

最大初期たわみの違いによる無補剛箱形断面短柱の 強度と変形能への影響

里見春菜¹・葛西昭²・岡部翔平¹・垣内辰雄³・寺田有希⁴

¹学生員 熊本大学大学院自然科学研究科（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）

²正会員 博士(工学) 准教授 熊本大学大学院自然科学研究科（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）

³正会員 工修 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社（〒532-0011 大阪市淀川区西中島5-4-20）

⁴非会員 熊本大学工学部社会環境工学科 学生（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）

1. 緒言

1995年に発生した兵庫県南部地震で、周辺地域の土木構造物に多大な被害が生じ、それまでの地震で大きな被害がなかった鋼製橋脚にも座屈、変形等の被害が確認された¹⁾。この兵庫県南部地震を受け、性能照査型設計法の確立を念頭に研究が盛んとなり、鋼製橋脚の耐震性能を調べるために、数多くの実験や解析が行われてきた。

たとえば、Fukumoto et al.²⁾はヨーロッパから日本、アメリカで実施された鋼板に対する圧縮荷重実験の成果をデータベース化し、統計的に圧縮強度と幅厚比パラメータの関係をまとめている。また、宇佐美ら^{3),4)}は、溶接された箱形断面圧縮部材の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験結果や特に柱の経済的設計法をまとめている。そして、奈良ら⁵⁾は、有限要素法を用いた数値解析により、面内曲げおよび圧縮を受ける鋼板の極限強度評価式を推定した。

近年、土木鋼構造物の耐震設計は飛躍的に向上している。終局限界状態を想定し、必ずしも全ての地震に対して、弾性範囲内にとどまるようにはしておらず、1995年兵庫県南部地震などを代表とした入力レベルの大きな地震動、すなわち、レベル2地震動を受ける際には、損傷を軽微にとどめるなどの指標ができつつある。

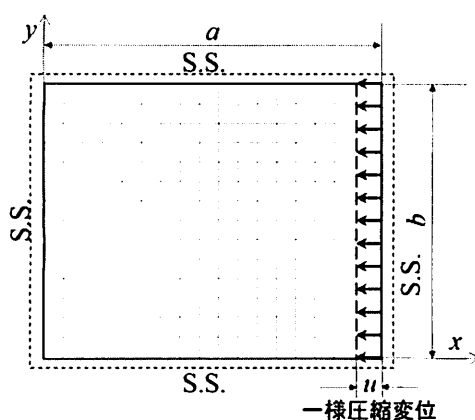
ここ数年の鋼製橋脚の耐震設計に関する研究成果をとりまとめているものとして、鋼橋の耐震制震設計ガイドライン⁶⁾がある。この中では、鋼製橋脚が有する強度と変形能に対する評価式が完備されている。この評価式は実験結果や数値解析の結果に基づいており、標準的な初期不整を考慮したものである。具体的には、構成する板要素について、sin波の半波

となる形状に基づく初期たわみ、そして、その最大初期たわみが構成板幅の1/150とし、溶接に伴う残留応力分布を考慮したものである。定式化にあたっては、たとえば、最大初期たわみ量はパラメータとして導入されていない一方で、座屈設計では周知の通り、初期たわみの大きさに応じて、座屈荷重が変化するなど、初期たわみに対して、比較的敏感であるにもかかわらず、鋼製橋脚の強度と変形能については、ある一定の初期たわみを考慮するのみに留まっている。新設時などの場合、このような状況でも大きく問題になることはないが、例えば、鋼製橋脚が有する強度付近までの地震力が作用した場合は、その作用に伴い、構成板の面外たわみ量が増加し、その後の強度と変形能は、地震前と比べて同じであるかどうか、現段階では、比較する術がない。そこで、本研究では、まず、基礎的な検討として、無補剛箱形断面短柱において、幅厚比パラメータに関してパラメトリックに解析を行い、ピーク耐力点、95%耐力点とそれに相当する限界ひずみの検討を行う。また四辺単純支持板でも同様のことを行い比較を行う。

2. 解析モデル

2.1 四辺単純支持板

本研究は、両縁単純支持状態の無補剛板の耐荷力および変形能を算定する際に、幅厚比パラメータについて、種々検討するものである。従って、数値解析手法は、一般的な手法と大きく変わるものではない。図-1は本解析に用いる解析モデルの概念図を示しており、(a)は四辺単純支持板の正面図、(b)は側面図である。ここで、 a は板幅（載荷辺）、 l_d は板の



(a) 正面図



(b) 側面図

図-1 解析モデル

表-1 境界条件

	u	v	w	θ_x	θ_y	θ_z
$x=0$	1	1	1	1	0	1
$x=l_d$	0	0	1	0	1	1
$y=0$	0	0	1	0	1	1
$y=a$	0	0	1	0	1	1
Free=0, Fix=1 $u, v, w=x, y, z$ 方向変位 $\theta_x, \theta_y, \theta_z=x, y, z$ 軸まわりの回転角						

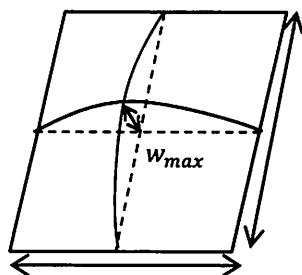


図-2 四辺単純支持板
初期たわみ図

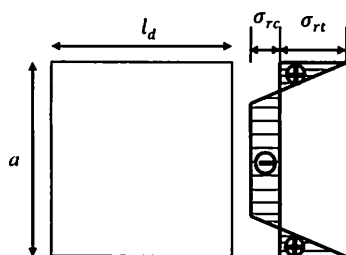


図-3 残留応力

長さ（否載荷辺）である．なお，境界条件を表-1にまとめる．ここに，表中において1は自由度を拘束し，0は自由度を拘束しないことを表している．この解析領域をシェル要素を用いて表す．その要素数は，載荷方向（ x 軸方向），載荷直角方向（ y 軸方向）ともに等分割の100分割としている．この分割数は座屈固有値解析により，理論解と比較の上で定めている．弾塑性有限変位解析を行うにあたっては，ABAQUS⁷⁾を用い，本研究では薄肉から厚肉まで取り扱うため，板厚について汎用的に定式化されている4節点シェル要素のS4Rを使用した．また，材料としては，この種の検討ではよく用いられる鋼材であるSM490を想定した．鋼種の違いによる影響も見べきではあるが，本研究が数値解析的な検討であるため，その影響は出るとしても比較的厚肉な鋼板，すなわち，局部座屈が生じにくい領域の解析の際である．従って，概ね傾向としてはつかめると考えている．

(1) 初期たわみのモデル化

初期たわみは，数値解析を行う場合，半波長の正弦波の形状に近似して導入する方法が一般的である⁸⁾．なお図-2のように面中心の最大初期たわみ量を w_{max} と表すこととする．板の初期たわみ量を式(1)に表す．

$$w(x, y) = w_{max} \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{2a}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi y}{2l_d}\right) \quad (1)$$

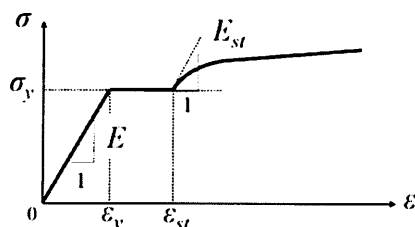
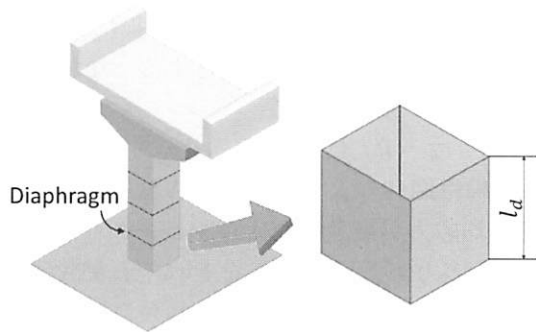


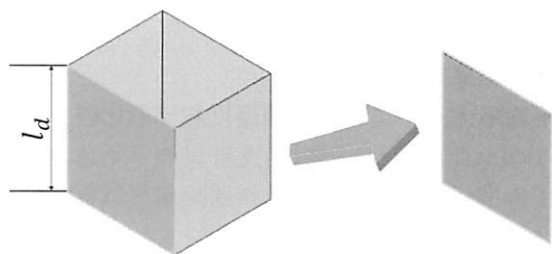
図-4 鋼材の応力-ひずみ関係

表-2 解析モデルのパラメータ

R	0.26~2.10
E (GPa)	200
σ_y (MPa)	315
ν	0.3
$\alpha = a / b$	1.0
σ_{rt} / σ_y	1.0
σ_{rc} / σ_y	0.25
t	32
w_{max} / b	1/50, 1/100, 1/150, 1/250, 1/500, 1/1000



(a) 無補剛箱形断面短柱の対象領域



(b) 四辺単純支持板の対象領域

図-5 対象領域の模式図

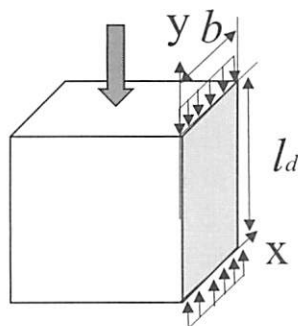


図-6 無補剛箱形断面短柱
解析模式図

(2) 残留応力のモデル化

溶接によって生じることを想定した残留応力は、図-3に示すような三角形分布とした⁹⁾。数値解析上は、連続的に三角形分布として表現することは難しいため、階段状に応力分布を考えた。なお、溶接部近傍は引張残留応力部とし、その最大引張残留応力 σ_{rt} は降伏応力 σ_y とし、最大圧縮残留応力 σ_{rc} は $0.25\sigma_y$ とした。

2.2 荷重方法

本研究では、無補剛板の基礎的な検討を行うために、図-1に示される一様変位として、変位制御解析を実施した。その荷重は、単調のみとした。地震時などの場合は、繰り返し作用による効果も検証が必要であるが、この点については、本検討を踏まえた上で、継続的に検討したい。

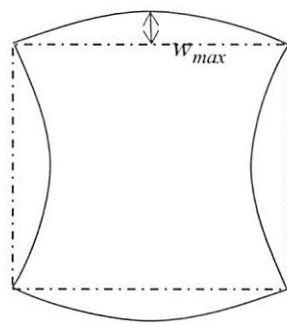


図-7 $x = l_d/2$ の初期たわみ形状

表-3 無補剛箱形断面短柱境界条件

	u	v	w	θ_x	θ_y	θ_z
$y = b$	1	1	1	1	1	1
$x = l_d$	0	0	0	1	1	1
Free=0, Fix=1 $u, v, w=x, y, z$ 方向変位 $\theta_x, \theta_y, \theta_z=x, y, z$ 軸まわりの回転角						

2.3 構成則

数値解析にて表現する応力-ひずみ関係は、弾性域と降伏棚、ひずみ硬化領域を有するものを用いた(図-4)。

また、弾性域、降伏棚、ひずみ硬化領域をそれぞれ式(2)~(4)に表す。

$$\sigma = E\varepsilon \quad (0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y) \quad (2)$$

$$\sigma = \sigma_y \quad (\varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_{st}) \quad (3)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left[1 - \exp \left\{ -\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right) \right\} \right] + 1 \quad (\varepsilon > \varepsilon_{st}) \quad (4)$$

ここで、 E はヤング率、 σ_y は降伏応力、 ξ は材料パラメータ、 E_{st} はひずみ硬化係数、 ε_{st} はひずみ硬化開始時のひずみを示し、SM490の場合、 $\xi = 0.06$ 、 $E/E_{st} = 30$ 、 $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 7$ である⁹⁾。

(3) 構造パラメータ

対象とする無補剛板の構造諸元等を表-2に示す。なお、 R は幅厚比パラメータであり式(5)で表される。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad (5)$$

ここに、 ν はポアソン比、 k (=4)は座屈係数を表す。また、初期たわみについての最大値は板幅の1/50、1/100、1/150、1/250、1/500、1/1000とした。

2.2 無補剛箱形断面短柱

本研究は、鋼製橋脚の基部の部分から取り出した無補剛箱形断面短柱と四辺単純支持正方形板を有する部材を対象とした(図-5)。

四辺単純支持板と同様に、弾塑性有限変位解析を行うに当たっては、ABAQUS[®]を用い、板厚について汎用的に定式化されている4節点シェル要素のS4Rを使用した。構成則や構造諸元に関しては、四辺単純支持板と同様としている。

図-6は本解析に用いる解析モデルの概念図である。ここで、 b は板幅（荷重辺長）、 l_d はダイヤフラム間隔（非荷重辺長）である。この解析領域をシェル要素を用いて表すこととし、その要素数は、荷重方向（ x 軸方向）、荷重直角方向（ y 軸方向）ともに等分割の100分割としている。

(1) 残留応力のモデル化

無補剛箱形断面短柱では、四辺単純支持板で用いた図-3に示される残留応力と同じ形で、4枚に与えている。

(2) 初期たわみのモデル化

初期たわみは、数値解析を行う場合、半波長の正弦波に近似して導入する方法が一般的である³⁾。また、図-7のように四辺単純支持板、無補剛箱形断面短柱どちらも面の中心が最大初期たわみ量 w_{max} としている。無補剛箱形断面短柱については図-15のようにフランジ方向を凸、ウェブ方向を凹の形で初期たわみを与えている。

(3) 解析対象の境界条件

無補剛箱形断面短柱の境界条件は表-3に示すとおりである。無補剛箱形断面形状の基部の境界条件は完全固定として今回は解析を行った。しかし、実際の橋脚基部の境界条件は完全固定ではないため、この点については今後検討したいと考えている。

(4) 荷重条件

本研究では、無補剛板の基礎的な検討を行うために、図-6に示される一様変位として、変位制御解析を実施、その荷重は、単調のた。また、無補剛箱形断面短柱に関しては、軸圧縮のみの解析と軸力と曲げを考慮した解析を行った。

地震時などの場合は、繰り返し作用による効果も検証が必要であるが、この点については、本検討を踏まえた上で、継続的に検討したいと考えている。

3. 無補剛箱形断面短柱と四辺単純支持板の解析結果および考察

3.1 強度と変形能の定義

解析結果を評価する際に、平均応力（ $\bar{\sigma}$ ）－平均ひずみ（ $\bar{\varepsilon}$ ）曲線を用いることとする。なお、 $\bar{\sigma}$ 、 $\bar{\varepsilon}$ は次式で定義する。

$$\bar{\sigma} = P/A, \quad \bar{\varepsilon} = \delta/a \quad (6)$$

$\bar{\sigma}$ － $\bar{\varepsilon}$ 曲線は図-8のようにまとめられる。この図において平均応力が最大となる点をピーク点とし、それ以降5%応力が低下した点をそれぞれ95%耐力点とする。ただし、無補剛箱形断面短柱は、四辺単純支持板と比較するために、4枚のうち1枚の平均応力と平均ひずみ関係を以下に示している。

3.2 解析結果

(1) 平均応力－平均ひずみ関係における比較

図-8の(a),(b),(c)は四辺単純支持板の平均応力－平均ひずみ関係、(d),(e),(f)には無補剛箱形断面短柱の平均応力－平均ひずみ関係を表している。図-8の(a),(d)を見ると、最大初期たわみ量が1/50～1/500では局部座屈の発生に伴って、ひずみ硬化が起こる前に強度が低下し強度上昇しない。それに対して最大初期たわみ量が1/1000の場合では、降伏棚が見られ、ひずみ硬化によって強度上昇をおこない、その後強度低下する。

また、無補剛箱形短柱に関しては、緩やかに強度低下が進展しており、変位が10程度まで大きくなるとその強度を保っている。四辺単純支持板はそれに比べると、急に強度が低下している。

同様の検討を図-8の(b),(c),(e),(f)に対しても行った。最大初期たわみ量が1/1000の時にひずみ硬化が起こる前に強度が低下しているが、それ以外のパラメータに関しては(a),(d)のグラフの傾向に差はない。

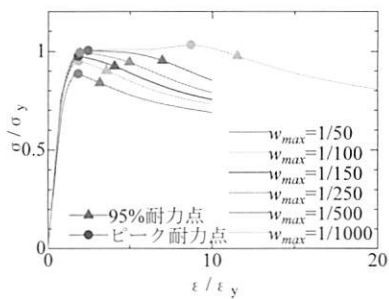
図-9は最大荷重に達したときの変形図である。(a)～(c)は四辺単純支持板の変形図、(d)～(f)は軸圧縮力を与えた無補剛箱形断面短柱としている。

図-9より四辺単純支持板と無補剛箱形断面短柱を比較しても、あまり大きな違いは見られない。

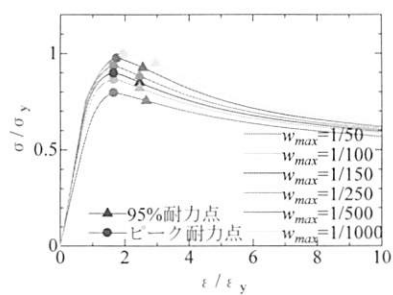
(2) 耐力

図-10は、幅厚比パラメータ $R=0.33\sim 2.09$ と最大初期たわみ量 $w_{max}=1/50\sim 1/1000$ とした際の結果がプロットされている。また、(a),(b)はそれぞれ、四辺単純支持板と無補剛箱形断面短柱の軸圧縮のみの結果をプロットしている。

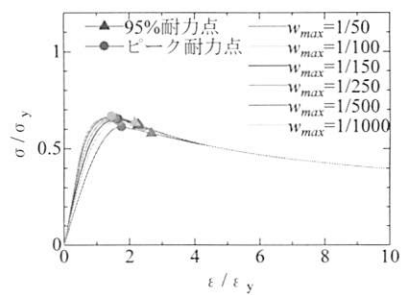
図-10(a),(b)をみると、最大初期たわみ量が大い



(a) $R=0.52$

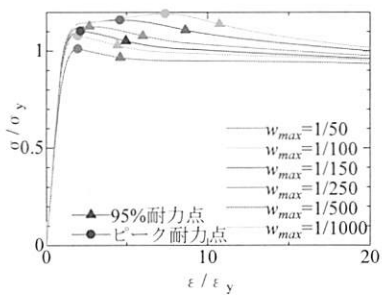


(b) $R=0.72$

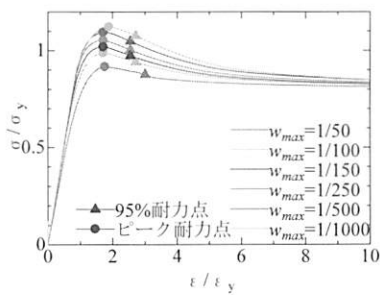


(c) $R=1.30$

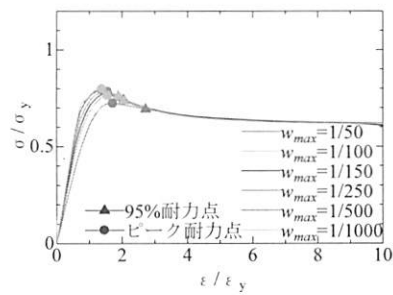
四辺単純支持板



(d) $R=0.52$



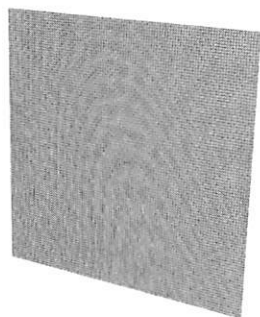
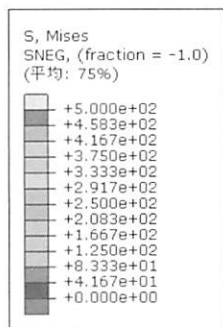
(e) $R=0.72$



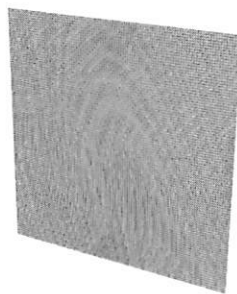
(f) $R=1.30$

無補剛箱形断面短柱

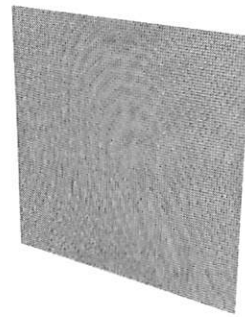
図-8 平均応力-平均ひずみ関係



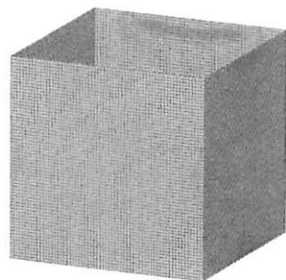
(a) $R=0.52$



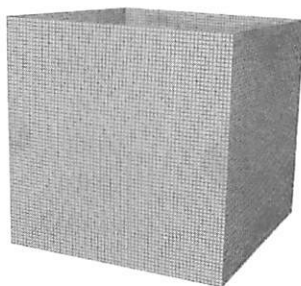
(b) $R=0.72$



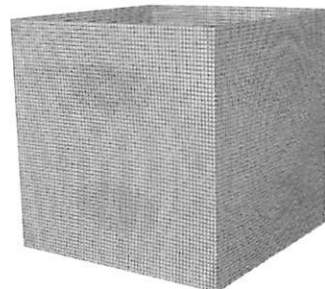
(c) $R=1.30$



(d) $R=0.52$

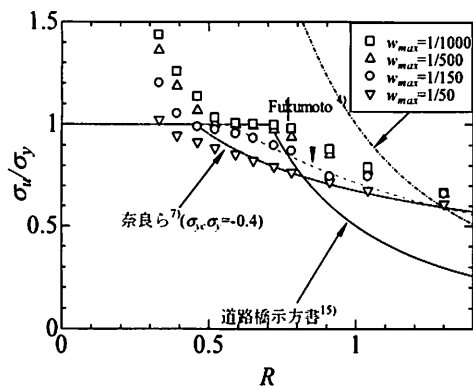


(e) $R=0.72$

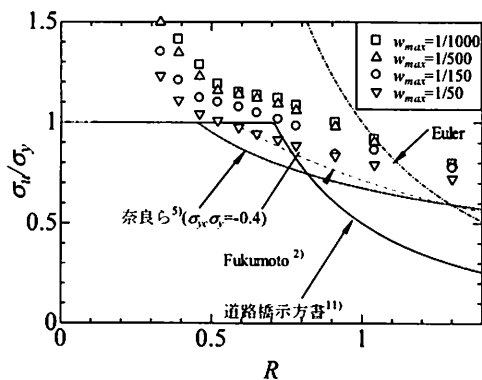


(f) $R=1.30$

図-9 最大荷重時の変形図



(a) 四辺単純支持板



(b) 軸圧縮のみの無補剛箱形断面
図-10 耐力力の比較

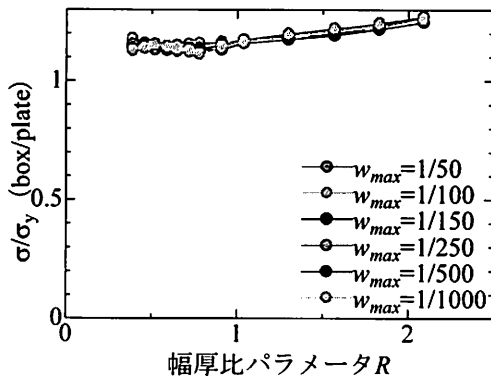


図-11 最大荷重の比較

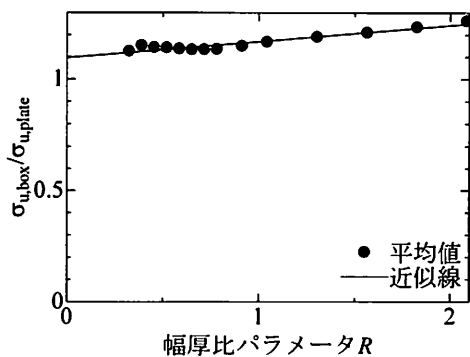
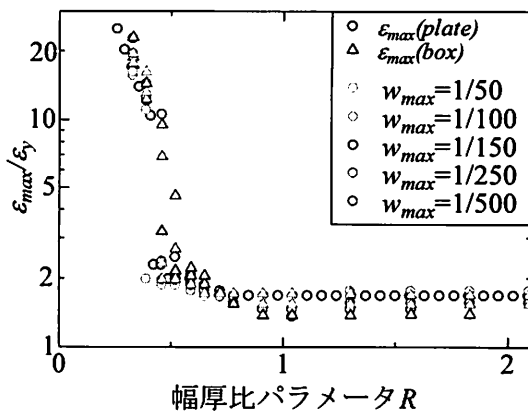
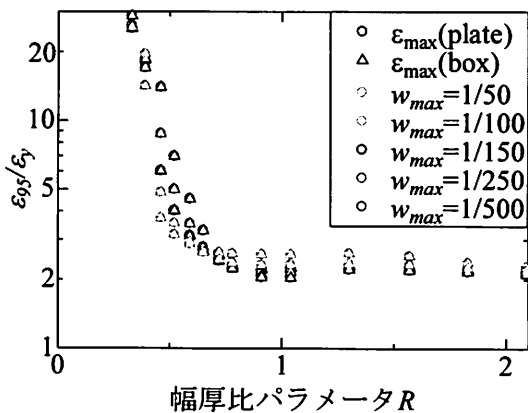


図-12 近似線



(a) ピーク耐力点の終局ひずみ



(b) 95%耐力点の終局ひずみ
図-13 終局ひずみの比較

ほど最大荷重は小さくなるが、比較的薄肉の領域では最大初期たわみ量による最大荷重の差は非常に小さく、厚肉になるに連れて大きな差になっている。

また、図-10(a)より四辺単純支持板の場合、最大初期たわみ量が $w_{max} > 1/150$ ではFukumotoらの式で十分に対応できる。 $w_{max} < 1/150$ の場合でも奈良らの式と整合性が高い。しかし図-10(b)の無補剛箱形断面短柱をみると、四辺単純支持板の場合、 $R < 0.7$ の領域で耐力力は1を超えるが、無補剛箱形断面短柱の場合は $R < 0.9$ の領域で1を超えており、四辺単純支持板の式では安全側すぎるということが分かる。

そこで四辺単純支持板と無補剛箱形断面短柱の最大荷重を比較するために図-11を用意した。図-11の縦軸は、無補剛箱形断面短柱の最大荷重を四辺単純支持板のそれと割った値をプロットしており、横軸は幅厚比パラメータとなっている。

図-11をみると、最大初期たわみ量の違いによる挙動の変化はあまり見られない。また、幅厚比パラメータ $R < 0.8$ の領域では、無補剛箱形断面短柱と四辺単純支持板の最大荷重の比率は少しずつ大きく

なっており、幅厚比パラメータ $R>0.8$ の領域ではおおよそではあるが、1.1倍を保っている。

そこで、図-11の各最大初期たわみ量の値を平均して、近似による1次式を求めた。そのグラフを図-12に示す。またその1次式を式(7)に表す。

$$\sigma_{u,box}/\sigma_{u,plate}=0.0735R+1.10 \quad (7)$$

この解析では無補剛箱形断面短柱には軸圧縮力しか与えておらず、無次元化した場合に、最大荷重は四辺単純支持板と同じ値となるのが理想である。しかし、無補剛箱形断面短柱の場合は端部が固定されてるため、四辺単純支持板よりも最大荷重は大きくなり、薄肉な板になるほどその差は顕著に現れていると考えられる。

(2) 変形能

図-13に最大初期たわみ量による敏感度、また無補剛箱形断面短柱と四辺単純支持板を比較するために終局ひずみの結果をプロットする。(a)はピーク耐力点の終局ひずみ、(b)は95%耐力点の終局ひずみの結果である。なお、両図とも縦軸である終局ひずみを対数表示していることに注意されたい。

図-13の(a)を見ると、無補剛箱形断面短柱と四辺短柱支持板を比較すると、最大初期たわみ量のどのパラメータもおおよそ同じ挙動を示していることがわかる。また最大初期たわみ量で比較をすると、 $R>0.7$ の領域では最大初期たわみ量が小さくなるほど、終局ひずみも小さくなっている。 $R<0.7$ の領域では最大初期たわみ量による挙動の差はあまり見られない。これより、薄肉の領域ほど最大初期たわみ量に影響されやすいと考えられる。

また、図-13の(a)と(b)の比較を行うと、当然のことながら95%耐力点の終局ひずみをプロットした(b)のほうが全体的に終局ひずみは大きくなっている。しかし、(b)を見ると(a)と同様に無補剛箱形断面短柱と四辺単純支持板は大きく差はない。また最大初期たわみ量を比較しても(a)と同様のことが言える。

以上より、耐力力のような明確な差はないが、一方で、圧縮板における変形能評価式が、箱形断面短柱の軸圧縮時には、そのまま適用可能であることを示している。

4. 結言

本研究は、無補剛箱形断面短柱と紙片単純支持板において、初期たわみのピーク位置が、終局耐力と終局ひずみに及ぼす影響を比較し、検証した。本研究で得られた成果は以下の通りである。

耐力力

- 1) $R=0.65$ の場合、偏心が大きくなると、道路橋示方書の式は、耐力力を危険側に評価している可能性がある。
- 2) 幅厚比パラメータ ($R=0.39$) が小さい場合は、初期たわみのピーク位置による耐力力の影響は、耐力力の差が 3%程度と小さい。幅厚比パラメータ ($R=0.65, 1.17$) が大きい場合は、耐力力の差は 6.5～8.7%となる。
- 3) 偏心方向の耐力力への影響は、載荷方向となる高さ方向より、幅方向の方が大きい。

変形能

- 1) 初期たわみのピーク位置の違いによるひずみの差は5.0%。 $R=0.65$ の場合は11.4%、 $R=1.17$ の場合は19.2%となり、幅厚比パラメータ R が大きくなると差が大きくなる傾向がある。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，pp.1-39，1999。
- 2) Fukumoto, Y. and Itoh, Y.: Basic compressive strength of steel plates from test data, *Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng.*, No. 344, pp. 129-139, 1984.
- 3) 宇佐美勉，福本嘸士，青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する研究，土木学会論文集，No. 308，pp. 47-58，1981。
- 4) 宇佐美勉，福本嘸士：鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析，土木学会論文集，No.326，pp. 41-50，1982。
- 5) 奈良敬，津田真，福本嘸士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，土木学会論文集，No. 392/I-9，pp. 259-264，1988。
- 6) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，427p.，2006。
- 7) Dassault Systèmes：ABAQUS Standard User's Manual Ver. 6.11, 2011。
- 8) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会報告集，第265号，pp. 25-32，1977。
- 9) 宇佐美勉，天雲宏樹：圧縮と曲げを受ける板要素の極限耐力と有効幅，土木学会論文集，No.441/I-18，pp.78-85，1992。
- 10) 宇佐美勉，葛漢彬：薄板集成短柱の強度推定法，構造工学論文集，Vol.42A，pp.171-178，1996。
- 11) 萩原光一，奥井義昭，Dang Viet Duc：初期不整と残留応力のばらつきとSBHS鋼材を考慮した板の局部座屈強度に関する研究，土木学会第67回年次学術講演会講演概要集，pp. 27-28，2012。

- 12) 土木学会：座屈設計ガイドライン，445p.，2005.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編Ⅱ 鋼橋編），536p.，2012.
- 14) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，683p.，2009.
- 15) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H. P. Mamaghani，葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp. 69-82，1995.