

RC橋脚のじん性率評価法の検討

田口 絢子¹・幸左賢二²・足立幸郎³・鈴木直人⁴

¹正会員 九州工業大学大学院 工学研究科（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町一丁目一番地）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町一丁目一番地）

³正会員 工博 阪神高速道路公団工務部（〒541-0056大阪市中央区久太郎町四丁目一番三号）

⁴正会員 工修 建設技術研究所 大阪支社（〒540大阪市中央大手前一丁目二番十五号）

1. はじめに

巨大地震を想定した耐震基準では橋脚の変形性能，特にじん性率を適切に評価することが重要な課題である。じん性率を求める手法としては，各研究機関から実験結果の統計的な分析により，例えば耐力比を関数とした簡便な式が提案¹⁾されている。提案式²⁾によれば，49体の供試体に対して実験値/計算値の平均が0.99，変動係数20%と精度良くじん性率の評価が可能である。

一方で，平成8年道路橋示方書・耐震設計編³⁾（以下「道示」）では，鉄筋・コンクリートの応力-ひずみ関係を仮定して，断面の曲げモーメント-曲率関係を計算し，それを柱軸方向に積分することにより橋脚のP- δ 関係を算定し，じん性率を算出する手法が規定されている。終局時の曲率分布には塑性ヒンジ長が考慮され，実際は複雑な塑性曲率の分布を面積が等価な矩形ブロックとして置き換え，その矩形ブロックの高さを塑性ヒンジ長と定義している。橋脚に生じる水平変位を算定するために便宜的に設定されたものであり，断面高さや橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離の関数として与えられている。このような概念に基づき規定された道示式は道路橋の耐震設計の実務に広く取り入れられている。

しかしながら，仮定されるコンクリートの応力-ひずみ関係や塑性ヒンジ長の合理的な設定は未だ研究段階にあるといえる。

そこで本研究では，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し，道示式により計算したじん性率，終局変位と実験値との適合性を検証した。また，道示に示されるコンクリートの応力-ひずみ特性，終局変位を算定するために設定される塑性ヒンジ長，終局曲率に着目した検討を行った。

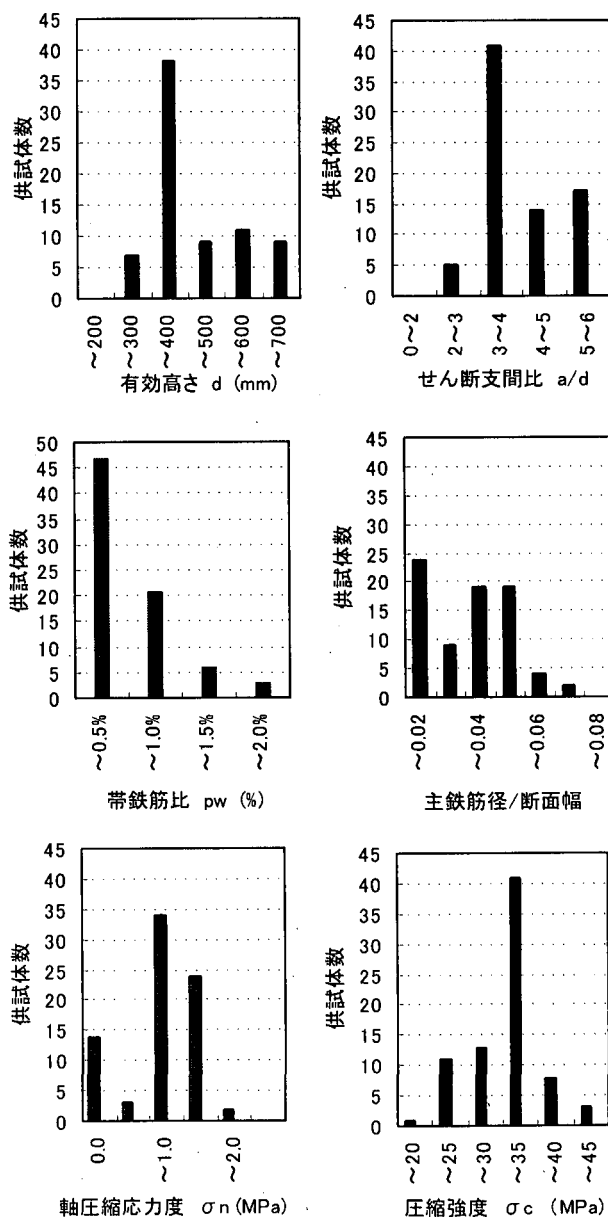


図-1 検討対象供試体諸元

2. 検討対象供試体

2-1 対象供試体の構造諸元

検討対象とした供試体は、各研究機関で実施された正負交番載荷実験データを収集した。その中から、一般的な道路橋を想定して帯鉄筋比 0.1%以上、せん断支間比 2.5 以上、軸方向圧縮応力度 2.0MPa 以下の矩形供試体とした。その諸元を図-1 に示す。具体的には有効高さ 205～662mm、せん断支間比 2.5～5.5、帯鉄筋比 0.1～1.8%、軸圧縮応力度 0～2.0MPa、コンクリートの圧縮強度 20～44MPa の供試体 75 体の構造諸元を示した。さらに、寸法効果の影響を考慮して土木研究所で行なわれた実物大実験データ 2 体⁹⁾も検討対象とした。全解析対象供試体は 77 体である。

また、対象供試体としてコンクリート標準示方書による算定値から橋脚の破壊モードがせん断破壊先行 ($V_u + V_s < V_m$) となるものは除外した。ここで曲げ耐力 V_m は、道路橋示方書に基づく断面計算から得られた終局曲げモーメント M_u を荷重載荷位置までの橋脚高さで除して算出した。これは精度良く曲げ耐力と変形性能を求めるためには、横拘束鉄筋による拘束効果や主鉄筋のひずみ硬化を考慮した断面の $M-\phi$ 関係を把握する必要があるためである。以上の構造諸元を有する供試体を用いて検討を行なった。

2-2 じん性率の算定方法

収集した一連の実験はそれぞれ別の機関で行われており、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。ここでは各実験時に測定された荷重-変位曲線をもとに、次のような方法でじん性率を再整理した。

- 1) 降伏点は材料定数を補正した上で計算による降伏荷重 P_{y0} ($=M_{y0}/a$, M_{y0} : 初降伏時の曲げモーメント, a : 荷重載荷位置までの橋脚高さ) に最初に達する点を降伏点とし、このときの変位を降伏変位 δ_y とする。
- 2) 終局変位 δ_u は、実験の荷重-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_{y0} となったときを最大変位とする。
- 3) じん性率は $\mu = \delta_u / \delta_y$ (μ : じん性率, δ_y : 降伏変位, δ_u : 終局変位) により算定した。これを実験時のじん性率とした。

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

3. 道示式の適用性

3-1 じん性率の算定手法

道示式において終局状態は、コンクリートの圧壊時と

しており、基本的に曲げ破壊を想定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 に示されるように帯鉄筋による拘束効果により最大圧縮応力 (σ_c)、最大圧縮応力時のひずみ (ϵ_{cu})、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。

終局時は橋脚基部にある長さをもった塑性ヒンジ長 (L_p) を終局時の曲率分布に考慮するものとしている。よって、終局変位は以下の式(1)、(2)を用いて算出される。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (H - L_p / 2) \quad (1)$$

$$L_p = 0.2H - 0.1D \leq 0.5D \quad (2)$$

ここで、 δ_y =降伏変位、 δ_u =終局変位、 L_p =塑性ヒンジ長、 H =橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ、 D =断面高さ

じん性率は降伏変位、終局変位から式(3)で求められる。

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (3)$$

3-2 実験値と計算値の比較

図-3 に道示式によって求められたじん性率 (計算値) と実験値との関係を示す。実験値/計算値の平均は 1.37 でばらつきも大きい。既往の研究⁹⁾からも道示式を用いたじん性率評価手法では、高帯鉄筋比の供試体に対してはある程度安全側で計算値を与えるが、低帯鉄筋比の橋脚に対しては、計算値を過小評価する傾向が報告されている。また、ばらつきに対しては帯鉄筋体積比、降伏変位、終局変位等の各種の要因が考えられる。

図-4 に降伏変位の実験値と計算値の関係を示す。平均は 1.60、変動係数は 46%とばらつきが大きく、ほとんどの供試体で実験値>計算値となっている。これは、実験時の降伏変位には、フーチングからの鉄筋の拔出しによる回転変位の影響等が考えられる。ここでは、計算値にその影響を考慮していないため、ほとんどの供試体で計算値が過小評価となっている。

図-5に終局変位の実験値と計算値の関係を示す。実験値/計算値の平均は1.84、変動係数も60%と大きい。終局変位もほとんどの供試体で実験値>計算値となり、計算値は実験値を過小評価する傾向にある。

そこで本研究では、終局変位に着目した適用性の検討を行うこととした。これは、終局変位がじん性率を算出する際に用いる重要な項目の一つであること、さらに終局塑性曲率と塑性ヒンジ長の関数であり、これらが精度良く評価されていれば、終局変位も精度良く推定されるためである。

降伏変位に対しては各研究者から降伏点の定義が提案されており、さらに実験時には軸方向鉄筋のフーチング

からの伸びだし量も考慮する必要がある。そのため、今回は終局変位で実験値と計算値との適合性を検討した。以下、コンクリートの応力-ひずみ関係、終局変位を式(1)で算出する場合に重要な要素となる塑性ヒンジ長、終局曲率について検討した。

3-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

道示式に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係は帯鉄筋比をパラメータとした一軸圧縮試験から求めたものである。帯鉄筋による拘束効果などはコンクリートの応力-ひずみ関係上の終局ひずみに反映され、終局曲率の算定に有効に利用されている。しかし、帯鉄筋のみに拘束された RC 構造では、過剰な帯鉄筋量によっては終局ひずみを過大に見積もるおそれがあるため、道示式では横拘束体積比 ρ_s に $\rho_s \leq 1.8\%$ なる上限値を設けている。道示では帯鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係上で、終局ひずみを最大圧縮応力の 80% に低下した点で定義しており ($0.8\sigma_{cc}$)、この終局ひずみ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相当することが示されている。しかし、本研究で定義した終局点は、かぶりコンクリート剥落後、荷重が P_y に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と考えられる。

そこで道示に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係上で、終局ひずみの定義を最大圧縮応力の 50% に低下した点で定義し ($0.5\sigma_{cc}$)、再度実験値と計算値との関係を調べた。さらに式(2)に示されるように現在の道示式では、塑性ヒンジ長に上限値が設けられている。そこで道示式の安全側の考慮を省くため、塑性ヒンジ長の算定は上限値を設けずに比較を行なった。

図-6 にその結果を示す。終局ひずみを σ_{cc} の 50% と定義した場合 ($0.5\sigma_{cc}$) は平均 1.24、変動係数 46% となった。塑性ヒンジ長に上限値を設けない場合は計算値が実験値を大きく推定するデータもあるが、実験値との適合性は改善され、さらに 50% と定義したほうが、ばらつきも小さくなった。これは道示式が安全を考慮して塑性ヒンジ長に上限値を設けており、実際に生じる塑性ヒンジ長に対して余裕を持たせていることが要因として挙げられる。

ここで図-6 の変動係数が大きいことから、終局ひずみの定義を変化させたことによるばらつきに対して検討を行なった。

図-7 に帯鉄筋体積比と道示式により算出される終局ひずみの関係を示す。図から帯鉄筋体積比が大きくなるにつれて、終局ひずみを σ_{cc} の 80% 低下点で定義した場合と 50% 低下点で定義した場合の差は大きくなっていることがわかる。一方、帯鉄筋体積比が 1% 未満の供試体に対してはほとんど差が生じていない。

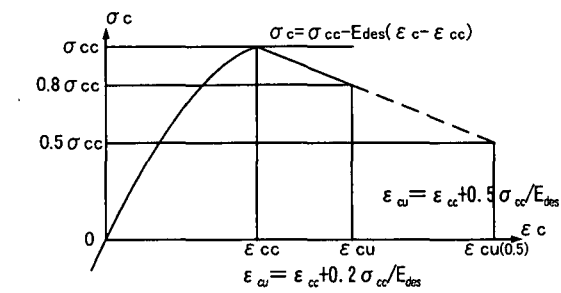


図-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

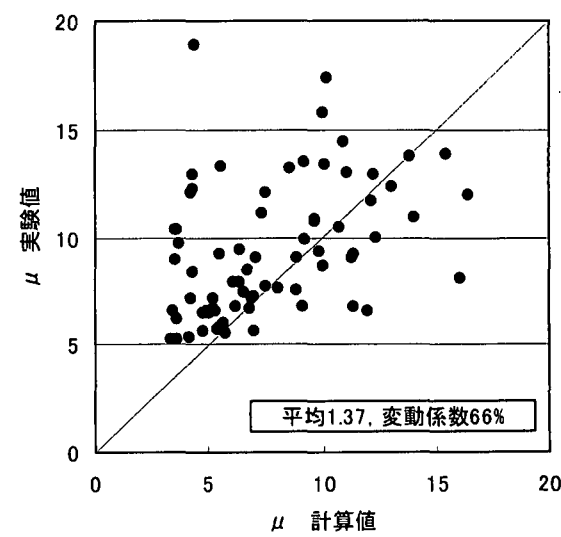


図-3 実験値と計算値の関係（じん性率）

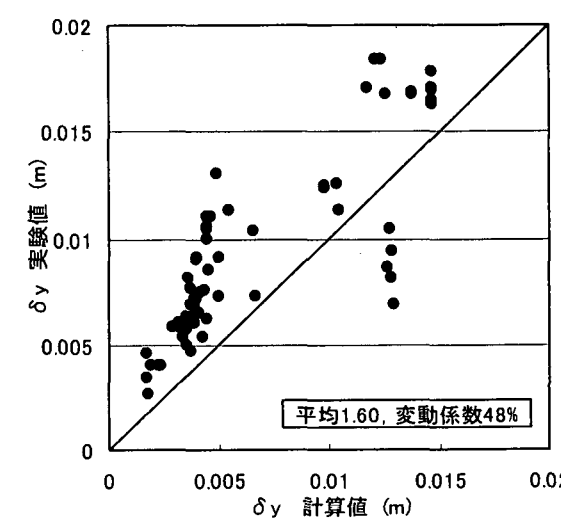


図-4 実験値と計算値の関係（降伏変位）

つまり、高帯鉄筋比の供試体に対しては、終局ひずみの定義点を σ_{cc} の 80% 低下点から 50% 低下点へと低下させることによる影響が顕著に現れるが、低帯鉄筋比の供試体に対しては、終局ひずみの定義を変化させたことによる影響は小さい傾向がみられる。

また、80% 低下点と 50% 低下点の差をとると 7 倍程度の値となった。これは終局ひずみを算定する際に、道示では帯鉄筋による横拘束効果を見込んで計算を行なうよう提案されており、図-8 に示すように帯鉄筋の横拘束効果

が応力下降域の勾配に大きく影響しているためと考えられる。

帯鉄筋体積比が大きいと応力下降域の下降勾配が緩やかになり、終局ひずみも大きくなり、終局ひずみの定義を50%と低下させた場合と80%低下点での終局ひずみの差も大きくなる。

一方、帯鉄筋体積比が小さいと応力下降域の下降勾配が急で、終局ひずみの定義を50%と低下させた場合と80%低下点での終局ひずみの差も小さいためばらつきが生じていると考えられる。

3-4 塑性ヒンジ長

道示式では塑性ヒンジ長 L_p が導入され、終局変位算定において重要な要因を占めることになった。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った。

道示式は塑性ヒンジ長を式(4)により算出することとしている。これは正負交番載荷実験における供試体の塑性曲率分布から求めた等価塑性ヒンジ長が概ね断面寸法の0.5倍に相当していること、断面高さと橋脚基部から慣性力作用位置までの距離の関数となっており、せん断支間比が3以上の一般的な橋脚では塑性ヒンジ長は0.5Dとなることを示している。

$$L_p=0.2h-0.1D\leq 0.5D \tag{4}$$

Priestley-Parkらの研究では実験データの分析から、塑性ヒンジ長 L_p は橋脚高さ H 、鉄筋径 d_{bl} 、鉄筋の降伏強度 f_y により式(5)から計算される。式(5)は米国流の配筋を想定して提案されたものである。

$$L_p=0.08H+0.022f_yd_{bl}\geq 0.044f_yd_{bl} \tag{5}$$

H ：単柱形式であれば橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ

f_y ：軸方向鉄筋の降伏強度 (MPa)

d_{bl} ：軸方向鉄筋の直径 (mm)

また、矩形断面橋脚の場合には軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長がよく一致することが既往の研究⁹⁾から明らかとなり、軸方向鉄筋の座屈長からみた塑性ヒンジ長の算定式が提案されている。

$$L_p=\alpha L_{cr}=8.5\alpha\sigma_{sy}^{1/5}\beta n^{1/3}\phi \tag{6}$$

ただし、 $L_p\leq 0.15h$

L_{cr} ：軸方向鉄筋の座屈長(mm)

α ：断面補正係数で、矩形断面の場合には1.0

σ_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

βn ：軸方向鉄筋の座屈に対するバネ定数

E_0 ：横拘束筋の弾性係数 (N/mm²=2.0×10⁵N/mm²)

I_0 ：横拘束筋の断面2次モーメント (mm⁴)

k_0 ：かぶりコンクリートのバネ算出係数 (0.01N/mm²)

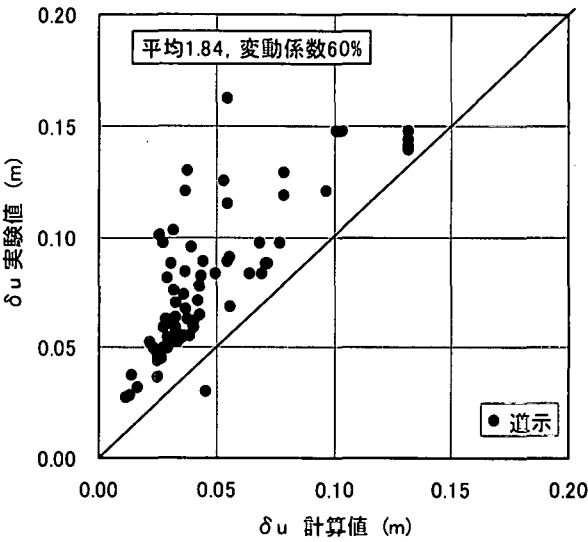


図-5 実験値と計算値の関係

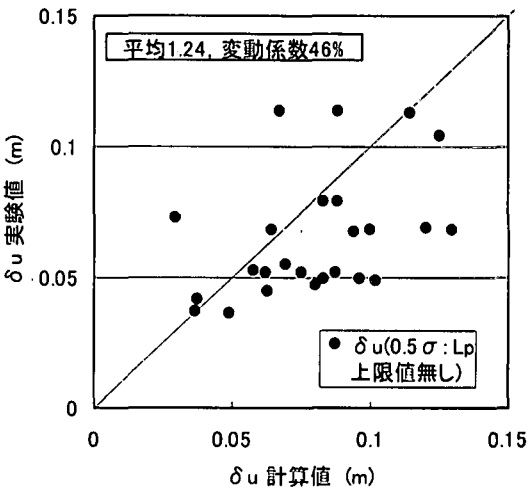


図-6 実験値と計算値の関係

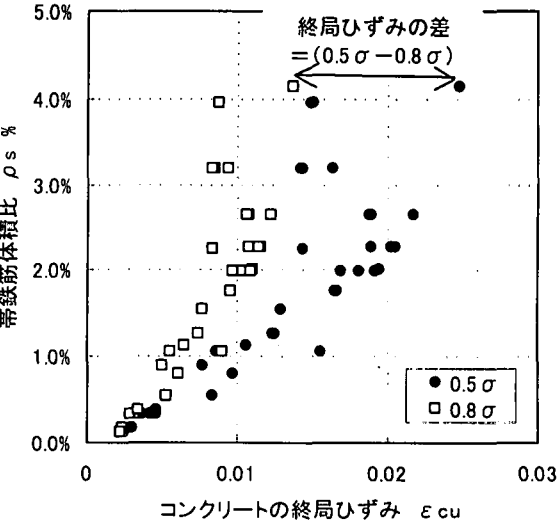


図-7 終局ひずみと帯鉄筋体積比の関係

- c_0 : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)
- d : 横拘束筋の有効長 (mm)
- s : 横拘束筋の間隔 (mm)
- n : 横拘束筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数

図-9、表-1に各塑性ヒンジ長式（式(4)～(6)）より算出された塑性ヒンジ長と実験結果から判読された塑性ヒンジ長との関係を示す。ここには収集した供試体77体のうちから20体の供試体データで検討した。実測値は各論文に示される供試体の損傷状況から判読される塑性ヒンジ長を実測値とした。

各評価式ともに実測値/計算値が1以下となり、計算値は実測値を大きめに評価する傾向がある。道示式、Priestley式はある断面によっては実測値の2倍以上の値を算出する場合もある。

一方、式（6）で示される座屈長算定式は平均0.98、変動係数21%と若干計算値は大きめの値となるが、変動係数も小さく、ばらつきが小さい。3つの評価式を実測値と比較した結果、最も精度良く評価した式は、座屈長算定式であった。

3-5 終局曲率

式（6）の座屈長算定式が最も精度よく塑性ヒンジ長を算出するという結果から、道示式から計算される降伏変位、降伏曲率、座屈長算定式から求めた塑性ヒンジ長を用いて実験時の終局変位に最も適合する終局曲率を逆算した（式（7））。

$$\delta u = \delta y + (\phi u - \phi y) L_p (h - L_p/2) \quad \text{式 (7)}$$

δu : 実験時の終局変位
 δy : 計算時の降伏変位
 ϕy : 道示式によって求められる初降伏曲率
 L_p : 座屈長算定式から求めた塑性ヒンジ長

図-10に実験値（実験時の終局変位に最も適合する終局曲率）と計算値（道示式）の関係を示す。図中のプロットは横拘束体積比1.0%未満の供試体と1.0%以上の供試体に分けてプロットした。これは、座屈長算定式の研究結果から、横拘束体積比が1%以上の場合と1%未満の場合では提案式に対する傾向が異なっているためである。

図-10からも横拘束体積比が1.0%以下の供試体に対しては、実験値/計算値の平均が1.2となり、実験値と計算値がよく一致している。これに対し横拘束体積比が1%以上の供試体に対しては、平均1.7となり、計算値は実験値よりも小さめの値となっていることがわかる。終局曲率の計算はコンクリートの応力-ひずみ関係を仮定して算出されることから、再度終局ひずみの定義を最

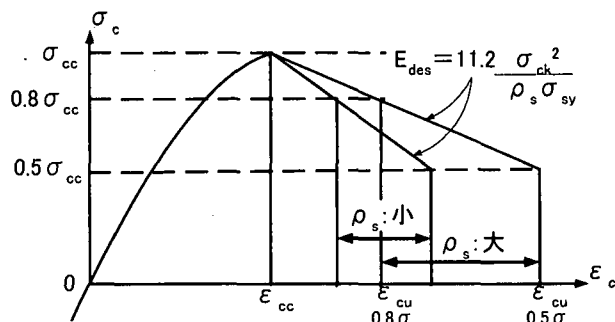


図-8 コンクリートの応力-ひずみ関係

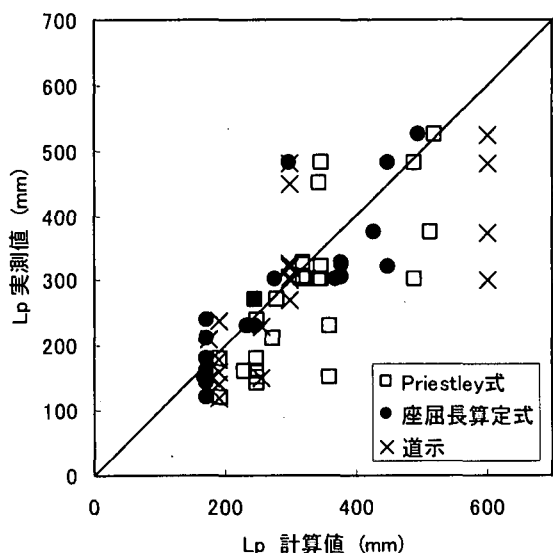


図-9 塑性ヒンジ長実測値と計算値の関係

表-1 評価式の精度

評価式	道示	Priestley式	座屈長算定式
平均	0.84	0.82	0.98
変動係数	34%	23%	21%

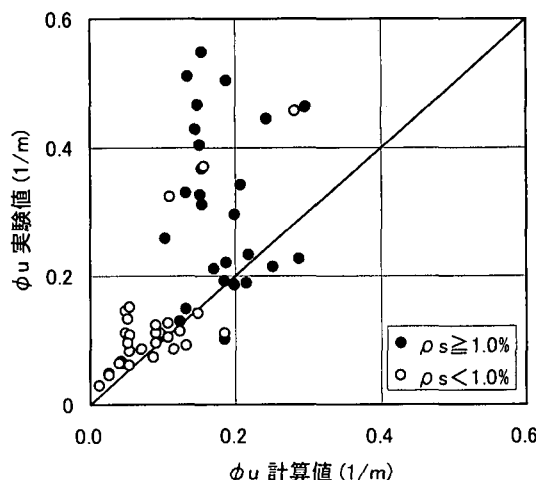


図-10 座屈長算定式による L_p を用いた終局曲率と道示式の終局曲率の関係

大圧縮応力の50%低下した点と定義し、終局曲率の計算を行なった。図-11にその結果を示す。0.5σ_{cc}時で定

義した方が、横拘束体積比1.0%以上の供試体に対して、平均1.3と改善された。

以上の結果から、コンクリートの応力-ひずみ関係に示される終局ひずみの定義を、最大圧縮応力の50%低下した点で定義し、塑性ヒンジ長を座屈長算定式を用いて終局変位を求めた結果を図-12に示す。平均は1.02、変動係数39%と、図-5、6に比べて適合性の向上が確認できた。しかし、未だばらつきが生じている。図-13に終局曲率の実験値と計算値の関わりに終局変位の精度（実験値>計算値、実験値=計算値（実験値/計算値が2割程度の誤差内に納まっているデータ）、実験値<計算値）を入力した図を示す。終局変位の実験値と計算値の関数が1に近い供試体であっても、終局曲率の精度は計算値が実験値を過小評価の傾向にある。よって終局変位のばらつきの原因は、終局曲率のばらつきと相関があると考えられ、終局ひずみの算出方法をさらに考察する必要がある。

4. まとめ

道路橋示方書を用いてじん性率を算定する場合の終局変位に対する評価の適用性を、正負交番載荷試験データと比較することにより検証した。検討結果をまとめる。

(1)道路橋示方書において、終局変位を算出する場合は、既往の式に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係に関して、終局ひずみを最大圧縮応力の 50%低下した点で定義し、塑性ヒンジ長の上限値を設けない方が実験値との適合性が改善される結果を得た。

(2)塑性ヒンジ長の算定式は道示式、Priestley 式、座屈算定式が提案されているが、座屈長算定式が最も実験値との適合性が良いことが確認できた。

(3)終局変位を求める場合は、コンクリートの応力-ひずみ関係に示される最大圧縮応力の50%低下した点で終局ひずみを定義し、さらに塑性ヒンジ長を求める場合に座屈算定式を用いると、実験値と計算値の適合性が改善された。

参考文献

- 1)土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，平成 8 年
- 2)幸左賢二・鈴木直人：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
- 3)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成 8 年 12 月。
- 4)星隈順一・運上茂樹・長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験，第 3 回地震次保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム，1999 年 12 月
- 5)鈴木直人・幸左賢二・藤井康男・澤田吉孝：高横補強材料を有する RC 部材のじん性率に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20，No. 3，pp. 253-258，1998。

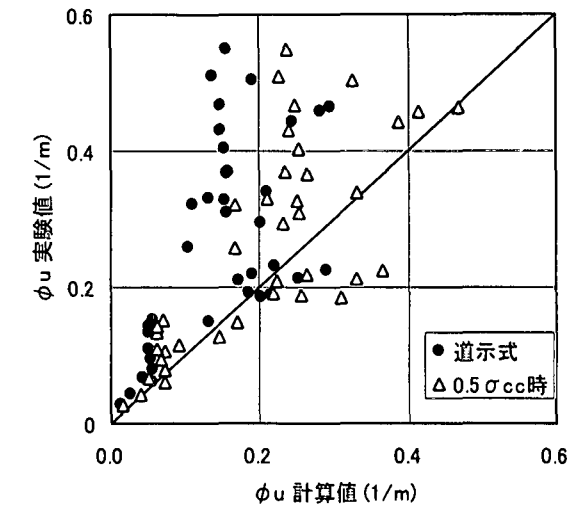


図-11 終局曲率を 50%最大圧縮応力低下時で評価した時の実験値との関係

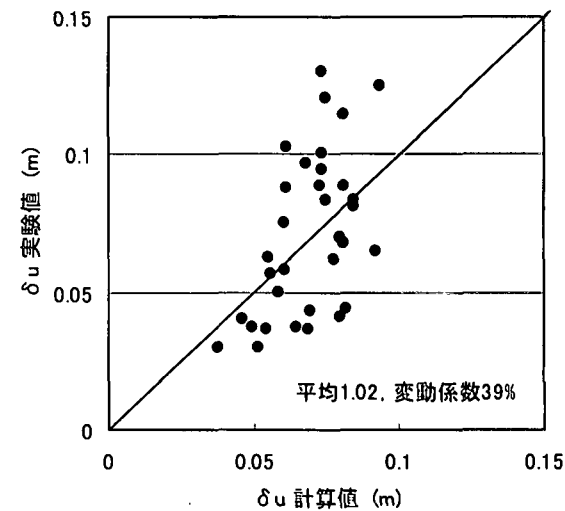


図-12 実験値と計算値の関係

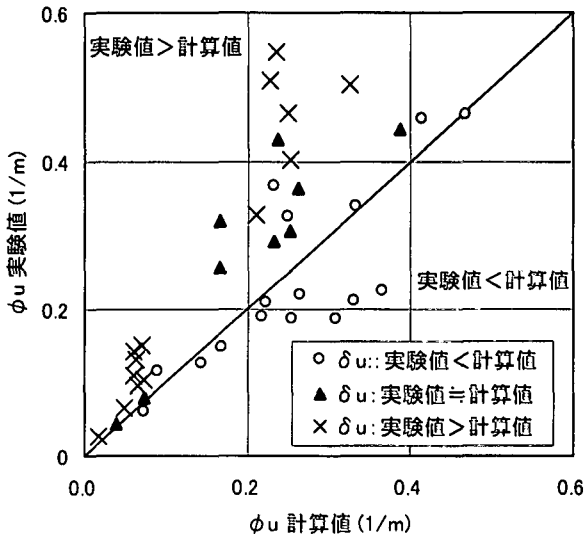


図-13 終局曲率と終局変位の関係

- 6)建設省土木研究所耐震技術センター耐震研究室：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木研究所資料，平成 12 年 9 月