

ステンレス鋼を用いた圧縮フランジ板の耐荷力評価

Ultimate strength of stainless flange plates under compression

有住 康則*, 矢吹 哲哉*, 下里 哲弘**, 池宮 真人***, 松下 裕明****

Yasunori Arizumi, Tetsuya Yabuki, Tetsuhiro Shimozato, Masato Ikemiya and Hiroaki Matushita

*工博 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1)

**工博 琉球大学助教 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1)

***工修 元琉球大学大学院学生 工学研究科環境建設工学専攻 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1)

****工修 日立造船鉄構(株) 鉄構建設部 メンテ室 (〒559-8559 大阪市住之区南港北1-7-89)

In order to decrease the long life cycle cost of bridges, we are proposing box girder bridges assembled by stainless flange and web plates. The mechanical properties of stainless steels, however, differ from that of mild structural steels. Then the effect of the differences in the properties on the ultimate strength of the stainless steel plates should be clarified at first. The present paper aims to study the ultimate strength of stainless steel flange plates under compression on the basic of the non-linear finite element approach and experimental tests. The numerical results are compared with the test results, and found to be in good agreement. From the analytical investigation, it was clarified that the ultimate strength of the stainless steel flange plates under compression almost equal to those of the mild steel flange plates.

Key Words: stainless steel, buckling, flange plate, nonlinear finite element analysis

キーワード: ステンレス鋼, 座屈, フランジ板, 非線形有限要素解析

1. はじめに

近年, 社会基盤施設に対して, コスト縮減と耐久性向上を目指した構造物の構築が要請される中, 橋梁構造物の場合, ライフサイクルコスト縮減を勘案したミニマムメンテナンス橋梁の実用化が望まれている. その一方策として, ステンレス鋼を橋梁主部材に用いた「ステンレス橋梁」の開発研究が進められている. 一般にステンレス鋼は従来の構造用鋼に比べ耐候性に優れており¹⁾, 発錆による補修や再塗装等のメンテナンスコスト縮減が期待できる. また, ステンレス鋼は, 多彩な表面仕上げにより優れた意匠性を発揮することができ, 100%リサイクル可能な材料であるという利点も有している. しかし, ステンレス鋼は普通鋼に比べ材料コストが高く, 全構造部材をステンレス鋼で製作した場合, 建設コストの増加が問題となる. そこで, 比較的腐食環境の厳しくない箱桁内部材は, 従来の箱桁内面仕様の塗装を施した普通鋼とすることにより, 初期コストの増加を抑える方法が考えられる. そこで著者らは, 図-1に示すフランジやウェブ等の直接外環境に接する外膜材をステンレス鋼板とし, その内部補剛材には普通鋼板を用いたハイブリッド補剛板を用いたステンレス開断面箱桁橋梁を提案した²⁾.

しかし, ステンレス鋼材の応力-ひずみ関係はラウンドハウス型を示し, 比例限が低く, ひずみ硬化が大きく低い応力レベルから非線形性が現れるなど, 一般の炭素鋼とは異なる機械的性質を有している. 従って, ステンレス鋼を用いた構造部材の強度特性は, 従来の普通鋼を用いた場合と異なると考えられる. よって, 今後ステンレス橋梁の実用化を促進するためには, 設計基準の整備のためステンレス鋼特有の機械的性質を勘案した無補剛板及び補剛板要素等の局部座屈耐荷力特性の解明が重要となる²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾.

鋼橋は一般に, 比較的薄肉の鋼板を溶接集成した部

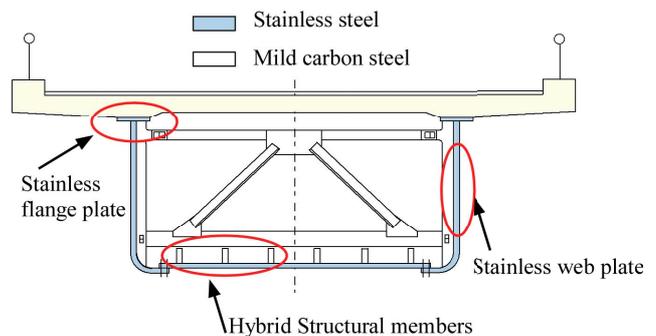


図-1 ハイブリッド補剛板を用いたステンレス橋梁

材から構成されており、無補剛あるいは補剛された板要素の局部座屈挙動が部材の使用限界状態や終局限界状態を決定する場合が多い。そのため、従来から構造用鋼を用いた無補剛板及び補剛板の局部座屈耐荷力に関する解析的・実験的研究⁶⁾⁷⁾が精力的になされてきた。ステンレス鋼部材の局部座屈耐荷力に関する既往の研究としては、建築用骨組部材として用いる H 形鋼⁸⁾や鋼管⁹⁾の研究はあるものの、橋梁用の箱形断面や I 形断面部材を構成する板要素に関するものは少なく¹⁰⁾¹¹⁾、資料が十分整っていない現状にある。そこで著者らは、ステンレス鋼板を普通鋼補剛材で補剛したハイブリッド補剛板²⁾及びせん断を受ける I 桁ステンレス腹板について耐荷力実験³⁾及びパラメトリック耐荷力解析⁴⁾を行い、ステンレス鋼と構造用鋼との座屈耐荷力特性の差異を実験及び解析的手法により比較検討している。

本研究では、ステンレス橋梁開発の一環として、図-1 に示すステンレス橋梁を構成するステンレス鋼フランジ自由突出板の圧縮極限強度特性を解明するため、ステンレス鋼フランジ板の耐荷力実験及び解析を行い、圧縮応力を受けるステンレス鋼自由突出板の極限強度特性について検討を行った。本論文ではまず初めに、ステンレス鋼フランジ板の局部座屈耐荷力実験について示し、次に、圧縮力を受けるステンレス鋼フランジ板の耐荷力特性を精度よく評価できる解析手法として、ステンレス鋼補剛板及びステンレス腹板に対して適用性が確認されているアイソパラメトリックシェル要素を用いた弾塑性有限変位理論に基づく耐荷力解析を行い、実験結果との比較を行った。最後に、ステンレス鋼フランジ板の圧縮耐荷力に影響を及ぼすと考えられる因子を種々変化させパラメトリック解析を行い、ステンレス鋼フランジ板の圧縮耐荷力特性について検討を行った。

2. 局部座屈耐荷力実験及び弾塑性有限要素解析

2.1 実験供試体及び載荷方法

本実験では、圧縮フランジが腹板との溶接接合部で回転に対して単純支持されていると考え、図-2 に示す十字断面柱供試体を用いて軸圧縮耐荷力実験を行った¹²⁾。実験供試体は全長 792mm、厚さ 6mm の鋼板の両側に同厚の鋼板を連続隅肉溶接して十字断面柱供試体を製作した。実験供試体の長さは文献¹²⁾を参考に試験機の寸法制限、供試体幅厚比等を考慮して決定した。使用鋼材はオーステナイト系ステンレス鋼 SUS304N2A 材 (JIS G4321:建築構造用ステンレス鋼) 及び一般溶接構造用鋼 SM400 材の 2 種類を用い、突出幅 b の異なる 3 種類の供試体をそれぞれ 2 体製作した。表-1 に実験供試体の諸元を示す。なお、表中には次節に示す材料試験から得られた各鋼材の降伏応力度 σ_y (SUS304N2A では 0.1% 耐力) 及び初期ヤング係数の平均値も併記してある。表中に示す板パネル

の幅厚比パラメータ R は次式で定義される。

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

ここに、 ν : ポアソン比 (=0.3), k : 座屈係数 (=0.425) である。実験供試体及び実験装置の設置状況を写真-1 に示す。本実験では、2000kN 万能試験機に十字断面柱供試体を設置し、荷重は試験機の載荷板を供試体の上下端に溶接接合した支圧板に直接載荷した。従って、本供試体はねじれ座屈に対して固定支持の境界条件になっている。実験では、図-2 に示すように長さの 4 分点に位置する 3 断面に変位計を取り付け板パネルの面外変位を、また、1 軸ひずみゲージを張り付け鉛直ひずみを計測した。また、上部支圧板 2 箇所に変位計を

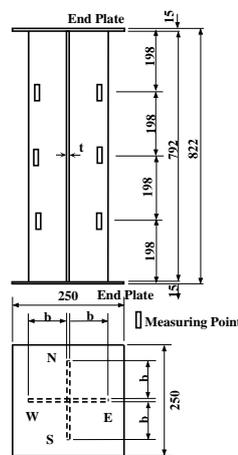


図-2 供試体



写真-1 供試体設置状況

表-1 供試体諸元

供試体名	使用鋼種	降伏応力度 σ_y N/mm ²	初期ヤング係数 E_0 N/mm ²	板厚 mm	突出幅 b mm	b/t	幅厚比パラメータ R
SUS-1-1	SUS304N2A	432	193000	6.21	96.3	15.5	1.18
SUS-1-2				6.21	96.3	15.5	1.18
SUS-2-1				6.19	66.5	10.7	0.82
SUS-2-2				6.22	66.2	10.6	0.81
SUS-3-1				6.22	47.5	7.6	0.58
SUS-3-2				6.21	47.5	7.6	0.58
SM-1-1	SM400	340	210000	6.03	96.1	15.9	1.03
SM-1-2				6.06	96.3	15.9	1.03
SM-2-1				6.05	77.4	12.8	0.83
SM-2-2				6.05	77.3	12.8	0.83
SM-3-1				6.06	54.0	8.9	0.58
SM-3-2				6.10	54.3	8.9	0.58

表-2 材料試験結果

鋼種	板厚 mm	降伏応力度 σ_y N/mm ²	引張強度 σ_u N/mm ²	初期ヤング係数 E_0 N/mm ²
SUS-1	6.32	423	758	193000
SUS-2	6.17	436	773	193000
SUS-3	6.15	438	776	193000
SM-1	6.13	335	461	210500
SM-2	6.13	338	461	211300
SM-3	6.17	348	459	208900

設置し、柱の鉛直変位を計測した。

2.2 材料試験と溶接初期不整

(1) 使用鋼材の機械的性質

実験供試体を製作した6mmの鋼板についてJIS規格材料試験片を製作し材料試験を行った。各鋼材の材料引張試験結果を表-2に示す。また、材料試験から得られたステンレス鋼及び構造用鋼の応力-ひずみ関係の一例を図-3に示す。ステンレス鋼の降伏応力度は0.1%耐力を採用した。0.1%耐力はJISZ2241のオフセット法で求められたSUS304N2Aに対する機械的性質のJIS規格値である。なお、建築分野では0.1%耐力を設計基準強度¹³⁾として、構造用鋼の降伏点と同様に設計で取り扱っている。

(2) 残留応力度

ステンレス実験供試体の残留応力度分布を調べるため、炭酸ガスアーク溶接で製作したステンレス実験供試体SUS-2-1について、溶接線中央断面に取り付けたクロメルアルメル熱電対により溶接温度の計測を行い、次に、溶接熱効率を80%と仮定し、実験条件を基に有限要素法を用いた熱弾塑性解析を行った¹⁴⁾。なお、ステンレス鋼の溶接は、溶接材料にGFW308N2を使用し、溶接条件は電流135A、電圧21V、溶接速度320mm/minとした。解析では、応力集中が生じる溶接近傍断面の要素分割は溶接サイズ(6mm)より小さくなるよう2x1.5mmとし、解析で得られた溶接時の温度分布が計測結果とほぼ一致することを確認している。解析によって得られた溶接線方向中央断面の残留応力度分布を図-4に示す。図中の縦軸は残留応力度を降伏応力度で無次元化し、横軸は断面の幅方向座標を幅bで無次元化して示している。引張残留応力の最大値は、溶接部近傍が多軸応力状態となっているため材料の降伏応力を上回っている。圧縮残留応力の平均値は $\sigma_{rc} = -96\text{MPa}$ であり、平均の圧縮残留応力を降伏応力 σ_Y (432MPa)で除した値は $\sigma_{rc}/\sigma_Y = -0.2$ であった。なお、SUS-2-1供試体以外の他の供試体については溶接温度分布測定及び熱弾塑性解析は行っていない。

(3) 初期たわみ

本実験では、全供試体について板パネルの初期たわみの計測を行った。計測位置は板パネルの鉛直方向に16分割、水平方向に4分割した位置とし、計測は写真

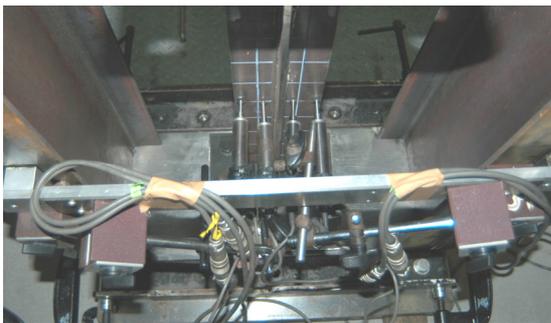


写真-2 初期たわみ計測状況

-2に示すように変位計を取り付けた装置をルール上にスライドさせて行った。表-3に計測より得られた初期たわみの最大値(絶対値)を示し、図-5に初期たわみの形状の計測結果の一例(SUS-1-2 外側計測点)を示す。なお、W,N,E及びSは板パネルの実験における

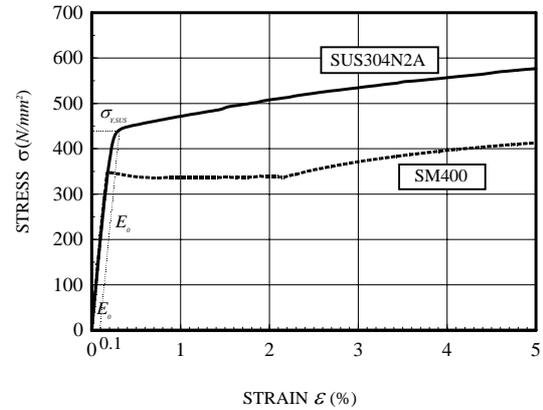


図-3 応力-ひずみ曲線

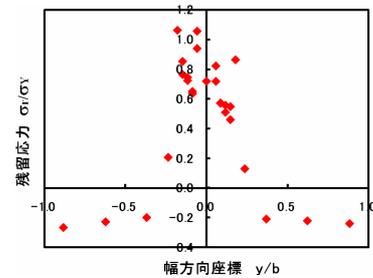


図-4 残留応力分布

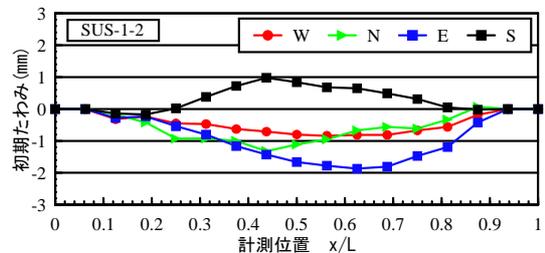


図-5 初期たわみ計測結果(SUS-1-2)

表-3 初期たわみ計測結果(最大値)

供試体名	最大初期たわみ値(mm)			
	W	N	E	S
SUS-1-1	0.75	1.39	0.52	1.15
SUS-1-2	0.83	1.39	1.87	1.15
SUS-2-1	1.07	0.51	0.92	0.61
SUS-2-2	0.41	0.69	1.63	0.57
SUS-3-1	0.80	0.51	0.86	0.89
SUS-3-2	1.08	0.95	0.70	0.55
SM-1-1	0.6	1.16	0.95	0.77
SM-1-2	1.19	0.8	1.11	1.26
SM-2-1	0.83	0.72	1.23	0.51
SM-2-2	0.59	0.33	0.88	0.47
SM-3-1	0.77	0.41	0.54	0.68
SM-3-2	0.75	0.13	0.52	0.15

設置位置方向を示し、初期たわみの正負は、図中に示す板の面外座標方向を正とした。

2.3 解析モデル及び解析手法

図-6 に示すような実験供試体と同一寸法形状を有する解析モデルを用いて、実験同様にステンレス鋼 SUS304N2A と、普通鋼 SM400 の 2 つの材料について計 12 体全ての実験供試体について解析を行った。解析では、十字断面柱供試体をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。解析は、汎用構造解析プログラム MSC MARC を用いて行い、要素は 8 節点厚肉曲面シェル要素（要素番号 22）を用いた。要素分割は自由突出板一枚を 32×4 分割とした。境界条件は実験供試体と同様の支持条件になるよう載荷辺は固定支持、非載荷辺は自由とし、載荷方法は一様な相対強制変位を与え、一様軸圧縮応力を導入した。

一般に応力-ひずみ関係がランドハウス型を示す金属材料の構成式としては Ramberg-Osgood 曲線等¹⁵⁾¹⁶⁾が提案されているが、本解析ではステンレス鋼の応力-ひずみ関係を材料試験結果に基づいて次式で近似した¹⁶⁾。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma/\sigma_p) &= (\varepsilon/\varepsilon_p) & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ (\sigma/\sigma_p) &= a_1 \ln(\varepsilon/\varepsilon_p) + 2a_2 \sqrt{(\varepsilon/\varepsilon_p)} & \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq 5\varepsilon_p \\ & a_3(\varepsilon/\varepsilon_p) + a_4 & 5\varepsilon_p \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 σ_p 及び ε_p は比例限の応力度及びひずみ、及び $a_1 \sim a_5$ は定数であり、それぞれの値は材料試験結果に基づき決定した。 σ_p 、 ε_p 、及び $a_1 \sim a_5$ の値を表-4 に示す。一方、普通鋼の応力-ひずみ関係は降伏棚を有し、ひずみ硬化域まで考慮した次式を用いた²⁾。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma/\sigma_Y) &= (\varepsilon/\varepsilon_Y) & \varepsilon \leq \varepsilon_Y \\ (\sigma/\sigma_Y) &= 1 & \varepsilon_Y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_H \\ (\sigma/\sigma_Y) &= B(\varepsilon/\varepsilon_Y)^n & \varepsilon_H \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 $B=0.581$ 、 $n=0.218$ 、 $\varepsilon_H=13.7\varepsilon_Y$ である。残留応力度推定のための溶接温度の計測に基づく有限要素法を用いた熱弾塑性解析はステンレス鋼供試体 SUS-2-1 モデルしか実施していない。そこで、ステンレスの解析では、残留応力度分布を図-4 に示した SUS-2-1 モデルの解析結果に基づき、図-7 に示すようにモデル化し、残留応力度を導入した場合と残留応力度が無い場合の両方の場合について解析を行い、比較検討を行った。なお、図-7 に示す残留応力度分布の σ_{rt} 、 σ_{rc} はそれぞれ前述の熱応力解析結果を参考に $\sigma_{rt} = \sigma_Y$ 、及び σ_{rc}

表-4 σ_p 、 ε_p 、及び $a_1 \sim a_5$ の値

σ_p	ε_p	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
248MPa	0.001285	4.910	-4.755	1.165	9.343	1.805

$= -0.2\sigma_Y$ とし、幅 b_c 及び b_t はそれぞれ自己平衡を保つように $b_t = 0.4b_c$ とした。一方、普通鋼の残留応力分布は他の研究結果を参考に図-7 の残留応力分布と同一の分布形状を用いた⁶⁾²²⁾。各供試体の初期たわみ分布形状は、初期たわみの計測結果に基づいて長さ方向の初期たわみ分布をその初期たわみ形状に応じて 4 次～6 次の多項式で、突出幅方向は 1 次式で関数近似し、関数近似した結果を初期たわみとしてそれぞれの板パネルに導入した。

2.4 実験結果

実験で得られた荷重-軸方向平均ひずみ関係を、ステンレス供試体について図-8 に、普通鋼について図-9 にそれぞれ赤実線で示す。図中縦軸は載荷荷重を全断面降伏荷重 P_Y で除して無次元化し、横軸は軸方向変位より得られた平均ひずみを降伏ひずみ $\varepsilon_Y (= \sigma_Y / E)$ で除して正規化して示してある。

図-8 からに明らかなように、ステンレス鋼 SUS-1-1 供試体 ($R=1.18$) では荷重が $P/P_Y=0.3$ 付近から線形性が失われ剛性が低下し軸方向ひずみが徐々に増加し、最終的に $P/P_Y=0.6$ を超えた付近から構成鋼板に面外変形が生じ急激に軸方向変位が増大し、 $P/P_Y=0.67$ で最大荷重に達して崩壊に至っている。次に、SUS-2-1 供試体 ($R=0.82$) では、荷重が $P/P_Y=0.3$ 付近で SUS-1-1 供試体と同様に線形性が失われ徐々に剛性が低下しているが、その後荷重は緩やかに上昇し、 $P/P_Y=0.8$ 付近で構成鋼板に面外変形が生じ、軸方向変位が急増し、 $P/P_Y=0.99$ で最大荷重に達し、その後荷重が低下している。一方、SUS-3-1 供試体 ($R=0.58$) では、SUS-2-1 供試体と同様な荷重-軸方向平均ひずみ関係を示したが、構成鋼板の面外変形は見られず、十字断面柱全体が徐々に側方へ変形し、最終的に柱の全体座屈で崩壊が生じた。一方、図-9 より普通鋼を用いた SM-1-1 供試体 ($R=1.03$) 及び SM-2-1 供試体 ($R=0.83$) では、無次元荷重 $P/P_Y=0.7$ 近傍まで線形性を保った後、その後剛性が徐々に低下し、

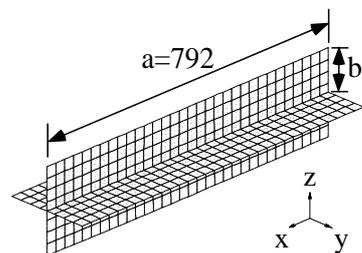


図-6 実験供試体解析モデル

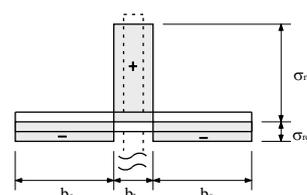


図-7 解析に用いた残留応力度分布

構成鋼板の局部座屈による面外変形が増大し、更に軸ひずみが急増し崩壊に至っている。一方、SM-3-1 供試体(R=0.58)では、SUS-3-1 供試体と同様に柱の全体座屈で崩壊が生じた。

載荷試験終了後のステンレス鋼供試体の崩壊モードを写真-3 にそれぞれ示す。ステンレス鋼供試体では、幅厚比パラメータが $R=1.18$ の SUS-1 供試体及び $R=0.82$ の SUS-2 供試体は、写真-3(a)及び(b)に示すようにフランジ板の局部座屈により崩壊した。一方、幅厚比パラメータが $R=0.58$ を有す SUS-3 供試体ではフランジ板の局部座屈は発生せず、写真-3 (c)に示すように十字断面柱全体が側方へ変形する柱の全体座屈で崩壊した。崩壊様式の傾向は普通鋼供試体でも同様であり、SM-1 及び SM-2 供試体はフランジ板の局部座屈により崩壊し、SM-3 供試体は柱の全体座屈で崩壊した。表-5 に実験で得られたステンレス鋼及び普通鋼供試体の最大荷重及び崩壊様式をそれぞれ示す。なお、同表には供試体の幅厚比パラメータも併示してある。次に、他で行われた純圧縮を受ける十字断面柱及び帯板を用いた普通鋼自由突出板の実験結果¹²⁾¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾と本実験結果との比較を図-10 に示す。図中、●が他で行われた実験結果、■、▲が本実験結果及び青実線は著者らの提案した普通鋼板フランジ板の極限強度曲線²⁰⁾である。図から明らかなように、本実験結果は他で行われた実験結果のばらつきの範囲内に収まっており、ステンレス鋼フランジ板の極限強度は普通鋼板と同等で

表-5 最大荷重及び破壊モード

供試体名	使用鋼種	幅厚比パラメータ R	最大荷重 P/Py	破壊モード
SUS-1-1	SUS304N2A	1.18	0.67	局部座屈
SUS-1-2		1.18	0.71	局部座屈
SUS-2-1		0.82	0.99	局部座屈
SUS-2-2		0.81	1.00	局部座屈
SUS-3-1		0.58	1.03	全体座屈
SUS-3-2		0.58	1.04	全体座屈
SM-1-1	SM400	1.03	0.94	局部座屈
SM-1-2		1.03	0.91	局部座屈
SM-2-1		0.83	1.03	局部座屈
SM-2-2		0.83	1.03	局部座屈
SM-3-1		0.58	1.02	全体座屈
SM-3-2		0.58	0.99	全体座屈

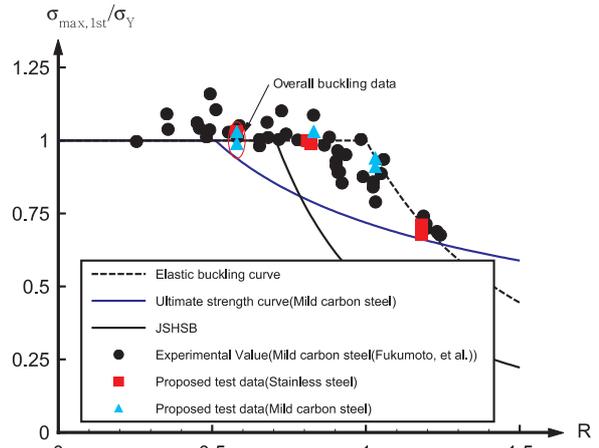
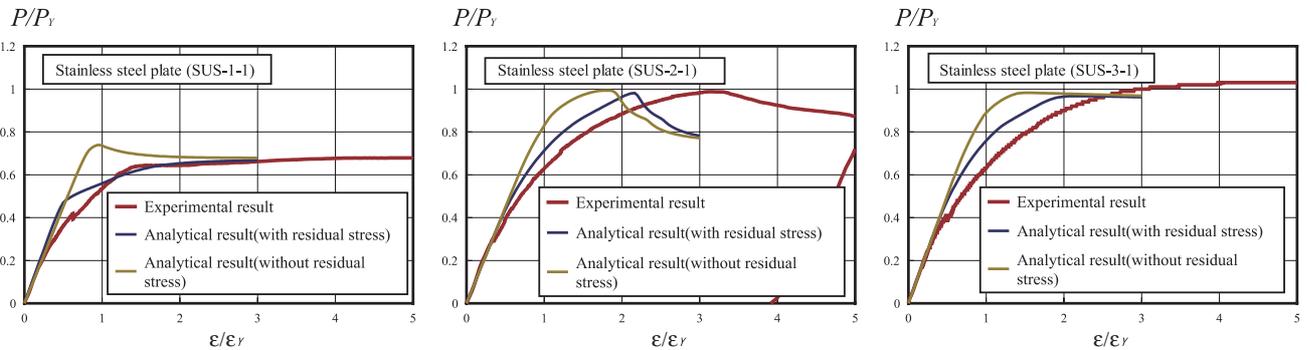
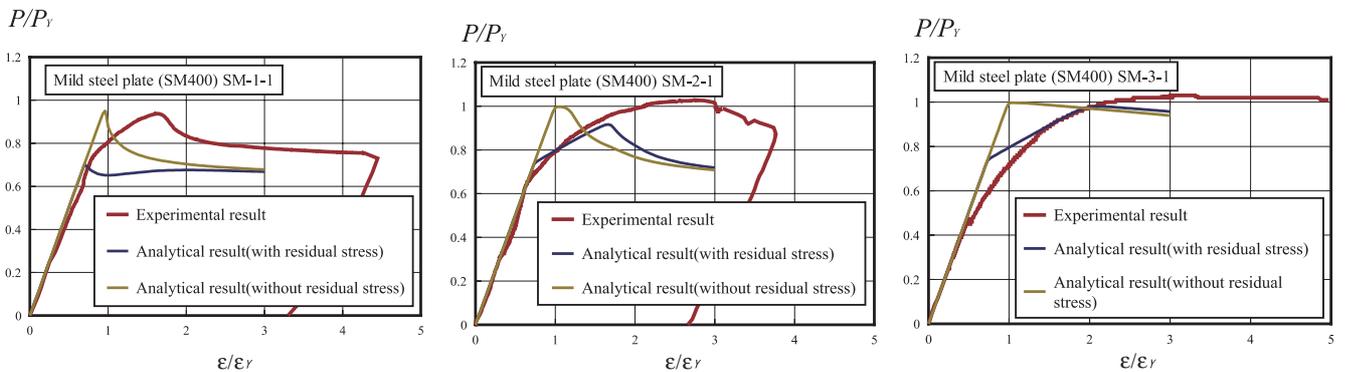


図-10 本実験結果と他実験結果（普通鋼）との比較



(a) SUS-1-1 供試体(R=1.18) (b) SUS-2-1 供試体(R=0.82) (c) SUS-3-1 供試体(R=0.58)

図-8 荷重-平均ひずみ関係 (ステンレス鋼供試体)



(a) SM-1-1 供試体(R=1.03) (b) SM-2-1 供試体(R=0.83) (c) SM-3-1 供試体(R=0.58)

図-9 荷重-平均ひずみ関係 (普通鋼供試体)

あるものとする。

2.5 解析結果と実験結果の比較

図-8 及び図-9 に荷重-軸方向平均ひずみ関係について、解析結果と実験結果の比較を示す。なお、解析結果は残留応力が有る場合（青実線）と無い場合（黄実線）の両方について示してある。ステンレス鋼供試体については、図-8 に示すように、残留応力を考慮した解析結果は実験結果と比較して一部の供試体で最大荷重に達するひずみの値やその後の剛性の低下傾向に差が見られるものの、解析結果は実験で得られた荷重-軸方向平均ひずみ関係を比較的良く評価しているものとする。なお、残留応力を考慮しないステンレス鋼供試体の解析結果は実験結果と比較して高い応力レベルまで線形性を保つ傾向が見られる。一方、図-9 に示すように、残留応力を考慮した普通鋼供試体の解析で得られた荷重-軸方向平均ひずみ関係は、実験結果と比較して最大荷重が低く、ひずみが急激に増大しており実験結果と比較して差が見られる。一方、残留応力を考慮しない解析結果は、最大荷重の大きさについては実験結果とほぼ一致しているが、最大荷重に達するまで線形を保ち、その後急激に剛性が低下する挙動を示し、実験結果と差が見られた。その原因として、図-9 (a)及び(b)の実験結果と解析結果の比較から、実供試体の圧縮残留応力の大きさが解析で仮定した大きさよりも小さいこと、また、供試体の幅厚比の違いにより圧縮残留応力の大きさが異なることが推察される。

本解析から得られたステンレス鋼供試体の最大荷重後の変形モードを図-11 に示す。なお、実験で得られた実験終了後の崩壊モードは写真-3 に示してある。図-11 から明らかなように、ステンレス鋼供試体 SUS-1-1 及び SUS-2-1 の解析で得られた終局時の変形

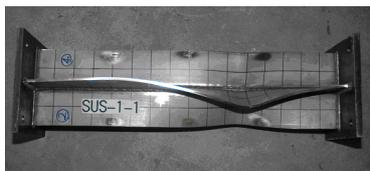
モードはそれぞれフランジ板の局部座屈変形モードであり、これは写真-3 に示した実験結果と一致している。なお、変形モードと最大面外変位発生場所について実験結果と解析結果に多少の違いが見られるが、これは実験における上下端の固定支持状態の違いに起因しているものとする。一方、ステンレス鋼供試体 SUS-3-1 の解析で得られた終局時の変形モードは柱の全体座屈であり、これはステンレス鋼供試体 SUS-3-1 の実験結果と同様であった。なお、解析で得られた普通鋼供試体の終局時の変形モードは実験で得られた崩壊モードと同様であった。

次に、解析で得られた最大荷重について、実験結果との比較を表-6 に示す。表より、ステンレス鋼供試体の本解析で得られた無次元最大荷重 (P_{max}/P_Y) は実験結果を実用上十分な精度で評価しているものとする。また、残留応力度がステンレス鋼供試体の無次元最大荷重へ及ぼす影響は普通鋼供試体に比較して小さいと考えられる。

以上の結果より、本解析手法はステンレス鋼供試体の荷重-軸方向平均ひずみ関係、最大荷重、変形モードについて、実験結果を精度良く再現しているものとする。

表-6 解析結果と実験結果の比較（最大荷重）

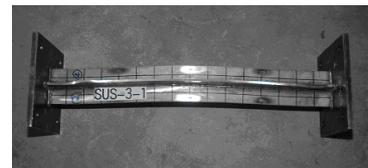
供試体名	使用鋼種	幅厚比/バラメータ R	最大荷重 P_{max}/P_Y			(2)/(1)	(3)/(1)
			実験値 (1)	解析結果 (残留応力有) (2)	解析結果 (残留応力無) (3)		
SUS-1-1	SUS304N2A	1.18	0.67	0.67	0.74	1.00	1.10
SUS-1-2		1.18	0.71	0.66	0.72	0.93	1.01
SUS-2-1		0.82	0.99	0.98	0.99	0.99	1.00
SUS-2-2		0.81	1.00	0.93	0.98	0.93	0.98
SUS-3-1		0.58	1.03	0.97	0.98	0.94	0.95
SUS-3-2		0.58	1.04	0.99	0.99	0.95	0.95
SM-1-1	SM400	1.03	0.94	0.72	0.95	0.77	1.01
SM-1-2		1.03	0.91	0.68	0.96	0.75	1.05
SM-2-1		0.83	1.03	0.92	1.00	0.89	0.97
SM-2-2		0.83	1.03	0.94	1.00	0.91	0.97
SM-3-1		0.58	1.02	0.98	1.00	0.96	0.98
SM-3-2		0.58	0.99	0.96	0.99	0.97	1.00



(a) SUS-1-1 供試体(R=1.18)

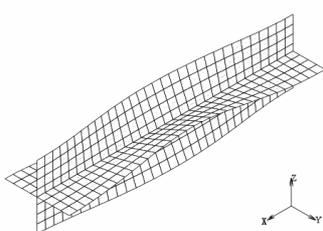


(b) SUS-2-1 供試体(R=0.82)

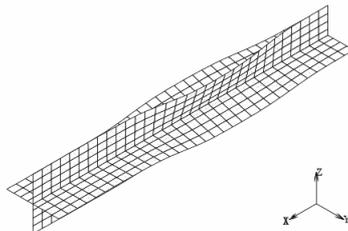


(c) SUS-3-1 供試体(R=0.58)

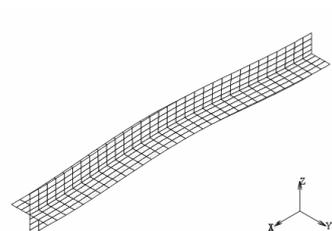
写真-3 実験終了後の崩壊モード（ステンレス鋼供試体）



(a) SUS-1-1 供試体(R=1.18)



(b) SUS-2-1 供試体(R=0.82)



(c) SUS-3-1 供試体(R=0.58)

図-11 解析より得られた変形モード図（ステンレス鋼供試体）

3. パラメトリック解析

3.1 解析モデルおよび境界条件

ステンレス鋼圧縮フランジ板の耐荷力特性を明らかにするため、前節に示した解析手法を用いてパラメトリック解析を行った。本解析で対象としたモデルは、図-12 に示す箱形開断面及び I 形断面を構成する圧縮フランジ板要素であり、板幅中央部が腹板で支持された板全体を解析対象とし、フランジ板に面内圧縮力が作用した場合について解析を行った。解析モデルの境界条件は、載荷辺側と板幅中央部がそれぞれ鉛直補剛材と腹板で支持されているものとして面外変形に対して単純支持とし、非載荷辺を自由とした。解析ではフランジ板の逆対称性から図-12 に示すように要素の 1/2 部分を解析対象とした。なお、中央断面に関して対称性が確認できるモデルについては、対称性を考慮し 1/4 部分を解析対象とした。要素分割は 12x12 分割（アスペクト比 $\alpha = a/b = 2$ ）を基本とし、アスペクト比を変化させた場合はそれに応じて長さ方向の分割数を増加させた。なお、要素分割は本解析に用いた分割数以上を用いれば十分な精度が得られることを、本パラメトリック解析を行う前に確認した。載荷は、載荷辺上に一様な相対強制変位を与え、一様軸圧縮応力を導入した。解析は、ステンレス鋼 SUS304N2A 及び普通鋼 SM400 の二つの鋼材について解析を行った。

3.2 残留応力および初期たわみ

本解析に用いた残留応力は、実験結果を参照して圧縮残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.2\sigma_Y$ 、引張残留応力度 $\sigma_{rt} = \sigma_Y$ とした。残留応力分布形状を図-13 に示す。なお、残留応力分布は、載荷方向および厚さ方向に一定値を持つ矩形分布とし自己平衡を保つように導入した。

初期たわみ形状は、既往の研究結果より、次式に示すように幅方向には直線分布で、軸方向にはアスペクト比 $(\alpha = a/b)$ に応じて正弦 n 次波形で仮定し導入した。

$$W_0 = \overline{W}_0(y/b) \sin(n\pi x/a) \quad (4)$$

ここで、 \overline{W}_0 は最大初期たわみ量であり、道路橋示方書²¹⁾に規定されている製作誤差の最大許容値 ($b/100$) を用いて解析を行った。また、式中の n は初期たわみの波形モード次数である。なお、波形モード次数はアスペクト比の大きさに応じて $n=1 \sim 8$ と変化させて解析を行った。初期たわみの形状の一例をアスペクト比 $\alpha=4$ 、波形モード次数 $n=2$ について図-14 に示す。図では初期たわみ量を 20 倍に拡大して示している。

3.3 ステンレス鋼の応力-ひずみ関係（公称値）

式 (2) に示したステンレス鋼の応力-ひずみ関係は、原点から比例限及び設計基準強度を経て 1.0%ひずみに至るまで材料試験結果を精度良く表せる。しかし、定数 $a_1 \sim a_5$ は同材質でも板厚やロットの違いによってばらつきがあり、更に、式の連続性を確保するために

式 (2) の境界値、すなわち ε_p および $5\varepsilon_p$ における応力度と接線ヤング係数から定数 $a_1 \sim a_5$ を決定した場合、JIS 規定値である 0.1%耐力（公称降伏応力度）点の通過が保証されない。このため、式 (2) は実験結果との比較解析²⁾³⁾に用いる場合など、材料試験等により解析対象の応力-ひずみ曲線が既知である場合には適するが、JIS 規定値に基づいた一般の構成式としては実用的でない。応力-ひずみ関係がランドハウス型を示す金属材料の構成式としては複合 Ramberg - Osgood 曲線¹⁰⁾¹¹⁾等も提案されているが、本研究では、せん断を受けるステンレス鋼板の耐荷力解析で実績のある文献⁴⁾で提案した図-15 及び式 (5) に示す比例限と降伏点を直線で結んだトリリニア型の簡便な応力-ひずみ曲線を解析に用いた。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E_0 \varepsilon & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ \sigma &= \frac{\sigma_Y - \sigma_p}{\varepsilon_Y - \varepsilon_p} (\varepsilon - \varepsilon_p) + \sigma_p & \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_Y \\ \sigma &= E' (\varepsilon - \varepsilon_Y) + \sigma_Y & \varepsilon_Y \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここに、 E_0 : 初期ヤング係数、 ε_p : 比例限ひずみ、 σ_p : 比例限 (= $E_0 \varepsilon_p$)、 σ_Y : 設計基準強度、 ε_Y : 設計基準強

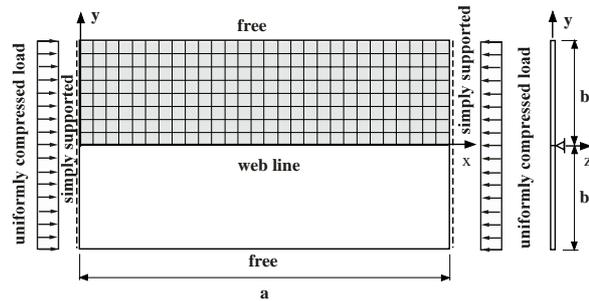


図-12 解析モデル

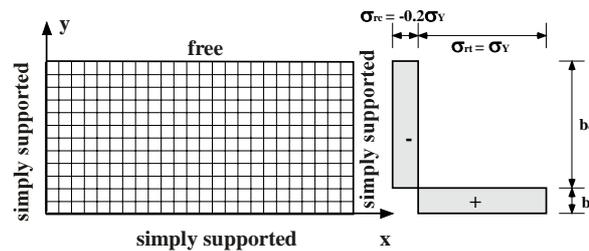


図-13 残留応力度分布の仮定

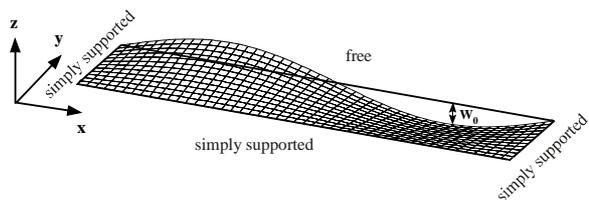


図-14 初期たわみ形状の一例(n=2)

度でのひずみ(=0.001+ σ_Y/E_0), E' : σ_Y 以降のヤング係数(= $E_0/43$)である. 詳細については文献 4) を参照願いたい. なお, 表-7 にステンレス鋼及び普通鋼の降伏点, 引張強さ, ポアソン比及び初期ヤング係数の公称値の値を示す. なお, 本トリリニア型の応力-ひずみ曲線は簡便で, 0.1%耐力を通過し, かつ, 本式を用いた応力度は材料試験結果の下限值を取るため, 解析結果が実強度より若干低めの評価となる点に特徴を持つ⁴⁾.

トリリニア型の構成式を用いた解析結果の妥当性を検討するため, 前節の解析と同一の解析モデル, 初期たわみ形状及び残留応力度比を用い, 応力-ひずみ関係を式(5)で示した公称値を用いて定義したトリリニア型を用いて解析を行い, 前節に示した実験結果及び解析結果の比較を行った. トリリニア型の構成式を用いた解析結果は前節に示した実験結果及び式(2)に示したラウンドハウス型の構成式を用いた解析結果とは降伏応力度の値が異なり, 実荷重値或いは実ひずみ値で比較することはできない. そこで, 載荷荷重と平均軸ひずみをそれぞれ無次元荷重 (P/P_Y) 及び正規化平均ひずみ (ϵ/ϵ_Y) にそれぞれ変換し, 比較検討を行った. トリリニア型の構成式を用いた解析結果と実験結果及びラウンドハウス型の構成式を用いた解析結果の比較を図-16 に示す. トリリニア型の構成式を用いた解析結果は, 実験結果やラウンドハウス型の構成式を用いた解析結果とは降伏応力度の値及び比例限度の応力と降伏応力度の比が異なるため最大荷重に達する無次元ひずみの値やその後の剛性の低下傾向に多少差が見られるものの, 無次元耐力については実験結果とトリリニア型の構成式を用いた解析結果はほぼ一致している. なお, 変形モードについても実験結果と解析結果はほぼ一致していた. 以上の結果より本パラメトリック解析では設計強度を検討するための構成式として, トリリニア型の構成式を適用する.

表-7 各種鋼材の機械的性質 (公称値)

鋼種	降伏点 ^{a)} σ_Y N/mm ²	引張強さ σ_u N/mm ²	ポアソン比 ν	初期ヤング係数 E_0 N/mm ²
SUS304N2A	325	520	0.3	193000
SM400	235	400	0.3	200000

*) : SUS304N2A の降伏点は設計基準強度(0.1%耐力)を示す.

表-8 解析パラメータ及びその変動範囲

パラメータ	記号	変動範囲
鋼種	-	SUS304N2A, SM400
幅厚比パラメータ	R	0.5~1.5
アスペクト比	a/b	0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0, 8.0
残留応力	σ_{rc}/σ_Y	0.0, -0.2
初期たわみモード	n	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{b}{t}, \quad k = 0.425$$

3.4 解析パラメータ

解析に用いたパラメータは, アスペクト比, 幅厚比パラメータ, 残留応力, 初期たわみモードであり, パラメータの変動範囲を表-8 に示す. なお, パラメータの変動範囲は既往の研究を参考に決定した⁶⁾.

3.5 耐力特性

(1) 荷重-軸方向変位関係

本研究では, 前節で示したパラメータを種々変化させて極限強度解析を行い, その結果を用いて荷重-平均ひずみを描き, それより得られた最大荷重をフランジ板の極限強度と定義した. 解析で得られたフランジ板の荷重-平均ひずみ関係の一例を, アスペクト比

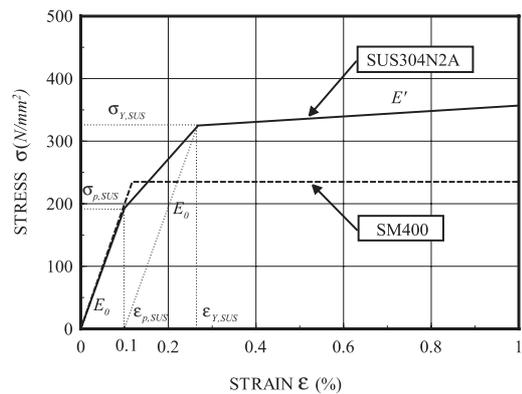
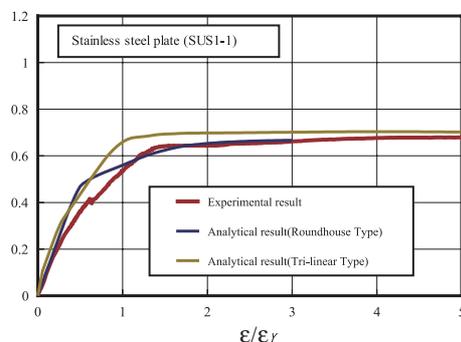
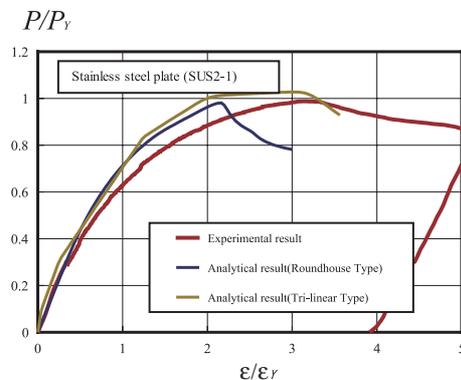


図-15 トリリニア型応力-ひずみ関係 P/P_Y



(a) SUS-1-1 供試体(R=1.18)

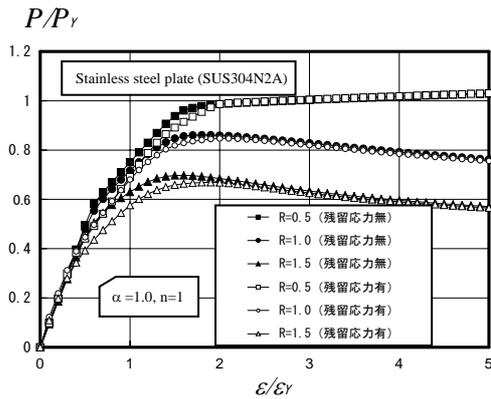


(b) SUS-2-1 供試体(R=0.82)

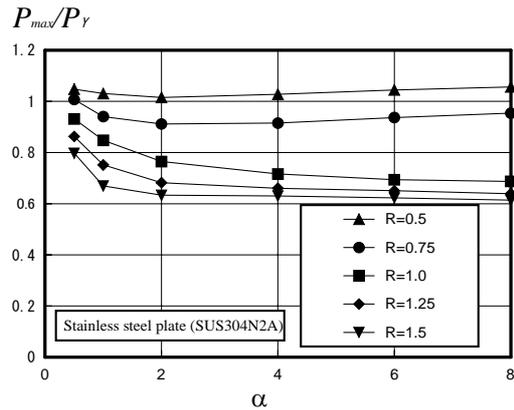
図-16 荷重-平均ひずみ関係 (ステンレス鋼供試体)

$\alpha=1$, 初期たわみ 1 次モードを有するステンレス鋼フランジ板について図-17 (a) に, 比較のため普通鋼フランジ板について図-17 (b)にそれぞれ示す. なお, 図には残留応力度が有る場合と無い場合についても示してある. また, アスペクト比 $\alpha=4$ を有するステンレス鋼フランジ板の荷重-平均ひずみ関係を図-18 に示す. 図-17 から明らかなように, 幅厚比パラメータの増加に従って極限強度は一樣に低下しており, ステンレス鋼板の $R=0.5$ を除いて極限強度に到達した後は緩やかに強度が減少している. なお, ステンレス鋼板は普通鋼板と比較して比較的低い応力度段階で線形性を失い, 極限強度に至るまでの平均ひずみは普通鋼板と比較して大きな値を示している. これは, 図-2 に示したように, ステンレス鋼が普通鋼と比較して比例限が低く, 初期の段階から接線剛性が低下すること起因していると考えられる. 一方, 図-18 から明らかなように, $R=0.75$ では最大荷重に達した後急激に剛性が低下している, これは前節に示した実験供試体 ($R=0.82$) の解析結果と類似した結果である.

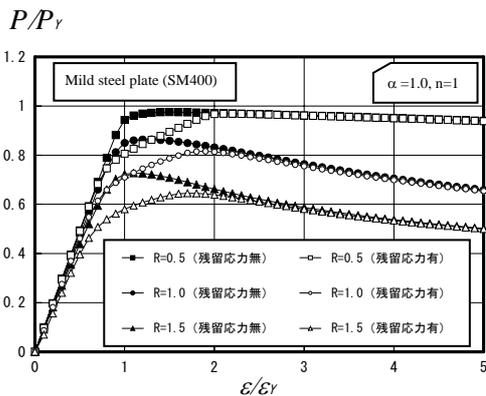
(2) アスペクト比の影響
アスペクト比を変化させた場合の極限強度とアスペクト比の関係を図-19 に示す. 図から明らかなよう



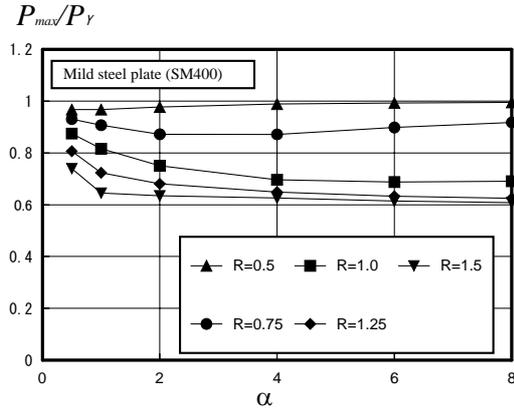
(a) ステンレス鋼板



(a) ステンレス鋼板



(b) 普通鋼板



(b) 普通鋼板

図-17 荷重-平均ひずみ関係

図-19 アスペクト比の影響

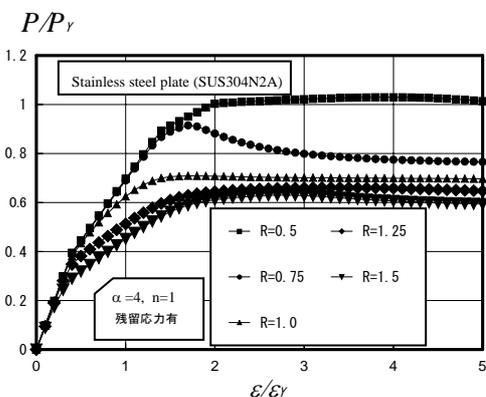


図-18 荷重-平均ひずみ関係 (ステンレス鋼板)

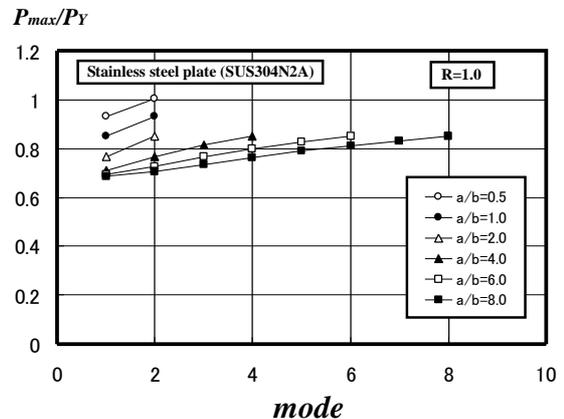


図-20 初期たわみモードの影響 (ステンレス鋼板)

に、アスペクト比が極限強度に及ぼす影響は、ステンレス鋼板と普通鋼板では大きな差異は見られず、幅厚比パラメータが $R=0.5$ 及び $R=0.75$ では $a/b=2.0$ の場合にほぼ最小の極限強度を示し、その後アスペクト比が大きくなるにつれ極限強度も僅かではあるが大きくなっている。その他の幅厚比パラメータを有するフランジ板ではアスペクト比がほぼ $a/b < 4$ で極限強度が最小値に漸近し、その後の減少の割合は比較的小さい。

(3) 初期たわみモードによる影響

図-20 にステンレス鋼フランジ板の幅厚比パラメータを $R=1.0$ と固定し、初期たわみモード次数を $n=1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8$ と変化した場合の極限強度と初期たわみ波形モード次数の関係を示す。図から明らかなように、幅厚比パラメータ $R=1.0$ の場合は、全てのアスペクト比において、初期たわみモード次数が大きいほど極限強度が大きくなっており、また、初期たわみ波形 1 次モードが最も低い極限強度を示している。なお、アスペクト比が大きく高次初期たわみモードを有するモデルにおいて、幅厚比パラメータ $R=0.5$ の場合は、初期たわみモード次数と終局時の変形モード次数が同じになるのに対し、幅厚比パラメータ $R=1.5$ の場合は、終局時の変形モードが 1 次モードに近い形を示す飛び移り現象が見られた。この場合の極限強度は、同モデルの初期たわみモードが 1 次モードの場合の極限強度と同程度であった。その一例をステンレス鋼フランジ板について図-21 に示す。図にはアスペクト比 $\alpha=6.0$ 、初期たわみモード次数 $n=5$ を有するモデルについて、

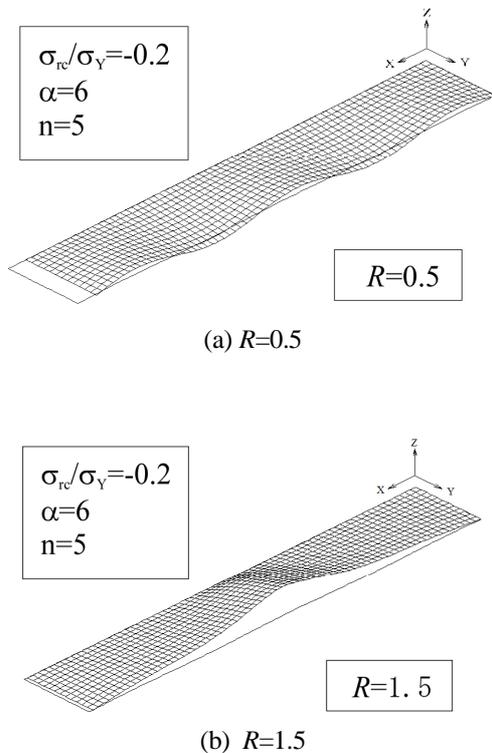


図-21 終局時の変形モード (ステンレス鋼板)

$R=0.5$ と $R=1.5$ のそれぞれの終局時の変形モードが示されており、 $R=1.5$ の場合は初期たわみモードが $n=5$ であるのに対して終局時の変形モードが 1 次モードに近い形を示している。なお、このような現象は普通鋼フランジ板においても見られた。

(4) 残留応力度の影響

残留応力度が極限強度に及ぼす影響を検討するため、アスペクト比 $\alpha=4.0$ を有するフランジ板について残留応力度を有する場合と無い場合の極限強度と幅厚比パラメータの関係を図-22 に示す。図から明らかなように、ステンレス鋼自由突出板の場合、残留応力度が極限強度に及ぼす影響は普通鋼板に比較して小さい傾向が見られた。

(5) 耐力力曲線

図-23 に残留応力を有する圧縮フランジ板について、アスペクト比と初期たわみモードを変化させた場合の同じ幅厚比パラメータの極限強度の最小値を用いて示した耐力力曲線を示す。図から明らかなように、幅厚比パラメータ $R=0.5, 0.75$ ではステンレス鋼フランジ板の極限強度は、普通鋼フランジ板の極限強度よりも、5%程度大きい値を示しており、幅厚比パラメータ $R=1.0, 1.25, 1.5$ ではほぼ同等の極限強度を示している。これより、ステンレス鋼圧縮フランジ板は普通鋼

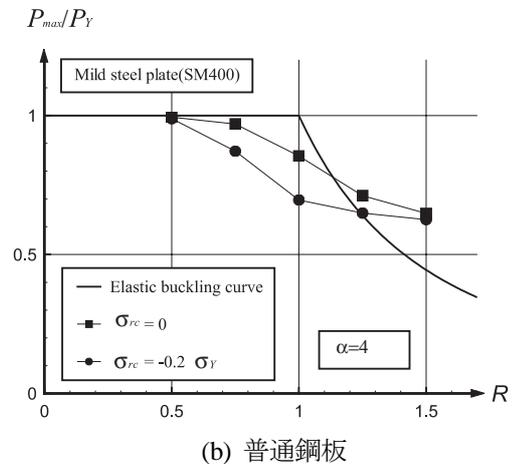
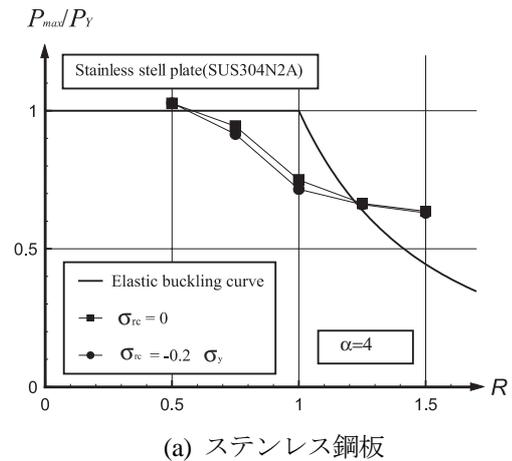


図-22 残留応力度の影響

板と比較して、実用上十分な強度を有している。

4. まとめ

本研究では、ステンレス鋼フランジ板の圧縮耐荷力特性を明らかにするため、耐荷力実験及び耐荷力解析を行った。まず初めに十字形断面柱供試体を用いて耐荷力実験を行い、ステンレス鋼フランジ板及び普通鋼フランジ板の耐荷力特性について検討を行った。更に、圧縮力を受けるステンレス鋼フランジ板の耐荷力特性を精度よく評価できる解析手法として、ステンレス鋼補剛板及びステンレス腹板に対して適用性が確認されているアイソパラメトリックシェル要素を用いた弾塑性有限変位理論に基づく数値解析手法を本研究に用い、実験結果との比較によりその適用性を検討した。次に、本解析手法を用いて、ステンレス鋼フランジ板のアスペクト比、幅厚比パラメータ、初期たわみ波形モードを種々変化させてパラメトリック解析を行い、ステンレス鋼フランジ板の耐荷力特性について検討を行った。

本研究の実験及び解析から得られた主な結論をまとめると以下ようになる。

(1) 十字形断面柱供試体を用いて行ったステンレス鋼フランジ板の耐荷力実験の結果は、他で行われた純圧縮を受ける普通鋼自由突出板の実験結果と比較した結果、他で行われた実験結果のばらつきの範囲内に収まっており、本供試体の断面諸元を有するステンレス鋼フランジ板の極限強度は普通鋼板と同等であると考ええる。

(2) アイソパラメトリックシェル要素を用いた弾塑性有限変位理論に基づく耐荷力解析結果は、実験結果との比較により、ステンレス鋼フランジ板の平均荷重-平均ひずみ関係、耐荷力、及び降伏後の変形モードについて、実験結果を精度良く評価できることが確認された。

(3) パラメトリック解析結果より（以下同様）、ステンレス鋼フランジ板は普通鋼フランジ板に比較して低い荷重で線形性を失い、極限強度に達する軸ひずみは大きな値を示した。これは、ステンレス鋼が普通鋼に比べ比例限が低く、初期段階から非線形挙動を示すことによるものと考えられる。

(4) ステンレス鋼フランジ板において、幅厚比パラメータ R が大きくなるにつれて極限強度が低下した。これはアスペクト比 α 、初期たわみ波形モード次数の大きさによらず、同様の傾向を示した。

(5) 幅厚比パラメータが $R=0.5$ 及び $R=0.75$ では $\alpha=2.0$ の場合にほぼ最小の極限強度を示し、その後アスペクト比が大きくなるにつれて極限強度も僅かではあるが増大している。しかし、幅厚比パラメータ $R=1.0, 1.25, 1.5$ の場合はアスペクト比が $\alpha < 4$ で、ほぼ最小値に漸近し、その後の減少の割合は比較的小さい。

(6) ステンレス鋼フランジ板において、幅厚比パラメータ $R=1.0$ の場合、初期たわみ波形が 1 次モードを

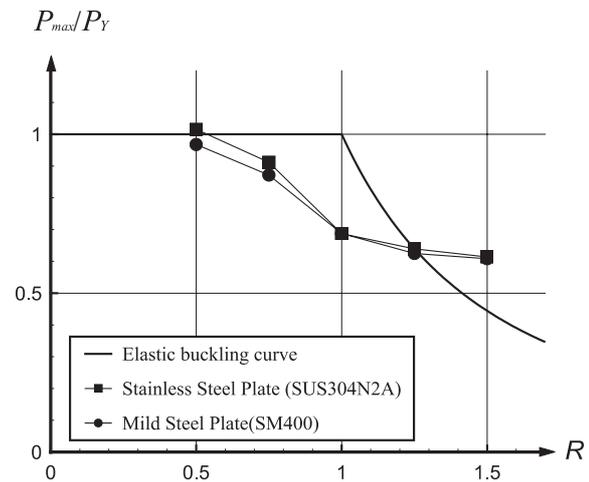


図-23 耐荷力曲線

有するフランジ板が最も低い極限強度を示した。また、初期たわみ波形モード次数が大きくなるにつれ、極限強度も上昇した。

(7) アスペクト比が大きく高次の初期たわみモード次数を有するステンレス鋼及び普通鋼モデルでは、初期たわみモード次数と終局時の変形モード次数が異なる、飛び移り現象が見られた。

(8) 今回の検討では、ステンレス鋼フランジ板において残留応力が極限強度に及ぼす影響は小さい傾向が見られた。

(9) ステンレス鋼フランジ板の圧縮極限強度は、普通鋼のそれと顕著な差は見られず、ステンレス鋼を用いたフランジ板は普通鋼板と同程度の実用上十分な圧縮極限強度を有している。

本研究では、ステンレス鋼を用いた圧縮フランジ板を対象に、その基本となる純圧縮変形を受ける自由突出板の耐荷力特性について検討した。今後、ステンレス橋梁の実用化を促進するためには、ステンレス鋼材の降伏応力度（0.1%耐力又は0.2%耐力）及び構成式を定義し、残留応力度分布等を明確にし、さらに数多くの実験およびパラメトリック解析を行い、各構成部材の耐荷力特性（残留応力が極限強度に及ぼす影響等々）を明らかにし、実構造物に適した設計手法を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 楠和憲, 松下裕明, 友野裕, 矢吹哲哉 他: ステンレス橋梁用候補材の耐候性評価暴露試験 (第2報), 第58回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2003.
- 2) 松下裕明, 岩田節雄, 有住康則, 矢吹哲哉: ステンレス鋼板を普通鋼で補剛したハイブリッド補剛板の軸圧縮耐荷力特性, 構造工学論文集, Vol.49A, pp. 833~844, 2003.
- 3) 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 岩田節雄: ステンレス鋼を用いたI形断面桁腹板のせん断耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.50A,

- pp. 799~808, 2004.
- 4) 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 岩田節雄:せん断をうけるステンレス鋼板の耐荷力特性, 構造工学論文集, Vol.52A, 2006.
 - 5) 中谷光良, 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則 他: ステンレス鋼溶接における溶接変形推定方法及び残留応力の検討, 溶接構造シンポジウム 2002 講演論文集, 2002.11.
 - 6) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 第1版(福本編), 1987.10, 改訂第2版(宇佐美編), 技報堂, 2005.10.
 - 7) 北田俊行, 中井博, 越智内士: 高張力鋼を用いた圧縮板・圧縮補剛板の終局強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp. 179~190, 2000.
 - 8) 松下吉男, 加藤勉: ステンレス橋 SUS304N2 を用いた H 形断面部材の局部座屈耐力と変形能力, 構造工学論文集, Vol.39B, pp. 575~582, 1993.
 - 9) 松下吉男, 加藤勉: 局部座屈を伴う閉断面ステンレス鋼部材の最大耐力と変形能力, 構造工学論文集, Vol.40B, pp. 637~644, 1994.
 - 10) 森省吾, 宮崎靖大, 三好崇夫, 奈良敬: ステンレス鋼 (SUS304, SUS304N2) を用いた周辺単純支持板の圧縮強度について, 第 62 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2007.
 - 11) 三好崇夫, 森省吾, 斎藤舞, 奈良敬: ステンレス鋼板の終局強度に着目した設計基準の提案について, 第 62 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2007.
 - 12) 福本秀士, 伊藤義則: フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限, 土木学会論文集, No.160, pp.27~38, 1968.
 - 13) ステンレス建築構造設計基準作成委員会編: ステンレス建築構造設計基準・同解説 (第2版), ステンレス構造建築協会, 2001.5.
 - 14) 中谷光良, 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則: ステンレス鋼を用いた自由突出板試験体の溶接残留応力の推定, 第 60 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2005.
 - 15) Young, B. and Hartona, W.: Experimental investigation of stainless steel circular hollow section columns, Third International Conference on Thin-Walled Structures, pp.257~265, 2001.
 - 16) 中務尚美, 中村武: 金属系新素材・新材料の利用技術の開発 (その 27) SUS304 ステンレス鋼 H 形断面材の座屈耐力に関する実験的研究その 1 圧縮材の座屈耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991.9.
 - 17) Ractliffe, A.T.: The Strength of Plates in Compression, Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1967.
 - 18) McDermott, K. : Local Plastic Buckling of A514 Steel Members, Journal of the Structural Division, ASCE, , pp.1837~1850, 1969.
 - 19) Rogers, N.A. :Compression Tests on Plane Flat Outstands, Dept. of Engineering, University of Cambridge, Report CUED/C-Struct/TR.52, 1976.
 - 20) 有住康則, 矢吹哲哉: 曲線プレートガーダーフランジ板の極限強度に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.43A, pp. 117~124, 2004.
 - 21) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.3.
 - 22) 小松定夫, 北田俊行: 初期不正を含む自由突出圧縮板の極限強度特性について, 土木学会論文報告集, No.314, pp.15~27, 1981.

(2008年9月18日受付)