

ひずみや曲率を指標とした耐震照査法における 限界値の設定に関する注意点

奥村 徹¹・後藤 芳顯²

¹正会員 工博 瀧上工業株式会社 生産本部（〒475-0826 愛知県半田市神明町一丁目一番地）

²フェロー会員 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授（〒169-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

土木学会の鋼・合成構造標準示方書における鋼部材の耐震安全性照査¹⁾は、ファイバーモデルによる複合非線形の地震応答解析で得られる部材の有効破壊長領域の応答平均圧縮ひずみをあらかじめ部材セグメントに対して設定されている「限界ひずみ」以内であることをチェックすることでなされる。限界ひずみは有効破壊長さの部材セグメントに一定圧縮軸力下 P でセグメント両端に単調増加する一軸回転 θ を与えた場合の反力曲げモーメント M がピークから低下した 95%耐力点における圧縮パネルの平均ひずみで表している。鋼製橋脚の応答ひずみが「限界ひずみ」に到達した場合、橋脚の応答水平変位は一方方向繰り返し載荷実験で得られる橋脚頂部の $H-\delta$ 関係（水平荷重-水平変位関係）の包絡線においてピーク点から荷重が 5%低下した 95%耐力点に到達していると考えられている。また、この変位の 1/1.2 がピーク点での水平変位としている。

上記の独立したセグメントの限界状態に対して設定した限界ひずみによる鋼部材の限界状態の照査の問題点として、応答ひずみの算定においては幾何学的非線形性による影響を考慮しているが、限界ひずみには部材全体の幾何学的非線形性に起因した不安定挙動が考慮されていないことが挙げられる。すなわち、細長比や軸力比の大きな部材ではセグメントが限界ひずみに到達する以前に不安定現象で終局状態に到達するため、危険側の照査になる恐れがある。ここでは、以上の問題点を理論的に説明するとともに数値解析により定量的に明らかにする。

2. セグメントと橋脚の終局限界に差異が生じる理由

終局限界状態を水平荷重のピーク点とした場合においてセグメントの限界ひずみで橋脚の終局状態を照査することの問題点を理論的に説明する。橋脚の基部セグメントを非線形回転バネ、基部セグメントから上を剛棒とした簡易モデルについて考える（図-1）。非線形回転バネの構成則は一定軸力作用下でのセグメントの曲げモーメント-相対回転角関係として図-2 のように与えられる。図-1 のモデルをもとに変形を考慮して力のつり合いを考えると以下の式(1)が得られる。

$$H = \frac{M}{h} - P\theta \quad (1)$$

式(1)より橋脚の水平荷重のピーク点到達時には以下の条件を満足する。

$$\frac{dH}{d\delta} = \frac{1}{h} \frac{dH}{d\theta} = \frac{1}{h} \left(\frac{1}{h} \frac{dM}{d\theta} - P \right) = 0 \quad (2)$$

したがって、式(1)と(2)より、基部回転バネの $M-\theta$ 関係における接線剛性 $dM/d\theta$ が以下の条件を満足するときに、水平荷重がピーク点に到達する。

$$\frac{dM}{d\theta} = Ph \quad (3)$$

これより、水平荷重のピーク点到達時には基部セグメントの曲げモーメントはピーク前の正の勾配を有する領域（図-2）にあり、基部セグメントの曲げモーメントがピーク点 $dM/d\theta = 0$ に到達する以

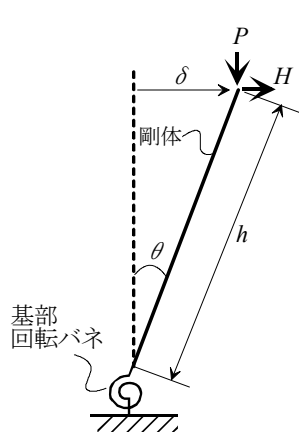


図-1 橋脚の簡易モデル

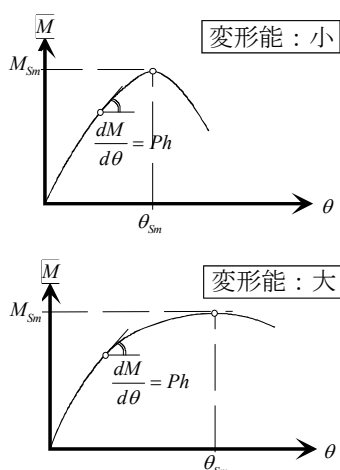


図-2 基部の回転バネの $M-\theta$ 関係

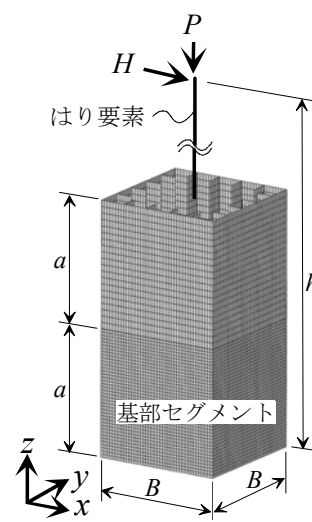


図-3 橋脚の FE モデル

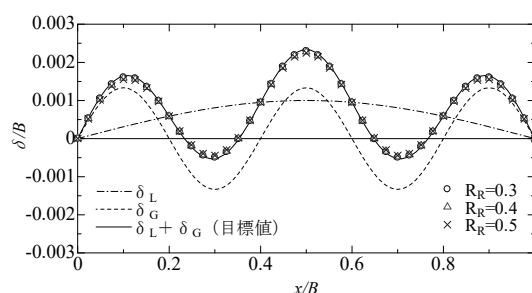
前の状態であることがわかる。また、橋脚の高さ h と軸力 P が大きいほど、基部の $M-\theta$ 関係における勾配が大きい位置で橋脚が終局限界に到達するため、基部セグメントの終局限界と橋脚の終局限界との差は増大する。基部の $M-\theta$ 関係が与える影響については、ピーク点 ($dM/d\theta=0$) 到達までの変形能が大きいほど両者の差は大きくなる。

3. セグメントと橋脚の終局限界の差異の定量的評価

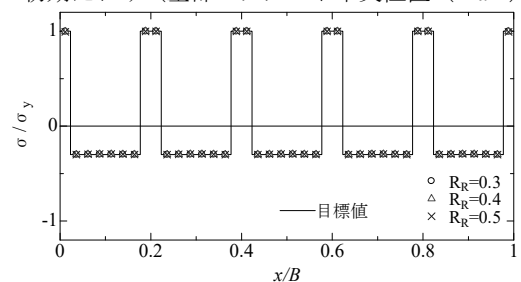
(1) 解析の概要

ここでは正方形補剛箱型断面を有する鋼製橋脚を対象とした pushover 解析をもとにセグメントの終局限界と橋脚の部材全体の終局限界の差異を定量的に評価する。検討に用いる鋼製橋脚は図-3 に示すようにシェル要素で離散化し、鋼材の構成則は三曲面モデルを用いた。基部から第 1 ダイヤフラムまでの区間 ($=a$) の箱型断面の領域を基部セグメントと定義する。断面パラメータについては幅厚比パラメータのみを $R_r=0.3, 0.4, 0.5$ と変化させ、その他のパラメータは一定値 ($\gamma/\gamma^*=1, R_s=0.7, n=5, \alpha(=a/B)=1.0$) とし、軸力比 P/P_y を $0.1, 0.3, 0.5$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を $0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ と変化させた 45 種類の橋脚モデルを設定した。これらの橋脚モデルに初期不整 (初期たわみ, 残留応力) を考慮した場合とこれを無視した場合について、計 90 ($=45 \times 2$) ケースの pushover 解析を行った。

初期不整として与える初期たわみと残留応力は文献²⁾と同一のものを与えた。すなわち、補剛板の全体的なたわみ δ_G (振幅: $B/1000$) と補剛材間のサブ



a) 初期たわみ (基部セグメント中央位置 ($z=a/2$))



b) 残留応力 (基部セグメント中央位置 ($z=a/2$))

図-4 初期不整

パネルの局部的なたわみ δ_L (振幅: $B/n/150$) の和とし³⁾、残留応力は補剛材と断面端部の溶接部で σ_y 、圧縮残留応力は $0.3\sigma_y$ を与えた⁴⁾。数値解析においては目標値とする初期たわみと残留応力をそれぞれ初期節点座標値と初期応力として与えることにより近似的に考慮した。厳密には、つり合い計算後にはこれらの値が変化するために繰り返し計算が必要であるが、図-4 に示すように、つり合い計算後の値の変化は小さく、目標値とよく一致していることから上述の方法により、十分な精度で初期不整を考慮できているものと判断した。

(2) セグメントと橋脚の終局限界点の差異

計算結果の一例として $R_r=0.4$ の橋脚モデルの頂

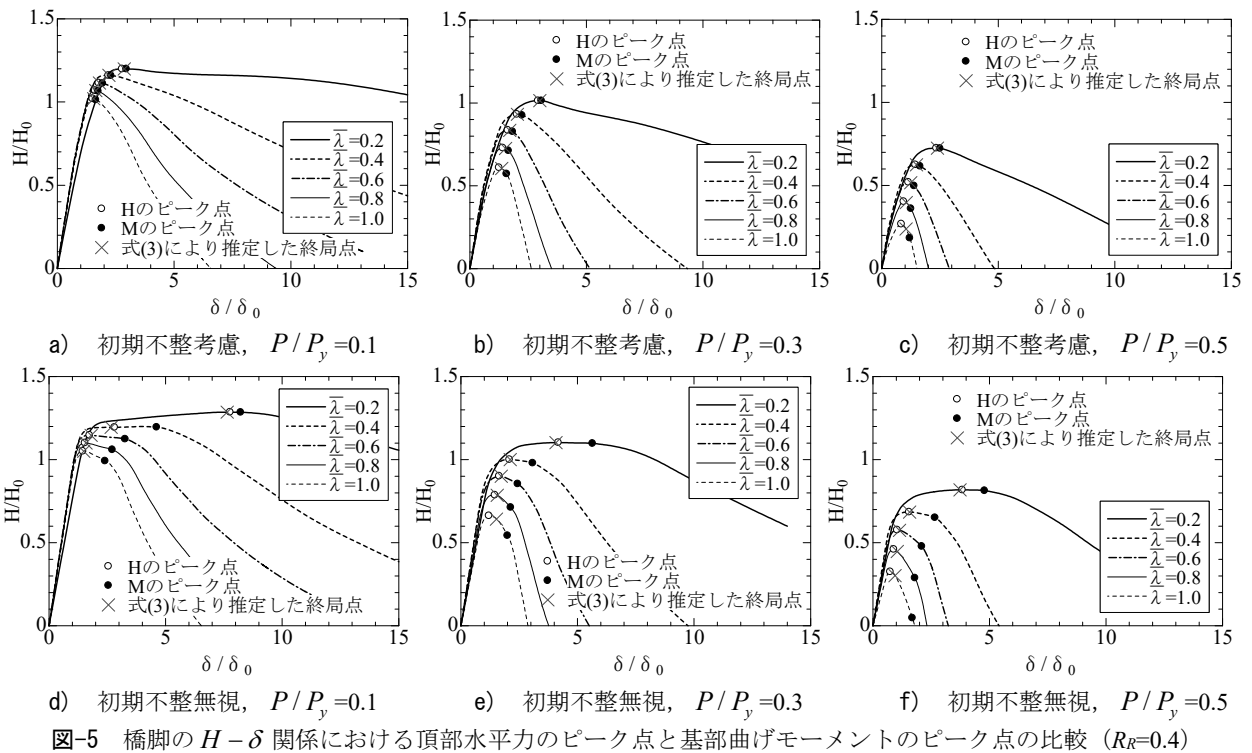


図-5 橋脚の $H-\delta$ 関係における頂部水平力のピーク点と基部曲げモーメントのピーク点の比較 ($R_R=0.4$)

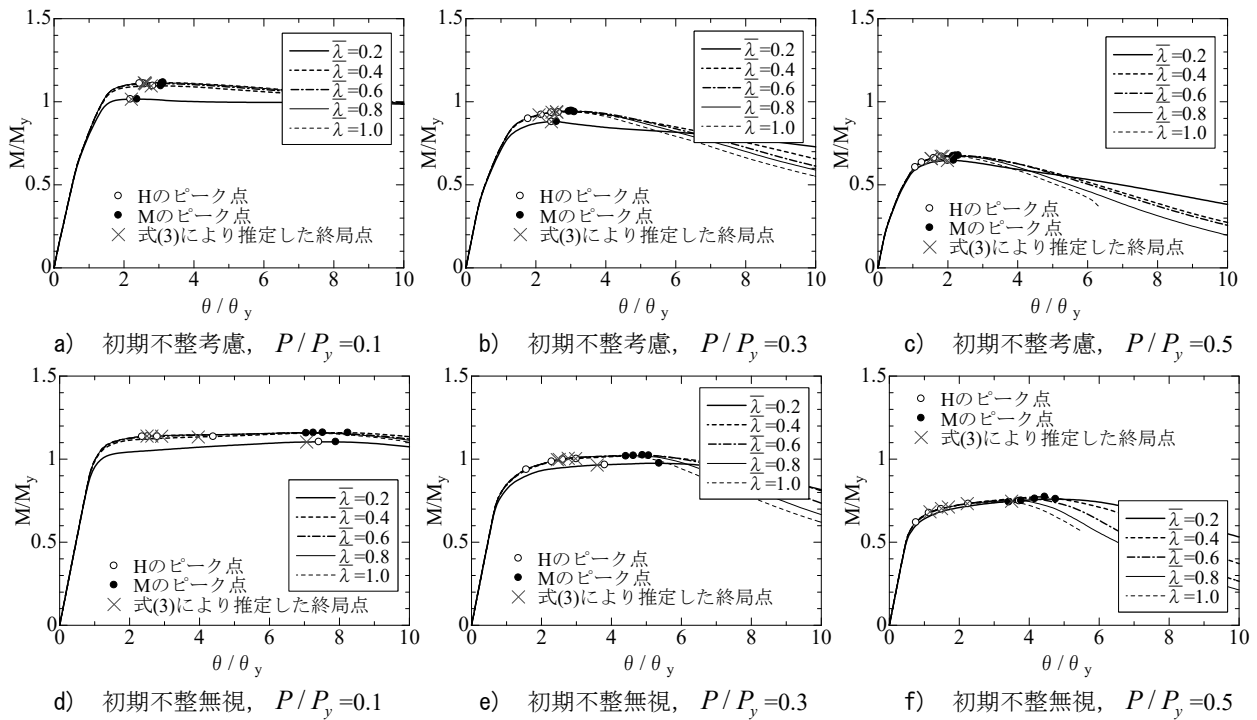


図-6 基部セグメントの $M-\theta$ 関係における頂部水平力のピーク点と基部曲げモーメントのピーク点の比較

部の $H-\delta$ 関係（水平荷重－水平変位関係）と基部セグメントの $M-\theta$ 関係（平均曲げモーメント－回転角関係）を初期不整を考慮した場合と無視した場合についてそれぞれ図-5, 6 に示す. 図-5 では微小変位の Bernoulli-Euler のはり理論に基づき, 軸力が 0 の場合の降伏変位 ($\delta_0 = Hh^3/3EI$), 降伏水平荷重 ($H_0 = 2I\sigma_y/hB$) を用いて無次元化した. 図-6 の平均曲げモーメントは, 基部セグメントの中央の高

さ位置 ($z=a/2$) の曲げモーメント, 回転角は第 1 ダイヤフラムの高さ ($z=a$) の回転角とし, 軸力が 0 の場合の降伏曲げモーメント M_y と降伏回転角 θ_y を用いて無次元化した. これらの図には Pushover 解析による $H-\delta$ 関係における H のピーク点到達時として定義された終局限界を○, 基部セグメントの $M-\theta$ 関係における M のピーク点到達時として定義された終局限界を●で示す. また, 式(3)を用いて近似的に

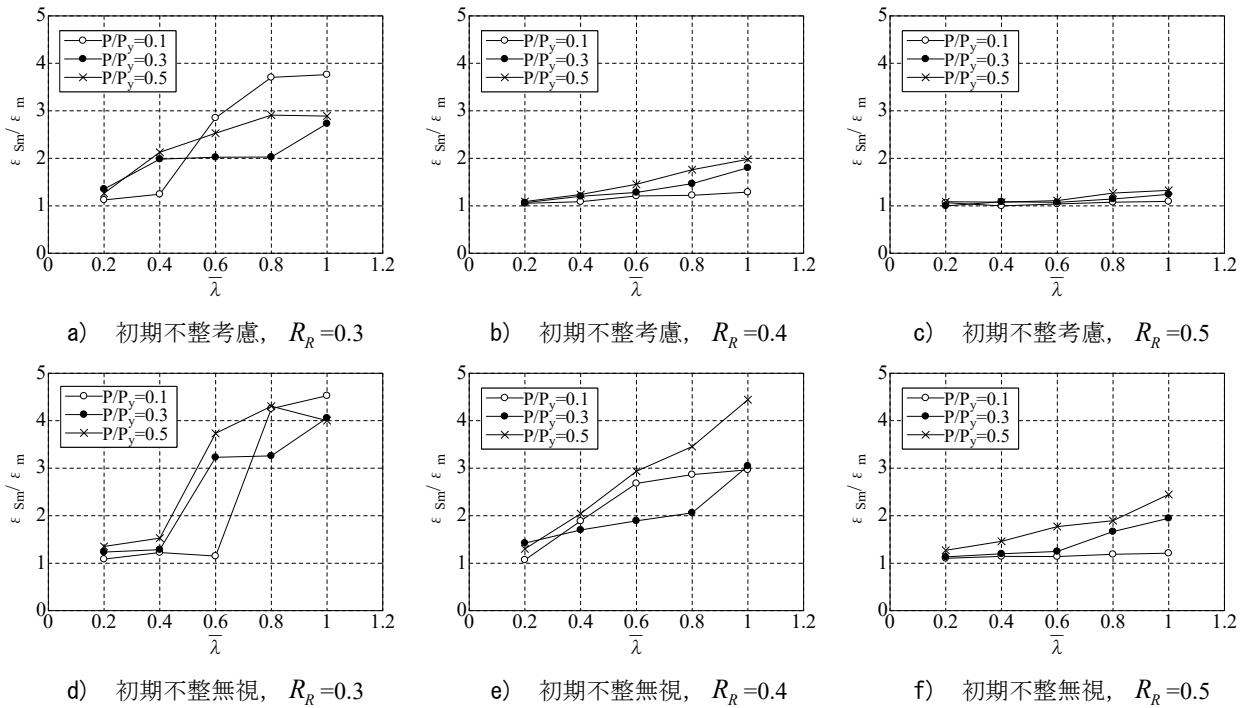


図-7 $\varepsilon_{Sm} / \varepsilon_m$

評価された橋脚の水平力 H のピーク点を×で示す。

これらより、すべてのケースにおいて橋脚の水平荷重 H が、ピークに到達するつり合い点 $\circ (H_m, \delta_m)$ は、それぞれ、基部セグメントの曲げモーメント M がピークに到達する点 $\bullet (H_{Sm}, \delta_{Sm})$ より前に位置していることがわかる。 $H-\delta$ 関係において、基部セグメントの終局限界点 (\bullet) は軸力比 P/P_y と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きいケースでは水平荷重のピーク点から大きく低下した負勾配の大きな軟化域に位置しており、かなり危険側の評価となることがわかる。一方、基部セグメントの $M-\theta$ 関係に関しては、軸力比が同じであれば細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の大きさにかかわらず、ピーク点近傍まではほぼ同一のつり合い経路上にあり、ピーク点 (\bullet) もほぼ同じ位置にあることがわかる。以上のことは簡易モデルによる式(3)を用いた検討における前提と結果と符合している。なお、軸力比と細長比パラメータが小さい場合 ($P/P_y=0.1\sim 0.3, \bar{\lambda}=0.2$ 図-6 a), b), d), e)) については座屈モードの差異により $M-\theta$ 関係が若干低めに生じている。すなわち、他の $\bar{\lambda}$ や P/P_y が大きな橋脚モデルでは局部座屈の発生位置と曲げモーメントの評価位置がほぼ一致 (セグメント中央: $z=a/2$) し、断面の最大耐力が評価されているのに対して、上記の $\bar{\lambda}$ や P/P_y が小さな範囲の橋脚モデルでは圧縮側フランジの応力勾配が大きいため、局部座屈がセグメント中央よりも下側に発生している。このため、設定した曲げモーメントの評価位置 ($z=a/2$) では断面の最大耐力モーメントよりも低い

値となっている。

FE モデルを用いた詳細な検討で 2. の非線形回転バネと剛棒からなる簡易モデルによる理論的な説明の妥当性が確認できたが、式(3)により基部セグメントの $M-\theta$ 関係における接線剛性を用いて推定した柱の終局限界点 (×) も橋脚頂部の水平荷重のピーク点到達時 (○) と比較的良好に一致している。ただし、細長比が極端に大きなケースでは剛体ばねモデルで無視されている部材の曲げ変形が幾何学的非線形性に与える影響が大きくなり式(3)による評価点 (×) が水平荷重のピーク点 (○) を若干こえた位置となっている。

初期不整の影響については、これを無視した場合には $M-\theta$ 関係におけるピーク点までの勾配が緩やかになっており、柱の限界点と基部セグメントの限界点との差異が大きくなる傾向がみられる。

図-5, 6 に示した柱の限界点と基部セグメントの限界点到達時における、基部セグメントの圧縮側フランジの平均ひずみ、および基部セグメントの平均曲率の差異について考察する。なお、基部セグメントの圧縮側フランジの平均ひずみと平均曲率はフランジの第 1 ダイアフラムの高さ ($=a$) 位置におけるフランジ上の節点の平均鉛直変位より算定した。 $R_R=0.3, 0.4, 0.5$ の 3 種類の断面の橋脚モデルについて、軸力比 P/P_y 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が $\varepsilon_{Sm} / \varepsilon_m$ 、 ϕ_{Sm} / ϕ_m に与える影響を図-7, 8 に示す。ここに、下添え字 Sm はセグメントの $M-\theta$ 関係における M のピーク点到達時、 m は頂部の $H-\delta$ 関係の

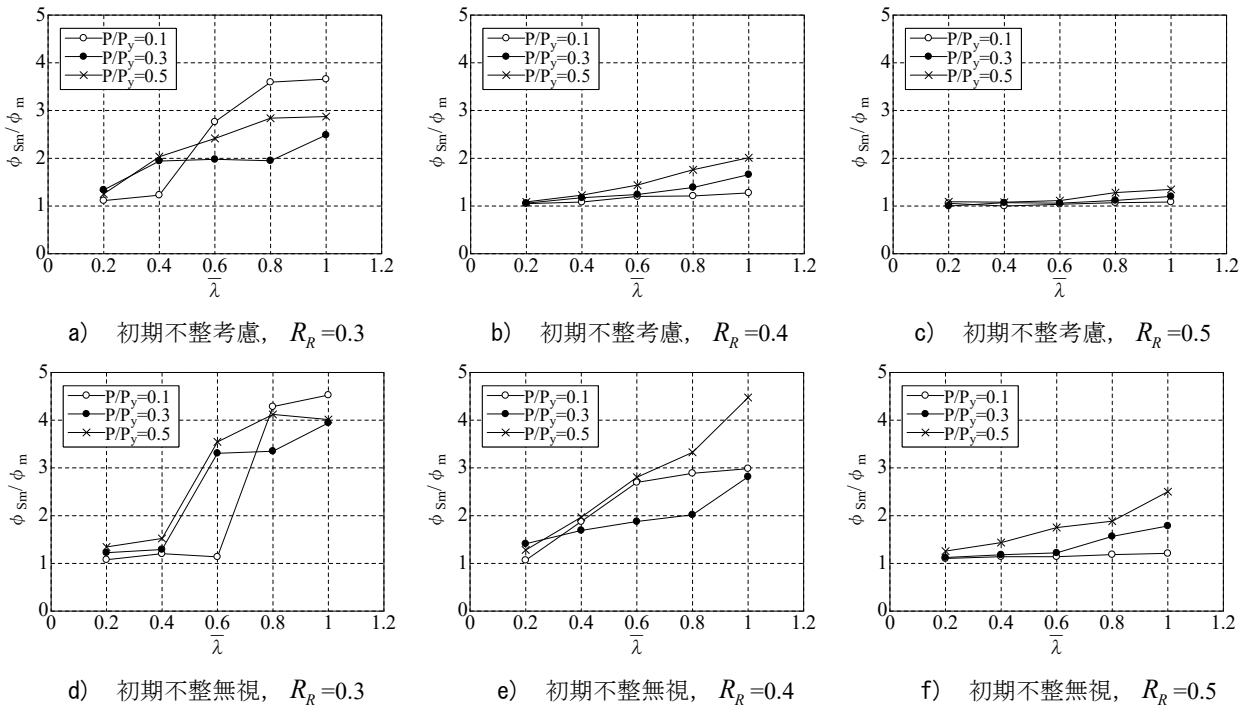


図-8 ϕ_{Sm}/ϕ_m

H のピーク点到達時の値であることをあらわす。これらより、ややばらつきがみられるものの、 P/P_y と $\bar{\lambda}$ の増加に伴い、 $\varepsilon_{Sm}/\varepsilon_m$ 、 ϕ_{Sm}/ϕ_m が増大することが確認できる。この傾向は、変形能の大きな幅厚比パラメータ R_R が小さな断面や初期不整を無視した場合において差異が大きくなる。

以上のことから、独立したセグメントの限界状態と橋脚の限界状態には部材としての幾何学的非線形性に起因した不安定挙動により、ひずみや曲率に大きな差異を生ずる場合があることがわかる。これには軸力比 P/P_y 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ および断面の変形能が関与しており、例えば、図-7 a) に示す $R_R=0.3$ の橋脚において、 $\bar{\lambda} \geq 0.4$ 、 $P/P_y \geq 0.3$ の範囲では独立したセグメントの限界状態から同定した限界ひずみを用いると、柱部材としての終局限界到達時のひずみに対して、約 2 倍以上も過大評価することになる。したがって、独立したセグメントの限界状態で橋脚の限界状態を評価すると目標とする限界状態をかなり危険側に評価する場合もあるので、限界値の設定においては部材としての終局限界を適切に評価する必要がある。

(3) セグメントの $M-\theta$ 関係をもとにした部材の終局限界の簡易的な評価法

部材としての終局限界を適切に評価するための直接的な方法は、部材を対象とした実験や FE 解析等に基づき終局限界を評価し、限界値を設定することである。しかしながら、断面のパラメータに加え、

細長比パラメータを考慮したより広範な検討が必要となってくる。ここでは、照査指標として平均曲率を用いることを前提とし、セグメントの $M-\theta$ 関係をもとに部材としての終局限界を簡易的に評価する方法を提示する。前節の図-6 ではセグメントの $M-\theta$ 関係は、断面パラメータと軸力比が同一であれば、細長比パラメータに関わらず、ほぼ同一の曲線となることを示した。このことから、実験や FE 解析等をもとに、セグメントの $M-\theta$ 関係をある連続関数として同定し、接線剛性 $dM/d\theta$ と柱高さ h 、軸力 P をもとに式(3)を満足する点を近似的に部材としての終局限界として定めることができると考えられる。図-9 に提案する手法のフローを示す。本手法を用いた限界曲率の評価の例として、図-10 に $R_R=0.3$ 、 $P/P_y=0.1$ 、 $\bar{\lambda}=1.0$ の橋脚モデル（初期不整考慮）の FE 解析の結果から断面の $M-\theta$ 関係を同定し、これをもとに長さの異なる部材（ $\bar{\lambda}=0.2\sim 1.0$ ）の終局限界を式(3)により近似的に評価した点を示す。ここでは、 $M-\theta$ 関係をあらわす連続関数として原点を通る 8 次の多項式を選んだ。また、本手法により推定した限界回転角 $\bar{\theta}_m$ の精度の検証として、柱高さの異なる橋脚の FE 解析から求めた限界回転角 θ_m と比較したものを図-11 に示す。これらの結果より、セグメントの $M-\theta$ 関係を微分可能な連続関数により精度よく同定すれば、同一断面で長さ（細長比パラメータ）の異なる部材の限界値については式(3)を用いて簡易的に精度よく評価できることがわかる。

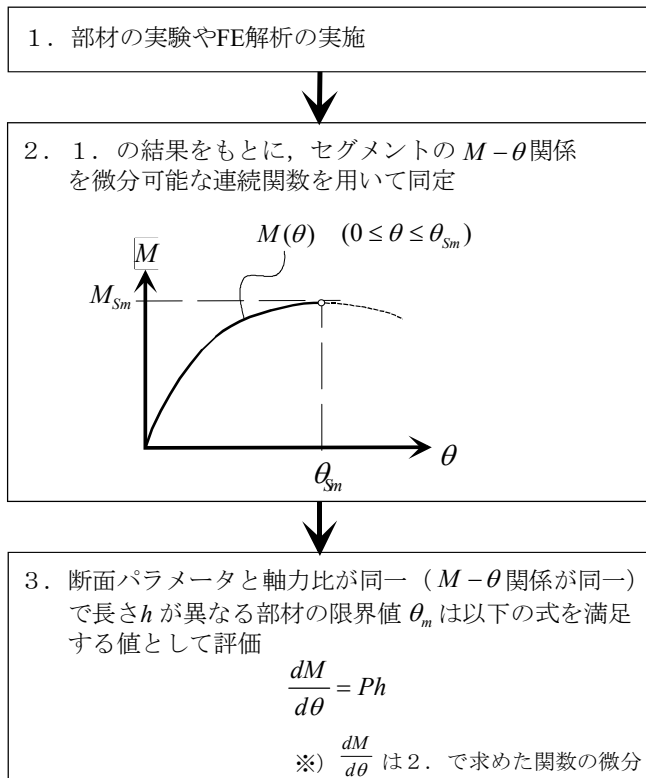


図-9 提案する手法

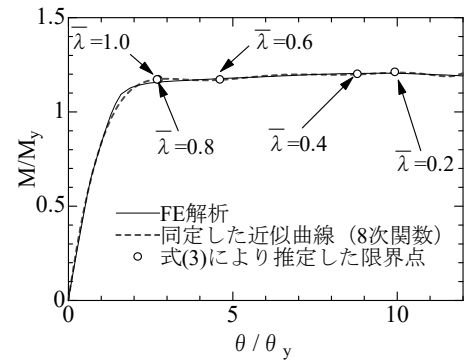


図-10 基部セグメントの $M-\theta$ 関係と推定した終局限界

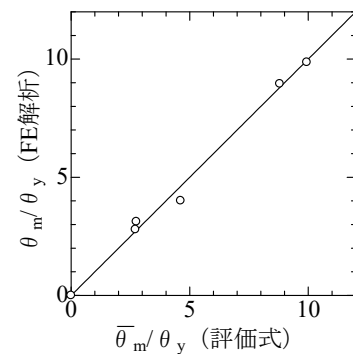


図-11 本手法の精度検証

4. まとめ

独立したセグメントの限界状態に対して同定したひずみや曲率を限界値として用い、部材の限界状態を照査する耐震照査法における問題点を指摘した。部材の限界状態は、部材全体の幾何学的非線形性に起因する不安定挙動により、セグメントの限界状態に先行して到達する。このことを基部の非線形回転バネと剛棒からなる簡易な橋脚モデルをもとに理論的に説明した。さらに詳細な FE 解析により、指標としてひずみや曲率を用いた場合の差異について定量的に明らかにした。

部材の細長比パラメータと軸力比が大きくなると橋脚全体の不安定現象でセグメントの終局限界と橋脚の終局限界との差が大きくなるので、限界値の設定においては部材としての終局限界を適切に評価する必要がある。

セグメントの $M-\theta$ 関係をもとに部材の終局限界を簡易的に評価する手法を提示し、その妥当性を検証した。

参考文献

- 1) 鋼構造委員会，鋼・合成構造標準示方書小委員会：2008年制定 鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，土木学会，2008.
- 2) 葛漢彬，河野豪，宇佐美勉：圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用，構造工学論文集 Vol.50A，pp.1479-1488，2004.
- 3) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
- 4) 北田俊行，中井博，国廣昌史，原田直樹：圧縮と曲げを受ける無補剛・補剛薄肉箱型断面の終局強度相関曲線に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.331-342，1994.