

溶接組立てされたステンレス鋼箱形短柱の終局強度

論文

An Experimental Study on Ultimate Strength of Welded Short Box Columns Fabricated from Stainless Steels

○宮崎 靖大*
Yasuhiro MIYAZAKI

上谷 明夫**
Akio KAMITANI

奈良 敬***
Satoshi NARA

ABSTRACT Stainless steel has much higher corrosion resistance than mild steel, and is expected to be used for a main member of structures. Making base of previous studies on ultimate compressive strength of stainless steel plates, this paper presents an experimental study on initial imperfections and ultimate strength of welded box columns. At first, mechanical properties of stainless steels are shown by coupon test. Secondly, initial imperfections, that is, initial deflection and residual stress are examined. Finally, ultimate strength of stub-columns are clarified by axial loading test.

Keywords: ステンレス鋼, 初期たわみ, 残留応力, 終局強度, 短柱

Stainless steel, initial deflection, residual stress, ultimate strength, stub column

1. はじめに

ステンレス鋼は、土木構造物に主に使用されている構造用炭素鋼に比べて優れた耐食性を有するとともに、その鋼種が多く存在する。このようなステンレス鋼を、長期間の供用が望まれる土木構造物に対して適材適所に利用することで、維持管理費用の縮減、材料劣化に伴う安全性の低下を緩和することが期待できる。

ステンレス鋼を構造主部材に利用する際には、基本的な材料特性および部材強度特性を明らかにし、設計法の確立が必要となる。これまでに、著者ら¹⁾⁵⁾は一方向一様圧縮力を受けるステンレス鋼製周辺単純支持板および自由突出板の終局強度特性を数値計算により明らかにしてきた。これらの数値計算では、ステンレス鋼の材料試験結果を基に、ラウンドハウス型の応力-ひずみ関係を精度良く表現できる3区間にした複合 Ramberg-Osgood 曲線³⁾を使用し、初期不整として従来の構造用炭素鋼と同様に与えることとして実施してきた。鋼構造部材製作時における鋼板の溶接組立において、ステンレス鋼と構造用炭素

鋼の熱伝導率および線膨張係数等の違いにより、溶接による初期不整が構造用炭素鋼と異なることが予期され、それらを板の終局強度に関連付けた詳細な検討が十分になされていないのが現状である。構造部材に導入される初期不整は、構造部材の終局強度に影響を及ぼす⁶⁾ため、構造物の設計に際しては十分に配慮し、安全性を確保できる設計法の提案が望まれる。そのため、これまでに我が国の橋梁部材等への利用実績がないステンレス鋼板について、このような初期不整および終局強度特性を実験により明らかにすることは重要である。

本研究では、溶接組立てされたステンレス鋼短柱を対象に、初期不整として初期たわみおよび残留応力を実験により明らかにする。また、これらを計測した正方形断面短柱の圧縮試験を実施し、初期不整が終局圧縮強度特性に与える影響を、構造用炭素鋼と比較しながら明確にする。まず、対象とするステンレス鋼の機械的性質を引張試験により明らかにする。次に、圧縮試験に用いる供試体を対象にして、短柱を構成する4枚の板の初期たわみの計測を実施

*修士(工学) 大阪大学大学院工学研究科特任研究員 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) 準会員

** 西日本高速道路株式会社 事業開発本部 (〒530-0003 大阪府大阪市北区堂島1-6-20)

***工博 大阪大学大学院工学研究科教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) 第2種正会員

する。さらに、圧縮試験用供試体を切出した残りの柱を用いて、局所ひずみ法による残留応力の計測を行う。最後に、正方形断面短柱を用いて、アムスラー試験機を使用した圧縮試験を実施する。これらにより、ステンレス鋼板の材料特性、初期不整、終局強度を明らかにし、設計時に考慮する事柄について構造用炭素鋼と比較しながら考察する。

2. 実験方法

ステンレス鋼として、オーステナイト系ステンレス鋼 SUS304 および SUS316, マルテンサイト系ステンレス鋼 SUS410 を選択する。また、これらのステンレス鋼と材料強度がほぼ等しい SS400 を比較対象として選定する。

2.1 引張試験

表 1 は、上述の 4 種の鋼材のミルシートに記載された化学成分を示す。残留応力計測用および圧縮試験用供試体の製作に用いた同一の板材から、図 1 に示す JIS2201 5 号引張試験片を、圧延方向および圧延直角方向に、それぞれ 3 体ずつ製作する。引張試験のデータは、試験機付属のロードセルにより荷重を、図 1 の四角および丸で示す箇所の表裏面に貼りつけたひずみゲージにより、縦方向および横方向のひずみを計測する。

2.2 初期不整

表 1 鋼材の化学成分(%)

鋼種	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo
SUS304	0.06	0.40	0.73	0.030	0.004	8.02	18.02	-
SUS316	0.03	0.71	1.07	0.033	0.001	10.1	16.22	2.07
SUS410	0.06	0.34	0.88	0.031	0.006	0.10	12.73	-
SS400	0.07	0.01	0.41	0.021	0.011	-	-	-

溶接組立てされたステンレス鋼短柱を構成する板の初期たわみおよび柱断面の残留応力を計測する。

2.2.1 初期たわみ

初期たわみの計測は、2.3 に記述する正方形断面短柱供試体を対象に、断面を構成する各板の面外たわみの大きさをレーザー変位計により計測する。計測は、図 2 に示すように各板を 30mm 間隔の格子状の点で行い、供試体を柱軸方向と地面が 90 度の場合と 0 度の場合の 2 回を計測し、それらの平均値を算出して、初期たわみの大きさとする。図 3 は、初期たわみの計測状況を示す。

2.2.2 残留応力

残留応力は、局所ひずみ法により計測する。図 4 に示すように、長さ L の正方形断面柱の該当部分を使用する。図 5 に示すように、柱断面を構成する各板を 10mm から 15mm 間隔の短冊状に切断し、短冊状の板の中央で表裏面に貼りつけたひずみゲージにより、切断前後のひずみを計測し、その差に引張試験により得られた弾性係数 E を乗じて算出する。図 6 は、断面切断後の短冊状にした形状を示してい

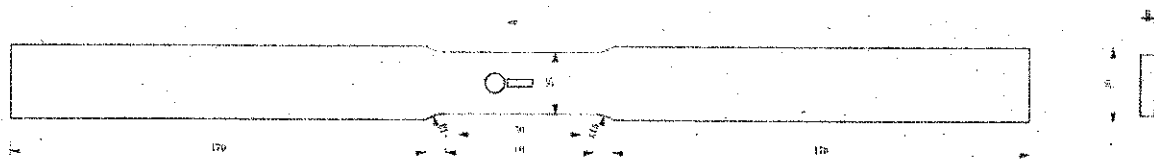


図 1 JIS 2201 5号引張試験片

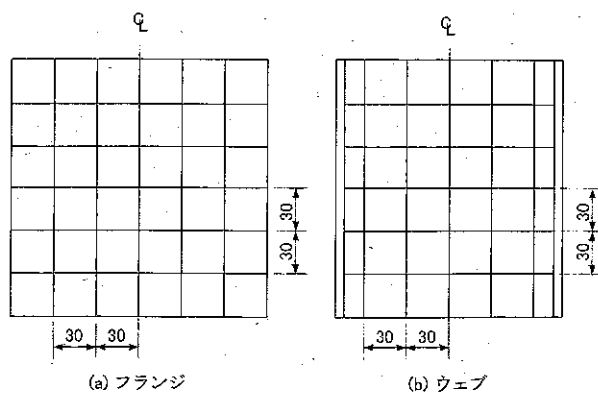


図 2 初期たわみの計測箇所

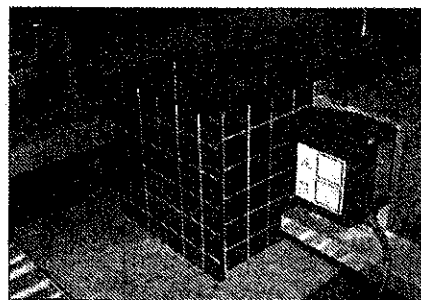


図 3 初期たわみの計測状況

る。

2.3 短柱圧縮試験

式(1)および式(2)に示すように、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を0.02と十分小さくするとともに、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を0.5として降伏限界を想定した供試体の寸法とした。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{0.2}}{E}} \cdot \frac{l_e}{r} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{0.2}}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{0.2}$ は0.2%耐力(SS400の場合、降伏応力 σ_y に対応。)を、 l_e は有効座屈長(=L)、 r は断面二次半径、 b は板幅、 t は板厚、 μ はポアソン比、 k は座屈係数(=4.0)をそれぞれ表す。短柱供試体の設計に際しては、表2に示すミルシート記載の0.2%耐力を用いることとした。また、表2に、上述のようにして

求めた供試体寸法を表す。供試体製作時の溶接方法は、ステンレス鋼を溶接組立てする際に一般的に使用されているMAG溶接を用いている。表3に、供試体製作に使用した溶接諸条件を示す。

圧縮試験は、アムスラー型万能試験機を使用する。供試体載荷辺の端板は、残留応力測定用供試体と同一の残留応力を保持させるため、短板と供試体との溶接は施さず設置するのみとする。また、端板の形状は、供試体に様な圧縮力が作用するように配慮した板厚を調整する。試験時の計測は、試験機付属のロードセルにより荷重を、図7の四角で示したひずみゲージによりひずみを、図7の丸で示した変位計により板の面外たわみを計測する。図8は、実験前の供試体設置状況を示す。圧縮試験を行うにあたっては、供試体に対して様な圧縮力が作用するように、短柱の降伏応力の25%に相当する荷重を最大荷重としてその範囲を10段階に分け、各段階で図7に示した上下フランジの4隅のひずみゲージの平均

表2 供試体設計寸法諸元

	SUS304	SUS316	SUS410	SS400
E	193GPa	193GPa	200GPa	206GPa
$\sigma_{0.2}$ (ミルシート値)	282MPa	287MPa	319MPa	349MPa
t	6	6	6	6
b	149	148	143	139
B	181	180	175	171
l	183	182	175	170

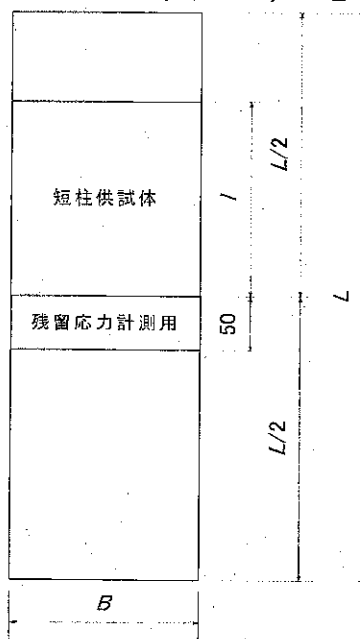


図4 供試体切出し位置

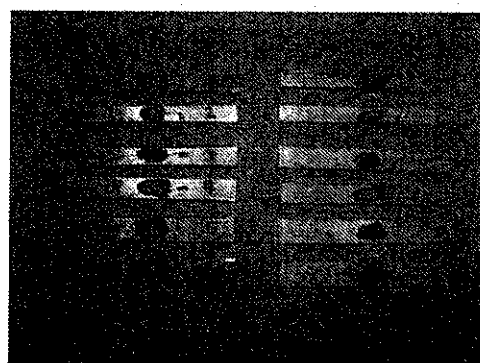


図6 切断後の残留応力測定用供試体の切断片

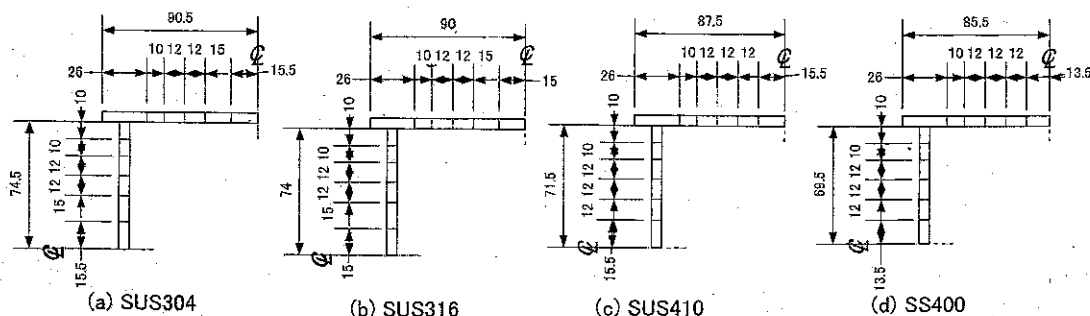


図5 残留応力計測用切断断面

表 3 溶接諸条件

対象鋼種	溶接方法	溶接条件			溶接棒種	溶接棒			
		電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)		寸法 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
SUS304	MAG	200	31	35	SF-308L	1.2	-	522	43
SUS316	MAG	200	31	35	SF-316L	1.2	-	546	42
SUS410	MAG	200	31	35	SF-309L	1.2	-	570	38
SS400	MAG	270	31	30	SF-1-EX	1.2	554	589	26

値から、各々のひずみの差が 5%以内となるように設置を調整した後、載荷試験を行うこととする。

3. 実験結果および考察

SUS304, SUS316, SUS410, SS400 の引張試験および初期不整、圧縮強度特性について、それぞれ実験結果を示し、考察を行う。

3.1 引張試験

図 9 に引張試験による応力-ひずみ関係を示し、表 4 に、引張試験で得られた対象鋼種の機械的性質を示す。図 9 より、SUS304, SUS316, SUS410 の応力-ひずみ関係には、SS400 に見られる降伏棚が存在せず、ラウンドハウス型を示すことが確認できる。また、表 4 より各種ステンレス鋼は、強度がほぼ等しい SS400 に比べて平均値で降伏比が約 14%から 51%小さいことが確認できる。対象としたステンレス鋼の中でも、オーステナイト系ステンレス鋼 SUS304 および SUS316 は、0.2%耐力後のひずみ硬化による顕著な応力上昇が期待できる材料であると言える。また、オーステナイト系ステンレス鋼の伸び性能は、SS400 に比べて SUS304 で約 69%、SUS316 で約 67%優れることが確認できる。一方、

SUS410 の伸び性能は、SS400 に対して圧延方向で約 17%、圧延直角方向で約 32%小さくなることが確認できる。これより、ステンレス鋼は SS400 に比べてひずみ硬化による応力上昇が期待できる材料であると言える。また、ステンレス鋼のオーステナイト系とマルテンサイト系でその特性が異なることに注意する必要があると言える。次に、各鋼種の弾性係数をみると、ステンレス鋼では圧延直角方向が圧延方向に比べて 7%から 19%大きくなることが確認できる。さらに、表 4 の強度をみると、0.2%耐力または降伏強度は、全ての鋼種において圧延直角方向の値が圧延方向に比べて大きくなることが確認できる。一方、引張強度は、SS400 のみが圧延直角方向に比べて圧延方向の値が大きくなる結果を得ている。これらの結果より、いずれの鋼種も方向の違いによる強度の差は見られるが、SUS304, SUS316, SUS410 は SS400 に比べてその差が大きくなることが明らかとなった。したがって、方向の違いによる材料特性の変化は、ステンレス鋼を扱う際に注意する現象であると言える。

3.2 初期不整

正方形断面柱を構成する各板の面外たわみおよび残留応力の計測結果を示し、それについて考察する。

3.2.1 初期たわみ

初期たわみが板の終局強度に影響を及ぼ

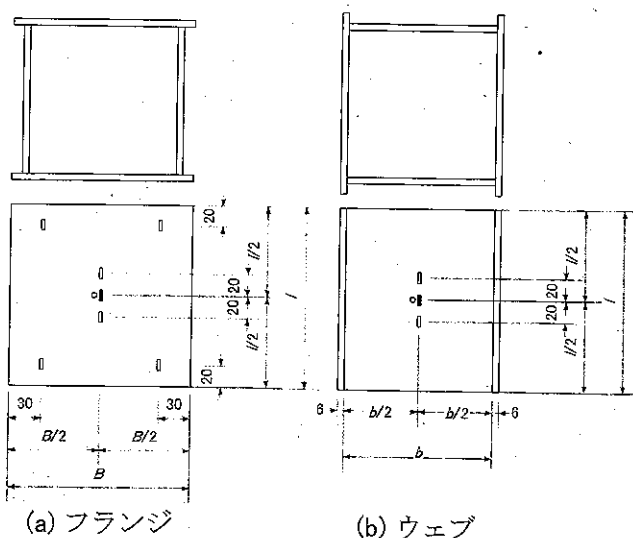


図 7 計測機器の設置箇所

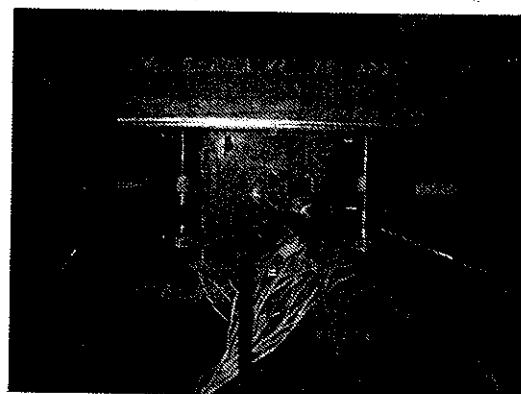


図 8 供試体設置状況

表 4 引張試験結果

鋼種	方向	E (GPa)	$\sigma_{0.2}$ or σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	μ	伸び (%)	降伏比
SUS304	圧延方向	160	280	715	0.357	70	0.392
	圧延直角方向	182	292	720	0.464	63	0.406
	平均	171	286	718	0.411	66	0.399
SUS316	圧延方向	157	275	597	0.367	66	0.461
	圧延直角方向	169	285	609	0.354	64	0.467
	平均	163	280	603	0.360	65	0.464
SUS410	圧延方向	165	317	475	0.253	33	0.668
	圧延直角方向	204	371	513	0.323	26	0.723
	平均	184	344	494	0.288	30	0.696
SS400	圧延方向	191	350	441	0.274	40	0.794
	圧延直角方向	191	362	437	0.333	38	0.829
	平均	191	356	439	0.290	39	0.811

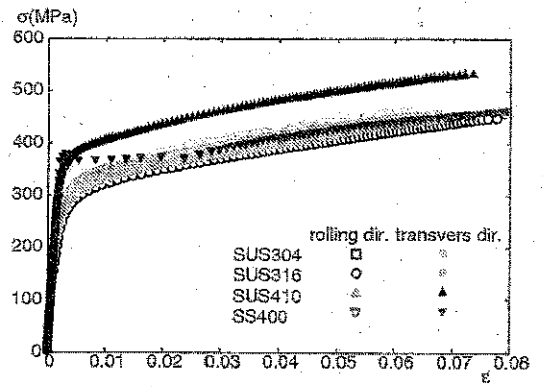


図 9 引張試験による応力-ひずみ関係

表 5 終局強度に影響を及ぼす初期たわみの最大値
($150|\delta|/b$)

構成板箇所	初期たわみ形状	SUS304	SUS316	SUS410	SS400
上フランジ	筒状曲げ	5.1×10^{-3}	0.128	0.046	0.055
	板曲げ	0.20	0.211	0.23	0.085
左ウェブ	筒状曲げ	0.021	0.027	0.031	3.1×10^{-4}
	板曲げ	0.13	0.41	0.31	0.12
下フランジ	筒状曲げ	0.12	0.030	0.10	0.091
	板曲げ	0.27	0.25	0.62	0.17
右ウェブ	筒状曲げ	0.10	0.069	0.12	0.039
	板曲げ	0.052	0.58	0.56	0.39
平均	筒状曲げ	0.015	0.044	0.055	1.2×10^{-3}
	板曲げ	0.11	0.31	0.36	0.14

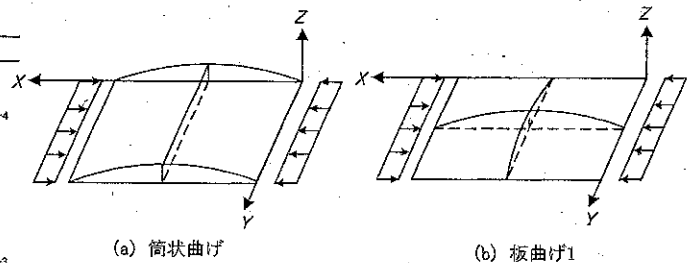
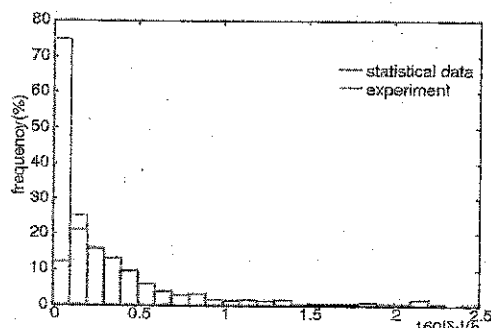
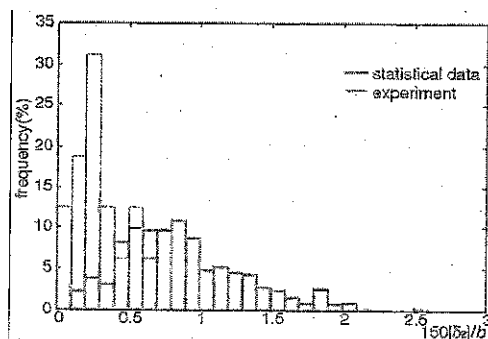


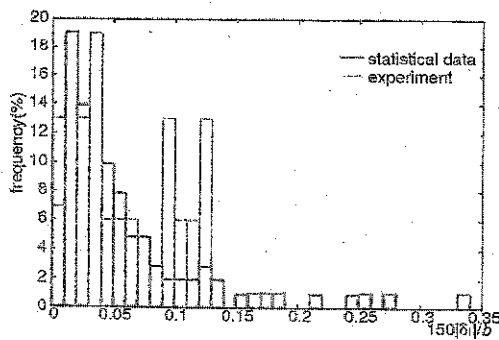
図 10 終局強度に影響を及ぼす初期たわみモード



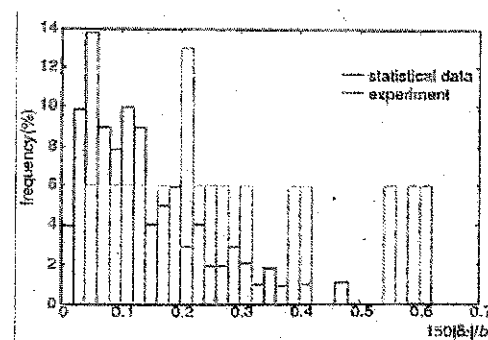
(a) 筒状曲げ



(b) 板曲げ



(c) 筒状曲げ($G=b$)



(d) 板曲げ($G=b$)

図 11 最大初期たわみの頻度

す形状は、図 10 に示すような筒状曲げモードおよび板曲げモードである⁸⁾。そこで、式(3)および式(4)を用いて、計測結果を精査し、これらのモードに対応する各板の初期たわみの最大値を表 5 にまとめる。同表は、以下の式で検証した結果を製作誤差の許容値 $b/150$ に対する値にして表示している。

$$W_1(X,Y) = \delta_1 \cdot f_1(X), \text{Max}|f_1(X)| = 1$$

$$f_1(X) = \bar{a}_{1,0} + \bar{a}_{1,1} \left(\frac{X}{a} \right) + \sum_{i=1}^{N_x} \bar{\delta}_{1,i} \sin \left(\frac{i\pi X}{a} \right) \quad (3)$$

$$W_2(X,Y) = \delta_2 \cdot f_2(X,Y), \text{Max}|f_2(X)| = 1$$

$$f_2(X) = \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} \bar{\delta}_{2,ij} \sin \left(\frac{i\pi X}{a} \right) \sin \left(\frac{j\pi Y}{b} \right) \quad (4)$$

ここに、 $W_i(X,Y)$ ($i=1,2$) は各たわみモードの面外たわみ、 δ_i ($i=1,2$) は各たわみモードにおける計測した最大面外たわみ量、 N_x および N_y は計測した板の長さ方向および幅方向の計測点数、 $\bar{a}_{1,i}$ ($i=0,1$) は定数、 $\bar{\delta}_{1,i}$ 、 $\bar{\delta}_{2,ij}$ は各計測箇所の最大面外たわみ量、 a および b は計測した板の長さおよび幅を表す。表 5 より、対象とした全鋼種の初期たわみの最大値は、筒状曲げに対して板曲げの結果が大きくなることを確認できる。

ここで計測した初期たわみの大きさを評価することは、ステンレス鋼構造物の実績が殆ど無く困難であることから、鋼橋を対象にして統計的に処理され

たデータ⁸⁾を基に、比較した結果を図 11 に示す。図 11 は、終局強度に影響を及ぼす初期たわみ形状の最大たわみ値およびゲージ長 $G=b$ の最大初期たわみ値を既往のデータ⁸⁾と比較して示したものである。図 11(a)および(b)は、計測結果が実構造物に導入されている初期たわみより十分小さいと判断できる。これらの結果は、実構造物の圧縮フランジ板パネルの縦横比が 3 から 9 であることを考えると当然である。図 11(c)および(d)に示すゲージ長 $G=b$ とする初期たわみ量の評価では、計測結果が実構造物と同程度と判断できる。これより、実構造物に導入されている値に対して本論文の結果は、初期たわみとしては、構造用炭素鋼と同様にして扱うことができると言える。

3.2.2 残留応力

図 12 は、残留応力を計測した結果を、表 4 の引張試験で得られた 0.2%耐力または降伏応力の平均値で無次元化した値を示している。図中のプロットは計測結果を、実線は表裏面での計測値の平均値を、実線とプロットは 2 軸対称補正した結果を表している。また、同図の上下が上フランジおよび下フランジを、左右が左ウェブおよび右ウェブを表している。同図の計測結果をみると、いずれの供試体も右側ウェブで大きく変化している。これについては、構造用炭素鋼である SS400 についても同様の結果を得られていることから、用いた供試体の製作加工また

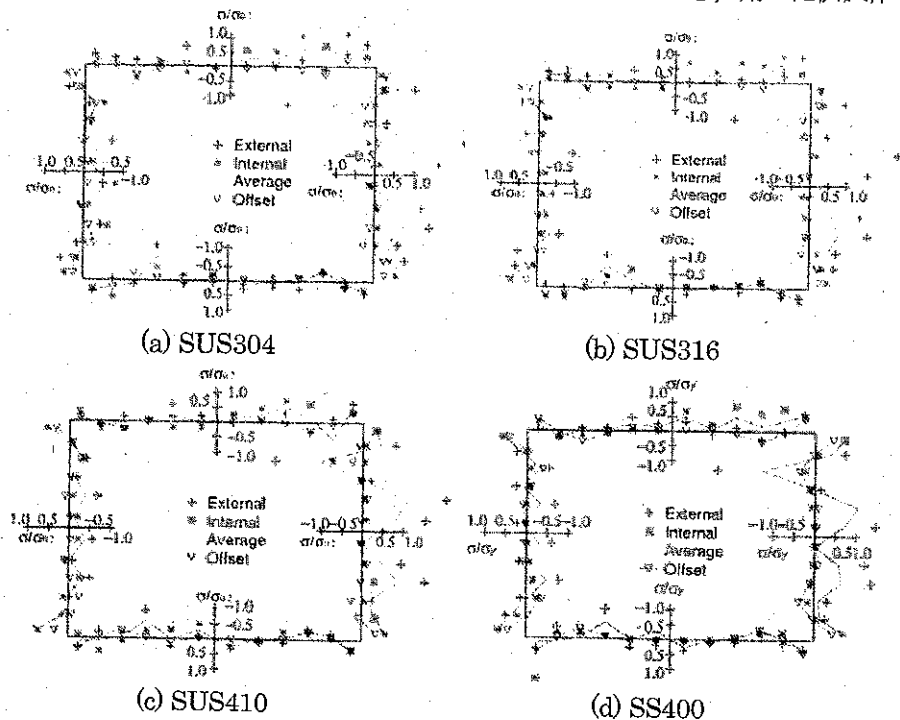


図 12 残留応力の計測結果

は切断時の影響が考えられる。SUS304, SUS316 および SUS410 と SS400 の結果を比較してみると、ステンレス鋼と構造用炭素鋼の鋼種の違いによる残留応力の変化は殆ど見られず、ステンレス鋼においても、オーステナイト系の SUS304 および SUS316 とマルテンサイト系の SUS410 による明瞭な違いはないことが確認できる。また、2 軸対称補正した結果では、いずれの鋼種も溶接部近傍にて引張残留応力が発生していることが確認できるが、板中央部での圧縮残留応力が非常に小さく、右ウェブでは引張応力も見られる結果となっている。従って、残留応力の計測に関しては、今後さらに検証する必要があると言える。

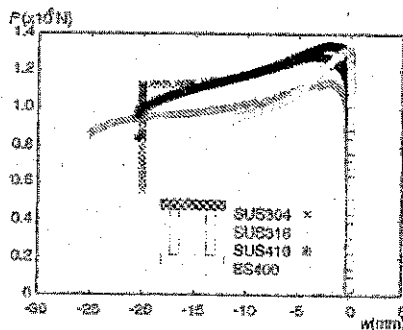
3.3 短柱圧縮試験

表 6 は、実験前に計測した短柱断面の実測値を示す。図 13 は、短柱圧縮試験により得られた柱軸方向荷重と柱軸方向変位の関係を示している。縦軸の柱軸方向荷重は供試体に作用する荷重を柱の 0.2%耐力または降伏応力に相当する荷重で無次元化した値を、横軸の柱軸方向変位は供試体に荷重を伝達する端板の四隅に設置した変位計で得られた変位の平均値を柱の 0.2%耐力または降伏応力に相当する変位で無次元化した値を表している。また、同図は圧縮を正として表している。ステンレス鋼と SS400 の結

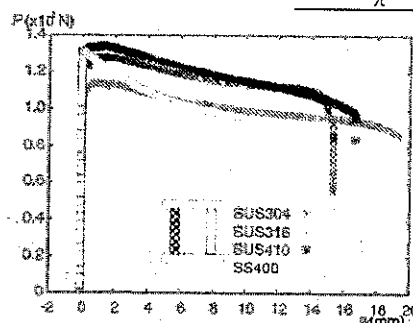
果を比較してみると、いずれのステンレス鋼も荷重 P が P_y の 80%を超えると初期勾配からの低下量が大きくなり、荷重極限点における柱軸方向変位が大きくなっていることが確認できる。この結果は、ステンレス鋼の種類による差は見られない。このようなステンレス鋼の早期の勾配低下は、対象とした供試体が 0.2%耐力を超える強度を有することから、比

表 6 短柱供試体の計測寸法

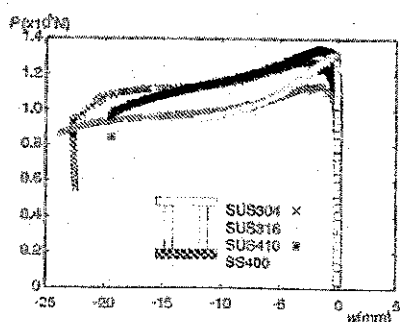
計測箇所		SUS304	SUS316	SUS410	SS400
上フランジ	$t(\text{mm})$	6.35	5.78	5.84	5.58
	$b(\text{mm})$	148.59	150.53	143.60	141.21
	$B(\text{mm})$	181.29	180.24	175.23	171.14
	$I(\text{mm})$	183.11	182.07	174.99	169.93
	$\alpha(I/b)$	1.23	1.21	1.22	1.20
左ウェブ	$\bar{\lambda}_p$	0.48	0.56	0.56	0.58
	$t(\text{mm})$	6.09	5.79	5.86	5.57
	$b(\text{mm})$	148.91	148.38	143.02	139.08
	$I(\text{mm})$	183.13	182.09	175.01	169.92
	$\alpha(I/b)$	1.23	1.23	1.22	1.22
下フランジ	$\bar{\lambda}_p$	0.50	0.55	0.56	0.57
	$t(\text{mm})$	6.07	5.79	5.87	5.59
	$b(\text{mm})$	148.83	149.51	144.70	141.01
	$B(\text{mm})$	181.17	180.35	175.28	171.23
	$I(\text{mm})$	183.08	182.08	175.01	169.92
右ウェブ	$\alpha(I/b)$	1.23	1.22	1.21	1.21
	$\bar{\lambda}_p$	0.50	0.55	0.56	0.57
	$t(\text{mm})$	6.10	5.76	5.87	5.59
	$b(\text{mm})$	149.34	148.15	143.32	139.14
	$I(\text{mm})$	183.03	182.01	175.01	169.91
$\bar{\lambda}$	$\alpha(I/b)$	1.23	1.23	1.22	1.22
	$\bar{\lambda}_p$	0.50	0.55	0.56	0.57
		0.02	0.02	0.02	0.02



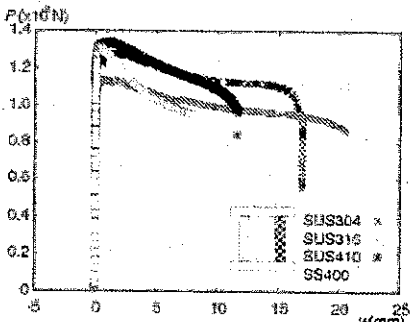
(a) 上フランジ



(b) 左ウェブ



(c) 下フランジ



(d) 右ウェブ

図 14 柱軸方向荷重と面外たわみの関係

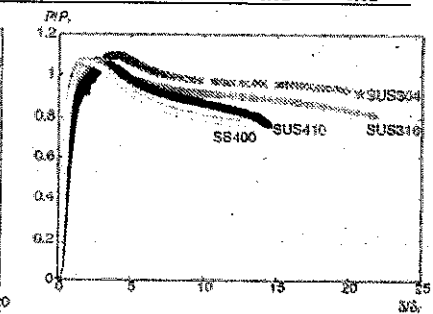


図 13 柱軸方向荷重と柱軸方向変位の関係

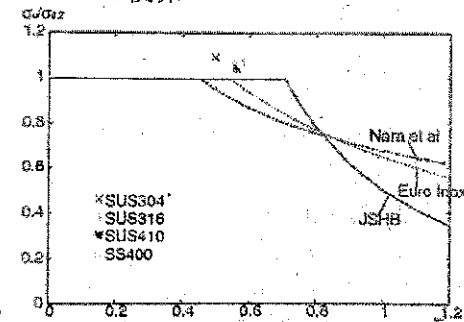


図 15 終局強度と幅厚比パラメータの関係

例限を超えるとともに非線形の応力-ひずみ関係を示す材料特性に依存した結果であると言える。

図 14 は、圧縮荷重と断面を構成する各板中央部の面外たわみの関係を示している。同図より、SS400 は極限を迎えると同時に荷重が急激に低下するのに対して、ステンレス鋼ではその低下が緩やかである。また、極限点における面外たわみの大きさは、SS400 では板厚の 5%未満になる結果に対して、ステンレス鋼では板厚の 20%から 30%程度発生している。これは、図 13 と同様に、SS400 では降伏応力までほぼ一定の剛性を有することに対して、ステンレス鋼ではその応力-ひずみ関係が比例限とともに非線形性を示すことに依存した結果であると言える。また、降伏と同時に降伏棚領域に達する SS400 に対して、ステンレス鋼は早期のひずみ硬化の発現により、SS400 で構成される部材に比べて終局強度を迎えた後の靱性に優れる特徴を有することが伺える。

図 15 は、供試体断面を構成する各板を平均した終局強度と幅厚比パラメータの関係を示す。図中の実線は道路橋示方書⁹⁾の耐力曲線を、鎖線は Euro Inox の耐力曲線¹⁰⁾を、2 点鎖線は設計許容値を考慮した場合の耐力曲線¹¹⁾を表している。本実験で得られた板の終局強度は、図に示したいずれの耐力曲線よりも大きな結果を得ていることが確認できる。本論文で対象とした供試体は幅厚比パラメータが 0.5 のみを対象としていることから、既往の耐力評価法の適用に言及することは困難である。したがって、今後パラメータ等を変化させた実験および数値計算に基づき検討することが望まれる。

4. まとめ

ステンレス鋼板を溶接組立てした供試体を対象に、実験による初期不整の計測および短柱圧縮試験により、ステンレス鋼板の終局圧縮強度特性を明らかにした。本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- (1) ステンレス鋼板の初期たわみ特性は、既往の構造用炭素鋼の結果と類似し、その最大値として $b/150$ の許容値を満足する。
- (2) ステンレス鋼板の残留応力の大きさおよび分布形状は、比較対象とした SS400 との明確な違いは見られなかった。
- (3) ステンレス鋼板を溶接組立てした正方形断面短柱の終局圧縮強度は、SS400 とほぼ同等と考えてよいことを明らかにした。
- (4) 対象としたステンレス鋼は比例限を迎えるとと

もにひずみ硬化を発現することから、SS400 に比べて終局を迎えた後の劣化勾配は緩やかで、靱性に優れることを明らかにした。

・謝辞

供試体の製作にあたっては、愛知製鋼株式会社の佐野良幸氏ならびに田中博文氏から材料ならびに材料に関する情報を提供頂きました。また、供試体の組立てにあたり、株式会社アストの若山彰氏より、製作ならびに情報提供に協力頂きました。ここに記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 三好崇夫, 宮寄靖大, 奈良敬: SUS410L の応力-ひずみモデルとそれを用いた板の圧縮強度, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.633-638, 2007.11.
- 2) 三好崇夫, 越智内士, 森省吾, 宮寄靖大, 奈良敬: ステンレス鋼圧縮板の設計基準強度に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.639-644, 2007.11.
- 3) 森省吾, 三好崇夫, 越智内士, 宮寄靖大, 奈良敬: ステンレス鋼の応力ひずみモデルが終局強度に及ぼす影響について, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.645-652, 2007.11.
- 4) 三好崇夫, 宮寄靖大, 奈良敬: SUS329J3L から成る周辺単純支持板の終局挙動, 鋼構造年次論文報告集, 第 16 巻, 2008.11.
- 5) 三好崇夫, 宮寄靖大, 奈良敬: 二相系ステンレス鋼板の極限強度特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.55A, pp.80-91, 2009.3.
- 6) 土木学会 鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン 改訂第 2 版, 土木学会, 2005.
- 7) 須藤一: 残留応力とゆがみ, 内田老鶴圃, 1988.
- 8) 日本鋼構造協会関西地区連絡会関西地区委員会 IDM 委員会: 鋼橋部材の形状初期不整と耐力の統計学的研究, JSSC, Vol.16, No.170, 1980.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 10) Euro Inox and The Steel Construction Institute: Design Manual For Structural Stainless Steel, Euro Inox and The Steel Construction Institute, 2006.
- 11) 奈良敬, 津田真, 福本秀士: 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.