す。

両者とも低じん性域で ($\mu \leq 8$) 低めのじん性率を与え、高じん性域では大きくなる傾向にある。両者とも全体的に実験値に比べ小さな計算値を与えているが、道示式は比較的ばらつきが大きく、高じん性域では過大なじん性率を与える場合がある。

以降、 $\mu(\text{実験値})/\mu(\text{計算値})$ を指標に、計算値のばらつきについて検討を行う。

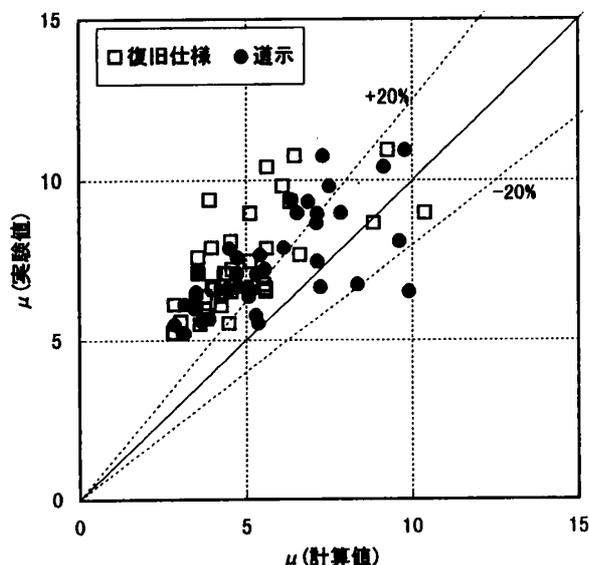


図-5 道示式と実験値の比較

3.3 帯鉄筋比

図-6 に帯鉄筋比 p_w と $\mu(\text{実験値})/\mu(\text{計算値})$ の関係を示す。

復旧仕様式、道示式とも低帯鉄筋比では過小な計算値を与え、高帯鉄筋比になるに従い、実験値との比率は小さくなる傾向にある。特に復旧仕様では、帯鉄筋比が 0.5% 以下の低じん性域において、実験値の半分以下のじん性率を与える供試体がある。

道示では帯鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係上で、終局ひずみ ϵ_{cu} を最大応力度の 80% に低下した点で定義している。川島ら⁶⁾の研究によると、この ϵ_{cu} で終局変位を計算するとかぶりコンクリートの剥落時にほぼ相当することが示さ

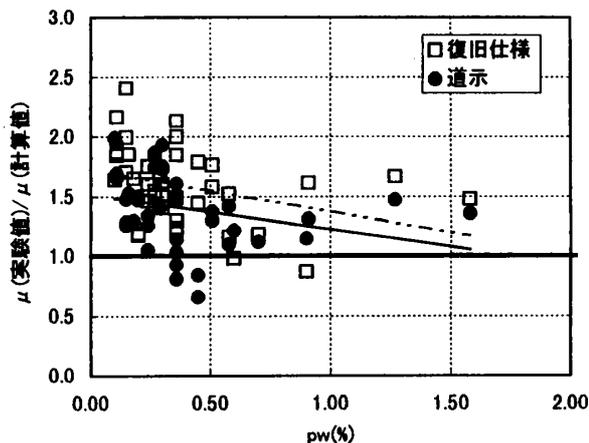


図-6 $\mu(\text{実験値})/\mu(\text{計算値})$ と p_w の関係

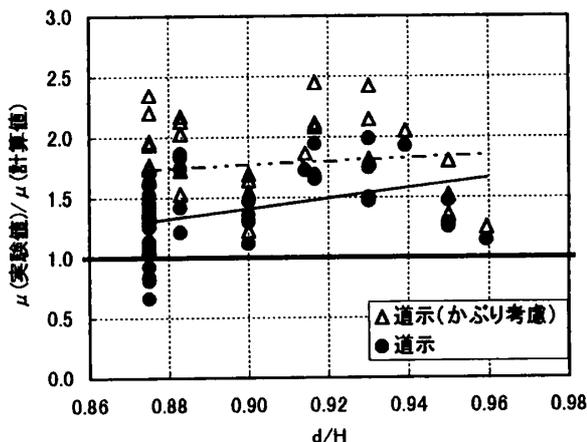


図-7 $\mu(\text{実験値})/\mu(\text{計算値})$ と d/H の関係

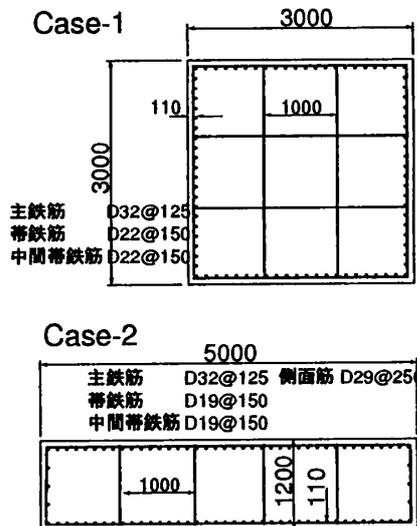


図-8 実橋脚を想定した試算モデル

れている。本研究で定義した終局点は、かぶりコンクリート剥離後、荷重が P_y まで低下した点としており、全体的に道示で規定された ϵ_{cu} は安全側の値となっている。

また、一般に RC 橋脚は $p_w=0.2\%$ 程度であれば、

せん断破壊から曲げせん断破壊へと移行するため $\mu = 5$ 程度は確保される。しかし、道示ではじん性を便宜上曲げ圧縮の終局ひずみで定義しているため、特に低帯鉄筋比の供試体については、終局ひずみを小さくみなしていると考えられる。

3.4 鉄筋かぶり

図-7 に有効高さ d /断面高さ H と μ (実験値)/ μ (計算値) の関係を示す。

d/H が小さい(断面高に比べて鉄筋かぶりの割合が大きい)ほど大きな計算値となり、 $d/H \leq 0.9$ では実験値より過大な計算値を与える場合がある。図中にかぶりコンクリートの圧縮応力を期待した計算結果を示す。かぶりの存在を考慮した方が実験値との適合がよいといえる。しかし $d/H \geq 0.95$ では両者にあまり差異はない。

道示では安全側の配慮から、終局時には帯鉄筋で拘束されないかぶりコンクリートの抵抗は考えないものとしている。しかし、かぶりコンクリートの存在を無視すると、終局耐力は低下し安全側といえるが、逆に終局じん性率は大きく計算される。

図-8 に示すような実橋脚を想定し、試算した結果を図-9 に示す。通常の断面を想定した Case-1 では、断面寸法に対する鉄筋かぶりの割合は小さく $d/H = 0.96$ 程度であるため、終局じん性率もかぶりを無視したことによる影響はあまり見られない。

一方で、壁式橋脚を想定した Case-2 では $d/H = 0.9$ 程度となる。この場合の、終局時の断面状態を表-1 に示す。かぶりを無視すると中立軸位置が減少し、終局曲率 $\phi_u (= \epsilon_{cu}/x)$ が 50% 以上大きくなっている。このため、終局じん性率も大幅に増加している。

表-1 終局時の断面状態 (Case-2)

	ϕ_u (1/m)	x (cm)	μ_u
かぶり考慮	0.0630	12.6	7.2
かぶり無視	0.1007	6.9	11.6

以上の検討より、通常の橋脚では、かぶりの影響はあまり問題とならないが、壁式橋脚など断面高さが小さい場合は、かぶりを無視すると過大なじん性率を与える可能性があることが示唆される。

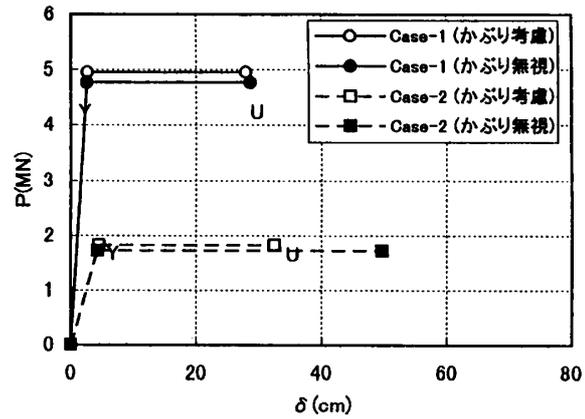


図-9 終局変位に対するかぶりの影響

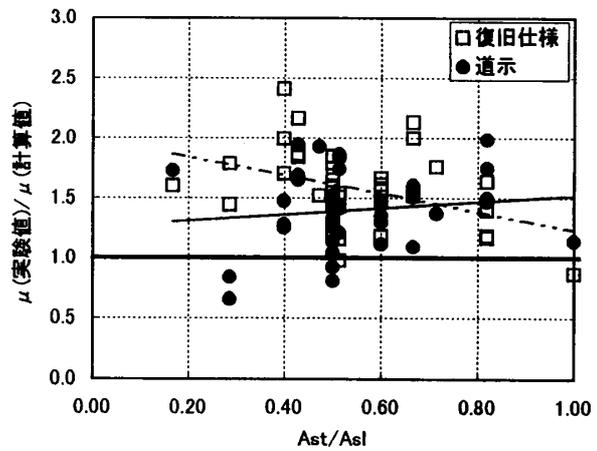


図-10 μ (実験値)/ μ (計算値) と A_{st}/A_{sl} の関係

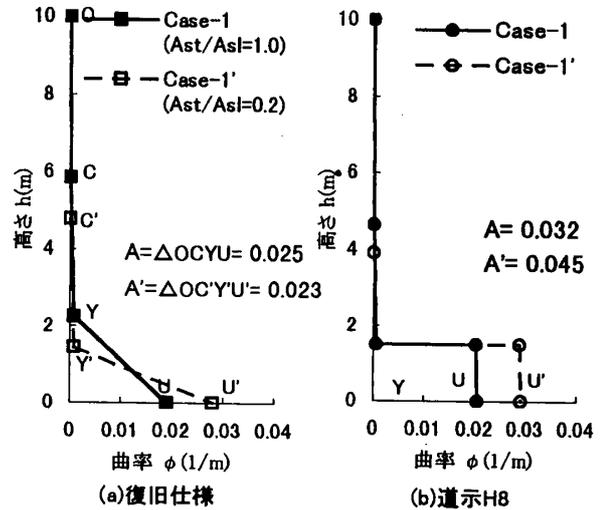


図-11 終局時の曲率分布

3.5 側面鉄筋量

図-10 に A_{st}/A_{sl} (側面鉄筋量/引張鉄筋量) と μ (実験値)/ μ (計算値) の関係を示す。

復旧仕様は側面鉄筋比率が少ないほど過小な計算値を与え、逆に道示式は過大な計算値となっている。ここでは、図-8 のモデル (Case-1) で、側面鉄

筋量を低下した場合 (Case-1') について試算を行い、
図-10 の傾向について考察を行う。

終局時の曲率分布および $P-\delta$ 関係を 図-11, 図-12 に示す。側面鉄筋量が少ないと降伏以降の耐力増が少ないが (Y 点の高さが低い), 終局曲率 ϕ_U は増加する。図-11 の ϕ_C, ϕ_Y, ϕ_U の曲率分布をそのまま式(1)により積分する復旧仕様式は、曲率分布の面積が小さい Case-1' の方が小さな終局変位となる。一方で、道示では曲率の分布性状に係わらず塑性ヒンジ長は両者とも $0.5H$ となるため、終局曲率 ϕ_u の大きい Case-1' の方が大きな終局変位となる。

図-10 をみると、側面鉄筋量により塑性化域が増減する復旧仕様式よりも、塑性ヒンジ長を一定とした道示式の方が適合性がよいといえるが、壁式橋脚のように側面鉄筋量が非常に少ない場合はじん性を過大評価する可能性がある。

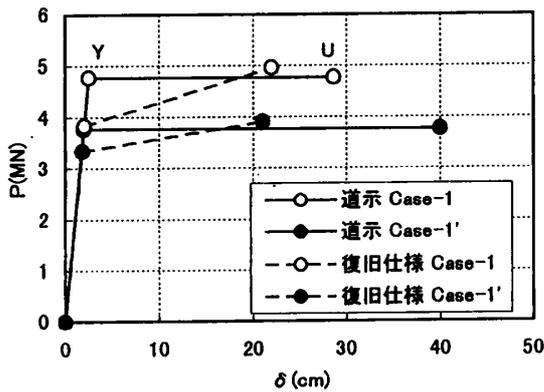


図-12 側面鉄筋量とじん性率の関係

3.6 中間拘束筋

道示ではコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係に横拘束効果を期待し、十分な拘束が得られる配筋を標準としている (図-13)。しかしながら、補強設計においては従来のラップタイプの帯鉄筋の寄与率を適切に評価する必要がある。そこで、中間拘束筋の状態によるじん性率への影響について検討を行った。

図-14 に道示の仕様 (図-13) は満足しないが中間拘束筋を有する供試体に対し、道示式によりじん性率を計算した結果を示す。中間拘束筋を有効と考えた計算値の方が実験値とほぼ合っていることがわかる。これより、従来のラップ定着された中間拘束筋もじん性率向上にある程度有効であると考えられる。

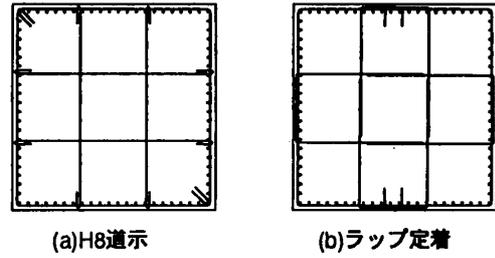


図-13 中間拘束筋の配筋方法

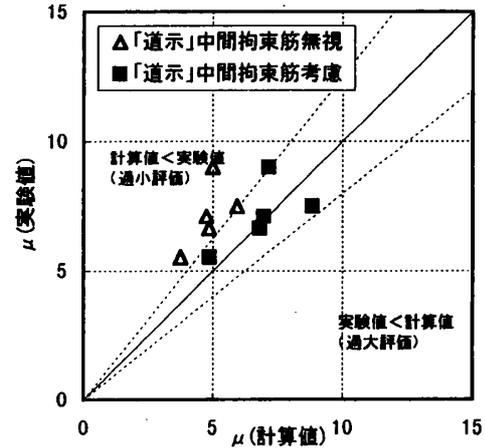


図-14 中間拘束筋の評価

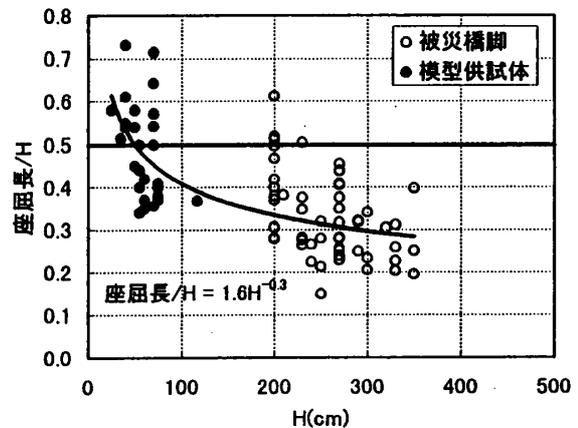


図-15 L_p/H と H の関係

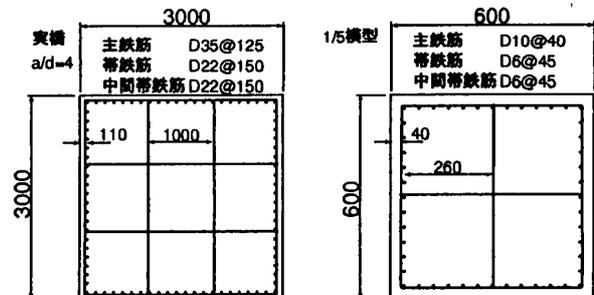


図-16 断面寸法の異なる試算モデル

3.7 塑性ヒンジ長

道示式では塑性ヒンジ L_p が導入され、じん性率算定において重要な要因を占めることとなった。ここでは、既往の研究成果と併せて塑性ヒンジ長に関する考察を行う。

阪神公団では被災橋脚のデータ分析により、断面寸法 H と主鉄筋の座屈長 (\approx 塑性ヒンジ長 L_p) の間には 図-15 の関係があることを見出している。それによると、 H が 50cm 程度の時には $L_p/H = 0.5H$ となっているが、 H が大きくなると L_p/H が低下することが示されている。

Priestly-Park の研究では、塑性ヒンジ長 L_p は部材長 h および鉄筋径 d_b により計算される (式-(3))。

$$L_p = 0.08h + 6d_b \quad (3)$$

L_p は鉄筋とコンクリート間のすべりにも依存するとして、鉄筋径 d_b の項により評価している。

一方、須田ら⁷⁾は、柱筋の座屈挙動を、端部を回転拘束され弾性支承上に配置された棒部材が半円形で座屈する弾性座屈モデルとして提案している。それによると、主鉄筋の座屈長 L_{cr} は次式で表される。

$$L_{cr} = C_2 \sqrt{E_0 I_0 / \beta_n} \quad (4)$$

ここに、 C_2 : 比例定数、 $E_0 I_0$: 主鉄筋の曲げ剛性、 β_n : 横拘束筋による分布バネ定数

図-16に示す実橋脚と模型供試体の諸元を用いて、寸法の違いによる L_p/H への影響について検討を行った。実橋脚と模型供試体は、主鉄筋比、帯鉄筋比、せん断支間比は同一である。

式-(3)、式-(4)を用いて、実橋脚と模型供試体の L_p/H を計算した結果を表-2に示す。ここで式-(4)の比例定数 C_2 は模型供試体の L_p/H が 0.5 となるように設定した。

表-2 L_p/H の比較

	模型供試体	実橋脚	実橋/模型
式-(3)	0.44	0.38	0.86
式-(4)	0.50	0.30	0.60

両者とも、実橋脚の L_p/H が模型供試体よりも低下していることを示している。

断面寸法が大きいと、相対的に細径の主鉄筋となる。その結果、主鉄筋の座屈半径や鉄筋-コンクリート間のすべり量も減少するため、塑性ヒンジ長が低下するものと考えられる。

以上の検討より、模型供試体の検討を元に設定された $L_p = 0.5H$ の関係は、実橋脚では小さめの値となっている可能性があることが示唆される。

4. まとめ

1. 道示式は概ね安全側といえるが、特に帯鉄筋量が少ないとじん性率を過小評価する傾向にある。
2. 鉄筋かぶりの抵抗を無視するとじん性率は大きく計算される。通常の橋脚では影響はないが、模型供試体や壁式橋脚など断面寸法が小さい断面では過大なじん性率を与える場合がある。
3. 側面鉄筋量が少ないと道示式は大きめの計算値を与える傾向にある。特に壁式橋脚は鉄筋かぶりの影響とあわせて、過大なじん性率を与える可能性がある。
4. 断面高さに対する塑性ヒンジ長の比率 L_p/H は、60cm 程度の断面であれば $L_p/H = 0.5$ 程度となるが、実橋脚断面では小さな値となっている可能性がある。これは、断面高さに対する主鉄筋径の比率が小さくなること等によるものと考えられる。

参考文献

- 1) 幸左, 鈴木: 耐力比を用いた RC 橋脚のじん性率評価式の検討, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998.3
- 2) 土木学会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, 平成8年3月
- 3) 川島, 長谷川, 長島, 小山, 吉田: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究, 土木研究所報告, 第190号, 平成5年9月
- 4) 小坂, 小笠原, 佐々木, 津野, 渡辺, 田中, 坂田: 横拘束筋の定着方法の相違による RC 橋脚の耐震性能の確認実験, 「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム論文報告集, 1997.4
- 5) 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, 1988/2.
- 6) 川島, 武村, 運上, 星隈: 繰り返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, 1997.7.
- 7) 新保, 村山, 須田, 一宮: RC 柱の柱筋座屈挙動に関する実験的検討, 土木学会第49回年次学術講演会, 平成6年9月