

道示・許容塑性率の無次元RC柱による解析的検討

村山八洲雄¹

¹フェロ-会員 工博 鹿島技術研究所第一研究部（〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1）

1. まえがき

平成8年に道路橋示方書¹⁾（以下、道示と呼ぶ。）が改定され、RC橋脚の許容塑性率の新しい算定法が示された。この方法は、その算定において横方向鉄筋によるコンクリートの拘束効果を考慮していることが大きな特徴であるといえる。そのため、土木学会コンクリート標準示方書²⁾（以下、標準示方書と呼ぶ。）などの算定法では考慮できない中空断面における圧縮フランジの横拘束筋の効果も許容塑性率に算入することが可能になっている。

ただし、曲げ破壊型柱部材における横方向鉄筋がじん性を向上させるメカニズムは十分明らかにはなっていない。横方向鉄筋が比較的少ない柱部材の交番加力実験によると³⁾⁴⁾、柱筋の座屈はひびわれが閉じる前でコンクリートにまだ圧縮力が作用しないうちに生じることから、その機能は大別して、柱筋の座屈の直接的な抑制と横拘束によるコンクリートのじん性向上あるいは健全性確保の二つであると思われる。後者の機能は、軸力が小さいときは柱筋が座屈したあとその圧縮力を代わってコンクリートが負担し、軸力が大きいときはコンクリートの劣化に伴う圧縮力の柱筋への移行を軽減し、その結果、部材耐力の低下を抑制しているものと思われる。

ともあれ道示の許容塑性率の算定法はこのような横方向鉄筋の効果を考慮しているのであるが、標準示方書のようなせん断耐力の余裕度から許容塑性率を求める方法とは異なり、主要な影響要因が算定式に陽な形で表現されていない。このことは、配筋を含む部材諸元の相違が許容塑性率にどう影響しているのか把握するのを困難にしている。実務設計においてはそのような影響度合いを予め理解しておくことは大切である。骨組み構造の動的応答解析でせん断スパン比や軸力が変動する場合あるいは多数の橋梁を対象にする耐震診断などにおいては特に重要になる。

本論文は、このような観点から道示の算定法を用いて許容塑性率に関するパラメータ解析を行い、矩形断面橋脚の部材諸元の相違と許容塑性率の関係を調べたもの

である。できるだけ解析結果に汎用性を持たせるために、橋脚の高さおよび断面の幅と高さが単位長の基準化したRC柱を解析対象とした。解析結果は、標準示方書の算定法による値とその傾向を比較した。

2. 解析方法

(1) 解析対象

解析の対象はB種橋の橋脚とし、地震動はタイプⅡ地震動とした。モデル化した橋脚は図-1に示すような橋脚高および断面幅と断面高が単位長の等断面柱である。外縁柱筋の中心までのコンクリート芯かぶり量は、一般橋脚の例を参考に断面高の5%とした。柱筋の量と横方向鉄筋量および作用軸力は高さ方向に一定とし、上部工慣性力の作用位置は、柱の天端であるとした。本文では以下この柱を「単位柱」と呼ぶことにする。

実橋脚においては一般的には配筋や軸力は高さ方向に変化するが、高橋脚の場合を除き上のように仮定しても計算結果に及ぼす影響は小さい。

(2) 解析式

道示の許容塑性率算定式を(1)、(2)式に示す。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (1)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\Phi_u - \Phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (2)$$

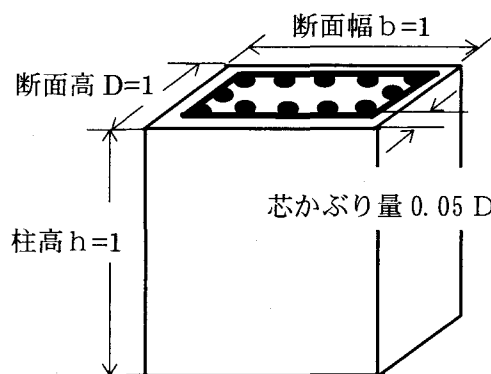


図-1 単位柱の概念

ここに,

μ_a : RC橋脚の許容塑性率

δ_u : " 終局変位

δ_y : " 降伏変位

α : 安全係数 (=1.5)

L_p : 塑性ヒンジ長

(2)式を(1)式に代入して式を展開すると(3)式が得られる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\kappa ({}_1\Phi_u - {}_1\Phi_y)}{\alpha \cdot {}_1\delta_y} \quad (3)$$

式中の記号の意味は次のとおりであり、左側添字“1”は単位柱を表している。

κ : 道示の塑性ヒンジ長から決まる係数(無次元)

${}_1\Phi_u$: 単位柱の終局曲率(無次元)

${}_1\Phi_y$: " 降伏曲率(無次元)

${}_1\delta_y$: " 降伏変位(無次元)

すなわち、橋脚の許容塑性率は無次元の係数と単位柱の諸値を用いて表すことができる。

κ は“せん断スパン比”の関数で(4)～(7)式のように表され、また ${}_1\delta_y$ は(8)～(11)式のように表される。

$$\kappa = \frac{L_p/D}{h/D} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{L_p/D}{h/D} \right) \quad (4)$$

$0 < h/D \leq 1$:

$$\kappa = \frac{1}{100(h/D)} \left(10 - \frac{0.5}{h/D} \right) \quad (5)$$

$1 < h/D \leq 3$:

$$\kappa = \frac{1}{100} \left(18 - \frac{8}{h/D} - \frac{0.5}{(h/D)^2} \right) \quad (6)$$

$3 \leq h/D$:

$$\kappa = \frac{0.125}{h/D} \left(4 - \frac{1}{h/D} \right) \quad (7)$$

$${}_1\delta_y = \frac{{}_1M_y}{{}_1M_{y0}} {}_1\delta_{y0} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} {}_1\delta_{y0} &= \int_0^1 \int_0^1 {}_1\Psi_{y0}(z) dz dz \\ &= \frac{2 - (1 + m_{cy0}) (m_{cy0} - \psi_{cy0})}{6} {}_1\Phi_{y0} \quad (9) \end{aligned}$$

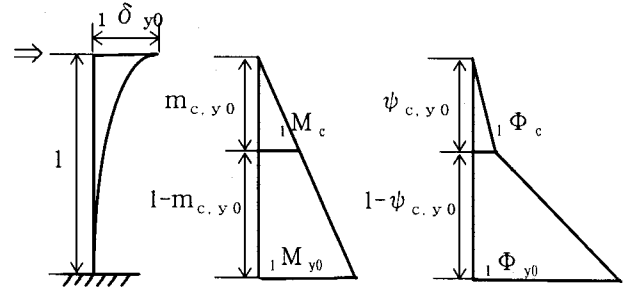


図-2 単位柱の初期降伏時の状態

$$m_{c,y0} = \frac{{}_1M_c}{{}_1M_{y0}} \quad (10)$$

$$\psi_{c,y0} = \frac{{}_1\Phi_c}{{}_1\Phi_{y0}} \quad (11)$$

実橋脚(左添字無し)と単位柱(左添字“1”)との間の相似則は次のように表される。

$$\Phi = \frac{1}{D} {}_1\Phi \quad (12)$$

$$\delta = \frac{h^2}{D} {}_1\delta \quad (13)$$

$$M = b D^2 {}_1M \quad (14)$$

以上の式中の記号の意味は次のとおりである。

b : 実橋脚の断面幅(長さの単位)

D : " 断面高さ(長さの単位)

h : " 高さ(長さの単位)

Φ : " 曲率(長さの逆数の単位)

δ : " 変位(長さの単位)

M : " 曲げモーメント(力と長さの積の単位)

${}_1\Phi_c, {}_1\Phi_{y0}$:

単位柱のひびわれ曲率, 初期降伏曲率(無次元)

${}_1\Psi_{y0}(z)$: 単位柱の初期降伏時曲率分布(無次元)

${}_1\delta_{y0}$: 単位柱の初期降伏変位(無次元)

${}_1M_c, {}_1M_{y0}, {}_1M_y$:

単位柱のひびわれ曲げモーメント, 初期降伏曲げモーメント, 降伏曲げモーメント(応力度の単位)

なお、残留変位から決まる許容塑性率は(15)式のように表される。

$$\mu_{aR} = 1 + \frac{1}{60 \frac{h}{D} {}_1\delta_y} \quad (15)$$

(3) パラメータ解析

①パラメータの種類

道示の許容塑性率に関するパラメータ解析では、次に示す諸元の単位柱を基本にした。

コンクリート強度：240kgf/cm² (23.5 MPa)

軸方向鉄筋比：1.5% (断面周辺に均等配置)

横拘束筋体積比：1%

鉄筋の降伏点：3,000kgf/cm² (294 MPa)

軸力：10kgf/cm² (0.98 MPa)

パラメータとしては、せん断スパン比、軸方向鉄筋比、側方筋率、横拘束筋の体積比、コンクリート強度、柱筋降伏強度、軸力を選んだ。ここで、せん断スパン比は単位柱でなく実橋脚に対するもので、便宜上橋脚高と断面高の比とした。軸方向鉄筋比とは全軸方向鉄筋の断面積と部材断面積の比のことである。側方筋率は側方筋の量と全軸方向鉄筋量の比で表されるものとした。

②解析モデル

解析上の材料モデルは、道示に示されるものを用いた。部材断面は断面高さ方向の1次元モデルを用いた。コンクリートは72要素、主筋は各1要素、側方筋は64要素とした。

③着目点

道示の許容塑性率の特徴を簡単に表現するために、(3)式右辺第2項のうちせん断スパン比が関係する κ と、関係しない残りの $(\phi_u - \phi_y)/(\alpha \cdot \delta_y)$ に分けて検討した。後者は(16)式で表され、これを“ ν_a 値”と呼ぶこととする。

$$\begin{aligned} \nu_a &= \frac{(\phi_u - \phi_y)}{\alpha \cdot \delta_y} \\ &= \frac{\mu_a - 1}{\kappa} \end{aligned} \quad (16)$$

一方、比較対象の標準示方書の設計じん性率は道示の許容塑性率の表現法とは異っている。そのため両者を比較する際には注意を要するが、ここでは定性的な比較が目的であり比較が容易であるように、せん断スパン比は4.7とした。そのときの道示の κ の値は0.1となる。そして設計じん性率 μ_d を便宜的に(17)式を用いて許容塑性率に換算した。(17)式右辺第2項を“ ν_a 比較値”と呼ぶこととする。

$$\mu_a = 1 + \frac{\mu_d - 1}{\alpha} \quad (17)$$

標準示方書に準じたパラメータ解析は簡易法⁵⁾によった。簡易法が導出される基になった解析パラメータの範

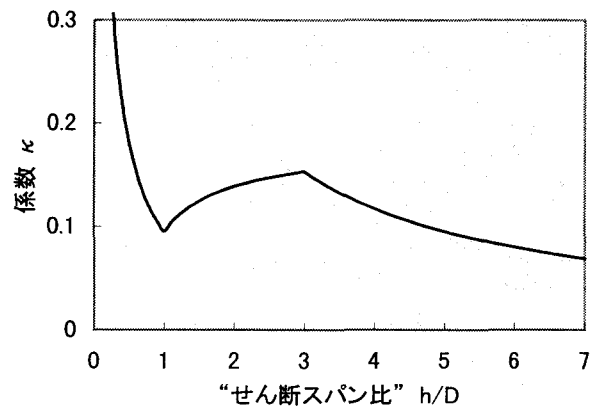


図-3 κ とせん断スパン比の関係

囲は次のとおりである。

断面幅・断面高比：3～0.33 (側方筋率0.25～0.75)

コンクリート強度：160, 240 kgf/cm²

(15.7, 23.5 MPa)

軸方向鉄筋比：0.5～2.0%

柱筋降伏強度：3,000, 4,200 kgf/cm²

(29.4, 41.2 MPa)

軸力：0～15 kgf/cm² (0～14.7 MPa)

3. 解析結果と考察

既往の研究⁶⁾⁷⁾でじん性率に対する影響要因の考察が行われているのでここではこれとは別に、主に道示における計算過程との対比で結果を考察する。また、標準示方書の設計じん性率の式は阪神淡路大震災前の実験データを基にしているの、横方向鉄筋量が多いとき値を過大評価する⁸⁾ことが知られている。したがって、標準示方書との比較は大略の傾向に限定する。

(1)せん断スパン比

道示の許容塑性率 μ_a は塑性ヒンジ長に關係する係数 κ の1次関数になっているので、 μ_a は κ が大きいと大きく、小さいと小さくなる。 κ の値の計算結果をせん断スパン比 h/D と関係づけて図-3に示す。 κ と h/D の關係は3本の曲線で成り立っており単純ではない。

h/D の値が1～3の範囲(第2曲線)では、 κ の値は h/D の増加とともに大きくなっている。すなわち μ_a が h/D とともに増加しており、これは設計じん性率 μ_d がせん断スパン比の増加とともに直線的に大きくなる標準示方書の場合と傾向は似ている。

しかし、 h/D が3以上(第3曲線)では h/D の増加とともに κ の値は双曲線的に低下しており、標準示方書とは逆の傾向になっている。柱部材のP-△効果が起きないように行われた純曲げ交番加力実験(軸力比20%)の結果⁹⁾¹⁰⁾によると、せん断スパン比が無大でも部材の劣化は限

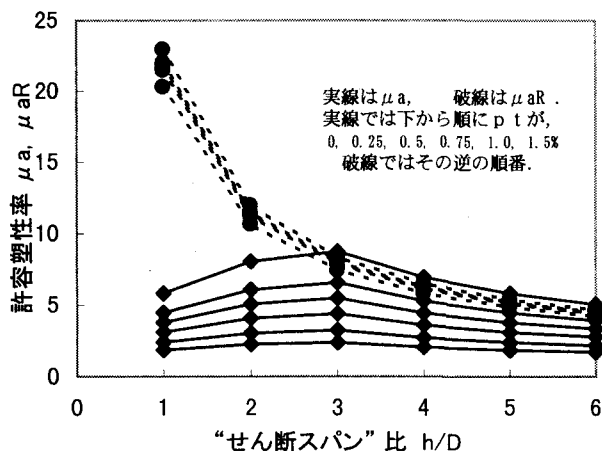


図-4 許容塑性率とせん断スパン比の関係

られた範囲であり、じん性率が著しく大きいということはない。そのため、せん断スパン比が著しく大きいものに限れば道示の考えの方が合理的のように思われる。

一例として図-4 に横拘束筋体積比をパラメータにした場合の μ_a そのものと h/D の関係を示した。図には許容残留変位から定まる許容塑性率 μ_{aR} も併記しているがこれについては後で述べる。

(2) 単位柱の降伏曲率，終局曲率，降伏変位

(16) 式中の各項目の影響度を調べるため、パラメータの水準を変化させ ${}_1\Phi_u$ 、 ${}_1\Phi_y$ および ${}_1\delta_y$ の値を計算した。横方向鉄筋比 p_t を変化させた場合の例を図-5～図-7 に示す。それによると、 ${}_1\Phi_y / {}_1\Phi_u$ の値が小さいので、(16) 式の分子の値は殆ど ${}_1\Phi_u$ の値によって決まる。すなわち、 ν_a 値は、 ${}_1\Phi_u$ と ${}_1\delta_y$ の2項で決まると考えて差し支えない。 ${}_1\Phi_u$ と ${}_1\delta_y$ のどちらが支配的になるかは、以下に述べるパラメータの種類によって異なる。

なお、軸方向鉄筋比が非常に小さいと ${}_1\delta_y$ が急減するのは、ひびわれモーメントの値が降伏モーメントに近くなり(9) 式中の $m_{c,y0}$ の値が1に近づくためである。

(3) 軸方向鉄筋比

道示に関する ν_a 値と軸方向鉄筋比の関係を図-8 に、標準示方書に関する ν_a 比較値との関係を図-9 に示す。標準示方書の方はせん断スパン比を4.7としているので道示の対応する κ の値は0.1となる。したがって、 ν_a 値を0.1倍したものが ν_a 比較値に直接対応する。

これらの図より、 ν_a 値、 ν_a 比較値はともに軸方向鉄筋比が増加するにつれ双曲線的に低下しており、 μ_a に関し道示と標準仕様書は同様の傾向を示すといえる。

道示では、同じ終局ひずみ量でも力の釣り合い上、軸方向鉄筋比の増加に伴い断面の圧縮域が大きくなって中立軸から圧縮縁までのアーム長が大きくなり、その結果終局曲率が小さく（他方降伏変位は増加）なるためで

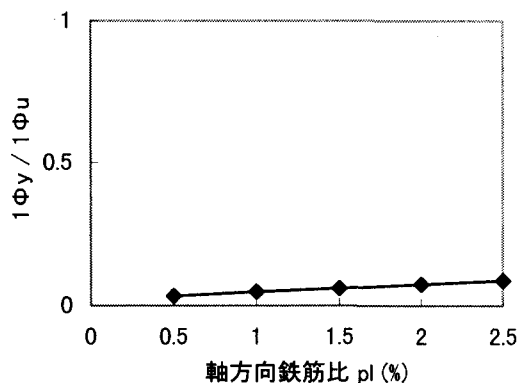


図-5 単位柱の降伏曲率・終局曲率比の例

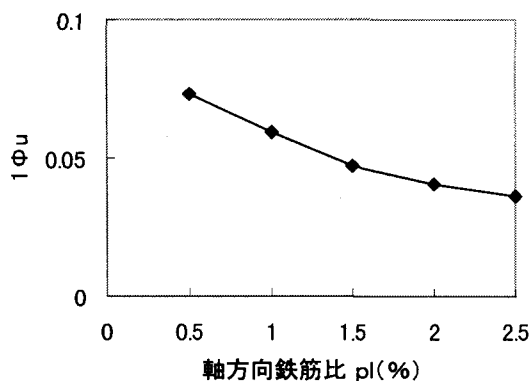


図-6 単位柱の終局曲率の例

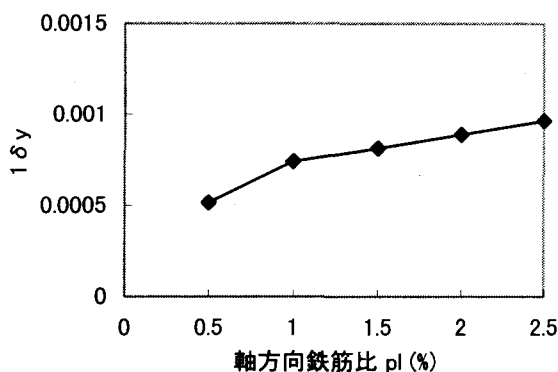


図-7 単位柱の降伏変位量の例

ある。

一方、標準示方書では、軸方向筋比が大きくなるとせん断耐力のコンクリート負担分は軸方向筋比の1/3 乗に比例し、曲げ耐力は軸方向筋比のほぼ1 次関数で大きくなる。設計じん性率は曲げ耐力の逆数の1 次関数であるので、上述の傾向は曲げ耐力が増加したためである。

(4) 側方筋率

側方筋率の影響に関する計算結果を、道示と標準示方書についてそれぞれ図-10 と図-11 に示す。これらより、道示と標準示方書は側方筋の影響に関しては逆の傾向

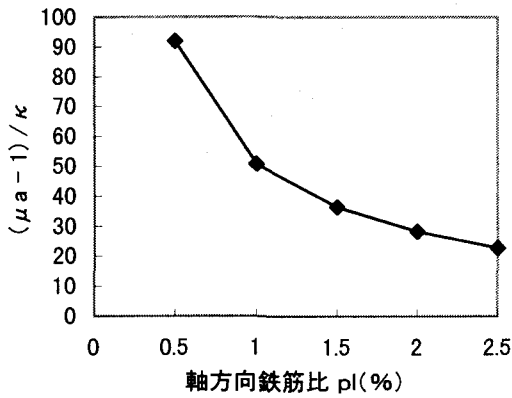


図-8 許容塑性率に及ぼす軸方向鉄筋比の影響 (道示)

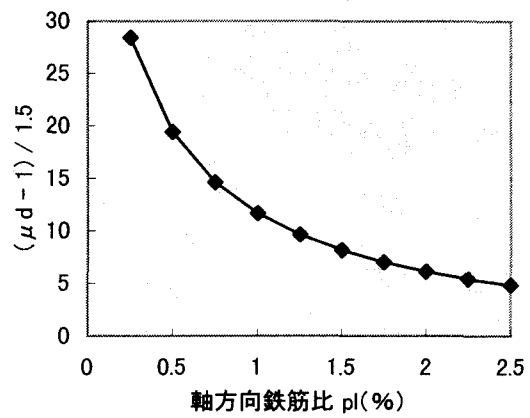


図-9 許容塑性率に及ぼす軸方向鉄筋比の影響 (標準示方書)

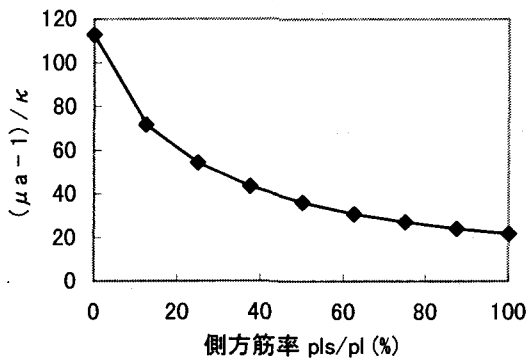


図-10 許容塑性率に及ぼす側筋率の影響 (道示)

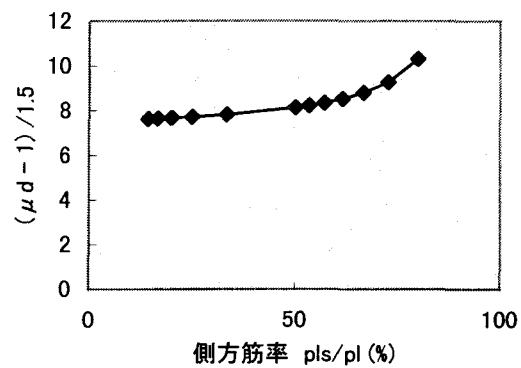


図-11 許容塑性率に及ぼす側筋率の影響 (道示)

になっているといえる。

道示では、 ν_a 値は側方筋率の増加に伴い双曲線的に減少している。すなわち h/D と軸方向鉄筋比が一定ならば、 μ_a は主筋が多いほど大きく、側方筋が多いほど小さくなることを示している。これは力の釣り合い上、側方筋の存在により断面の圧縮域が広くなり（圧縮縁鉄筋と中立軸の距離が大きくなり）、その結果終局曲率が小さく（他方、降伏変位は若干増加）なるためである。

側方筋が全く無く圧縮側と引張り側の鉄筋の断面積が等しい複鉄筋断面でかつ軸力が0の場合は、計算値は不定となり解は得られない。これは、圧縮鉄筋と引張り鉄筋の両方とも降伏するのを道示では想定しているので、圧縮力と引張り力の釣り合いは鉄筋だけで成立し、コンクリートの圧縮抵抗の関与する余地が無いためである。したがって、壁式橋脚の橋軸方向の検討のように側方筋量が少なくなかつ軸力も小さいものに対しては計算誤差に注意する必要がある。

なお、文献¹¹⁾では側方筋率が特に小さいものに対して道示はじん性率を過大評価する可能性があるとして述べられている。

標準示方書の場合は、 ν_a 比較値は側方筋率の増加とともに増加している。軸方向鉄筋比が一定ならばせん断耐力は側方筋率が増えても殆ど変化しないが、曲げ耐力

は減少する。その結果じん性率は増加している。

なお、側方筋の影響に着目した実験は限られるが¹²⁾¹³⁾、それによると主筋だけの場合よりも側方筋だけの方がじん性率は大きくなっている。その理由として、側方筋がせん断ひびわれを抑制するためと報告されている。

(5) 横拘束筋体積比

横方向鉄筋の影響に関する計算結果を、道示と標準示方書についてそれぞれ図-12 と図-13 に示す。横方向鉄筋の影響に関しては、道示と標準示方書は同様であるといえる。

道示では、 ν_a 値は横拘束筋体積比の増加に伴いほぼ直線的に増加している。横拘束筋体積比はコンクリートの終局ひずみのほかに圧縮強度にも影響するが、このうち、圧縮強度への影響は後に述べる設計基準強度のパラメータの水準の範囲に比べればわずかである。終局ひずみは横拘束筋体積比の2次関数になっているが、2次の項は僅少で実質的には1次関数である。中立軸の位置は殆ど変化せずその結果、横拘束筋体積比の効果が終局ひずみ量を通じて1次関数として終局曲率に直接現れていた。他方、降伏変位量は殆ど一定であったので、上述の ν_a 値は横拘束筋体積比の増加とともに直線的に増加している。

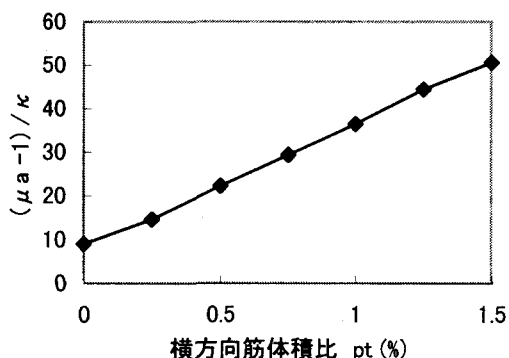


図-12 許容塑性率に及ぼす横拘束筋体積比の影響 (道示)

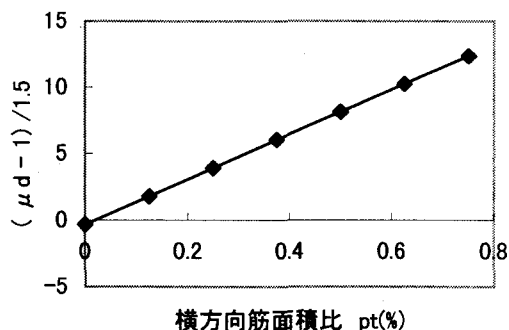


図-13 許容塑性率に及ぼす横拘束筋面積比の影響 (標準示方書)

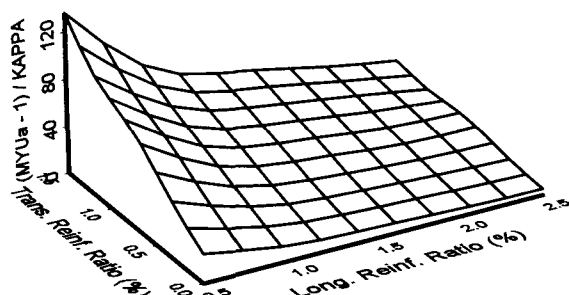


図-14 許容塑性率に及ぼす軸方向鉄筋比、横拘束筋体積比

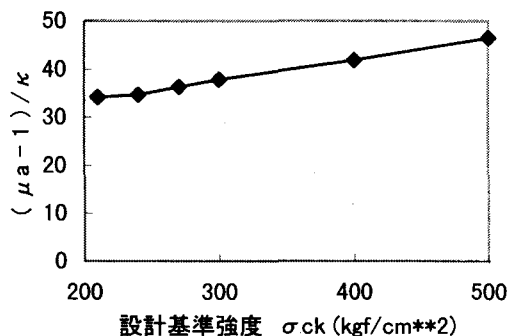


図-15 許容塑性率に及ぼすコンクリート強度の影響 (道示)

標準示方書ではじん性率はせん断耐力の1次関数であるので、 ν_s 比較値はせん断補強鉄筋比の増加に伴い直線的に増加する。

なお、道示の ν_s 値に対する軸方向鉄筋比と横拘束筋体積比の相関曲面を図-14に示した。

(6) コンクリート強度

コンクリート強度の影響に関する計算結果を、道示と標準示方書についてそれぞれ図-15と図-16に示す。コンクリート強度の影響に関しては、道示と標準示方書は類似であるといえる。

道示では、圧縮強度が増加すると力の釣り合い上、断面の圧縮領域が小さくなるので、終局ひずみ量を同じとすれば終局曲率は大きくなる。一方、終局ひずみは圧縮強度の逆数の1次と2次の関数であるが実質的には1次関数であり、その結果圧縮強度が増加すると終局ひずみは減少する。終局曲率は圧縮強度の増加に伴い増加していたので、中立軸・圧縮縁間距離の減少の影響が終局ひずみの減少の影響より大きかったといえる。他方、圧縮強度が大きいとコンクリートのヤング係数が大きくなり、降伏変位量は小さくなる。これらのことから、圧縮強度の増加に伴い ν_s 値が大きくなった。このケースでは終局曲率の増加率よりも降伏変位の減少率の方が大きかった。

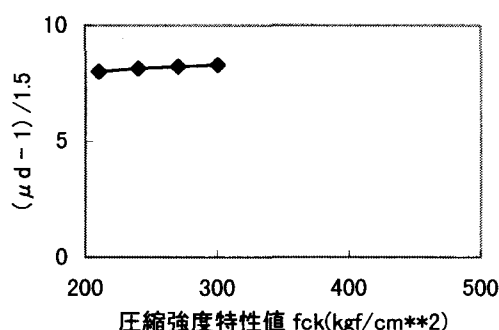


図-16 許容塑性率に及ぼすコンクリート強度の影響 (標準示方書)

標準示方書では、圧縮強度の増加はせん断耐力のコンクリート負担分と曲げ耐力の両方を若干増加させるが増加率は両者でほぼ同じであったためこれらは影響していない。 ν_s 比較値の増加は、主として圧縮強度の増加により軸力比が小さくなることによる。

(7) 柱筋の降伏強度

柱筋の降伏強度の影響に関する計算結果を、道示と標準示方書についてそれぞれ図-17と図-18に示す。柱筋の降伏強度の影響に関しては、道示と標準示方書は同様の傾向であるといえる。

道示では、柱筋の降伏強度が大きくなると Φ_s は若干小さくなった。その理由は軸方向鉄筋比が増加するのと

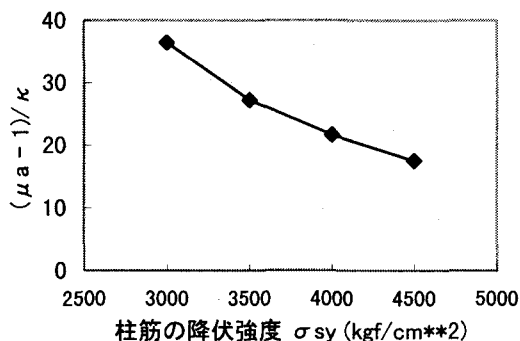


図-17 許容塑性率に及ぼす柱筋降伏強度の影響 (道示)

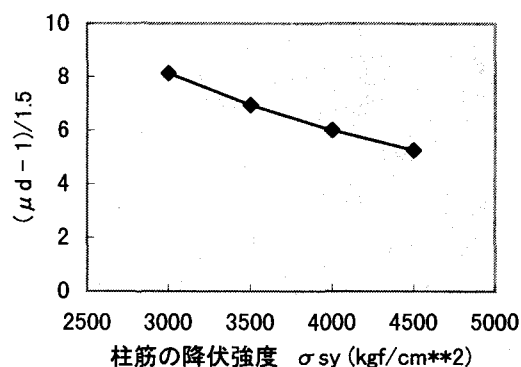


図-18 許容塑性率に及ぼす柱筋降伏強度の影響 (標準示方書)

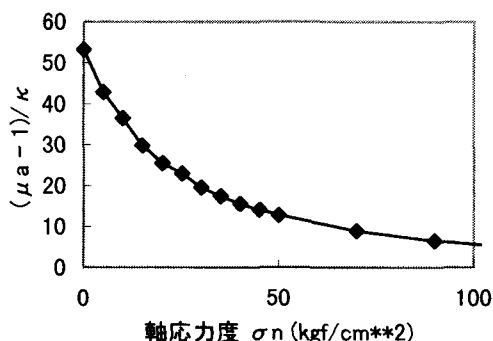


図-19 許容塑性率に及ぼす軸力の影響 (道示)

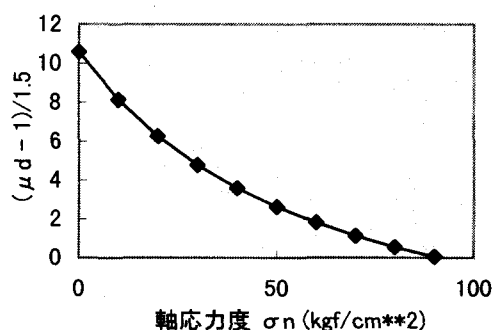


図-20 許容塑性率に及ぼす軸力の影響 (標準示方書)

同じ現象による。他方、降伏強度が大きくなると降伏ひずみ量が大きくなり、 δ_y は大きくなる。これらの結果として、 ν_a 値は降伏強度の増加により小さくなった。

標準示方書では、分母の曲げ耐力が鉄筋降伏強度のほぼ1次関数で増加するためである。

(8) 軸力

軸力の影響に関する計算結果を、道示と標準示方書についてそれぞれ図-19と図-20に示す。ただし、標準示方書の方はせん断耐力と曲げ耐力の簡易算定法の検証範囲を超えるが、 μ_a の算定式が作用軸力の関数であるのでそのまま援用した。軸力の影響に関しては道示と標準示方書は同様で、軸力の増加に対して ν_a 値と ν_a 比較値は双曲線的に減少している。

道示では、軸力の増加は軸力比で考えるとコンクリート強度が相対的に減少することに対応するので、 ν_a 値の減少の理由はコンクリート強度の項で述べたことで説明することができる。ただし、軸力の増加に伴う降伏変位量の増加率は、終局曲率の減少率に比べると小さく、 ν_a 値の減少は殆ど終局曲率の変化に起因している。

標準示方書においては、軸力が増加するとせん断耐力のコンクリート負担分と曲げ耐力の両方とも増加するが、後者の増加率が著しく、かつ軸力比の項が大きくなるためである。

なお、標準示方書ではコンクリートの圧縮ひずみ 3500×10^{-6} で釣り合い軸力を求めているので、軸力の大きいところでは道示(横拘束筋体積比 1%)に比べ ν_a 比較値の減少が著しい。

(9) 許容残留変位から決まる許容塑性率

許容残留変位から決まる許容塑性率 μ_{ar} とせん断スパン比 h/D の関係を図-4に併記した。 μ_{ar} は(15)式に示したように h/D と単位柱の降伏変位 δ_y の関数であり、 h/D と δ_y が大きくなると μ_{ar} は小さくなる。 δ_y はコンクリート強度を除くパラメータの全てにおいてその水準が増加すると増加する傾向を示した。特に鉄筋降伏強度、軸方向鉄筋比、側方筋率の影響は大きく、これらの値が増加すると μ_{ar} は小さくなる。しかし、一方で ν_a 値そのものも減少するので、 μ_{ar} が直ちにクリチカルになるとは限らない。一般には、せん断スパン比 h/D が比較的大きくかつ許容塑性率 μ_a が大きい場合に、残留変位の許容値から決まる許容塑性率 μ_{ar} がクリチカルになるケースが出てくると考えられる。

(10) 曲率じん性率との関係

先に述べた(3)式に(8)式、(9)式を代入して整理すると、(18)式が得られる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\kappa}{\alpha \cdot f(m_{c,y0}, \psi_{c,y0})} (\mu_\phi - 1) \quad (18)$$

ここに,

$f(m_{c,y0}, \psi_{c,y0})$: $m_{c,y0}, \psi_{c,y0}$ の関数.

μ_ϕ : 曲率じん性率

許容塑性率は、せん断スパン比とびびりわれ時および降伏時の曲げモーメントと曲率を介して曲率じん性率と関連づけられる.

(18)式は部材の性能を示すものであって、変位と曲率の関係を表すものではない. 骨組構造の動的解析では曲率の応答塑性率を照査するケースが少なくないが、道示の単一橋脚の場合と考え方を整合させるには、応答せん断スパン比とそれに対応する応答変形量(相対部材回転角)に着目する必要があると考えられる.

4. まとめ

道路橋示方書の設計塑性率(タイプⅡ地震動)の算定法について、最近の標準的な橋脚諸元を基準にパラメータ解析を行い、橋脚諸元の相違が設計塑性率に与える影響を調べた. その結果をまとめて以下に示す.

① 高さおよび断面幅、断面高が全て単位長さの等断面RC柱を“単位柱”と呼ぶものとすれば、RC橋脚の設計塑性率は橋脚のせん断スパン比と“単位柱”の材料特性、配筋諸元、作用軸応力度から決まる諸値を用いて表現できることを示した.

② この一般化された算定法を用いて、RC橋脚の諸元の違いすなわちせん断スパン比、軸方向鉄筋比、側方筋率、横方向鉄筋比、コンクリート強度、柱筋降伏強度、および作用軸力の大きさが、設計塑性率の値に及ぼす影響を傾向として把握することができた.

③ RC橋脚の設計塑性率の大きさを左右する指標は橋脚のせん断スパン比および“単位柱”の終局曲率と降伏変位の3つである. 後2者のうち、終局曲率が支配的になるのは、軸方向鉄筋比、側方筋率、横方向鉄筋比、軸力である. 降伏変位が支配的になるのはコンクリート強度(実際にはヤング係数)と鉄筋の降伏強度であり、弾性変形に関係するパラメーターである.

④ 道路橋示方書の許容塑性率の計算結果を土木学会標準示方書の設計じん性率の場合と比べると、軸方向鉄筋比、横方向鉄筋比、コンクリート強度、柱筋降伏強度、軸応力度の影響は両者で同じ傾向を示したが、せん断スパン比、側方筋率の影響に関しては両者で異なる傾向を示した.

⑤ 道路橋の設計塑性率を計算する場合には、特に壁式橋脚の橋軸方向の検討のように側方筋率が少なく軸応力度が小さいときは、計算モデル等に伴う計算誤差が大

きくなることに留意する必要がある.

⑥ 許容塑性率と曲率じん性率との関係を示し、許容塑性率を骨組構造に適用する場合の考えを述べた.

参考文献

- 1) 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
- 2) 土木学会: 平成8年制定 コンクリート標準示方書 耐震設計編, 平成8年7月
- 3) 村山, 須田, 一宮, 新保: 交番繰返し荷重下における柱筋の座屈モデル, 鹿島技術研究所年報, 第42号, pp. 93-98, 1994年10月
- 4) 須田, 村山, 一宮, 新保: 交番繰返し荷重下の柱筋の座屈挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 467-472, 1994
- 5) 家村, 友田, 鈴木, 村山: RC橋脚の破壊モード判定とじん性率算定における簡便法, 土木学会コンクリート構造物の補強設計に関するシンポジウム論文集, pp. II-11-22, 1998年4月
- 6) 町田, 睦好, 豊田: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号 V-6 pp. 203-212, 1987年2月
- 7) 中村, 二羽, 田辺: 解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化, 土木学会論文集, 第442号 V-16 pp. 127-135, 1992年2月
- 8) 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, pp. 1383-1390, 1998年3月
- 9) 村山, 徳山, 古市: 2軸曲げを受ける柱部材のM- Φ 関係へのファイバーモデルの適合性, 鹿島技術研究所年報, 第39号, pp. 57-64, 1991年10月
- 10) 村山, 古市, S. Sivasubramanian, S. A. Mahin: 鉄筋モデルの相違がRC柱部材のM- Φ 解析結果に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 165-170, 1994
- 11) 幸左, 北沢, 鈴木: RC橋脚のじん性率評価算定式に関する検討, 第1回地震時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講演論文集, pp. 155-158, 1998年1月
- 12) 浦上, 橋本, 周: 静的交番載荷を受けるRC橋脚の変位分解に関する研究, 第38回土木学会年次学術講演会, V-180 pp. 357-358, 昭和58年9月
- 13) 橋本, 浦上, 田中: 静的交番載荷を受けるRC橋脚の終局変位に関する研究, 第38回土木学会年次学術講演会, V-180 pp. 359-360, 昭和58年9月