

鋼部材セグメントの終局ひずみ算定式の再検討と鋼アーチ橋への適用

河野 豪¹・葛 漢彬²・宇佐美 勉³

¹学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 博士 (工) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³フェロー D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

1. はじめに

鋼構造物の耐震性能評価法の 1 つに動的耐震照査法がある。これは、損傷部材セグメントの平均時刻歴に着目し、圧縮と曲げを受ける部材セグメントの弾塑性有限変位解析より求めた終局ひずみを用いて終局状態を判定する照査法である^{1), 2)}。動的耐震照査法はこれまで、単柱式橋脚、台形ラーメン橋脚に関して準静的繰返し載荷解析や地震応答解析により適用の妥当性が検証されてきた³⁾。この照査法では、照査部位における終局ひずみを必要とするが、現行の終局ひずみ算定式では鋼製橋脚を対象にしていたため、軸力の範囲は軸力比 $N/N_y=0.3$ または 0.5 までとなっている^{4), 5)}。しかし、アーチ橋などの複雑な構造形式を有する土木構造物においては、地震応答解析での発生軸力が非常に大きい²⁾ため、現行の終局ひずみ算定式の適用範囲を超えるケースが多い。そこで本研究では、無補剛箱形断面短柱、補剛箱形断面短柱、およびパイプ断面短柱において、追加解析により、適用範囲を軸力比 N/N_y が 0.0 から 1.0 まで対応できるような終局ひずみ算定式の提案を目的としている。また、修正した算定式と現行の式を比較し、アーチ橋への適用に関しての検討を行う。

2. 鋼部材セグメントの終局ひずみの算定式の再検討

前述したように、現行の終局ひずみ算定式の適用範囲は、箱形断面⁵⁾の場合、軸力比 N/N_y が 0.0 から 0.5 まで、パイプ断面⁴⁾は N/N_y が 0.0 から 0.3 までである。そこで、箱形断面で軸力比 $N/N_y=0.6\sim 1.0$ の場合、パイプ断面で軸力比 $N/N_y=0.4\sim 1.0$ の場合に関して文献 4), 5) と同様の解析を行い、終局ひずみを求めた。

図-1 に示すように、一定軸力 N の元で漸増曲げモーメント M を受ける無補剛箱形断面、補剛箱形断面、およ

びパイプ断面について弾塑性有限変位解析から得られた $M-N-\bar{\epsilon}$ (平均ひずみ) の関係から、最大値を過ぎて 95% だけ強度が低下した点を終局状態とし、その時点での圧縮側最外縁のひずみを終局ひずみとする。解析に際しては、断面の両側に剛なダイアフラムが存在するものと仮定した。箱形断面の場合、断面形状と縦横比についての検討は、文献 5) より影響が小さいという結果が得られているので、ここでは正方形断面を無補剛箱形断面、補剛箱形断面の双方に用いている。縦横比は、ほぼ短柱の最小強度となる長さである 0.7 を用いて解析を行った。パイプ断面については文献 4) に準じて行った。

断面の変形能に関する最も重要なパラメータは、箱形断面の場合フランジ板の幅厚比パラメータ R_f 、パイプ断面の場合径厚比パラメータ R_t であり、それぞれ次式で表される。

$$R_f = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t} \quad (2)$$

ここで、 B =箱形断面のフランジ板幅、 D =パイプ断面の直径、 t =板厚、 n =サブパネル数 (無補剛断面の場合 $n=1$)、 σ_y =降伏応力、 E =弾性係数、 ν =ポアソン比である。鋼材は SS400 を用い、解析にはひずみ硬化の影響も考慮した応力-ひずみ関係を使用している。

(1) 無補剛箱形断面

解析には初期たわみと板パネルの溶接による残留応力を考慮している。初期たわみについては、板要素の幅方向、長さ方向ともにサイン波の半波を仮定し、最大初期たわみは構成板幅の $1/500$ とした。残留応力は、断面端部の溶接部に隣接する要素では引張残留応力として降伏応力 σ_y を、その他の要素では圧縮残留応力として $0.3\sigma_y$ を与えた。

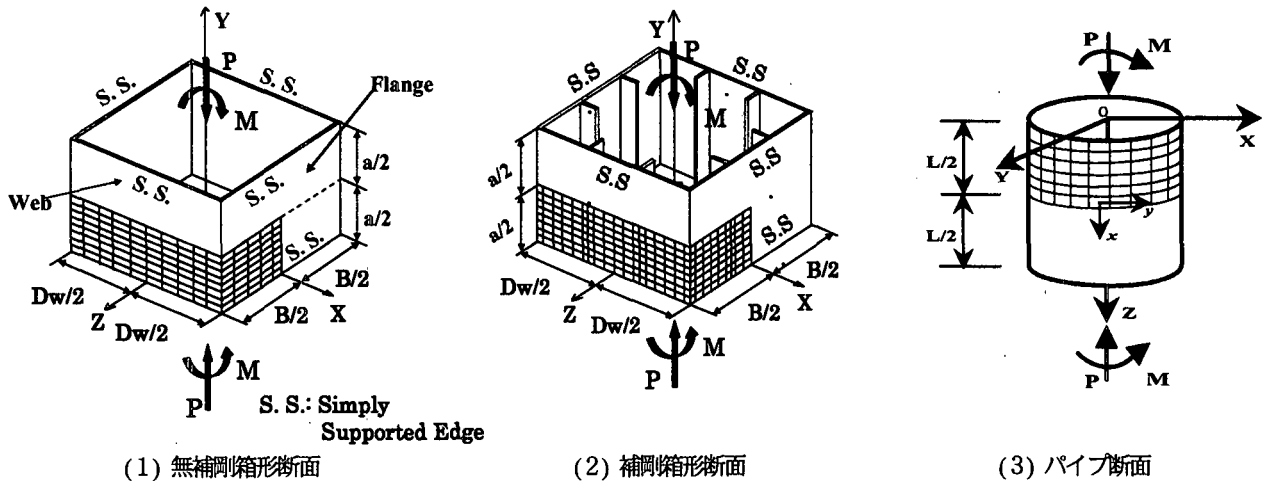


図-1 一定軸力と漸増モーメントを受ける短柱

解析は以下のケースで行った。板厚を 20 mm と固定し、幅厚比パラメータ R_f を 0.2, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.8, 1.2 の 8 通りとした。また、今回追加解析をした軸力比 $N/N_y = 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0$ の場合の結果に、既存の結果の軸力比 0.0 から 0.5 までを加え、現行の式との適合性を比較検討した。現行の終局ひずみ算定式を次に示す。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.108(1 - N/N_y)^{1.09}}{(R_f - 0.2)^{3.26}} + 3.58(1 - N/N_y)^{0.839} \leq 20.0$$

$$0.2 \leq R_f \leq 0.7$$

$$0.0 \leq N/N_y \leq 0.5$$

(3)

上記の式と解析結果をプロットしたものを図-2 に示す。図-2 より $N/N_y = 0.6$ から 1.0 にかけて軸力が大きくなるにつれ、現行の算定式をそのまま適用すると解析値を過小に評価してしまう。そのため軸力比 $N/N_y = 1.0$ の時、純圧縮を受ける短柱の終局ひずみ算定式に近づくように、新しい算定式を作成することにした。純圧縮の場合の算定式と新しい提案式を示すと、それぞれ式 (4)、(5) のようになる。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.07}{(R_f - 0.2)^{2.53}} + 1.85 \leq 20.0$$

(4)

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20.0$$

$$0.2 \leq R_f \leq 0.7$$

$$0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$$

(5)

この新提案式と解析結果をプロットしたものを図-3 に示す。新提案式と解析結果との比較では、提案式を軸力比 $N/N_y = 1.0$ の時に純圧縮の場合に接近するように作成し

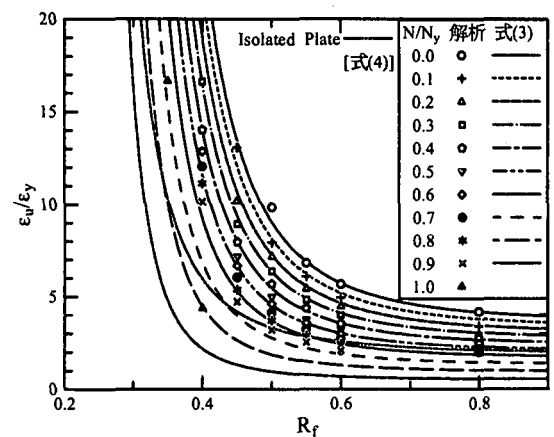


図-2 無補剛箱形断面の解析結果と現行の算定式との比較

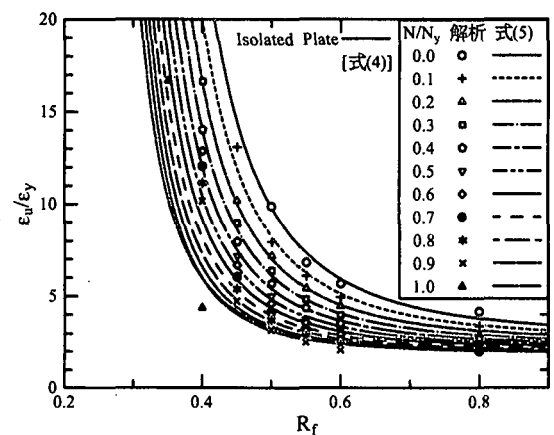


図-3 無補剛箱形断面の解析結果と新提案式との比較

ているため、幅厚比 R_f が 0.4 より小さい場合、解析結果を若干小さめに評価するようになっている。一方、軸力比 $N/N_y \leq 0.5$ の場合について現行の算定式と新提案式の比較を図-4 に示す。この図は新提案式の終局ひずみを現行式の終局ひずみで除して、両者の相対誤差を表す比率を求めている。また新提案式、現行式共に $\epsilon_u/\epsilon_y \leq 20.0$

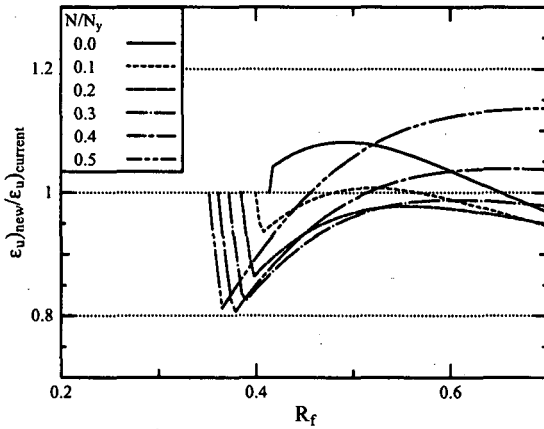


図-4 無補剛箱形断面の現行式と新提案式との比較

としているので R_f が小さい領域では等しくなる。図-4 から、 R_f が 0.4 付近で $20\epsilon_y$ から急激に値が低下するため、20%程度、約 $4\epsilon_y$ ほど新提案式が現行式より小さく評価されるようになる。また、 $N/N_y=0.5$ では $R_f=0.5$ 以降で現行式より少し大きめの値をとっている。これは $N/N_y=1.0$ で純圧縮の式に接近するようにしているため、現行式より若干高めに現れている。その部分の両者の差は $0.5\epsilon_y$ 以下である。

図-3 では $R_f=0.4$ 、 $N/N_y=1.0$ のケースで、解析結果が純圧縮の算定式よりも小さく現れているが、これはこの箱形断面の純圧縮における座屈強度が 1.0 より小さいためであることが考えられる。圧縮のみを受けた場合での最大強度が $0.995N_y$ に対し、この解析では $1.0N_y$ を加えたため、モーメントをかける前に強度低下が生じており、純圧縮のみの場合よりも早く終局状態に達したからである。このため軸力を最大強度である $0.995N_y$ として、再度解析を行った。その結果、終局ひずみが $6.58\epsilon_y$ となり、純圧縮の算定式とほぼ一致していることを確認した。

(2) 補剛箱形断面

補剛箱形断面においては、補剛材は一辺に 2 本均等に配置している。残留応力は補剛材、断面端部の溶接部に隣接する要素では引張残留応力として降伏応力 σ_y を、その他の要素は圧縮残留応力 $0.3\sigma_y$ を与えている。初期たわみは、補剛板の全体的なたわみ δ_G と補剛材間のサブパネルの局所的なたわみ δ_L の和として与えられる。すなわち、フランジ補剛板の場合

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_G + \delta_L \\ \delta_G &= \frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi}{a} y\right) \cos\left(\frac{\pi}{B} z\right) \\ \delta_L &= \frac{B/n}{150} \sin\left(\frac{\pi}{a/m} y\right) \cos\left(\frac{\pi}{B/n} z\right)\end{aligned}\quad (6)$$

を与える。ここで、 m は補剛板長さ方向の初期たわみの

半波数、 n は補剛材間のサブパネル数 ($n=3$) である。

補剛箱形断面短柱の解析において、 R_f と N/N_y 以外に補剛材剛比 γ/γ^* をパラメータとして用いている。断面は $R_f=0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.7$ の 8 ケースを、そして $\gamma/\gamma^*=1.0$ と 3.0 の 2 種類の補剛材 ($N/N_y=0.6\sim 1.0$ では $\gamma/\gamma^*=1.0$ のみ) を用い、軸力比 $N/N_y=0.0\sim 1.0$ の範囲で解析を行った。まず、現行の算定式を以下に示し、現行の算定式と解析結果を図-5 にプロットする。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1-N/N_y)^{0.94}}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1-N/N_y)^{0.68} \leq 20.0$$

$$0.3 \leq R_f \leq 0.5$$

$$\gamma/\gamma^* \geq 1.0 \quad (7)$$

$$0.0 \leq N/N_y \leq 0.5$$

この式では R_f の他に補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を用いている。 $\bar{\lambda}_s$ の定義を次式で示す。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (8)$$

$$Q = \frac{1}{2R_f} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \right] \leq 1.0 \quad (9)$$

ここで、 a はダイアフラム間隔、 r_s は補剛材 1 本を含む T 型断面の断面 2 次半径、 $\beta = 1.33R_f + 0.868$ である。

図-5 より、無補剛断面の場合と同様に $N/N_y=0.6\sim 1.0$ では軸力が大きくなるに従い、現行の算定式では解析値よりも過小に評価している。一方、純圧縮を受ける補剛板の場合、終局ひずみ算定式は

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.31}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (10)$$

であり、 $\bar{\lambda}_s$ のみのパラメータである。そのため補剛板のみの圧縮解析から求めた変形能を図-6 にプロットし、下限値がその結果に接近するように新しく終局ひずみの算定式を提案した。その式を次に示す。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.7}{\left(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.18\right)^{1.3} (1+N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1+N/N_y)} \leq 20.0$$

$$0.3 \leq R_f \leq 0.5$$

$$\gamma/\gamma^* \geq 1.0 \quad (11)$$

$$0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$$

$R_f \bar{\lambda}_s^{0.18}$ が 0.4 より小さい領域では解析値より多少低めに予測するように提案式を作成した。これは、この領域で終局ひずみがパラメータに対して非常に敏感であるため安全側にとる必要があることと、繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の変形能の予測に適用されたときに妥当な結果を与えることを考慮したからである⁵⁾。図-6 では $N/N_y=1.0$ のケースで、解析結果が純圧縮の算定式よりも

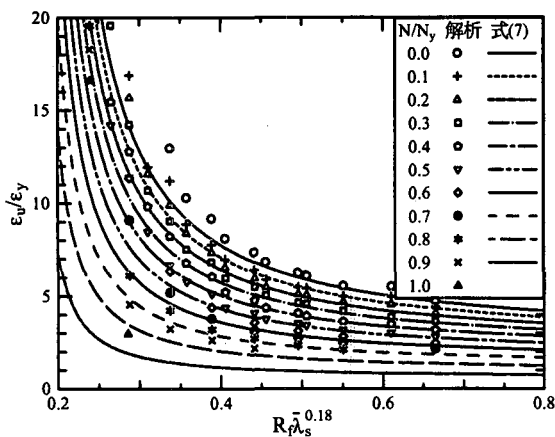


図-5 補剛箱形断面の解析結果と現行の算定式との比較

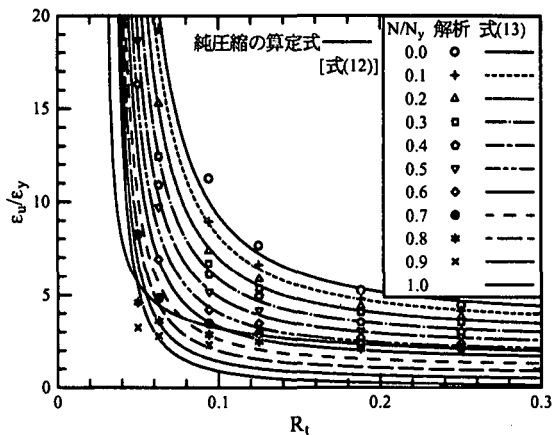


図-8 パイプ断面の解析結果と現行の算定式との比較

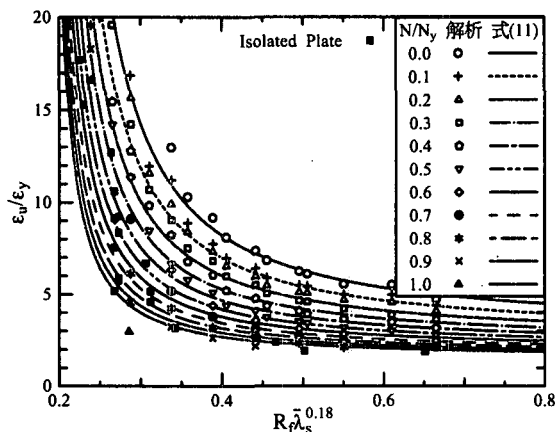


図-6 補剛箱形断面の解析結果と新提案式との比較

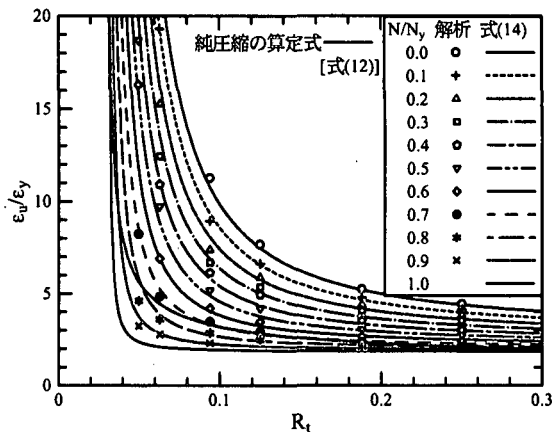


図-9 パイプ断面の解析結果と新提案式との比較

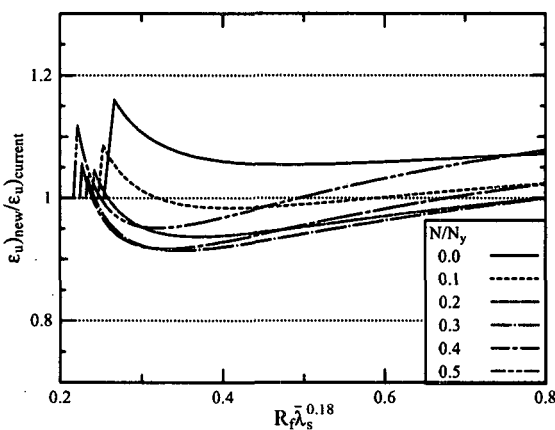


図-7 補剛箱形断面の現行式と新提案式との比較

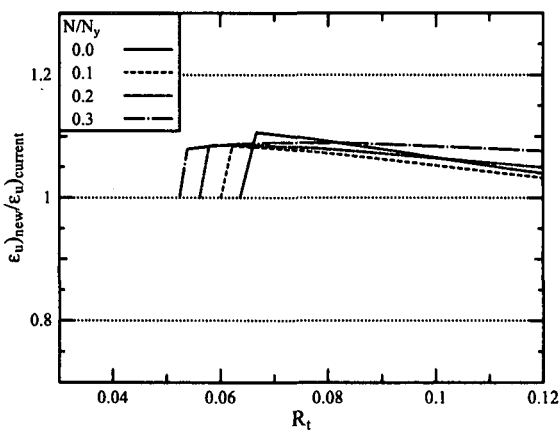


図-10 パイプ断面の現行式と新提案式との比較

小さく現れている。これも無補剛箱形断面の場合と同様に、純圧縮における座屈強度が 1.0 より小さいためであることが考えられる。

次に、図-4 と同様に新提案式を現行の算定式で除し、比率を出したものを図-7 に表す。この図より $N/N_y=0.0$ で現行式より 10%程度常に大きめの推定となっているが、 $N/N_y=0.1\sim 0.4$ での差は約 10%以内と現行式と新提案式の

値では、ほぼ等しくなっている。

(3) パイプ断面

パイプ断面短柱の解析では、径厚比 R_t をパラメータとして用いる。 $R_t=0.050\sim 0.5$ までの 9 ケースについて $N/N_y=0.0\sim 1.0$ の範囲で解析を行った。パイプ断面の純圧縮の算定式と現行の終局ひずみ算定式は次のようになっ

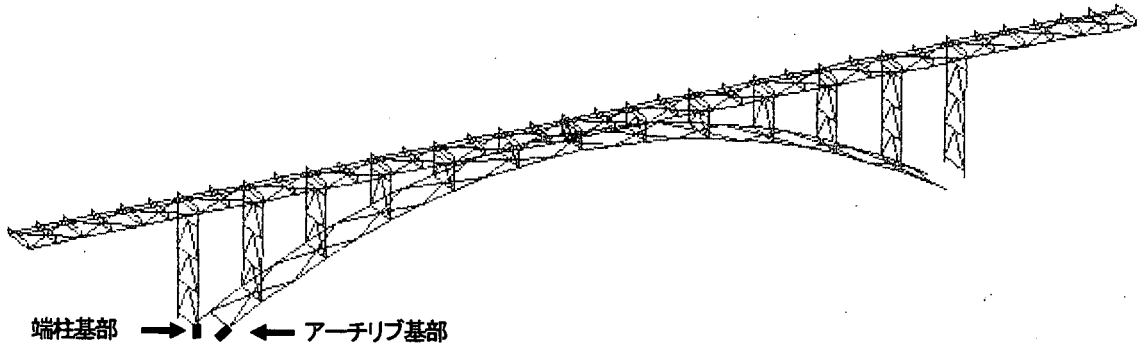


図-11 アーチ橋解析モデル

ている。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.445}{(R_t - 0.03)^{0.6}} + 1.0 \leq 20.0 \quad (12)$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.12(1 + 4N/N_y)}{(R_t - 0.03)^{1.45} (1 + N/N_y)^5} + 3.6(1 - N/N_y) \leq 20.0$$

$$\begin{aligned} 0.03 \leq R_t \leq 0.50 \\ 0.0 \leq N/N_y \leq 0.3 \end{aligned} \quad (13)$$

解析の結果、 $N/N_y=0.8, 0.9$ のケースでは終局ひずみの値が純圧縮の算定式の値よりも小さく現れている。これは、箱形断面の場合、一面が局部座屈による強度低下が生じても、隣接する面への座屈の進展は生じにくいのに対し、パイプ断面では、一箇所で行った局部座屈は周辺へ進展する。そのため最大耐力からの強度低下が大きく、純圧縮の場合よりも早期に終局へと達してしまう。したがって、パイプ断面の場合は、 $N/N_y=0.8, 0.9$ の解析結果を満たすように以下の新提案式を作成した。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.14(1.1 - N/N_y)^{1.8}}{(R_t - 0.03)^{1.4}} + \frac{3}{(1 + N/N_y)^{0.7}} \leq 20.0$$

$$\begin{aligned} 0.03 \leq R_t \leq 0.12 \\ 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \end{aligned} \quad (14)$$

現行式と提案式で適用範囲の変更は、現行の算定式では変形能の評価には問題ないが、強度に関しては過大評価となるので適用範囲の上限を0.50から0.12と小さくしている。この提案式と解析結果を図-9に示す。この提案式は軸力と曲げモーメントがかかる部材セグメントに対して適用でき、曲げモーメントがかからない軸力部材に適用すると本来の変形能よりも過小に評価してしまう。よって軸力部材には現行の純圧縮の式を用いるべきである。次に、新提案式を現行の算定式で除し、比較したものを図-10に表す。この図から $N/N_y=0.0$ の場合、最大10%ほど現行式を上回っており、軸力比がそれ以上の場合は若干大きめの予測となっている。これは R_t が0.1より

りも小さくなると終局ひずみの値が急激に上昇し、曲線の傾きが大きくなるため、現行式と提案式の終局ひずみの差が大きく現れている。しかし、図-9より提案式は各軸力比で解析の結果と整合しているため、適用に問題はないといえる。

3. アーチ橋への適用

この節では、本研究で提案する新しい終局ひずみの算定式を用いてアーチ橋の耐震照査を試みる。対象とするアーチ橋は橋長173m、アーチ支間長114m、アーチライズ16.87m、スパン・ライズ比1/6.76の2ヒンジ上路式RC床版鋼アーチ橋である²⁾。解析モデルの節点数は462、要素数は884、減衰は質量比例型減衰を用いている。また、境界条件はアーチリブ基部がピン結合、端柱基部がビボット査、補剛桁端部が可動支承である。解析は橋軸直角方向から地震波を入力する動的解析で、アーチ橋への入力地震波はJRT-EW-Mを用いている。図-11の解析モデルに示すアーチリブ基部と端柱基部を照査点に取り、ひずみの時刻歴を調べた。断面は無補剛箱形断面で、幅厚比 R_t はアーチリブ基部で0.90、端柱基部で0.58である。ここでアーチリブ基部の幅厚比は提案式の適用範囲外ではあるが適用例を示すため採り上げる。それぞれの断面の軸力比の変動を図-12、図-13に示す。この図より、アーチリブ基部で約 $0.8N_y$ 、端柱基部で $1.0N_y$ 近くの大軸力が発生しているのがわかる。また、照査点の応答ひずみと新提案式により計算した終局ひずみをそれぞれ図-14、図-15に表す。図-14の上フランジと下フランジの2つの曲線は応答ひずみが等しいため重なっている。この図では、照査点での応答ひずみが終局ひずみと交わった場合、アーチ橋全体が終局に達したとみなされる。このことからアーチリブ基部では照査点のひずみが終局ひずみと交わっていないので終局には達していないが、端柱基部では3秒付近で外側フランジのひずみが終局ひずみに達したため、このアーチ橋は終局を迎えたと判断される。これは、断面の幅厚比パラメータ R_t が比較的大きいことと、応答軸力が極めて大きかったからである。よ

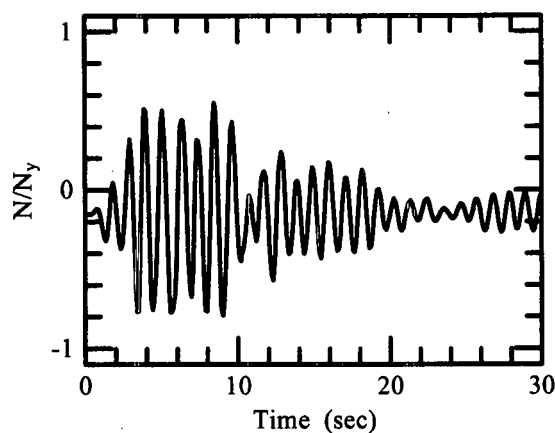


図-12 アーチリブ基部の軸力変動

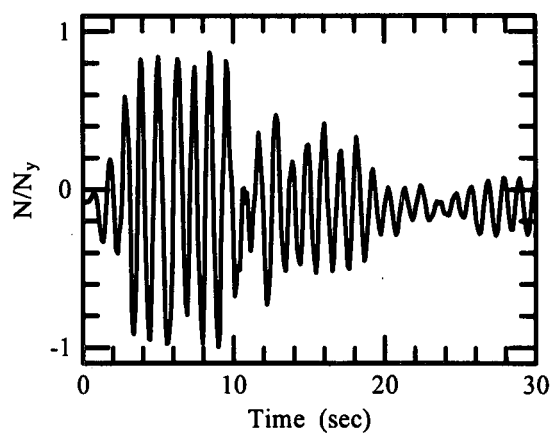


図-13 端柱基部の軸力変動

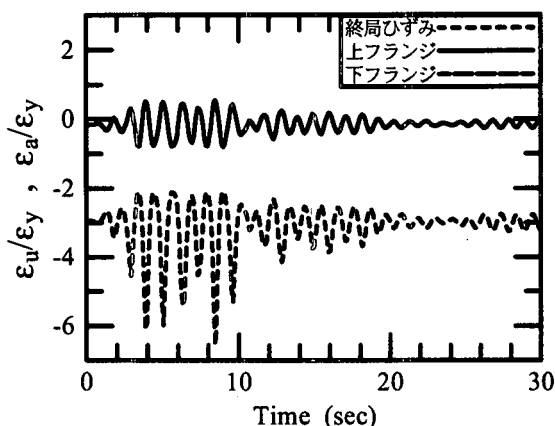


図-14 アーチリブ基部の応答ひずみと終局ひずみとの比較

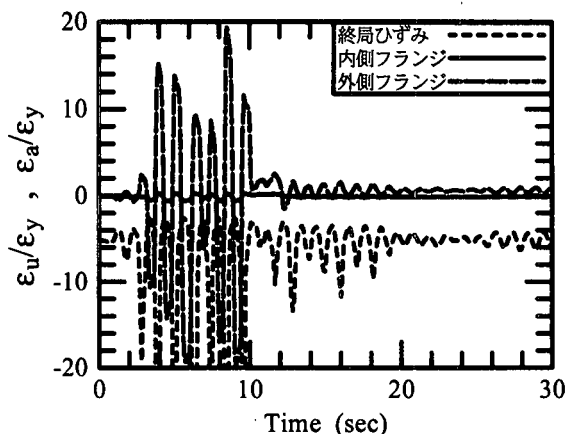


図-15 端柱基部の応答ひずみと終局ひずみとの比較

って、耐震性能を向上させる方策をとる必要がある。

4. まとめ

本論文は、地震時に大軸力が生じやすいアーチ橋を対象に終局ひずみ算定式の再検討とそれをアーチ橋への適用を試みたものである。結論をまとめると以下のようになる。

- 1) 現行の算定式は適用範囲が狭く、大軸力が発生する箇所では適用できない場合があった。そのため、軸力比 1.0 まで対応するように新しい式を提案した。
- 2) パイプ断面の場合は、高軸力下でモーメントが生じると、最大耐力を過ぎてからの強度低下が大きく純圧縮を受ける場合の変形能を下回ってしまう。よって軸力部材に新提案式を適用すると過小に評価してしまうため、純圧縮そのものの式を用いる必要がある。
- 3) 解析では、非常に薄肉断面のケースも行っているが、この場合、変形能の評価は問題ないが、強度に関しては過大評価となってしまう。そのため、非常に薄肉の断面での適用は行うことができない。

- 4) アーチ橋の適用ではアーチリブは終局ひずみに達しなかったが、端柱基部は降伏軸力程度の軸力応答が生じたため、終局ひずみまで達した。そのため、端柱基部の補強策を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会・鋼構造物の耐震検討小委員会・鋼橋の耐震設計小委員会（主査：宇佐美勉）：鋼構造物の耐震設計用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000年4月。
- 2) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，2002年9月。
- 3) 宇佐美勉，森下邦宏，阪野崇人：鋼構造物の動的耐震照査法に関する検討，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震への応用に関する論文集，pp.75-82，2002年1月。
- 4) Gao, S., Usami, T., and Ge, H.B.: Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, *J. Engrg. Mech., ASCE*, Vol.124, No.2, pp.176-183, 1998.
- 5) 鄭沂，葛漢彬，宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的评价法，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震への応用に関する論文集，pp.25-32，2000年1月。