

偏心する初期たわみを有する4辺単純支持鋼板の 強度と変形能

葛西昭¹・岡部翔平²・垣内辰雄³・神代悠平⁴

¹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)
²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)
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

近年、土木鋼構造物の耐震設計は飛躍的に向上し、兵庫県南部地震など入力レベルの大きな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¹⁾。一方で、その後の余震や連動地震に対して、構造物の供用が可能であるかどうかを瞬時に見極めることは、地震後の減災の観点から非常に重要である。これらを受けて、著者らは図-1に見られるレーザ変位計測を用いて、鋼製橋脚基部を構成する鋼板の面外たわみを測定した。その測定風景は、写真-1の通りである。無補剛箱形断面の場合の計測結果は、図-2のようになり、最大たわみとなる位置について、たとえば、(a)では、板幅方向について中央にあるものの、高さ方向については、ダイアフラム間中央に位置していない。なお、この計測は、上部構造重量に相当する鉛直荷重を載荷した状態で計測したもので、つまり、常時において基部の構成板は、初期たわみがsin関数の半波のようなきれいな形状にはなっていない。具体的には、表-1にまとめられる。なお、表中の諸量は後述することとする。

さて、板パネルの圧縮強度などに関する研究は種々見られる。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板パネルの圧縮載荷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⁴⁾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板パネルの極限強度評価式を推定している。その他、有効幅に関連する研

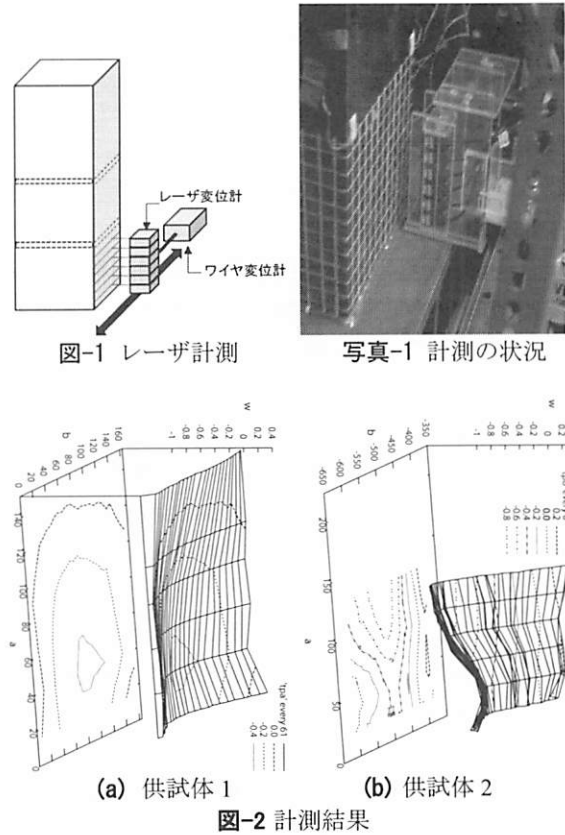


表-1 供試体の初期たわみのピーク位置

	供試体 1	供試体 2
b_w/b	0.43	0.55
a_w/a	0.27	0.58
w_{max}/b	3.17×10^{-3}	4.46×10^{-3}

究⁶⁾や、板パネルの極限強度を集成する手法をまとめた研究⁷⁾などがある。一方で、奥井ら⁸⁾は、モンテカルロシミュレーションを用いて、材料特性について信頼性設計の観点からアプローチしている。これら極限強度に関する研究だけでなく、これまでの成果から、文献1)は、終局耐震設計法に用いる終局ひ

ずみをまとめている。以上の研究では、実験成果による検証では、面外たわみの初期性状に関する情報が少ない。たとえば、補剛板を対象にまとめられている小松ら⁹⁾の研究に見られる程度である。数値解析においても、理想的な面外たわみ形状を導入するところにとどまっており、面外たわみに関して、実際の状況と異なることに対する敏感度解析が欠けている。そこで、本研究では、構成板の圧縮耐荷力を評価する際に、板中央が最大初期たわみとなることをずらすことによって、どの程度耐荷力や終局ひずみが増えるかを数値解析によって明らかにし、耐荷力および終局ひずみを耐震設計法に活用するに当たっての注意点をまとめる。なお、本研究は、将来的には、発生するたわみの最大となる位置によらず耐荷力や変形能を推定できる手法にまで発展させ、実際の場面では、最大たわみさえ計測できれば、おおむね耐震性能を把握するところまで発展させたいと考えている。

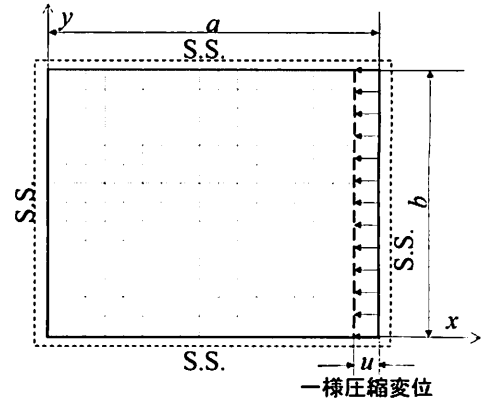
2. 解析モデル

2.1 解析概要

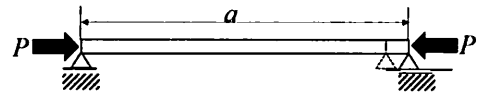
本研究は、両縁単純支持状態の無補剛板の耐荷力および変形能を算定する際に、初期条件である初期たわみについて、種々検討するものである。従って、数値解析手法は、一般的な手法と大きく変わるものではない。図-3は本解析に用いる解析モデルの概念図である。ここで、 a は板の長さ（非載荷方向）、 b は板幅（載荷方向）である。なお、境界条件を表-2にまとめる。ここに、表中において1は自由度を拘束し、0は自由度を拘束しないことを表している。この解析領域をシェル要素を用いて表すこととし、その要素数は、載荷方向（ x 軸方向）、載荷直角方向（ y 軸方向）ともに等分割の100分割としている。弾塑性有限変位解析を行うにあたっては、汎用ソフトであるABAQUS¹⁰⁾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。

(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、半波長の正弦波に近似して導入する方法が一般的である¹¹⁾。本研究では、初期たわみの最大となる位置を中心のみならず、やや偏心した場合についての検討を行うため、 $\sin$ 関数の取り扱いを最大値位置に応じて、変化させられるよう、式(1)～(4)で表される初期たわみとした。ここで、初期たわみのピーク位置を $x=b_w$ 、 $y=a_w$ であるとし、この位置での初期たわみ $w(x,y)$ が



(a) 正面図



(b) 側面図

図-3 解析モデル

表-2 境界条件

	u	v	w	θ_x	θ_y	θ_z
$x=0$	1	1	1	1	0	1
$x=a$	0	0	1	0	1	1
$y=0$	0	0	1	0	1	1
$y=b$	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						

最大値 w_{max} となっている。

(i) $0 \leq x \leq b_w, 0 \leq y \leq a_w$ のとき

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

(ii) $0 \leq x \leq b_w, a_w \leq y \leq a$ のとき

$$w(x, y) = w_{max} \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{2b_w}\right) \cdot \sin\left\{\frac{\pi(y + a - 2a_w)}{2(a - a_w)}\right\} \quad (2)$$

(iii) $b_w \leq x \leq b, 0 \leq y \leq a_w$ のとき

$$w(x, y) = w_{max} \cdot \sin\left\{\frac{\pi(x + b - 2b_w)}{2(b - b_w)}\right\} \cdot \sin\left(\frac{\pi y}{2a_w}\right) \quad (3)$$

(iv) $b_w \leq x \leq b, a_w \leq y \leq a$ のとき

$$w(x, y) = w_{max} \cdot \sin\left\{\frac{\pi(x + b - 2b_w)}{2(b - b_w)}\right\} \cdot \sin\left\{\frac{\pi(y + a - 2a_w)}{2(a - a_w)}\right\} \quad (4)$$

たとえば、 $b_w=0.3b$ 、 $a_w=0.3a$ 、 $w_{\max}=12\text{mm}$ で表される初期たわみを導入したときの初期形状は図-4の通りである。ただし、 z 方向にのみ30倍に拡大した表現としている。



図-4 偏心したたわみのイメージ

(2) 残留応力

溶接によって生じることを想定した残留応力は、図-5に示すような三角形分布とした¹¹⁾。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として降伏応力 σ_y を、圧縮残留応力の最大値 σ_{rc} は $0.25\sigma_y$ とした。

数値解析では、初期たわみおよび残留応力を導入すると、どうしても自己釣り合い状態とはならない。そこで、最初のステップとして、導入した残留応力分布に加えて初期たわみの導入された位置で自己釣り合いするように不均衡力を配分し、計算の安定化を図った。

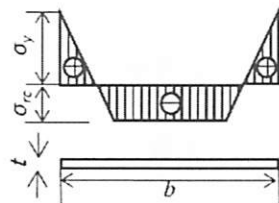


図-5 残留応力

2.2 载荷方法

本研究では、無補剛板の基礎的な検討を行うために、図-3に示される一様変位として、変位制御解析を実施した。その载荷は、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。

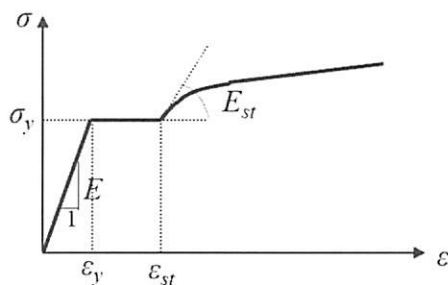


図-6 鋼材の応力-ひずみ関係

2.3 構成則

本研究では、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るべきではあるが、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、おおむね傾向としてはつかめると考えている。数値解析にて表現する応力-ひずみ関係は、式(5)で示される降伏棚とひずみ効果領域を有するものを用いた(図-6)¹¹⁾。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - \exp \left[-\xi \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_y} - \frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_y} \right) \right] \right\} + 1 \quad (5)$$

ここで、 E はヤング率、 σ_y は鋼材の降伏応力、 ξ 、 E_{st} 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、 $\xi=0.06$ 、 $E/E_{st}=30$ 、 $\epsilon_{st}/\epsilon_y=7$ である¹¹⁾。

2.4 解析モデルの諸元

対象とする無補剛板の構造諸元等を表-3に示す。なお、 R は幅厚比パラメータであり式(6)で表される。

表-3 解析モデルのパラメータ

R	0.26~1.30 (9case)
(x_α, y_β)	$\alpha=0.1b \sim 0.5b$ $\beta=0.1a \sim 0.5a$
E (GPa)	200
σ_y (MPa)	315
ν	0.3
$\alpha = a/b$	1.0
σ_{rc} / σ_y	0.25
$w_{\max} / b$	1/150

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad (6)$$

ここに、 ν はポアソン比、 k (=4)は座屈係数を表す。

本解析では、正方形の無補剛板に限定して検討した。また、初期たわみについての最大値は板幅の1/150のみとし、位置については、表-3に示すようにパラメトリックに与えた。

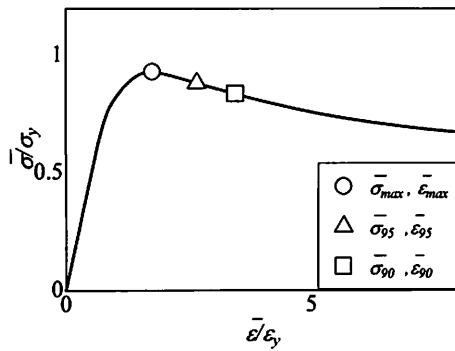


図-7 終局状態の定義

3. 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 ($\bar{\epsilon}$) 曲線を用いることとする。なお、 $\bar{\sigma}, \bar{\epsilon}$ は次式で定義する。

$$\bar{\sigma} = P/A, \quad \bar{\epsilon} = \delta/a \quad (7)$$

$\bar{\sigma}-\bar{\epsilon}$ 曲線は図-7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%ずつ応力が低下した点をそれぞれ95%耐力点、90%耐力点とする。

強度と変形能は終局状態を規定することで得られる。一般的にはピーク点や95%耐力点などが用いられる。本研究では、特にどこを終局ととらえるかに対する言及は避け、以後、ピーク点、95%耐力点、90%耐力点の状況をまとめることとする。

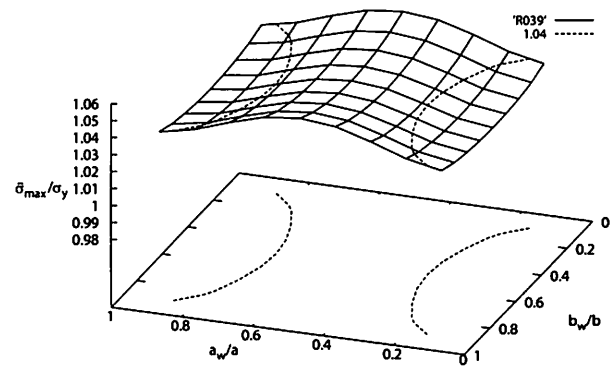
3.2 解析結果

(1) 耐力力

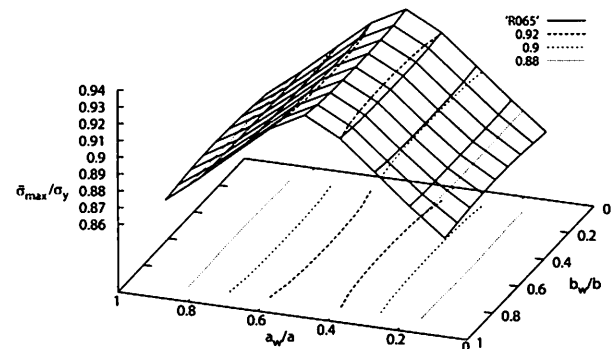
初期たわみのピーク位置が、耐力力に及ぼす影響を検証するために、たわみのピーク位置、幅厚比パラメータ R と初期たわみ量の敏感度解析を実施した。図-8 は、 $R=0.39, 0.65, 1.17$ 、初期たわみ $w_{max}/b=1/150$ の場合で、最大耐力力 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ - 初期たわみのピーク位置関係を示す。

$R=0.39$ の場合、板の幅中心の端部 ($b_w=0.5b, a_w=0.1a$) ($b_w=0.5b, a_w=0.9a$) で最大となる。初期たわみのピーク位置の違いによる耐力力 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ の差は、最大 3%以内である。また、 $R=0.65$ の場合、 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ は 6.5%となり、板の幅中心の端部 ($b_w=0.1b, a_w=0.5a$) ($b_w=0.9b, a_w=0.5a$) で最大となる。さらに、 $R=1.17$ の場合、 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ は 8.7%となり、板の中心位置 ($b_w=0.5b, a_w=0.5a$) で最大となる。以上より、初期たわみのピーク位置が載荷方向にずれると、非載荷方向に比べて耐力力の変化が大きい。

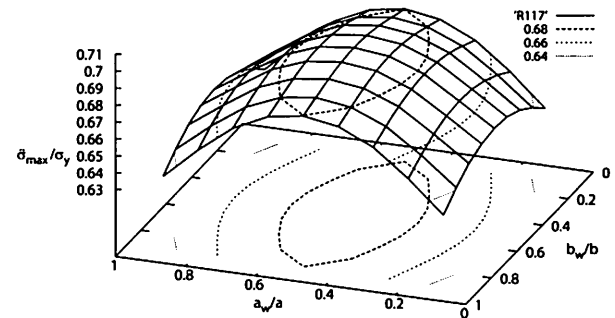
これらの結果から、初期たわみ偏心位置の代表的



(a) $R=0.39$



(b) $R=0.65$



(c) $R=1.17$

図-8 たわみのピーク位置と耐力力の関係

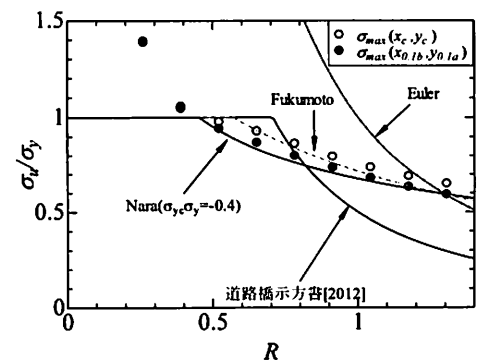


図-9 耐力力の比較

表-4 たわみのピーク位置と耐荷力の比較

R		0.39	0.65	1.17
$\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$	(x_c, y_c)	1.06	0.93	0.69
	$(x_{0.1b}, y_{0.1a})$	1.05	0.87	0.63
	%	0.9	6.5	8.7
$\bar{\sigma}_{95}/\sigma_y$	(x_c, y_c)	1.00	0.88	0.65
	$(x_{0.1b}, y_{0.1a})$	0.99	0.83	0.60
	%	1.0	5.7	7.7
$\bar{\sigma}_{90}/\sigma_y$	(x_c, y_c)	0.95	0.84	0.62
	$(x_{0.1b}, y_{0.1a})$	0.94	0.78	0.57
	%	1.1	7.1	8.1

な例として最大初期たわみが、板の中心にある場合 ($b_w=0.5b, a_w=0.5a$) と、板の中心から載荷方向と非載荷方向に 0.4 だけ偏心した場合 ($b_w=0.1b, a_w=0.1a$) におけるそれぞれの耐荷力-R 関係を図-9 にまとめる。R=0.65 の場合、偏心が大きくなると、道路橋示方書¹²⁾の式(8)は、耐荷力を危険側に評価している可能性がある。なお、鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物¹³⁾も同じ式で耐荷力を評価しているため、同様な傾向にある。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1.0 \quad (R \leq 0.7) \quad (8)$$

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 0.5 / R^2 \quad (R > 0.7)$$

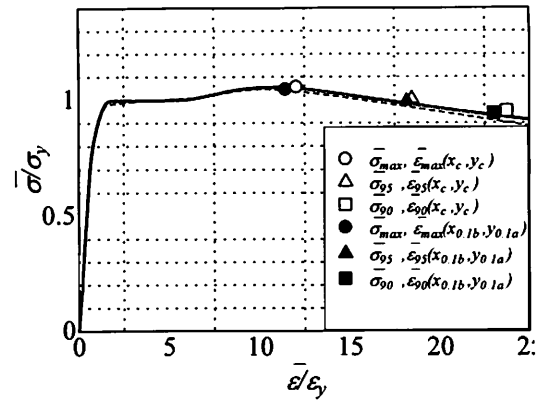
なお、表-4 に、最大応力 $\bar{\sigma}_{max}$ のピーク点、95%耐力点、90%耐力点を具体的にまとめる。

(2) 変形能

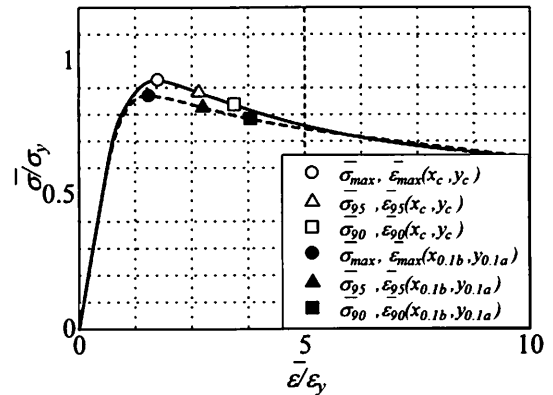
前項と同様に、4 辺単純支持板の終局ひずみの解析を実施した。図-10 は、最大初期たわみ $w_{max}/b=1/150$ が、板の中心にある場合 ($b_w=0.5b, a_w=0.5a$) と、板の中心から高さ方向に 0.4 偏心した場合 ($b_w=0.1b, a_w=0.1a$) で、幅厚比パラメータが R=0.39, 0.65, 1.17 の終局ひずみを比較したものである。R=0.39 の場合、初期たわみのピーク位置の違いによるひずみ $\bar{\epsilon}_{max}/\epsilon_y$ の差は 5.0%。R=0.65 の場合は $\bar{\epsilon}_{max}/\epsilon_y$ は 11.4%、R=1.17 の場合は $\bar{\epsilon}_{max}/\epsilon_y$ 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。

表-5 は、最大応力 $\bar{\sigma}_{max}$ のピーク点、95%耐力点、90%耐力点の比較である。最大応力 $\bar{\sigma}_{max}$ のピーク位置と $\bar{\sigma}_{max}$ の 95%、 $\bar{\sigma}_{max}$ の 95% と 90% の勾配を比較した結果を、表-6 に示す。 $(\bar{\sigma}_{95} - \bar{\sigma}_{max}) / (\bar{\epsilon}_{95} - \bar{\epsilon}_{max})$ より $(\bar{\sigma}_{90} - \bar{\sigma}_{95}) / (\bar{\epsilon}_{90} - \bar{\epsilon}_{95})$ の方が、若干勾配が大きい傾向がある。

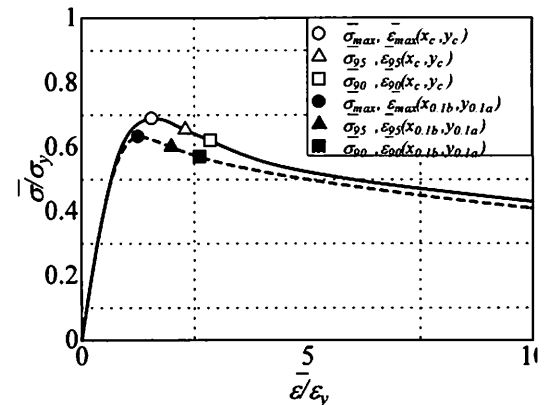
図-11 は、最大初期たわみ $w/b=1/150$ が、板の中心にある場合 ($b_w=0.5b, a_w=0.5a$) と、板の中心から高



(a) R=0.39



(b) R=0.65



(c) R=1.17

図-10 たわみのピーク位置と耐荷力の関係

さと幅方向に 0.4 偏心した場合 ($b_w=0.1b, a_w=0.1a$) で、終局状態を最大応力 $\bar{\sigma}_{max}$ のピーク点、95%耐力点、90%耐力点の終局ひずみを比較したものである。終局状態を 95%耐力点とした宇佐美ら¹⁴⁾の式(9)は、本解析の 95%耐力点とよく一致している。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.07}{(R-0.2)^{2.53}} + 1.85 \leq 20.0 \quad (0.2 \leq R \leq 0.7) \quad (9)$$

表-5 たわみのピーク位置と耐荷力の比較

R		0.39	0.65	1.17
$\bar{\varepsilon}_{max}/\bar{\varepsilon}_y$	(x_c, y_c)	12.06	1.76	1.56
	$(x_{0.1b}, y_{0.1a})$	11.46	1.56	1.26
	%	5.0	11.4	19.2
$\bar{\varepsilon}_{95}/\bar{\varepsilon}_y$	(x_c, y_c)	18.47	2.66	2.30
	$(x_{0.1b}, y_{0.1a})$	18.19	2.75	1.99
	%	1.5	3.4	13.5
$\bar{\varepsilon}_{90}/\bar{\varepsilon}_y$	(x_c, y_c)	23.77	3.45	2.86
	$(x_{0.1b}, y_{0.1a})$	23.06	3.81	2.62
	%	3.0	10.4	8.4

表-6 $\bar{\sigma}_{max}-\bar{\sigma}_{95}$, $\bar{\sigma}_{95}-\bar{\sigma}_{90}$ の比較

R	$\frac{(\bar{\sigma}_{95}-\bar{\sigma}_{max})}{(\bar{\varepsilon}_{95}-\bar{\varepsilon}_{max})}$	$\frac{(\bar{\sigma}_{90}-\bar{\sigma}_{95})}{(\bar{\varepsilon}_{90}-\bar{\varepsilon}_{95})}$
0.39	0.0082	0.0100
	(0.0078)	(0.0107)
0.65	0.0515	0.0588
	(0.0365)	(0.0408)
1.17	0.0466	0.0614
	(0.0435)	(0.0499)
ただし、上段は $b_w=0.5b$, $a_w=0.5a$ の値 括弧書きは $b_w=0.1b$, $a_w=0.1a$ の値を示す		

4. 結言

本研究は、4 辺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検証した。本研究で得られた成果は以下の通りである。

耐荷力

- 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、耐荷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荷力の影響は、耐荷力の差が 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、耐荷力の差は 6.5 ~ 8.7%となる。
- 3) 偏心方向の耐荷力への影響は、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) (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。
- 2) Fukumoto, Y. and Itoh, Y.: Basic compressive strength of

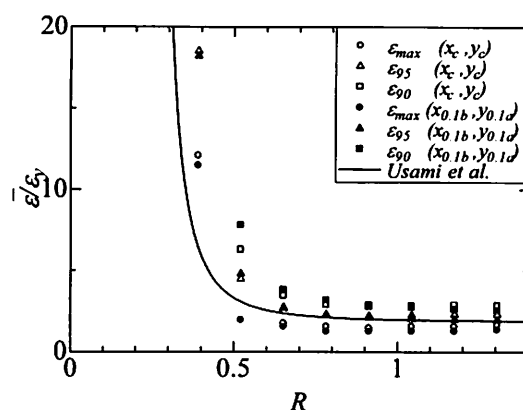


図-11 終局ひずみの比較

steel plates from test data, *Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng.*, No. 344, pp. 129-139, 1984.

- 3) 宇佐美勉，福本嘯士，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，福本嘯士：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，福本嘯士：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) 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。
- 7) 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。
- 8) 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。
- 9) 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。
- 10) Dassault Systèmes：ABAQUS Standard User's Manual Ver. 6.11，2011。
- 11) 土木学会：座屈設計ガイドライン，445p.，2005。
- 12) 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。
- 13) 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。
- 14) 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。