

# 縦横比が大きい単リブ補剛板の 限界圧縮強度評価

宮寄 靖大<sup>1</sup>・Mahmudur RAHMAN<sup>2</sup>・奥井 義昭<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 長岡工業高等専門学校准教授 環境都市工学科 (〒940-8532 新潟県長岡市西片貝町888)

E-mail: y-miyazaki@nagaoka-ct.ac.jp

<sup>2</sup>学生会員 埼玉大学大学院 理工学研究科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

E-mail: limonkcivil@yahoo.com

<sup>3</sup>正会員 埼玉大学教授 理工学専攻 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

E-mail: okui@mail.saitama-u.ac.jp

幅が狭い箱桁等に用いられる単リブ補剛板の圧縮強度を、実験および数値計算結果から検討した。まず、橋梁用高降伏点鋼板SBHS500と普通鋼板SM490Y製の単リブ補剛板4枚で構成される矩形短柱の圧縮実験を4ケース実施し、圧縮強度特性および荷重-面外変位関係などを明らかにした。この実験供試体では初期不整も併せて計測し、計測結果および圧縮試験結果を用いて非線形有限要素モデルの検証を行い、十分な精度で解析可能なことを確認した。つぎに、初期不整と幅厚比パラメータをパラメトリックに変化させた解析モデルを用いて、確率論的手法による単リブ補剛板の圧縮強度特性を明確にした。最後に、これらの結果から単リブ補剛板の終局限界強度および使用限界強度を、道路橋示方書、AASHTO, Canadian CodeおよびEurocodeと比較しながら提案している。

**Key Words :** simple stiffened plate, SBHS, ultimate limit state, service limit state

## 1. まえがき

平成 29 年道路橋示方書<sup>1), 2)</sup>に橋梁用高降伏点鋼板(以下, SBHS とする。)の<sup>3)</sup>規定が始めて導入された。高強度鋼材を使用した鋼構造部材は、普通鋼製部材に比べて材料強度の増大による薄肉軽量化が期待できる。一方で、薄肉化に伴う座屈強度の変化は、十分に注意すべき点であり、鋼構造物の高強度材料適用による合理化設計を行うためには、実験および数値計算による多くのデータに基づいた評価手法の提案が必要となる。

鋼構造物の軽量化を実現する補剛板は、鋼製橋脚柱部をはじめとして、多くの構造部位に用いられている。また、これらの補剛板の終局強度に関する研究<sup>4)-11)</sup>は、数多く行われてきた。Eurocode<sup>12)</sup>における補剛板の強度評価は、補剛板を柱座屈モデル、板座屈モデルおよびこれらの中間座屈モデルに場合分けし、その圧縮強度評価を行う形式を採用している。

一方、我が国の道路橋示方書<sup>2)</sup>における補剛板の強度評価は、主に、2 本以下の縦補剛材を有する補剛板の実験結果<sup>13)</sup>に基づいた耐荷力曲線を用いてい

る。そのため Eurocode で考慮されている幅広い補剛板で発生する柱座屈モードにおける終局強度が精度良く評価できていない。さらに、近年採用事例が増えている狭幅箱形で用いられる単リブ補剛板に対しては強度を過小評価する傾向にある。合理的な補剛板の設計を行うためには、Eurocode<sup>12)</sup>で採用されているような、板パネルおよび補剛材の補剛板断面の構成条件により強度評価を区分するなど、複数の耐荷力曲線を考慮した照査法の提案も 1 つであるといえる。

さらに、SBHS 等の新材料を用いた補剛板に関するこれら強度評価法の確認は、実験および数値計算を含めた研究例<sup>14), 15)</sup>が従来の鋼材に比べて極僅かであり、殆ど行われていない。そのため、SBHS を用いた補剛板としての実験および解析データが少ないことと、従来鋼に比べて降伏比が高いことから、道路橋示方書においても SBHS を用いた補剛板の圧縮強度は普通鋼に比べて低減されているのが現状である。

本研究では、まず SBHS500 ならびに SM490Y 製単リブ補剛板 4 枚で構成される中空矩形短柱の圧縮

載荷試験を実施し、SBHS 鋼材と従来鋼を用いた補剛板の圧縮強度特性の比較を行った。加えて後の数値解析モデルの検証で必要となる供試体の残留応力および初期面外変位の計測を行った。そして、これらの初期不整を忠実に考慮した非線形有限要素モデルを作成し、同解析による実験結果の再現性を検証した。

つぎに、前述の単リブ補剛板の実験結果の再現性を確認した数値計算モデルを用いて、補剛板の幅厚比パラメータおよび初期不整を確率論的手法によるパラメトリックに変動させた数値計算を実施し、強度の初期不整によるバラツキを検討した。最後に、以上の実験および数値計算結果を踏まえて、道路橋示方書<sup>2)</sup>および欧米諸国における基準類<sup>12), 16), 17)</sup>の耐力評価法と比較する。

## 2. 材料特性

本研究の圧縮試験に用いる材料は、SBHS500 および比較用の SM490Y とする。なお、SBHS500 は、2 ロットの板材を用いたため、SBHS500-A および SBHS500-B として扱うこととする。

表-1 は、対象材料のミルシートに記載の機械的性質および化学成分を表している。ここで、同表中の  $\sigma_y$ ,  $\sigma_u$  および  $\delta$  は、降伏応力、引張強度および伸びを意味している。また、図-1 は、本研究で対象とする供試体を構成する材料特性を調べるために用いた引張試験片形状を表し、JIS Z 2241 5 号試験片形状<sup>18)</sup>に

準拠している。引張試験時の負荷条件は、JIS Z 2241 に従い、表-1 に示したミルシートに記載の降伏応力の範囲までを応力速度  $3\text{MPa} \cdot \text{s}^{-1}$  で、それを超える領域では万能試験機（許容値  $1000\text{kN}$ ）のクロスヘッド変位速度  $0.02\text{mm} \cdot \text{s}^{-1}$  とした。なお、引張試験中の速度制御は、全て試験機による自動制御とした。また、これらの引張試験では、引張試験片平行部の表裏面に貼付けたひずみゲージ（東京測器研究所製：弾性 2 軸ひずみゲージ FCA-5-11 および塑性単軸ひずみゲージ FLA-5-11）よりひずみを、試験機に付属のロードセルより荷重を計測した。写真-1 は、引張試験片平行部に貼付けたひずみゲージの状況を表している。以上の引張試験は、圧延方向および圧

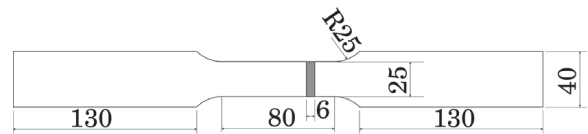


図-1 材料試験片 (JIS Z 2241 5 号試験片<sup>18)</sup>)

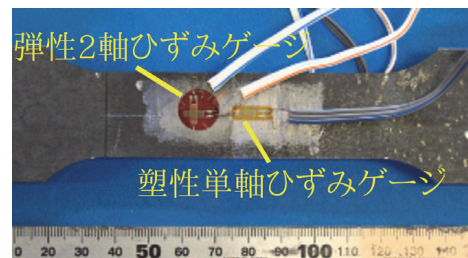


写真-1 引張試験片へのひずみゲージ貼付け状況

表-1 供試体を構成する材料のミルシート値

鋼種	ロット	$\sigma_y$	$\sigma_u$	$\delta$	化学成分(質量%)					
		(MPa)	(MPa)	(%)	C	Si	Mn	P	S	N
SBHS500	A	577	631	30	0.09	0.22	1.43	0.003	0.001	0.0035
	B	572	630	30	0.09	0.22	1.43	0.003	0.001	0.0035
SM490Y	-	413	549	24	0.16	0.43	1.47	0.012	0.003	0.0031

表-2 材料試験により得られた材料特性値

鋼種	ロット	方向	$\sigma_y$	$\sigma_u$	ヤング係数	ポアソン比	$\delta$
			(MPa)	(MPa)	$E(\text{GPa})$	$\nu$	(%)
SBHS500	A	RD	561	633	212	0.278	30.2
		TD	548	626	215	0.278	31.1
		(平均)	554	630	214	0.278	30.7
	B	RD	548	624	214	0.276	29.8
		TD	555	631	221	0.279	29.9
		(平均)	551	627	217	0.278	29.8
SM490Y	-	RD	393	542	210	0.286	36.2
		TD	401	547	212	0.286	37.0
		(平均)	397	545	211	0.286	36.6

延直角方向からそれぞれ図-1 の試験片を製作し、SBHS500-A および SBHS500-B ではそれぞれ各方向 3 体を、SM490Y では各方向 6 体を用いて実施した。

図-2 および表-2 は、引張試験により得られた供試体を構成する材料の応力ひずみ関係および材料特性値を表す。図-2 より、対象とした SBHS500 の応力ひずみ関係は、SM490Y の結果と同様に、材料試験片の採取方向の違いによる傾向の差が明確でないことがわかる。また、表-2 から、対象とした SBHS500 の各材料特性値の方向による変化は、3% 以下であり、十分小さいことがわかる。これらの結果より、次章で述べる実験による単リブ補剛短柱の圧縮強度特性については、表-2 に示す 2 方向の材料試験結果を平均した値を用いて精査することとする。

### 3. 矩形単リブ補剛短柱の圧縮試験

#### (1) 矩形単リブ補剛短柱供試体

図-3 は、本研究で対象とする単リブ補剛板 4 枚を溶接組立てた柱の形状を示す。対象とした単リブ補剛板の断面は、補剛材剛比  ${}^2\gamma_l$  が必要剛比  ${}^2\gamma_{l,req}$  となるようにするとともに、式(1)に示す補剛板の幅厚比パラメータ  $R_R$  が 0.5 および 1.2 となるようにして形状を決定した。

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

ここで、 $b$  は断面を構成する単リブ補剛板の支持間隔を、 $t$  は補剛板パネル部の板厚を、 $k$  は補剛板の座屈係数 ( $k = 4n^2$ ) を、 $n$  は補剛材で区切られるパネル数を意味する。なお、これらの断面寸法を決める

に当たっては、表-1 に示した各鋼種の実測値に記載の降伏応力および鋼材のヤング係数  $E = 206\text{GPa}$ 、ポアソン比  $\nu = 0.3$  を用いた。表-3 は、対象供試体の実測寸法値を示す。ここで、同表中の  $\bar{\lambda}$  は、式(2)に示す柱の細長比パラメータを表している。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r} \quad (2)$$

ここで、 $r$  は断面 2 次半径、 $l$  は図-3 に示した圧縮試験用供試体の柱長さを意味する。なお、圧縮試験用供試体は、柱長さ  $l$  の柱の上下端に板厚 25mm の端板を断面の外側を回し溶接により取付け、上下端板間の平行度を十分に確保する形で仕上げた。表-3 の補剛材剛比  $\gamma_l/\gamma_{l,req}$  をみると、HS05 供試体は、補剛材高さを誤ることで小さくなったため、必要剛比の 0.37 倍程度になっている。図-4 は、圧縮試験用供試体の外観を表し、図中には、圧縮試験時のひずみお

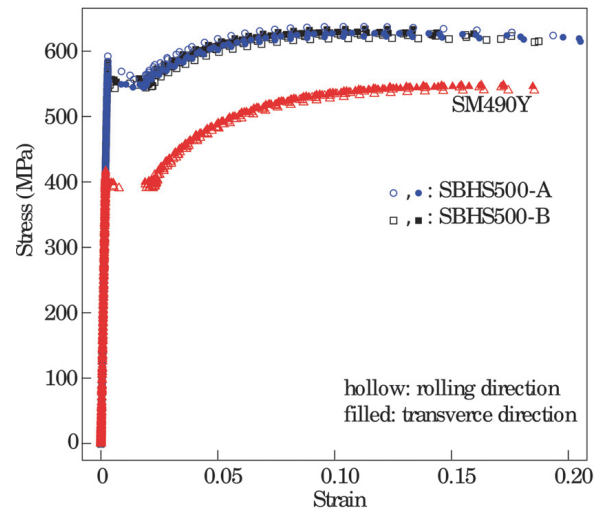


図-2 供試体材料の応力ひずみ関係

表-3 圧縮試験用供試体寸法諸元

供試体名	鋼種	柱長さ $l(\text{mm})$	フランジ幅 $B(\text{mm})$	支持間隔 $b(\text{mm})$	パネル幅 $b_p(\text{mm})$	補剛材高さ $h_s(\text{mm})$	板パネル板厚 $t(\text{mm})$	補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	$R_R$	$\bar{\lambda}$	$\gamma_l/\gamma_{l,req}$
HS05	SBHS500-A	772.6	258.0	216.0	105.0	29.3	6.02	6.05	0.48	0.14	0.37
HS12	SBHS500-B	1681.4	561.4	520.6	257.3	60.4	5.98	5.96	1.16	0.13	1.12
SM05	SM490Y	889.5	296.4	255.6	124.8	47.6	6.02	6.04	0.49	0.11	1.02
SM12		1958.9	652.3	610.7	302.3	61.1	6.01	6.08	1.16	0.11	1.05

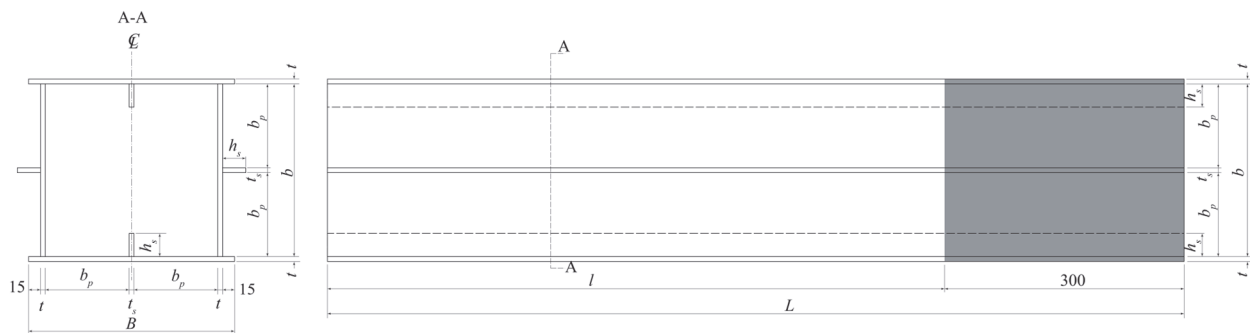


図-3 供試体外観

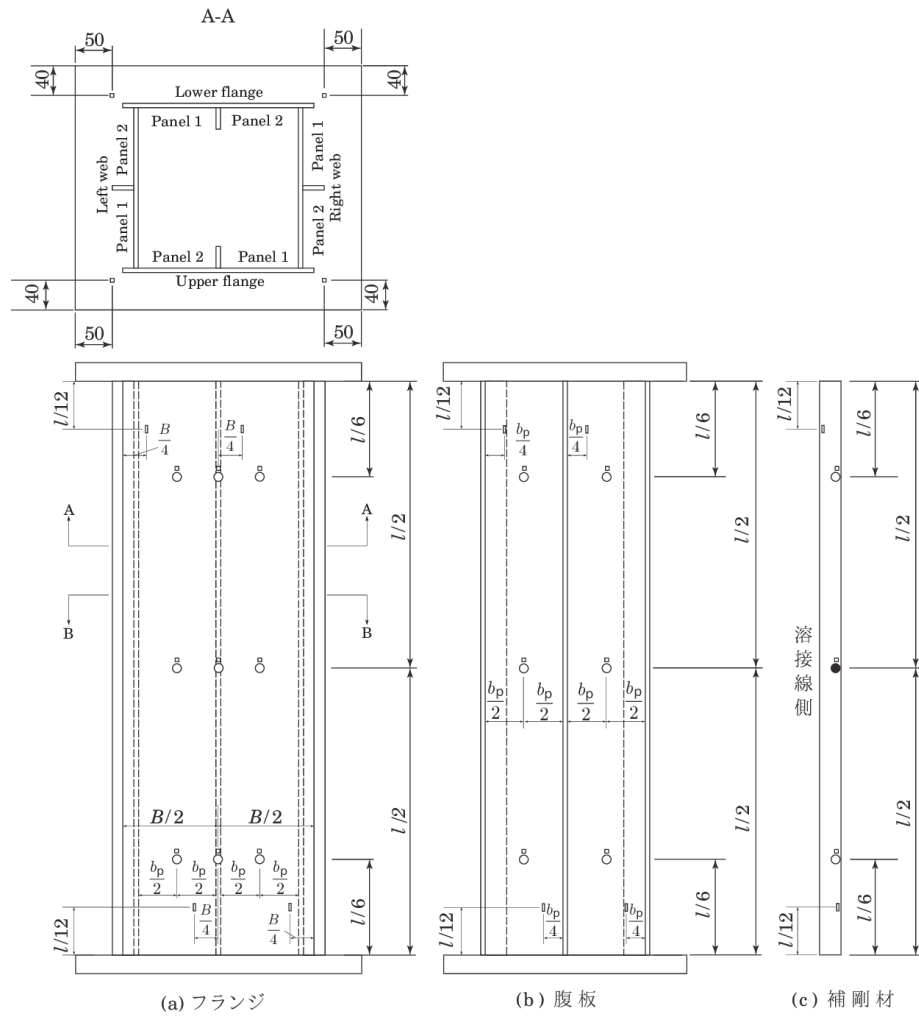


図-4 圧縮試験用供試体外観

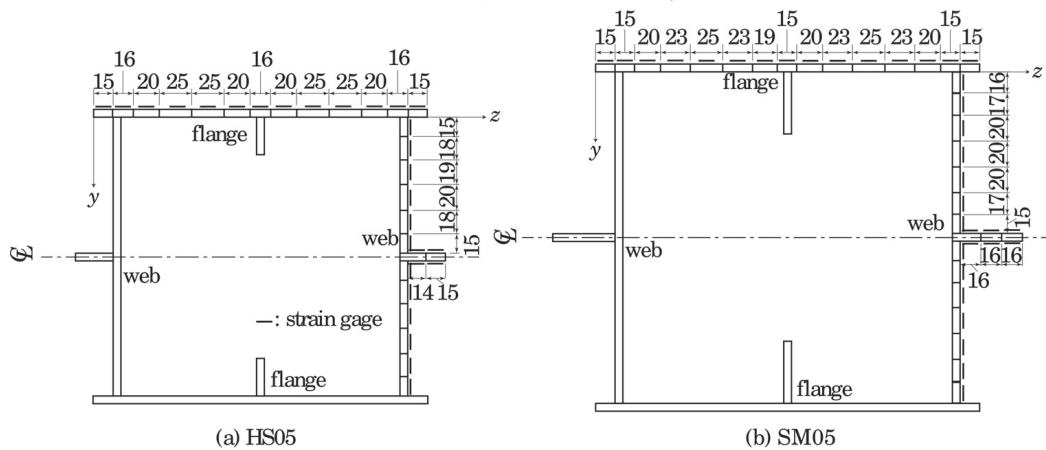


図-5 残留応力測定に関する断面切断位置

よび変位測定位置も明示している。また、本研究では、矩形単リブ補剛断面短柱を構成する単リブ補剛板の初期不整を明らかにすることを目的として、図-3 に示したハッチング部の長さ 300mm の部分より、残留応力測定用に切り出した。なお、残留応力の測定については、幅厚比パラメータ 0.5 のみの供試体を対象とした。図-5 は、供試体断面における残留応力測定位置を表している。残留応力の測定は、同図のように矩形単リブ補剛断面短柱の上フランジ部および右側腹板部の外側表面に 3 軸弾性ひずみゲージを貼付し、これら各領域を機械的切断により断面を切断し、切断前後のひずみ差に表-2 に示したヤング係数を乗じて算出する。

## (2) 初期不整

### a) 残留応力

図-6 から図-8 は、本研究で対象とした HS05 および SM05 供試体の残留応力測定より得られた 3 軸応力を、主応力成分とその作用方向に変換して表して

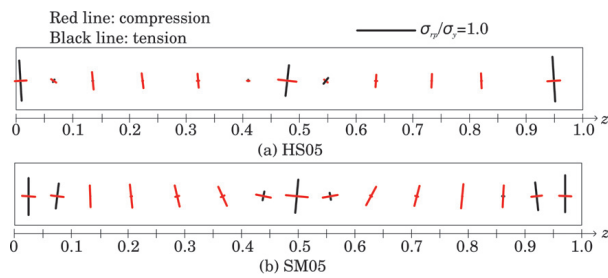


図-6 フランジ部の残留応力主応力成分

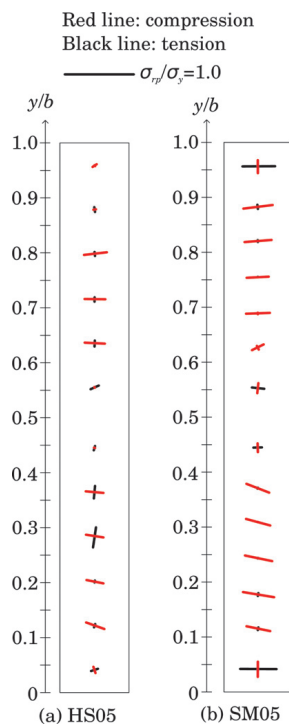


図-7 腹板部の残留応力主応力成分

いる。なお、これら図中の線で表す残留応力の主応力成分の大きさ  $\sigma_{rp}$  は、表-2 に示した対象供試体に用いた材料の降伏応力  $\sigma_y$  で正規化している。ここで、これら図中の残留応力の大きさ  $\sigma_{rp}/\sigma_y$  は線の長さで表しており、黒の実線が引張側の成分を、赤の実線が圧縮側の成分を意味している。また、各図の座標軸は、残留応力測定位置をフランジ幅  $B$ 、腹板幅  $b$  または補剛材高さ  $h_s$  で正規化して表している。これら

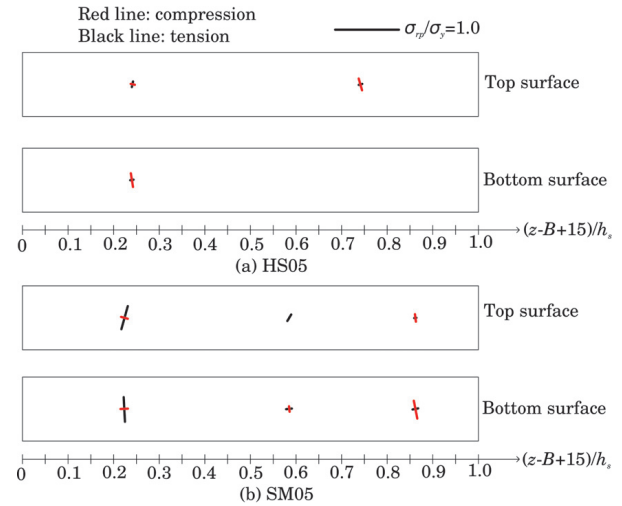


図-8 補剛材部の残留応力主応力成分

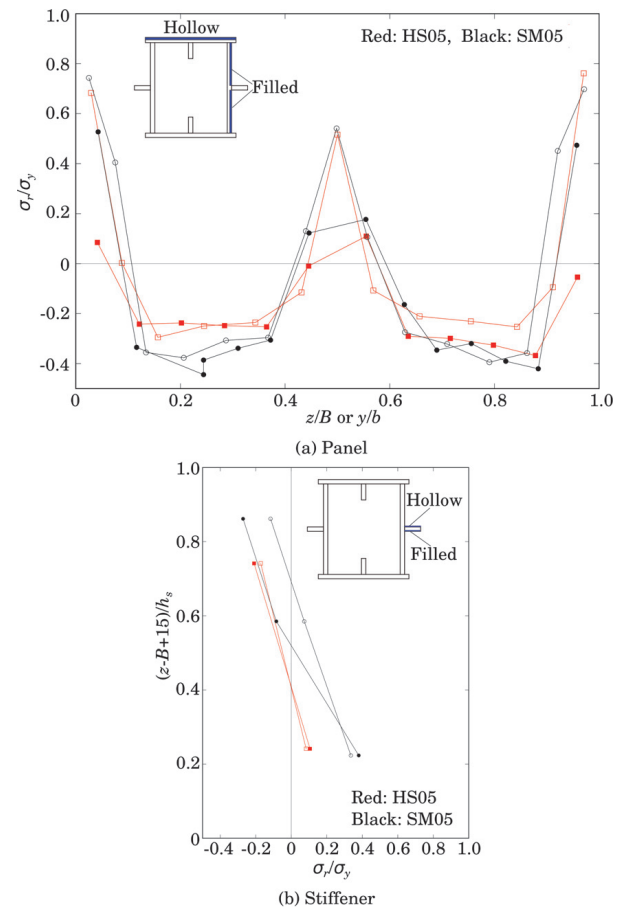


図-9 対象補剛板の残留応力分布



の図より、HS05 および SM05 供試体の残留応力の絶対値が大きい主応力成分の方向は、溶接線とほぼ平行となることが確認できる。これより、以降では、溶接線方向と平行な位置にあるひずみゲージより得られた残留応力を選定して分析する。

図-9は、HS05およびSM05供試体について、溶接線方向と平行な方向におけるひずみゲージより測定した残留応力分布を示す。同図の残留応力の大きさ $\sigma_r$ は、表-2に示した降伏応力 $\sigma_y$ で正規化した値を表している。また、残留応力の大きさ表す座標軸に直行する座標軸は、残留応力測定位置をフランジ幅 $B$ 腹板幅 $b$ または補剛材高さ $h_s$ で正規化して表している。なお、板パネル部の残留応力の測定は、表裏面での計測ができなかったため、表面を右側腹板部（塗りつぶし）、裏面を上側フランジ部（中空）としてまとめている。同図(a)の板パネル部の残留応力について見ると、引張側の残留応力の最大値は、腹板との溶接部付近にて、SBHS500およびSM490Yのいずれの供試体においても、降伏応力の約0.75倍の値で発生していることが確認できる。また、板パネル部の圧縮残留応力については、SBHS500製単リブ補剛板(HS05)で約 $-0.29\sigma_y$ 、SM490Y(SM05)で約 $-0.39\sigma_y$ となる。そして、図-9(b)の補剛材部の残留応力について見ると、HS05供試体の残留応力は、SM05の結果に比べて引張側および圧縮側ともに小さくなることが確認できる。これらの結果は、溶接時の入熱量を抑制できるSBHS特有の結果であることも考えられるものの、より多くの実験結果等を加えながら、今後検証していく必要がある。

b) 初期たわみ

図-10 は、圧縮試験用供試体を対象とした初期たわみの測定位置を示す。初期たわみの測定は、供試

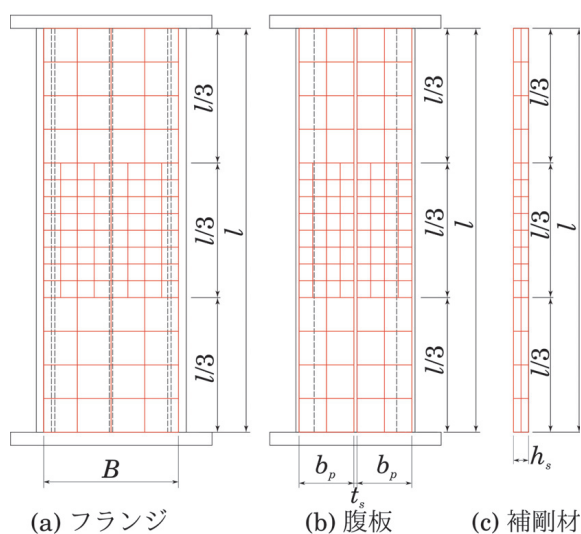


図-10 初期たわみ測定位置

体を構成する 4 つの単リブ補剛板について、図-10 に示す格子点上を定盤、パラレルブロックおよびダイヤルゲージを用いて実施した。ここでは、供試体を構成する単リブ補剛板の局部座屈が柱中央部 1/3 の領域で発生することを想定し、この領域を  $8 \times 8$  マスに分割して初期たわみ測定点数を他の領域に比べて細かく設定した。なお、同図中の  $l, B, b_p, t_s$  および  $h_s$  は、表-3 で示した短柱供試体の各寸法を表しており、供試体毎にその大きさが変化するため、分割サイズが供試体により異なる。以上のようにして測定した供試体を構成する単リブ補剛板の初期たわみは、文献 19) で示されている板のたわみモードとの誤差を最小二乗法により検証し、その結果をまとめ

表-4 圧縮試験用供試体の最大初期たわみ ( $\delta_{0\max}/b_p$   
または $\delta_{0\max}/h_c$ )

部位	パネル	HS05	HS12	SM05	SM12
上フランジ	P1	1/622	1/2166	1/801	1/1140
	P2	1/589	1/1311	1/299	1/1573
左側腹板	P1	1/175	1/1970	1/625	1/4246
	P2	1/365	1/1770	1/273	1/2402
下フランジ	P1	1/505	1/1350	1/1029	1/1533
	P2	1/1744	1/1282	1/206	1/1225
右側腹板	P1	1/370	1/495	1/552	1/1711
	P2	1/631	1/2020	1/453	1/1414
左側補剛材	-	1/182	1/110	1/145	1/1566
右側補剛材	-	1/77	1/138	1/116	1/259
板パネル部	-	1/295	1/1315	1/534	1/1342
補剛材部	-	1/182	1/138	1/129	1/259

表-5 圧縮試験用供試体の初期たわみモード

部位	パネル	HS05	HS12	SM05	SM12
上フランジ	P1	4th	2nd	2nd	6th
	P2	6th	2nd	5th	6th
左側腹板	P1	6th	1st	6th	7th
	P2	6th	7th	5th	2nd
下フランジ	P1	7th	6th	1st	6th
	P2	7th	6th	5th	6th
右側腹板	P1	5th	5th	6th	7th
	P2	7th	7th	6th	7th
左側補剛材	-	7th	1st	6th	4th
右側補剛材	-	1st	6th	6th	6th
板パネル部	-	6th	6th	6th	6th
補剛材部	-	7th	6th	6th	6th

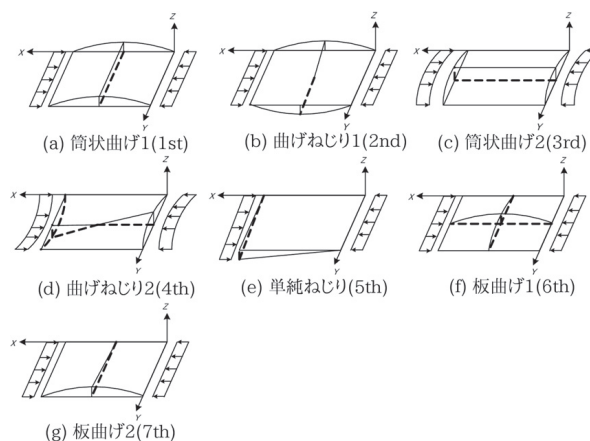


図-11 初期たわみモード<sup>19)</sup>

ることとする。

表-4 および表-5 は、対象供試体の初期たわみ測定結果を表している。ここで、表-4 の値は、表-5 に示す初期たわみモードにおける各板パネルまたは補剛材の最大面外たわみ $\delta_{0max}$ を、各板パネル幅 $b_p$ または補剛材高さ $h_s$ で除した値を表している。なお、これらの結果は、短柱供試体における局部座屈を考慮して、前述した柱中央部 1/3 の領域のみについてまとめている。また、表-4 の板パネル部および補剛材部をまとめた結果は、表-5 で得られた発生頻度が最も大きい変形モードの平均値を表している。これらの対象とした結果は、2 つの表における色付け部としている。表-5 より、HS05 の補剛材部の結果を除いて、供試体を構成する単リブ補剛板の板パネル部および補剛材部の初期たわみモードは、図-11<sup>19)</sup>に示す板曲げ 1(6th)モードととなることがわかる。そして、表-4 より、いずれの供試体の板パネル部および補剛材部でまとめた初期たわみの最大値は、道路橋示方書<sup>3)</sup>の部材製作精度の許容値に対して小さくなることがわかる。さらに、SBHS500 製供試体と SM490Y 製供試体の初期たわみ性状については、両者に明確な違いが無いことが確認できる。

### (3) 圧縮試験

圧縮試験は、3.(1)で説明した供試体 4 体を対象に実施した。試験時の負荷は、大型疲労試験機 4000kN(静的負荷時 6000kN)により、変位制御で実施した。また、試験時のデータ計測は、荷重を試験機付属のロードセルより、ひずみおよび変位を図-4 で示した各供試体に設置したひずみゲージおよび変位計より行った。

図-12 は、圧縮試験により得られた全供試体の圧縮方向荷重と圧縮変位の関係を表している。同図の縦軸は実験により得られた荷重 $P$ を供試体の全断面降伏荷重 $P_y$ で除した値を、横軸は圧縮試験により得られた圧縮変位 $U$ を供試体の降伏時の変位 $U_y$ で除した値を意味している。ここで、圧縮変位 $U$ は、図-4 に示した上または下端板に設置した変位計により得られた変位をそれぞれ平均し、上下端板間の相対変位を表している。図-12 より、幅厚比パラメータ $R_R = 0.5$ の HS05 および SM05 供試体は、 $R_R = 1.2$ の HS12 および SM12 供試体の結果に比べて十分な変位が進んだ後、最大強度に達していることが確認できる。また、 $R_R = 0.5$ および $R_R = 1.2$ の供試体いずれにおいても、SBHS500 と SM490Y の荷重と変位関係の傾向に大差無いことが確認できる。

図-13 は、HS12 および SM12 供試体の各板パネルの荷重と面外変位の関係を示す。同図の横軸は、柱

中央 1/2 における板パネル中央部 $b_p/2$ の点で計測した面外たわみ $\delta$ を、表-4 で示した両供試体の板パネル部の最大初期たわみ値 $\delta_{0max}$ で正規化して表している。また、同図中には、柱中央の板パネル部の圧縮試験後の変形状況の写真を示している。同図より、供試体断面を構成する単リブ補剛板の板パネルの圧縮挙動は、パネル 1 とパネル 2 で荷重面外変位の傾

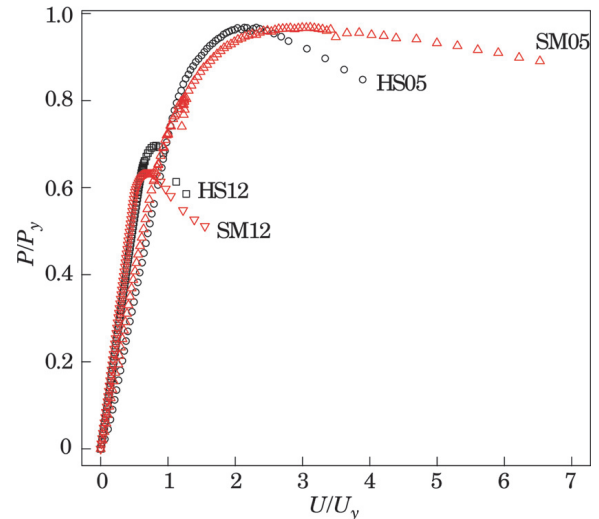


図-12 全供試体の荷重と変位の関係

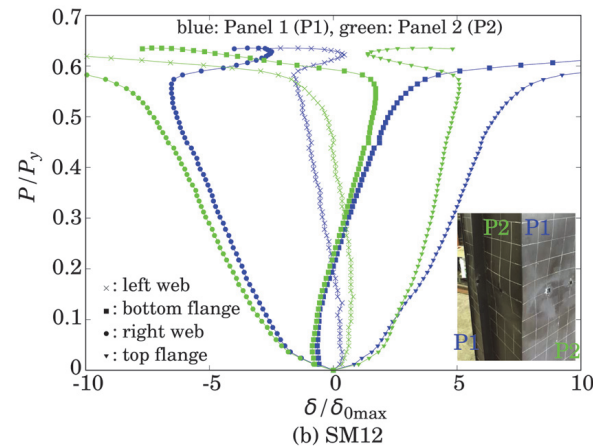
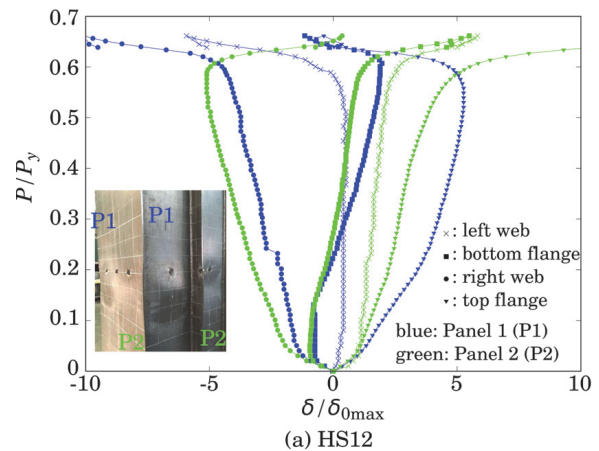


図-13 HS12 および SM12 供試体の各板パネルの荷重と面外変位の関係

向が大別でき、同図(a)の HS12 供試体では、パネル 1 が初期剛性から大きく変化する荷重が $0.6P_y$ 付近から面外変位が負の方向に推移する断面外側に凸となる変形に、パネル 2 の面外変位はパネル 1 とは逆に荷重が $0.56P_y$ 付近から荷重の増加とともに断面内側に凸となることがわかる。同図(b)の SM12 供試体においてもパネル 1 とパネル 2 の荷重と面外変位の関係は、各パネルで傾向を大別できることが確認できる。また、SM12 供試体の面外変位形状は、HS12 供試体と対称的となることが確認できる。以上の結果は、対象とした全供試体および断面について同様であるため、供試体を構成する単リブ補剛板 4 枚の結果は、1 枚の単リブ補剛板として扱うこととする。

図-14 は、矩形単リブ補剛断面短柱を構成する 4 枚の補剛板について、各結果を平均して 1 枚の単リブ補剛板とみなしたときの 2 つの板パネル部および補剛材部の面外たわみを表している。なお、同図の横軸の面外たわみは、矩形単リブ補剛断面短柱を構成する 4 枚の補剛板で計測した面外たわみを平均した値 $\delta$ を、表-4 で示した各供試体の板パネル部または補剛材部の最大初期たわみ値 $\delta_{0max}$ で正規化して表している。また、写真-2 は、対象供試体の圧縮試験後の状態を示す。図-14 より、各供試体断面を構成する板パネルおよび補剛材の結果を平均した SBHS500 製および SM490Y 製単リブ補剛板の荷重と面外たわみは、HS12 および SM12 の板パネルおよび補剛材の変形モードが逆転しているものの、HS05 および SM05 の最大荷重点までの挙動がほぼ同様となることが確認できる。

#### 4. 数値計算による圧縮試験結果再現性の検証

この章では、5 章で記述する複合非線形性を考慮した有限要素法による数値計算の妥当性を、3 章の実験結果と比較しながら検証する。比較対象モデルは、幅厚比パラメータが 1.2 の SBHS500 製単リブ補剛板とする。図-15 は、本研究の数値計算に用いる解析モデルを示す。まず、単リブ補剛板と前章の実験結果による強度特性の再現性を確認するため、数値計算用の有限要素モデルは、図-4 に示した HS12 供試体の右側腹板のみを取出して、4 節点シェル要素(S4R)により離散化を行う。また、同解析モデルに導入する初期不整は、初期たわみおよび残留応力を考慮する。つぎに、初期たわみは、図-10 の位置にて実測した対象供試体の板パネル部の面外たわみの値に対して 3 次のスプライン関数を用いて面外変位を近似し、解析モデルの各節点の初期形状を与えた。この場合、スプライン関数によって再現された

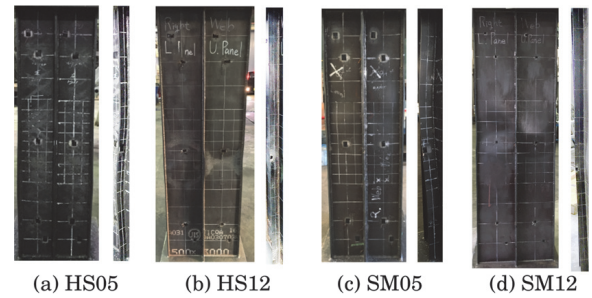


写真-2 圧縮試験後供試体

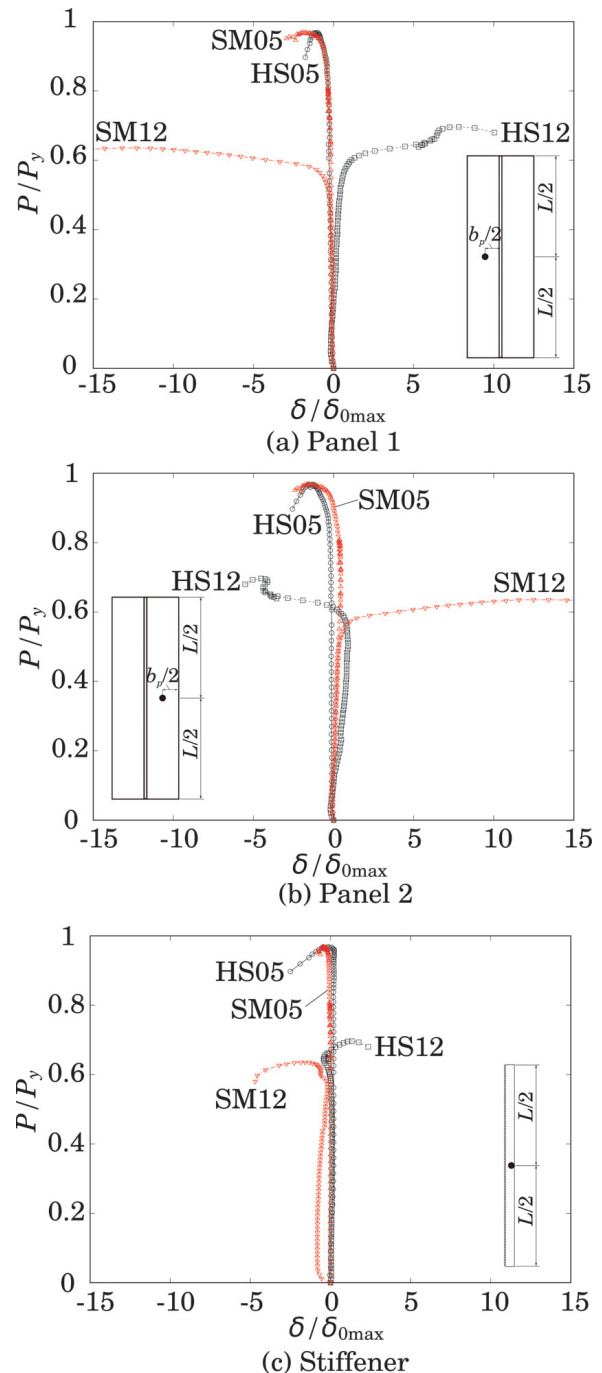


図-14 矩形単リブ補剛短柱を構成する各部材の荷重と面外たわみの関係



初期たわみ形状は、計測点では実測値の面外変位に一致し、2次導関数の連続性が担保されている。図-16は、同解析モデルに導入した初期たわみ形状を表している。そして、残留応力については、3. (2) a)にて明らかにした残留応力分布に基づき、圧縮残留応力を $-0.28\sigma_y$ 、引張残留応力を $\sigma_y$ とした断面内で自己平衡を保つ台形分布で与えた。さらに、材料非線形性は Mises の降伏条件と関連流れ則に従うものとし、材料の応力ひずみ関係は図-2 に示した SBHS500-B の材料試験結果を用いる。以上の数値計算は、ABAQUS を用いて実施する。

図-17 は、数値計算により得られた圧縮負荷方向の平均圧縮応力と平均圧縮ひずみの関係を示す。同図の縦軸は数値計算により得られた平均圧縮応力 $\sigma$ を単リブ補剛板の全断面降伏応力 $\sigma_y$ で除した値を、横軸は平均圧縮ひずみ $\varepsilon$ を単リブ補剛板の降伏時のひずみ $\varepsilon_y$ で除した値を意味する。なお、同図中には、前章で示した HS12 供試体の圧縮試験による結果と比較して表している。図-17 より、本研究で扱う数

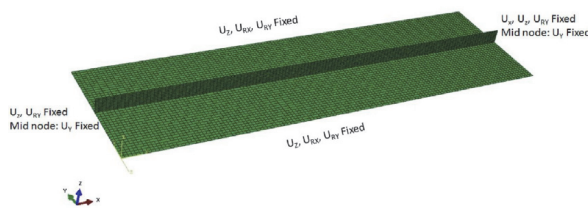


図-15 単リブ補剛板の数値計算モデル

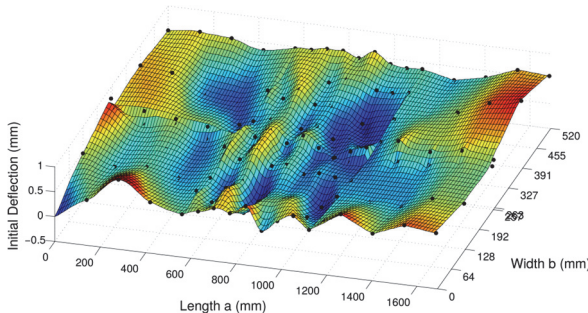


図-16 数値計算で与えた初期たわみ

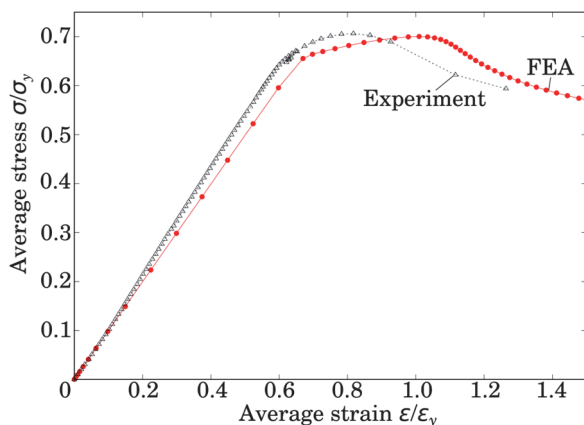


図-17 平均圧縮応力と平均圧縮ひずみの関係

値計算は、実験結果の初期勾配に比べてやや小さくなるものの、初期状態から最大荷重点までの領域を実験結果に対してほぼ同様の傾向となることがわかる。また、数値計算で得られた最大荷重点での強度および変位は、実験結果の約99.2%および約143%となる。これより、数値計算における最大強度は実験結果を良好に再現できることがわかる。

図-18 は、数値計算により得られた補剛板を構成する板パネル部の平均圧縮応力と各位置の面外たわみの関係を示す。また、同図中には、比較のため、HS12 供試体の実験結果を表示している。ここで、同図の実験結果は、矩形単リブ断面を構成する4枚の単リブ補剛板の面外変位について、それぞれ変位計にて計測した値を平均した結果を表している。このように、矩形単リブ補剛板の実験結果を平均した理由は、全供試体の計測データは断面外側のみであること、1枚の単リブ補剛板を扱う解析条件と同様にするため、4枚の単リブ補剛板が1枚の単リブ補剛板の挙動とみなすことによる。そして、同図の横軸は、板パネル部の面外たわみ $\Delta$ を道路橋示方書に規定される許容最大面外たわみ $b_p/150$ で正規化して表している。同図(c)および(d)より、数値計算により得られた柱長さ方向中央部の面外たわみの傾向は、実験結果のたわみの進展方向が逆に現れているものの、勾配が変化し始める点がほぼ一致していることが確認できる。また、その他の柱上下部の結果については、数値計算結果の最大強度時の面外たわみが実験結果に比べて大きくなるものの、荷重と面外たわみの傾向がほぼ一致することがわかる。これらの面外たわみの大きさは、数値計算結果が実験結果に比べてやや大きくなることが確認できる。

以上の結果より、補剛板の板パネルの変形モードが数値計算結果と実験結果で逆転しているものの、本研究で扱う数値計算モデルは、3章で示した実験による補剛板の終局強度を再現できると判断する。これより、次章では、本章で述べた数値計算モデルを用いて、単リブ補剛板の圧縮強度特性を調べる。

## 5. 限界強度と確率分布情報の評価

本研究では、前章で記述した非線形有限要素モデルを用いて、圧縮力を受ける単リブ補剛板の座屈強度の平均値と標準偏差を求める。まず、補剛板の形状は、縦横比 $\alpha$ を3.0に、補剛材剛比 $\gamma_l$ を必要剛比 $\gamma_{l,req}$ と等しく固定して、幅厚比パラメータ $R_R$ を0.4から1.4の範囲で0.2刻みの値に指定して検討を行った。ただし、使用限界強度に関しては $R_R = 1.0$ から1.4の範囲でのみ検討を行った。これは次の理由に

よる．限界状態設計法では一般に，終局限界と使用  
 限界で異なる荷重レベルで照査が行われる．  
 AASHTO LRFD で設計された橋梁を調査すると終局  
 限界時と使用限界時の荷重レベルにおける照査曲げ  
 モーメントの差は最大で 25% 程度であった<sup>20)</sup>．一方，  
 解析結果より  $R_R$  が 1.0 より小さくなると使用限界強  
 度と終局限界強度の差が 25% 以下になり，使用限界  
 で強度が決定されることがほぼ無いと判断したため  
 である．

縦横比を 3.0 に固定した理由は，狭幅箱桁の実績  
 において  $\alpha = 3.0$  の場合が多かったことと，縦横比  
 を 1.0 程度から増加させると終局強度も増加するが，  
 $\alpha$  が 3.0 程度で上限値の板座屈モード時の終局強度に  
 達する<sup>21)</sup>ため，本研究では補剛板強度の上限値を求  
 める目的で設定した．鋼種としては，SM490Y，  
 SM570，SBHS500 および SBHS700 を採用し，数値計  
 算に用いるこれら材料の応力-ひずみ関係は図-19 に  
 示す．

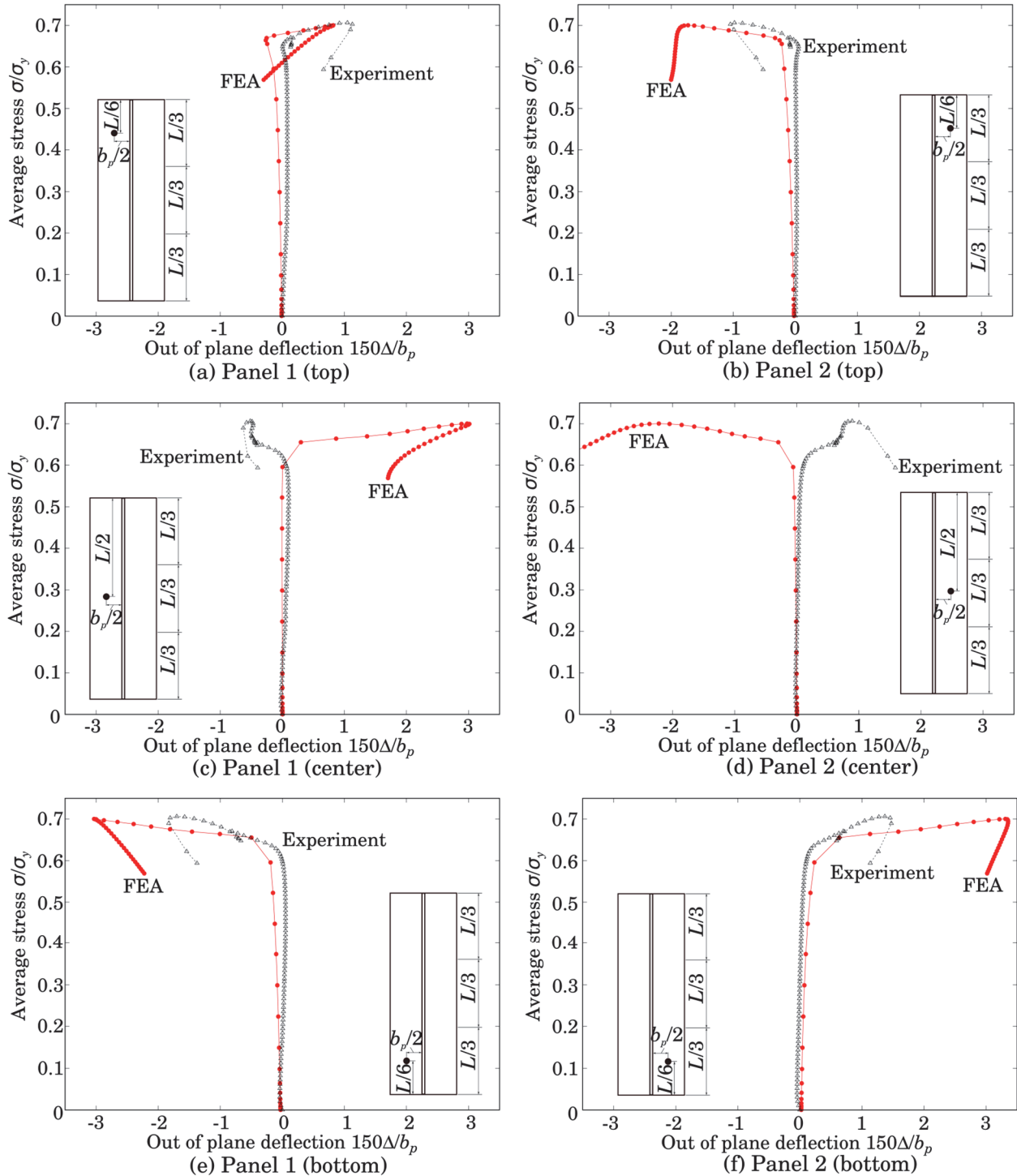


図-18 各板パネル部の平均応力と面外たわみの関係

強度のバラツキを誘発する原因として、(1)残留応力 $\sigma_{rc}$ 、(2)全体変形モードの初期たわみ $\delta_{01}$ 、(3)局部変形モードの初期たわみ $\Delta_{ini}$ の3つを考慮する。ここで、 $\sigma_{rc}$ は縦補剛材間の圧縮残留応力を表し、残留応力の分布は計測結果から図-20の形状を仮定した。一方、初期たわみの全体変形モードと局部変形モードとしては、座屈固有値解析を実施し、対応する固有モード形状を用いることとした。

いま、降伏応力で無次元化した強度を $Y$ で表せば、ランダム変数 $Y$ は前述した3つの初期不整を表すランダム変数 $X_i$ を変数とする未知関数 $g$ を用いて表すことができる。

$$Y = g(X_1, X_2, X_3) \quad (3)$$

ここで、 $X_1 (= \sigma_{rc}/\sigma_y)$ は残留応力に関する変数、 $X_2 (= 1000\delta_{01}/a)$ は補剛板全体の初期たわみに関する変数、 $X_3 (= 150\Delta_{ini}/b_s)$ は補剛板の板パネルの初期たわみに関する変数を表す。なお、 $a$ は補剛板の長さを、 $b_s$ は補剛板の板パネルの幅を意味する。強度 $Y$ を3つの変数 $X_1$ から $X_3$ の関数 $g$ で表現することができ、 $Y$ を $X_i$ の平均値 $\mu X_i$ の周りでテイラー展開すると次式を得る。

$$Y = g(\mu X_1, \mu X_2, \mu X_3) + \sum_{i=1}^3 (x_i - \mu X_i) \frac{\partial g}{\partial X_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 (x_i - \mu X_i)(x_j - \mu X_j) \frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} + \dots \quad (4)$$

ここで、 $x_i$ は $X_i$ のサンプルを表す。いま、1次近似として第2項目までをとり、初期不整 $X_i$ が互いに独立なランダム変数だと仮定すれば、 $Y$ の平均値 $\mu_Y$ と標準偏差 $\sigma_Y$ は次式で与えられる。

$$\mu_Y \cong g(\mu X_1, \mu X_2, \mu X_3) \quad (5)$$

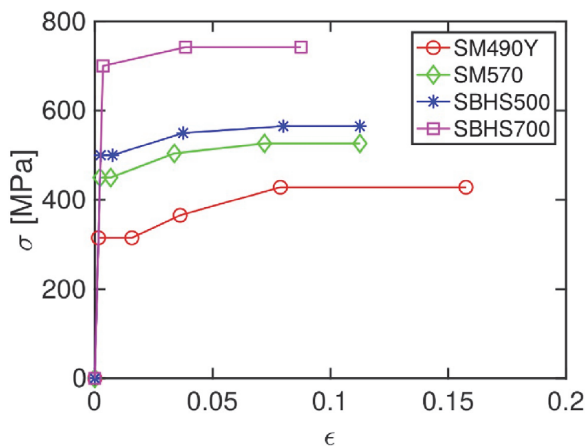


図-19 数値計算に用いる材料の応力ひずみ関係

$$\sigma_Y \cong \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left( \frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2} \quad (6)$$

さらに、 $g$ の導関数は解析的に導くことはできないため、中央差分近似で評価すれば、 $Y$ の標準偏差は次式で計算できる。

$$\sigma_Y \cong \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left( \frac{Y_i^+ - Y_i^-}{2} \right)^2} \quad (7)$$

ここで、 $Y_i^+$ および $Y_i^-$ は、

$$Y_1^\pm = g(\mu X_1 \pm \sigma X_1, \mu X_2, \mu X_3) \quad (8a)$$

$$Y_2^\pm = g(\mu X_1, \mu X_2 \pm \sigma X_2, \mu X_3) \quad (8b)$$

$$Y_3^\pm = g(\mu X_1, \mu X_2, \mu X_3 \pm \sigma X_3) \quad (8c)$$

であり、これらの値は初期不整を表-6に示す値に変化させて解析することで得ることができる。各初期不整の平均値、標準偏差は過去の研究<sup>19),22),23)</sup>で報告された表-7に示す値を用いた。

上記の方法を用いて強度の平均値と標準偏差を求めるが、以下では強度として終局強度と使用強度の2つを考慮した。終局強度については通常定義と同じく、非線形有限要素解析より得られた最大荷重時における断面内の平均圧縮応力を終局限界強度 $\sigma_{ULS}$ とした。

一方、使用強度は補剛板の荷重載荷後の面外たわみが次に示す限界値に達した際の平均圧縮応力を使用限界強度 $\sigma_{SLs}$ と定義した。

全体変形モードに対し： $\delta_{01} = a/1000$

局部変形モードに対し： $\Delta_{ini} = b_s/150$

ここで、上記の面外たわみの限界値は、道路橋示方書<sup>2)</sup>で規定される部材製作精度の許容値と等しく設定した。ただし、使用時においては過大な変位・変形をさせないことと、非可逆的に残留変形をさせないとの観点から、上記の面外たわみの限界値に達する前に、降伏が発生した場合には、その時の平均圧縮応力を、もしくは荷重変位曲線が折れ曲がるなど、

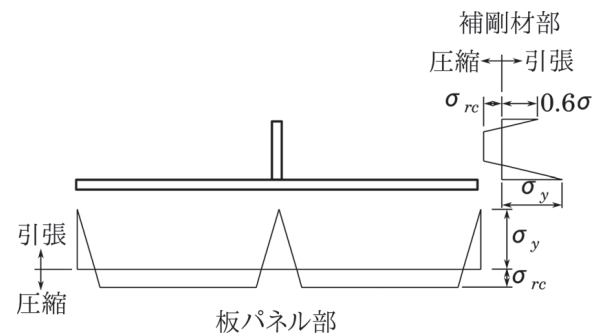


図-20 数値計算で考慮する残留応力分布モデル

弾性座屈が明確な場合はその時の平均圧縮応力を使用限界強度と判定した<sup>15)</sup>。

上記のように判定基準を設定した背景として、Eurocode<sup>12)</sup>では使用限界を過大な変位・変形をさせない限界、もしくは非可逆的な残留変形をさせない限界と規定されている。しかし、Eurocodeにおいてもそうであるが、圧縮補剛板の使用限界の判定基準に関する具体的なたわみの限界値の規定はない。さらに、文献 13)によれば現在の道路橋示方書の圧縮補剛板の耐荷力曲線の $R_R$ が大きい領域において、実験値に比べて極めて安全側に基準強度を設定した理由として、強度ではなく面外変形の観点からこのように設定したとある。本研究でも同様な考え方から面

外たわみの限界値を設定し、使用限界強度を求めることとし、限界値として部材製作精度を用いた。

以上で説明した方法により求めた終局限界強度と使用限界強度の平均値と標準偏差を表-8 示す。さらに、図-21 に鋼種毎の平均強度を図化したものを示す。終局限界強度の平均値に関してみると、SBHS500 および SBHS700 の $R_R$ が 0.8 以下のモデルでは、他の鋼種の結果に比べて強度が大きくなることが確認できる。一方、その他の $R_R$ では、鋼種の違いによる変化はほぼ無い。そして、同図(b) の使用限界強度については、 $R_R$ が 1.2 以上のケースでは、高強度材料となるに従い平均値が減少する。また、 $R_R = 1.0$ の場合には鋼種による違いが現れないこと

表-6 数値計算で考慮する初期不整の条件

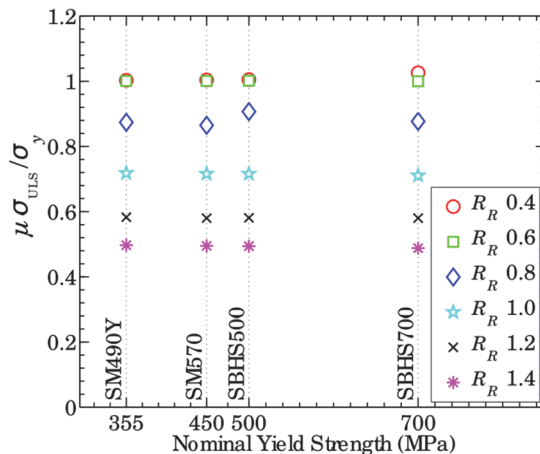
Imperfection Cases	$x_1 = \sigma_{rc}/\sigma_y$	$x_2 = 1000\delta_{ot}/a$	$x_3 = 150 \Delta_{ini} /b_s$
C1	$\mu$	$\mu$	$\mu$
C2	$\mu-\sigma$	$\mu$	$\mu$
C3	$\mu$	$\mu-\sigma$	$\mu$
C4	$\mu$	$\mu$	$\mu-\sigma$
C5	$\mu+\sigma$	$\mu$	$\mu$
C6	$\mu$	$\mu+\sigma$	$\mu$
C7	$\mu$	$\mu$	$\mu+\sigma$

表-7 初期不整の平均値と標準偏差

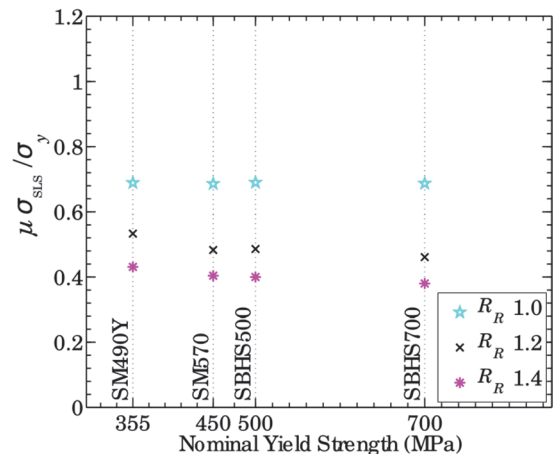
	平均値 $\mu_{x_i}$	標準偏差 $\sigma_{x_i}$
$X_1$	0.230	0.145
$X_2$	0.096	0.426
$X_3$	0.138	0.107

表-8 数値計算で得られた各鋼種単リブ補剛板の圧縮強度

Steel grades	Statistical parameter	$\sigma_{ULS}/\sigma_y$						$\sigma_{SLS}/\sigma_y$		
		$R_R$						$R_R$		
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.0	1.2	1.4
SM490Y	$\mu$	1.003	1.001	0.874	0.718	0.583	0.497	0.689	0.533	0.431
	$\sigma$	0.001	0.007	0.036	0.065	0.046	0.032	0.107	0.076	0.088
SM570	$\mu$	1.004	1.001	0.865	0.716	0.580	0.495	0.686	0.483	0.404
	$\sigma$	0.002	0.035	0.037	0.066	0.050	0.032	0.056	0.075	0.104
SBHS500	$\mu$	1.005	1.002	0.907	0.716	0.581	0.494	0.690	0.486	0.400
	$\sigma$	0.001	0.023	0.034	0.070	0.048	0.033	0.107	0.073	0.096
SBHS700	$\mu$	1.026	1.000	0.877	0.711	0.580	0.488	0.687	0.461	0.380
	$\sigma$	0.002	0.008	0.027	0.074	0.051	0.034	0.079	0.082	0.093
Combined all steel grades	$\mu$	1.009	1.001	0.881	0.715	0.581	0.493	0.688	0.491	0.404
	$\sigma$	0.002	0.018	0.033	0.069	0.049	0.033	0.087	0.076	0.095



(a) 終局限界状態(ULS)



(b) 使用限界状態(SLS)

図-21 各鋼種各幅厚比パラメータを有する単リブ補剛板の平均値強度の分布



が確認できる。

1.で述べたように、道路橋示方書では SBHS を用いた補剛板の限界強度は従来鋼のそれに比べて 5% 低減されている。本論文の結果からは降伏応力で無次元化された終局強度に関しては SBHS 鋼材に関する低減は必要ないものと判断できる。しかし、本研究では降伏強度のバラツキは考慮されておらず、最終的な限界強度の算定には、この影響を考慮する必要がある。奈良<sup>24)</sup>によれば、従来鋼においては降伏強度の公称値（特性値）と実際の鋼材の降伏強度には、全鋼種の平均値で 23%、標準偏差 0.10 の差があり、降伏強度の特性値は実強度に比べ低めに設定されている。今後、SBHS 鋼材に関して同様な調査を行い、5%低減が必要であるか否かについて検討する必要がある。

## 6. 設計強度と部分安全係数の検討

ここでは、本研究で対象とする縦横比が 3 の単リブ補剛板の圧縮強度について、設計強度 $f_D$ と部分安全係数 $\gamma$ の設定について検討する。まず、設計強度 $f_D$ は公称強度 $f_N$ を部分安全係数 $\gamma$ で除すことよって

表されるとする。さらに、設計強度を平均強度 $\mu_Y$ より標準偏差 $\sigma_Y$ の何倍、低減するかを表す定数 $\beta$ を用いると次式を得る。

$$f_D = \frac{f_N}{\gamma} = \mu_Y - \beta \sigma_Y \quad (9)$$

いま、限界強度 $Y$ が正規分布に従うものと仮定し、目標とする非超過確率を 5, 3, 1% とすれば $\beta = 1.64, 1.88, 2.33$ となる。一方、公称強度 $f_N$ の設定の仕方は基準によって異なるが、以下では、一例として公称強度として平均強度を採用した場合について、部分安全係数を求めた結果を表-9 に示す。設計強度として 5%非超過確率に対応する強度が取られる場合が多く、その場合、終局強度に対して最大で安全係数は 1.19 程度、使用限界に対して 1.63 程度になる。ただし、使用限界強度に関しては幅厚比パラメータ $R_R$ による安全係数の変化が、終局強度に比べて大きいことが分かる。

図-22 は、本研究で対象とした単リブ補剛板の終局限界強度と幅厚比パラメータの関係を示す。同図において赤丸が平均強度 $\mu_Y$ を、エラーバーが $\mu_Y \pm \sigma_Y$ を示す。さらに図中には、道路橋示方書<sup>3)</sup>、AASHTO<sup>16)</sup>、Canadian Code<sup>17)</sup>および Eurocode<sup>12)</sup>の各種

表-9 公称強度として平均強度を用いた場合の非超過確率 $p_f$ と安全係数 $\gamma$

Limit States	$R_R$	$\mu$	$\sigma$	$f_N$	PSF ( $\gamma$ )		
					$p_f = 5\%$	$p_f = 3\%$	$p_f = 1\%$
ULS	0.4	1.009	0.002	1.009	1.003	1.003	1.004
	0.6	1.001	0.018	1.001	1.031	1.036	1.044
	0.8	0.881	0.033	0.881	1.066	1.077	1.097
	1.0	0.715	0.069	0.715	1.187	1.221	1.289
	1.2	0.581	0.049	0.581	1.160	1.188	1.244
	1.4	0.493	0.033	0.493	1.123	1.144	1.185
SLS	1.0	0.688	0.087	0.688	1.263	1.313	1.420
	1.2	0.491	0.076	0.491	1.343	1.414	1.569
	1.4	0.404	0.095	0.404	1.630	1.795	2.217

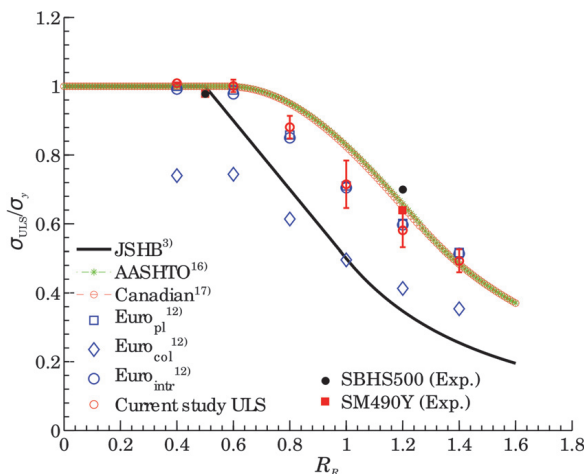


図-22 単リブ補剛板の終局限界状態強度評価

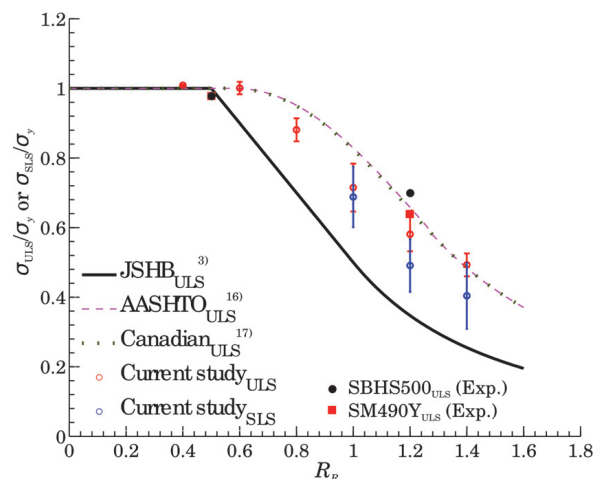


図-23 単リブ補剛板の使用限界状態強度評価

設計基準の耐荷力曲線を表している。Eurocode については、柱座屈モード、板座屈モードの終局強度と、これらの値を用いて内挿式より求めた解析対象の単リブ補剛板の終局強度も示している。前述したように今回の解析対象の単リブ補剛板の終局強度は上限値である板座屈モードの終局強度とほぼ一致している。さらに、本研究の平均強度はEurocodeの終局強度とほぼ等しい。つぎに、AASHTOおよびCanadian Codeと本研究の数値計算結果を比較してみると、AASHTOおよびCanadian Codeの評価は、 $0.6 < R_R < 1.4$ の範囲で、本研究結果に対して危険側の評価となることが確認できる。一方、道路橋示方書の強度評価は、終局強度が降伏強度を下回る全領域にて、かなり安全側の評価となることが確認できる。

図-23は、図-22で示した終局限界強度に加えて使用限界強度を示している。同図より、対象とした単リブ補剛板の使用限界状態のばらつきは、終局限界状態のばらつきに比べて大きくなることがわかる。

## 7. あとがき

本研究では、比較的縦横比が大きい単リブ補剛板を対象として、その強度特性を実験および数値計算により明らかにした。補剛板の限界強度は、たとえ道路橋示方書で規定された縦補剛材の必要剛比と等しい補剛材を用いたとしても、補剛材の本数や縦横比によって変化する。今回、検討対象とした単リブ補剛板の限界強度は補剛板の強度のほぼ上限値に対応している。本研究で得られた成果は、以下のとおりである。

- (1) SBHS500 製および SM490Y 製単リブ補剛板 4 枚で構成される矩形単リブ補剛断面短柱を対象とした圧縮試験結果より、SBHS500 および SM490Y の圧縮強度特性は、ほぼ同様の傾向を示すことを明らかにした。
- (2) SBSH500 製単リブ補剛断面短柱の初期たわみは、比較した SM490Y の結果と同等となることを明らかにした。
- (3) SBSH500 製単リブ補剛断面短柱の降伏応力で基準化した残留応力は、比較した SM490Y の結果に比べて、小さくなることを明らかにした。
- (4) 実験結果の妥当性を確認した数値計算を用いて、確率論的に初期不整を考慮した板座屈モードを示す縦横比 3.0 の単リブ補剛板の圧縮強度特性を調べた結果、終局限界状態における圧縮強度は、幅厚比パラメータが 1.0 のときに最も標準偏差が大きくなることを明らかにした。
- (5) 対象とした単リブ補剛板の使用限界状態におけ

る圧縮強度は、終局限界状態の圧縮強度に比べて標準偏差が大きく、その傾向は幅厚比パラメータが大きくなるに従い顕著となることを明らかにした。

- (6) 対象とした縦横比が大きい単リブ補剛板の終局限界状態の圧縮強度は、Eurocode における板座屈モードによる限界強度と、ほぼ一致することを確認した。

最後に本論文の課題に関して述べる。本論文では、使用限界状態のクライテリアとして面外たわみを用いて、その限界値として部材の製作精度の許容値を用いた。しかし、この根拠は希薄であり、使用限界強度を規定するたわみの限界値に関しては今後の議論が必要であるといえる。そのため、本論文の使用限界強度の結果は、むしろ面外たわみ限界値として部材製作精度の許容値を用いた場合、この程度の使用限界強度になると解釈すべきものとなっている。今後の課題としては、幅の広い縦リブ本数多い場合の柱座屈モードの研究が挙げられる。既に多くの優れた研究が存在するが、強度のバラツキに関する検討が必要であると考ええる。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編）・同解説，日本道路協会，2017。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書（II 鋼橋・鋼部材編）・同解説，日本道路協会，2017。
- 3) 日本工業標準調査会：JIS G 3140: 2011（橋梁用高降伏点鋼板），日本規格協会，2011。
- 4) 長谷川彰夫，長浜正孝，西野文雄：圧縮を受ける補剛された板の座屈強度，土木学会論文報告集，第 236 号，pp. 1-14, 1975。
- 5) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛板の溶接部残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文集，No. 265, pp. 25-35, 1977。
- 6) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行，奈良敬：縦横に補剛された圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 288, pp. 13-28, 1979。
- 7) 小松定夫，牛尾正之：圧縮補剛板の弾塑性座屈強度と合理的設計法について，土木学会論文報告集，No. 278, pp. 39-52, 1979。
- 8) 小松定夫，北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文報告集，No. 270, pp. 1-14, 1978。
- 9) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 255, pp. 47-61, 1976。
- 10) 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。
- 11) 奈良敬，小松定夫，北田俊行：連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究，土木学会論文集，No. 392/I-9, pp. 273-280, 1988。

- 12) For Standardization, European Committee: Eurocode 3: design of steel structures: part 1-5: plated structural elements, BSI, 2010.
- 13) 金井道夫, 大塚一喜: 補剛板の設計法, 土木技術資料, Vol. 19, No. 10, pp. 498-503, 1977.
- 14) Rahman, M., Okui, Y., Shoji, T. and Komuro, M.: Probabilistic ultimate buckling strength of stiffened plates, considering thick and high-performance steel, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 138, pp. 184-195, 2017.
- 15) Rahman, M., Okui, Y. and Anwer, A.: Probabilistic strength at serviceability limit state for normal and SBHS slender stiffened plates under uniaxial compression, *International Journal of Steel Structures*, Vol. 18, No. 4, pp. 1397-1409, 2018.
- 16) American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th ed, 2007.
- 17) Canadian Standard Association (CSA) Group: Canadian Highway Bridge Design Code, S6-14, 2016.
- 18) 日本工業標準調査会: JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法), 日本規格協会, 2011.
- 19) 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荷力の統計学的研究, 日本鋼構造協会, Vol. 16, No. 170, pp. 10-43, 1980.
- 20) U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration: Steel Bridge Design Handbook, Design Example 1-5, <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/hif16002/> (参照 2019-9-12)
- 21) Rahman, M.: Reliability-Based Design for Buckling Strength of Stiffened Steel Plates: Ultimate and Serviceability Limit States, Dr. Dissertation, Saitama University, 2019.
- 22) Fukumoto, Y. and Itoh, Y.: Basic compressive strength of steel plates from test data, *Proc. of JSCE*, No. 344, pp. 129-139, 1984.
- 23) Komatsu, S. and Nara, S.: Statistical study on steel plate members, *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 109, No. 4, pp. 977-992, 1983.
- 24) 奈良敬, 中村聖三, 安波博道, 川端文丸, 塩飽豊明: 橋梁向け構造用鋼板の板厚および強度に関する統計調査, 土木学会論文集, No. 752, pp. 299-310, 2004.

(Received May 24, 2019)

(Accepted November 1, 2019)

## THE LIMIT STATES COMPRESSIVE STRENGTH ESTIMATION FOR SIMPLE STIFFENED PLATE WITH LARGE ASPECT RATIO

Yasuhiro MIYAZAKI, Mahmudur RAHMAN and Yoshiaki OKUI

The compressive strengths of stiffened plates with a single longitudinal stiffener were examined from experimental and numerical results. First, totally four compressive loading tests of rectangular short columns consisting of four stiffened plates were carried out for two different slenderness parameters and two steel grades, namely ordinary steel SM490Y and bridge high-performance steel SBHS500. During the loading test, compressive load and longitudinal displacement as well as out-of-plane displacements were monitored. The adequacy of a nonlinear finite element model was verified using the test results, and it was confirmed that the developed analysis model reproduced the compressive behavior with sufficient accuracy. Finally, both mean and standard deviation of the ultimate as well as serviceability limit strengths are reported in comparison with road bridge specifications, such as AASHTO, Canadian Code and Eurocode.