

高張力鋼補剛板の圧縮強度に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH OF HIGH-TENSION STEEL STIFFENED PLATES

吉浪康行*・大村 裕**

By Yasuyuki YOSHINAMI and Hiroshi OHMURA

Ultimate compressive strength and welding residual stress of high-tension steel stiffened plate was investigated experimentally by comparing with mild steel stiffened plate. As for residual compressive stress which was considered to have important effect on the ultimate compressive strength, residual stress in high-tension steel was less 0.10~0.15 σ_y than that in mild steel. From this difference, ultimate compressive strength of high-tension steel should be expected to be higher than that of mild steel theoretically, but 12 test results of ultimate compressive strength showed no clear advantage of high-tension steel. From these experimental results, this positive factor of residual stress should be considered to have not so much important effect on the ultimate strength.

Keywords: buckling, stiffened plate, high-tension steel

1. ま え が き

補剛板の圧縮強度に関しては、1970年代初頭に起きた4件の鋼箱桁橋の落橋事故¹⁾を契機に世界各国で集中的に研究が行われ、理論的にも実験的にも相当数の研究成果が報告されている。その結果、製作過程で生じる残留応力と初期たわみが補剛板の圧縮強度を低下させる大きな要因であることが明らかにされ、これら初期不整の影響を考慮した種々の理論が提案されている。これらの理論的研究の概要についてはすでに三上²⁾、小松³⁾らにより報告されているとおりであり、弾塑性分岐座屈理論に基づく方法・柱モデルに置換する方法および直交異方性板の弾性有限変位理論に基づく方法などのほかに、最近では有限要素法による弾塑性有限変位解析も行われている。他方実験的研究も盛んに行われており、すでに世界中で400体を超える補剛板の実験が行われている⁴⁾。

このように、補剛板の圧縮強度に関しては相当数の研究が短期間の間に集中的に行われ、またその成果をもとに関連示方書^{5),6)}の改訂も行われてきた。しかしながら残された課題も多く、その1つとして高張力鋼の使用に

関するものが挙げられる。通常わが国で橋梁部材として使用されるような幅厚比の比較的小さい補剛板においては、板および補剛材内に存在する圧縮側の残留応力が補剛板の圧縮強度を低下させる大きな要因であり⁷⁾⁻⁹⁾、またその圧縮残留応力(降伏応力で無次元化した値)が軟鋼に比べて高張力鋼では比較的小さいということもほぼ定説となっている^{10),11)}。したがってこれらの関係から、軟鋼に比べ高張力鋼の無次元圧縮強度が大きくなるであろうことが予測される。しかしながらこの点に着目した研究は非常に少なく、わが国の道路橋示方書⁵⁾においても高張力鋼に対して軟鋼と同一の無次元耐力曲線を与えている。

弾塑性分岐座屈理論の観点からは、宇佐美⁷⁾、長谷川⁸⁾、小松⁹⁾らが圧縮残留応力の相違により補剛板の圧縮強度が異なることを明らかにしており、これに従えば圧縮残留応力のより少ない高張力鋼補剛板の圧縮強度が軟鋼のものより高くなるはずである。しかしながら、これらの研究は軟鋼と高張力鋼の相違として論じているものではない。また宇佐美^{12),13)}らは高張力鋼を使用した補剛板の短柱実験を行っているが、実験の目的が長柱の圧縮強度の評価にあるため、軟鋼の場合との直接的な比較は行っていない。高張力鋼補剛板と軟鋼補剛板の圧縮強度の相違を具体的に取り扱った研究としては小松ら¹⁴⁾の研究が

* 正会員 復建調査設計(株) (〒730 広島市東区光町2丁目)

** 正会員 工博 広島大学教授 工学部第四類 (〒724 東広島市西条町大字下見)

挙げられる。小松らは計測データをもとに各鋼種により異なる補剛板の残留応力分布を仮定し、この残留応力と道路橋示方書の許容初期たわみを有する補剛板の圧縮強度を数値計算により求め、鋼種により異なる補剛板の圧縮強度曲線を提案している。すなわち、高張力鋼補剛板の無次元圧縮強度 (σ_u/σ_y) が軟鋼のものに比べ0.05~0.10程度高いということを理論的研究により明らかにしている。しかしながら実験的な検証は行われていない。他方、船舶の分野においても高張力鋼を用いた薄板構造部材の圧縮強度に関する研究が行われており^{15),16)}、軟鋼に対する「ハイテン係数」を用いて軟鋼と高張力鋼の圧縮強度の相違を説明しているが、ここでも理論的研究のみで実験的な検証は行われていない。

このように、初期不整の影響を考慮した最近の理論的研究においてはいずれも残留応力の相違により軟鋼と高張力鋼の圧縮強度が異なることが報告されているが、これらに対して実験的な面からの検証は行われていない。このような中で、本報告は軟鋼補剛板との比較実験を通して高張力鋼補剛板の圧縮強度について述べるものであり、同一の製作条件・荷重条件で行った高張力鋼補剛板と軟鋼補剛板の圧縮強度試験結果および溶接残留応力の測定結果について報告するものである。

2. 実験の概要

(1) 供試体の材質

本研究の目的は、高張力鋼補剛板の圧縮強度特性および溶接残留応力を軟鋼との比較実験により明らかにしようとするものであり、実験供試体の材質については十分検討しておく必要がある。今回の実験で高張力鋼として用いた鋼材は、溶接構造用圧延鋼材（通常 SM 材とよばれているもの）のうち JIS 規格で 5 種に属するものであり、一般に SM 58 材とよばれているものである。金属材料学的には HT 材等の低合金鋼を総称して高張力鋼（high tension steel, 俗称ハイテン材）というのが厳密な解釈であるが¹⁷⁾、SM 58 材は HT 60 材等と同等の機械的性質を有しており、これにより実験本来の目的から大きく逸脱するものではないと考えられる。また橋梁の分野においては SM 58 材等を含めて高張力鋼と称される場合が多く、この SM 58 材は JIS 規格化されている溶接構造用鋼材の中で最も高強度の鋼材でもある。

他方、高張力鋼との比較として用いる軟鋼としては、SM 材 1 種の SM 41 材を採用した。

(2) 圧縮強度試験

a) 供試体の設計

高張力鋼補剛板の圧縮強度特性を軟鋼補剛板との比較実験により明らかにするため、高張力鋼 7 体 (H-series)

と軟鋼 5 体 (M-series) の補剛板の圧縮強度試験を計画した。その概要を図-1、表-1 に示す。試験供試体は、板 (deck plate) に $s=1\sim 5$ 本の縦方向補剛材を取り付けたもので、基本的には横方向補剛材によって区切られた補剛板の 1 パネルを取り出したものである。

今回の実験においては、補剛板の板厚 ($t=6\text{ mm}$, 7 mm) および全幅 ($B=720\text{ mm}$) を固定し、補剛材本数を変化させることにより補剛材間板パネルの幅厚比パラメーター R_r を変化させる方法を採用している。具体的には、SM 58 材で $\sigma_y=4\,700\text{ kg/cm}^2$ 、SM 41 材で $\sigma_y=3\,000\text{ kg/cm}^2$ の降伏応力を仮定し、 R_r がそれぞれ 0.5~1.5 の範囲をばばカバーできるように補剛材本数を変化させた。他方補剛材に関しては、道路橋示方書の必要剛比 γ_0 を満足するようその断面を決定した。

なお、補剛板の載荷辺には図-1 に示すように $80\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ の板を点溶接により取り付け、これにより供試体の機械仕上げが不要でかつ単純支持条件が容易に満足されるよう工夫をこらした。また、非載荷辺においては、側辺支持ジグをセットするため、おのおの 10 mm の余裕を考慮した。この結果最終的な供試体の板幅は $B=740\text{ mm}$ となっている。

b) 供試体の製作

試験供試体の製作で最も問題となるのは補剛材の溶接である。通常溶接寸法（ビード脚長）は $\sqrt{2t}$ または $0.6\sim 0.7t$ で設計されるのが一般的であり、今回の供試体では基本板厚 $t=6\text{ mm}$ および 7 mm を考慮して脚

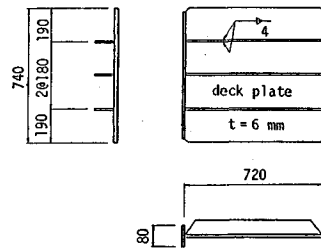


図-1 圧縮試験供試体 (H6-3)

表-1 圧縮強度試験計画

供試体名	板厚	補剛材	R_r	
H-series (SM-58)	6 mm	5本	0.50	
		4	0.60	
		3	0.75	
		2	1.00	
		1	1.50	
		7	2	0.86
			1	1.28
1	1.28			
M-series (SM-41)	6	3	0.60	
		2	0.80	
		1	1.20	
	7	2	0.68	
		1	1.03	

仮定した鋼材の降伏応力
 SM58 $\sigma_y=4,700\text{ kg/cm}^2$
 SM41 $\sigma_y=3,000\text{ kg/cm}^2$

長を4mmとした。溶接方法としては、今日橋梁部材の溶接で最も一般的に用いられているガスシールドアーク溶接(半自動タイプ)を採用した。溶接時の電流・電圧は180A, 22Vであり、運棒速度は25~30cm/minとした。この結果、単位溶接長当たりの入熱量は8000~9000J/cmとなり、ビード断面積 A_w と入熱量 Q との関係を示す比例定数として

$$k = A_w / Q = 9 \sim 10 \times 10^{-3} \text{ mm}^3 / \text{J} \dots\dots\dots (1)$$

が得られた。この比例定数は小松らの報告¹¹⁾に比べてやや小さい値となっているが、これは溶接方法の差によるものであり今回採用した半自動のガスシールドアーク溶接では比較的大きい電流を用いて溶接を行うためである。

なお、側辺(非載荷辺)上においても、実橋におけるウェブとの接合を考慮して、同様のビード盛溶接を行った。また、溶接等による試験供試体の変形は道路橋示方書の初期たわみの許容値を大きく上回るものであったため、過去の実験的研究と同様これらの変形をプレスにより機械的に除去した。

c) 載荷装置

補剛板の圧縮試験には、広島大学工学部大型強度試験室の400t中型試験機(横型)を使用した。載荷装置の概要を図-2に示す。

補剛板の圧縮試験においては、補剛板全体の中立軸に載荷するのが最も理想的であるが、このような載荷状態を一連の実験の中で同精度に再現することはきわめて難しい。また今回の実験では、高張力鋼補剛板と軟鋼補剛板の圧縮強度特性の比較を行うことを第1目的としており、実験結果をもとに補剛板の圧縮強度の絶対値そのものを直接的に論じるものではない。以上のような理由から、本実験においては同一の載荷状態の再現が比較的容易な板中央面への載荷方法を採用した。載荷辺の詳細は図-2に示すごとくであり、回転角に対する拘束をより少なくする観点から載荷部は $R=8\text{mm}$ で機械仕上げを施し、かつ焼入れ処理とした。他方非載荷辺に対してはナイフエッジタイプの構造を採用しており、これらによ

り周辺単純支持の条件はほぼ満足されるものと思われる。

載荷に際しては、供試体の上下微調整により $R=8\text{mm}$ のセンターと板の中心とを一致させ、載荷途中においてもこの状態が満足されていることをトランシットにより確認した。最終的な確認は、予定破壊荷重の30~50%の荷重段階での供試体のひずみ分布を調べることにより行い、確認・調整の後本試験を行った。実験の様子を写真-1に示す。

(3) 残留応力の測定

残留応力の測定は、 $t=6\text{mm}$ の板を用いたR6シリーズ補剛板4体と、 $t=12\text{mm}$ の板を用いたR12シリーズ補剛板6体について行った(図-3および表-2参照)。

R6シリーズ供試体は、圧縮試験供試体にどの程度の残留応力が含まれまた軟鋼と高張力鋼とではどの程度の差として存在しているかを調べるためのもので、圧縮試験供試体と同一材料・同一溶接条件で製作している。供試体名の末尾の数字は板パネルの幅を示すもので、ここでは板パネルの幅厚比が $b/t=21, 28$ の2ケースについてそれぞれ軟鋼および高張力鋼補剛板の残留応力の測定を行っている。

他方、R12シリーズ供試体は実際の橋梁部材における残留応力を把握するためのもので、ここでは実橋と同程度の構造規模(主に板厚)という観点から $t=12\text{mm}$

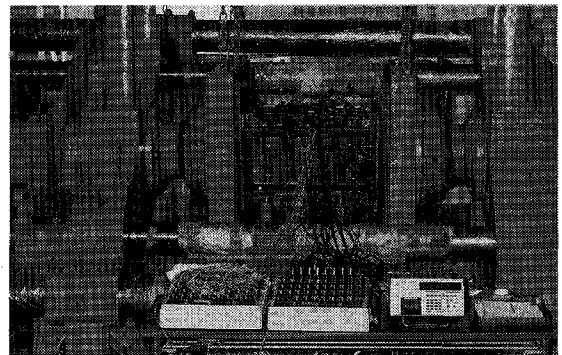


写真-1 圧縮強度試験の様子

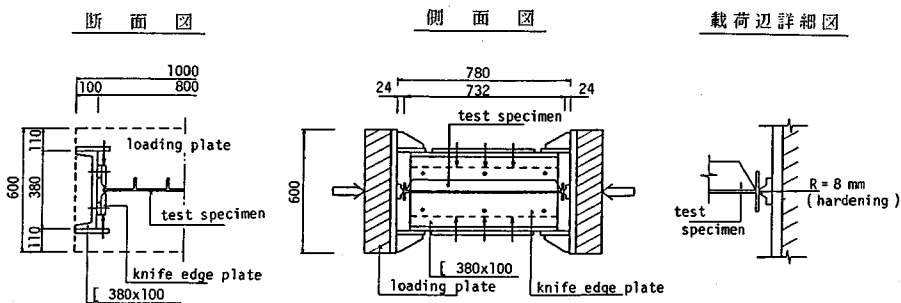
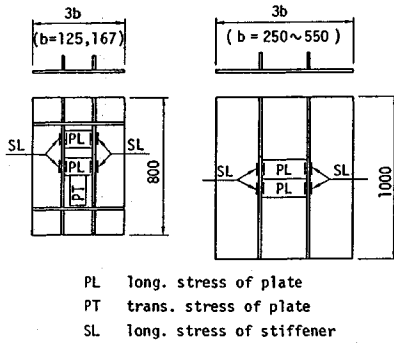


図-2 載荷装置

(R6シリーズ)

(R12シリーズ)



図—3 残留応力測定供試体

表—2 残留応力測定計画

材 質	供 試 体 名	b	b/t	溶 接 条 件	
R6-series (t = 6mm)	SM58	R6H-125	125	2.1	半自動溶接 脚長 = 4mm 180A, 22V 25~30cm/min
		R6H-167	167	2.8	
	SM41	R6M-125	125	2.1	
		R6M-167	167	2.8	
R12-series (t = 12mm)	SM58	R12H-250	250	2.1	全自動溶接 脚長 = 6mm 260A, 30V 45cm/min
		R12H-400	400	3.3	
	SM41	R12M-250	250	2.1	
		R12M-400	400	3.3	
	SM41	R12M-550	550	4.6	
		R12M-550	550	4.6	

t : 板パネル及び補剛材の板厚
b : 補剛材間板パネルの幅
補剛材高さはすべて h = 100mm

の板を用いている。板パネルの幅厚比は $b/t = 21, 33, 46$ の3ケースであり、溶接方法としては最近主流となりつつある全自動溶接（ガスシールドアーク溶接）を用いている。なお、残留応力測定用供試体は、前述の圧縮試験供試体と同様、両シリーズとも溶接によるひずみをプレスにより機械的に除去した。

残留応力の測定は、機械的切断による応力解放法とし、解放された応力を板の表裏にはりつけたひずみゲージにより測定した。切断される測定試験片の幅は溶接部近傍で10mm、板パネル中央部の比較的応力変化の少ない位置では20~30mmとし、試験片の長さはすべて10cmとした。

本研究においては、上述の圧縮強度試験および残留応力測定と並行して、素材試験および初期たわみの測定を行った。試験方法等については、その結果とあわせて次章において述べる。

3. 予備試験結果とその考察

(1) 鋼材の引張試験

実験に使用した鋼材について、それぞれJIS1号試験片を原則として2体以上作成し、引張試験を行った。使用鋼材の分類と引張試験結果（平均値）を表—3、表—4に示す。圧縮強度試験に用いたSM58材においては

表—3 試験供試体の使用鋼材

	板	補剛材
H6-5	A	C
H6-4	A	C
H6-3	A	A
H6-2	B	B
H6-1	B	B
H7-2	C	A
H7-1	D	B
M6-3	E	G
M6-2	E	H
M6-1	E	H
M7-2	F	I
M7-1	F	I
R6H	A	A
R6M	E	E
R12H	J	J
R12M	K	K

表—4 鋼材の引張試験結果

	t	σ_y	σ_u	E	ν
A	6.3	48.7	57.1	2.09	0.28
B	6.0	50.4	57.2	2.10	0.27
C	7.2	46.0	55.3	2.08	0.27
D	6.9	47.5	58.7	2.06	0.26
E	5.9	35.2	45.3	2.11	0.28
F	7.0	31.0	39.7	2.13	0.28
G	5.6	34.6	44.6	2.12	0.28
H	4.6	31.8	43.7	2.14	0.27
I	5.8	34.0	45.0	—	—
J	12.4	56.6	63.5	2.10	0.27
K	11.9	31.5	43.4	2.11	0.27

t : 実測平均板厚 (mm)
 σ_y : 降伏応力 (kg/mm²)
 σ_u : 引張強度 (kg/mm²)
E : ヤング係数 ($\times 10^4$ kg/cm²)
 ν : ポアソン比

表—5 圧縮実験供試体の初期たわみ

	補剛材間板パネル (150 δ_1/b)	補剛板全体 (1000 δ_2/l)	
H6-5	1.3	1.2	1.0
H6-4	1.2	0.8	0.8
H6-3	1.1	0.8	0.8
H6-2	0.5	0.4	0.3
H6-1	0.3	0.2	0.2
H7-2	0.6	0.6	0.6
H7-1	0.3	0.2	0.2
M6-3	0.7	0.7	0.6
M6-2	0.8	0.6	0.5
M6-1	0.3	0.3	0.2
M7-2	0.2	0.1	0.1
M7-1	0.2	0.2	0.2

δ_1 : 補剛材間板パネルの初期たわみ (最大値3点)
 b : 補剛材間板パネルの幅
 δ_2 : 補剛板全体の初期たわみ (補剛材位置での最大値)
 l : 補剛板の長さ (圧縮力作用方向)

JIS規格を下回るものもあるが、これは試験機の容量等を考慮してあらかじめ降伏応力を $\sigma_y = 4700 \text{ kg/cm}^2$ と設定してロールしたためである。

なお、表—4中の実測平均板厚は黒皮のままの状態での測定値の平均値を示すものであり、引張試験片は機械仕上げにより変形等を除去しているためこれより若干薄い板厚となっている。

(2) 圧縮試験供試体の初期たわみ

圧縮試験供試体の初期たわみの測定を、基本的には文献11)と同様の方法で行った。2.(2)b)で述べたごとく溶接等による供試体の変形はプレスによりある程度除去されたものであるが、このような製作条件下での初期たわみの測定結果を、道路橋示方書の許容初期たわみにより無次元化して表—5に示す。補剛材間板パネルの初期たわみ δ_1 に関しては道路橋示方書の規定 $\delta_1 < b/150$ をほぼ満足しているが、補剛板全体の初期たわみ δ_2 に関しては $\delta_2 < l/1000$ を満足していないものが多い。

本報告の目的からすれば、軟鋼補剛板と高張力鋼補剛板との初期たわみの相違の有無が問題となるが、表—5に示すごとくM-seriesとH-seriesとでは特に大きな差異は認められない。

4. 残留応力の測定結果とその考察

補剛板の溶接残留応力に関しては、圧縮試験と並行して過去に数多くの測定がなされている。これらの中には同一製作条件のもとで軟鋼と高張力鋼とを比較したものもあり^{10),11)}、降伏応力で除して無次元化すると高張力鋼の場合の残留応力は軟鋼のものに比べて一般に小さいことが報告されている。

(1) R6 シリーズ補剛板の残留応力

まず、圧縮試験供試体内にどの程度の残留応力が含まれた高張力鋼と軟鋼とではどの程度の差があるかを調べる目的で行った、R6 シリーズ4 体についての残留応力の測定結果について述べる。

測定結果の一例として、R6M-167 および R6H-167 の板パネル部分の残留応力分布を図-4(a) に示す。過去の数多くの報告と同様、補剛材溶接部付近で大きな引張の残留応力が、その他の部分では広範囲にわたり圧縮の残留応力が存在している。また、軟鋼に比べて高張力鋼の圧縮残留応力は比較的小さい。

補剛板の圧縮強度を論じるうえで最も問題となるのはこの圧縮側の残留応力 σ_{rc} であり、この圧縮残留応力は各供試体ごとについてみるとさほど大きなばらつきは認められない。したがってこれを小松らと同様の方法で長方形分布と仮定して整理すると、表-6 に示すごとくである。高張力鋼補剛板の圧縮残留応力は軟鋼のものに比べて $0.1 \sim 0.15 \sigma_y$ 程度少なく、これらの測定結果は小松らの提案値¹¹⁾ともよく一致している。なお、本研究においては横方向補剛材近傍の PL' 部分 (図-3 参照) についても残留応力の測定を行ったが、PT 部分の横方向の残留応力の測定結果を用いて二軸応力状態として補

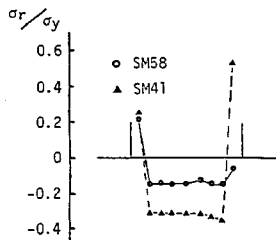


図-4(a) R6 シリーズ補剛板の残留応力 (R6-167, 板パネル)

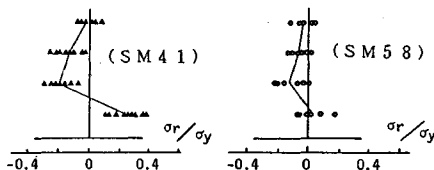


図-4(b) R6 シリーズ補剛板の残留応力 (R6-125 および R6-167, 補剛材)

表-6 板パネルの圧縮残留応力 (R6 シリーズ, PLM 部分)

	供試体	σ_{rc}/σ_y
SM58	R6H-125	0.25
	R6H-167	0.13
SM41	R6M-125	0.33
	R6M-167	0.30

正することにより、PL 部分とほぼ同等の結果が得られた。

他方、補剛材内の残留応力に関しては、図-4(b) に示すごとく板パネルほどその分布形状、大きさ等が一定でなく、非常にばらついた結果が得られた。しかしながら軟鋼と高張力鋼との相違は明確に認められ、降伏応力で除して得られる最大圧縮残留応力の平均値は軟鋼で $\sigma_{rc}/\sigma_y=0.25$ 、高張力鋼で $\sigma_{rc}/\sigma_y=0.15$ であった。

(2) R12 シリーズ補剛板の残留応力

次に、実橋を想定して行った R12 シリーズ補剛板の残留応力の測定結果について述べる。

測定結果の一例として、R12M-400 および R12H-400 の残留応力分布を図-5(a), 5(b) に示す。R6 シリーズと同様、板パネル部分の圧縮残留応力に関してはさほどばらつきがなく、これを平均圧縮残留応力として整理すると表-7 に示すごとくである。高張力鋼補剛板の平均圧縮残留応力は軟鋼のほぼ $50 \sim 60 \%$ であり、これは降伏応力の逆数の比とほぼ一致している。したがって、平均圧縮残留応力の絶対値そのものは、軟鋼と高張力鋼

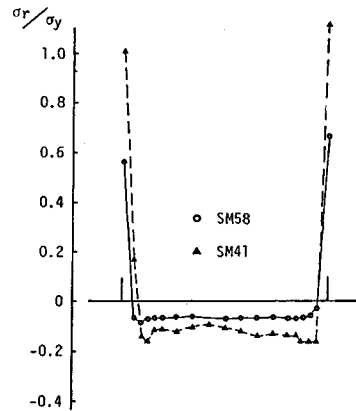


図-5(a) R12 シリーズ補剛板の残留応力 (R12-400, 板パネル)

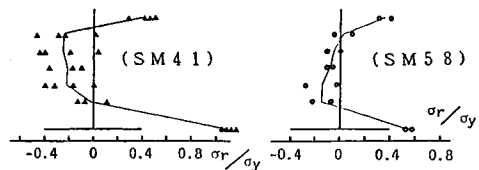


図-5(b) R12 シリーズ補剛板の残留応力 (R12-400, 補剛材)

表一七 板パネルの圧縮残留応力 (R12 シリーズ)

	供試体	σ_{rc}/σ_y
SM58	R12H-250	0.12
	R12H-400	0.07
	R12H-550	0.07
SM41	R12M-250	0.23
	R12M-400	0.12
	R12M-550	0.11

とではほぼ一致しているといえることができる。

他方補剛材内の残留応力に関しては、R6 シリーズと同様かなりばらつきが多い測定結果が得られたが、板パネル部分と同様軟鋼と高張力鋼の無次元圧縮残留応力の比はほぼ降伏応力の逆数の比に等しいものであった。

(3) 残留応力の測定結果に対する考察

以上述べたように、高張力鋼と軟鋼とでは無次元圧縮残留応力が異なるが、これは溶接部近傍の引張残留応力の相違によるものと考えられる。一般に軟鋼では冷却中の相変態点温度が比較的高く(600°C程度)、変態による膨張は残留応力にほとんど影響を及ぼさない。したがって溶接部近傍の引張残留応力はほぼ降伏応力に近い値となる。これに対して高張力鋼では冷却中の相変態点温度が比較的低く、変態による膨張が残留応力に影響を及ぼすため引張残留応力は一般に降伏応力よりも低くなる¹⁰⁾。その結果、この引張残留応力とつり合うべき圧縮側の残留応力の絶対値そのものは高張力鋼と軟鋼とでさほど差が生じないものの、これを降伏応力で除して無次元表示すると高張力鋼のほうがより小さくなるものと考えられる。今回の実験においては、R12 シリーズにおいてこの溶接部近傍の引張残留応力の測定を行い、軟鋼で0.85~1.15 σ_y 、高張力鋼で0.60~0.75 σ_y の最大引張残留応力を確認した。現行の道路橋示方書のように、降伏応力(荷重)を基準に補剛板の圧縮強度を論じる場合には、上述の降伏応力で無次元化された圧縮残留応力の値が問題となる。この圧縮残留応力の相違が補剛板の圧縮強度に対してどの程度の影響を与えるかについては、

その実験結果を次章において述べる。

他方、圧縮残留応力 σ_{rc}/σ_y と板パネルの幅厚比 b/t との関係については、R6 シリーズおよびR12 シリーズとも幅厚比の大きいほうがより小さい圧縮残留応力が測定された。この傾向は過去の測定においても多数報告されており^{8),12),13)}、また理論的にもある程度の説明がなされている¹⁹⁾が、これらに対して定量的な判断を下すためにはさらに系統的研究が必要と思われる。

5. 圧縮強度試験結果とその考察

(1) 圧縮強度の無次元表示

2.(2) で述べたごとく、本実験では同一載荷状態の再現が比較的容易な「板中央面への載荷」方法を採用している。このため、補剛板全体としては完全な純圧縮の状態ではなく、図一六の荷重-ひずみ関係図に示すごとく補剛材先端部では引張の応力状態となっており、この傾向は偏心量 e の大きい(すなわち R の小さい)供試体のほうがより顕著である。したがって実験結果の評価に際しては、この偏心載荷の影響を考慮する必要がある。

今回の試験供試体では(一般に橋梁の分野で使用されている補剛板でも同様であると思われるが)、補剛板の全断面積のうち板パネル部分の占める割合は70~80%と大きく、この板パネルの強度が補剛板全体の圧縮強度を大きく支配している。したがって、本報告においてはこの板パネルの降伏荷重をもとに圧縮強度の無次元表示を行うものとする。

今回の実験のように板パネル中央面に載荷された補剛板においては、軸力と同時にわずかではあるが曲げモーメントが作用しており、板中央面での応力は下記のように表わされる。

$$\sigma_m = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} e = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right) \dots \dots \dots (2)$$

σ_m : 板中央面での応力

P : 圧縮荷重

A : 補剛板の断面積

表一八 圧縮試験供試体の断面諸元および試験結果

	供試体	t (mm)	n	stiffener (mm)	δ	r	r/r_0	A (cm ²)	P_y (t)	$\bar{\sigma}_y$ (kg/cm ²)	R_r	R_f	P_u (t)	e (mm)	P_y^* (t)	P_u/P_y^*
H-series (SM58)	H6-5	6.3	6	60 × 7.2	0.10	31.7	1.1	68.2	326.4	4,780	0.49	0.53	231.0	10.5	246	0.94
	H6-4	6.3	5	55 × 7.2	0.09	24.4	0.9	62.5	299.9	4,800	0.58	0.62	219.5	7.8	240	0.91
	H6-3	6.3	4	55 × 6.3	0.08	21.3	1.1	57.0	277.7	4,870	0.73	0.71	208.0	5.6	238	0.87
	H6-2	6.0	3	45 × 6.0	0.06	12.9	1.0	49.8	251.0	5,040	1.04	1.04	146.0	2.8	230	0.63
	H6-1	6.0	2	40 × 6.0	0.06	9.1	1.3	46.8	235.9	5,040	1.56	1.40	106.0	1.2	227	0.47
	H7-2	7.2	3	55 × 6.3	0.07	14.3	1.1	60.2	278.8	4,630	0.83	0.80	217.5	3.6	254	0.86
	H7-1	6.9	2	45 × 6.0	0.05	8.5	1.2	53.8	256.1	4,760	1.33	1.23	135.0	1.3	247	0.55
M-series (SS41)	M6-3	5.9	4	55 × 5.6	0.07	23.1	1.2	52.9	185.7	3,510	0.66	0.61	135.0	5.3	161	0.84
	M6-2	5.9	3	50 × 4.6	0.05	14.3	1.1	48.3	168.3	3,490	0.88	0.83	118.5	2.7	156	0.76
	M6-1	5.9	2	44 × 4.6	0.05	9.7	1.4	45.7	160.1	3,500	1.32	1.14	82.0	1.1	155	0.53
	M7-2	7.0	3	55 × 5.8	0.06	14.3	1.1	58.2	182.3	3,130	0.69	0.66	143.5	3.4	167	0.86
	M7-1	7.0	2	45 × 5.8	0.05	7.8	1.1	54.4	169.5	3,110	1.04	0.98	116.5	1.2	164	0.71

t : thickness of deck plate
n : number of sub panel
A : cross-sectional area of stiffened plate
 $\bar{\sigma}_y = P_y/A$

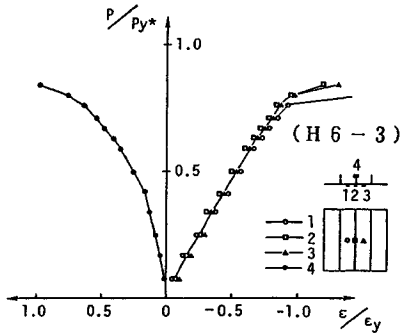


図-6 荷重-ひずみの関係 (板パネルおよび補剛材)

I : 補剛板の断面 2 次モーメント

e : 板中央面と補剛板全体の図心との距離

したがって、板中央面の応力が降伏応力に達するときの荷重 P_y^* は次式により表わされる。

$$P_y^* = \sigma_y / \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right) \dots \dots \dots (3)$$

この P_y^* を用いて整理した圧縮強度試験結果を、試験供試体の断面諸元とともに表-8 に示す。

(2) 無次元圧縮強度の比較

前述の板パネルの降伏応力 P_y^* を用いて整理した圧縮強度試験結果を図-7 に示す。図中の一点鎖線は、全 12 体の試験結果の平均値曲線

$$P_u/P_y = 0.02 R_r^2 - 0.51 R_r + 1.20 \dots \dots \dots (4)$$

に対して標準偏差 $\sigma = 0.03$ をそれぞれプラス・マイナスした曲線である。図-7 に示すごとく、 $R_r \approx 0.6 \sim 0.9$ の範囲では高張力鋼補剛板の圧縮強度が軟鋼のものを若干上回っているようにも思われるが、軟鋼および高張力鋼補剛板の圧縮強度はいずれも (平均値 \pm 標準偏差) の範囲内にほぼ均等に収まっているとも解釈され、今回の実験結果からは圧縮強度に関して両者の間に明確な差異は認められない。

試験供試体の初期不整のうち、初期たわみに関しては 3.(2) で述べたごとく総体的には軟鋼補剛板と高張力鋼補剛板の間にはさほど差が認められない。他方圧縮残

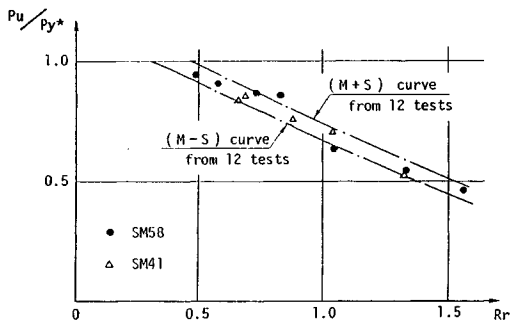


図-7 無次元圧縮強度の比較

留応力に関しては、軟鋼に比べ高張力鋼補剛板のほうが $0.1 \sim 0.15 \sigma_y$ 程度少ない。しかしながら図-7 に示すごとく圧縮強度に関しては両者間に有意義な差は認められずこれらの関係よりこの程度の残留応力の相違では補剛板の圧縮強度はさほど影響されないものと考えられ、この残留応力の相違による影響は実験の際の誤差等に吸収される程度に少ないものと考えられる。なお、小松ら²⁰⁾の板パネルを対象とした理論的研究においても、 $R = 0.7$ の場合の比較ではあるが、板パネルの圧縮強度が残留応力にはさほど影響されないことが報告されている。

(3) 過去の実験データとの比較

現在までにわが国で約 200 体の補剛板の圧縮試験が行われているが、このうち高張力鋼を使用したものは非常に少なく、わずかに小松²¹⁾、宇佐美^{12), 13)}らの研究があるのみである。しかしながら同一条件 (製作および载荷) 下で軟鋼との比較試験を行ったものはない。

このうち、宇佐美らの高張力鋼 (SM 58) 補剛板の試験結果と長谷川ら⁸⁾の軟鋼補剛板の試験結果 (いずれも $\gamma = \gamma_0$ のもの) を、今回の試験結果と合わせて図-8 に示す。試験供試体の製作条件等は多少異なると思われるが、宇佐美・長谷川らの試験はいずれも短柱での試験という共通事項を有している。図-7 と同様、この比較においても $R_r \approx 0.6 \sim 0.9$ の範囲内では高張力鋼補剛板の圧縮強度が軟鋼のものを若干上回っているように受けとめられる。しかしながら、有意義な差としての断定はできない。なお、図-8 中の一点鎖線は、著者らがわが国の補剛板の実験データの統計処理に基づいて求めた曲線²²⁾であり、それぞれ平均値に標準偏差をプラスした曲線 (M+S curve) および平均値から標準偏差を差し引いた曲線 (M-S curve) を示すものである。

他方、今回の実験においては、「同一载荷状態の再現」ということに主眼をおき板中央面への载荷を行ったが、図-8 に示すごとくその影響は板部分の降伏荷重 P_y^* を用いて無次元化することにより十分考慮されているものと判断される。ただし、今回の実験では「板中央面载荷」

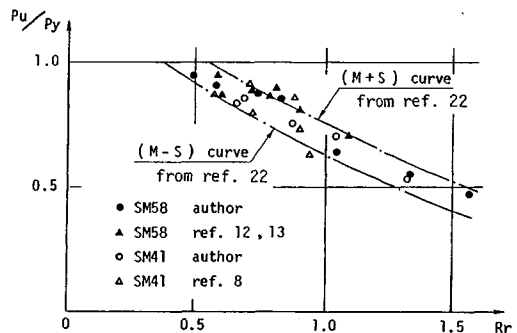


図-8 過去の実験データとの比較

を採用しているため、図-6に示したごとく補剛材先端部では引張の応力状態となっている。したがって、補剛材の局部座屈に起因する補剛板の圧縮強度の低下の問題に関しては、今回の実験では一切取り扱っていない。

(4) 圧縮強度特性の比較

a) 板パネルの応力状態

载荷中の補剛板内の応力状態に関してはその代表例を図-6に示したごとくであり、板パネル中央面への载荷を行っているため板パネル部分では圧縮の、補剛材先端部では引張の応力状態である。このうち圧縮強度に最も影響を与えるのは板パネル部分の圧縮応力であり、この圧縮応力(ひずみ)の軟鋼と高張力鋼との比較を図-9、図-10に示す。

$R_r=0.7$ 付近の H6-3 と M6-3 の比較では、H6-3 がほぼ終局荷重 ($P_u/P_y^*=0.87$) 直前まで局部座屈が現われていないのに対して、M6-3 では $P_u/P_y^*=0.7$ において板パネルの局部座屈の現象が現われている。この局部座屈が鋼材の塑性化に起因するものかどうかはこれらのデータのみからは断言できないが、そのときの応力がほぼ $\sigma=0.7\sigma_y$ でありまた板パネル内には $0.3\sigma_y$ 程度の圧縮残留応力が存在していることによりある程度の説明はなされる。しかしながらこの局部座屈が直接的に補剛板の圧縮強度を決定しているものではない。これに対して、H6-3 では $P_u/P_y^*=0.8$ 程度まで荷重-ひずみ関係はほぼ直線関係にあり、両者の残留応力の相違がうかがえる。

他方、 R_r の比較的大きい補剛板 (H7-1 と M6-1) においては载荷の初期段階より板パネル表裏の応力状態は

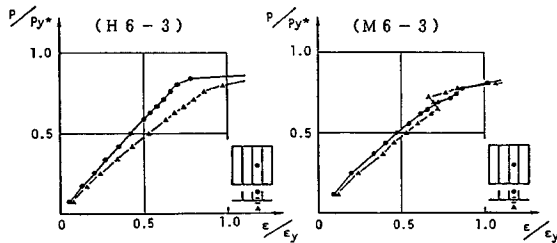


図-9 圧縮荷重と板パネル内ひずみの関係 (H6-3とM6-3の比較)

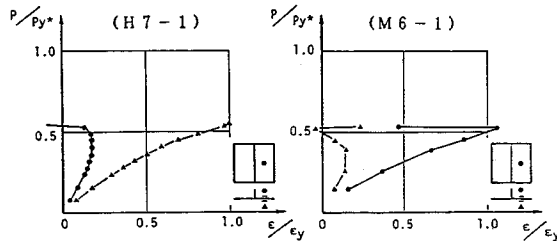


図-10 圧縮荷重と板パネル内ひずみの関係 (H7-1とM6-1の比較)

一様でなく、終局荷重の50~60%の荷重段階で局部座屈の現象が顕著となる。その局部座屈が顕著となる荷重は軟鋼 (M6-1) と高張力鋼 (H7-1) とでは多少異なるが、これは初期たわみの相違や実験の(セッティング)際の誤差等によるものと思われる、後座屈挙動により最終的な圧縮強度はほぼ同一である。

b) 面外たわみ

各荷重段階における試験供試体中央断面の面外たわみの一例を、H6-3とM6-3の比較として図-11に示す。本実験では板パネル中央面への载荷を行っているため全体座屈モードの変形が支配的であるが、終局荷重に近づくにつれて局部座屈モードも認められる。他方、H7-1とM6-1の比較では両者とも早期荷重段階より局部座屈モードが顕著であり、図-9で示した応力状態をよく説明していた。また、面外たわみの測定結果(たわみ波形)からは、载荷辺・非载荷辺とも回転に対する拘束は少なかったものと判断された。

このように、面外たわみに関しては、 R_r の値によりその性状は大きく異なるが、高張力鋼と軟鋼との差はほとんど認められなかった。

(5) 高張力鋼補剛板の圧縮強度に関する考察

高張力鋼を使用した板および補剛板の圧縮強度に関しては、それを (P_u/P_y-R) 関係式のように無次元表示することにより軟鋼の場合と全く同等に扱えるという解釈が定着している。しかしながらこの解釈は主に線形座屈理論に基づくものであり、初期不整の値が軟鋼と高張力鋼とで異なればそれに影響される圧縮強度も当然異なるものとも考えられる。

これに関して宇佐美⁷⁾・長谷川⁸⁾・小松らは⁹⁾、軟鋼と高張力鋼との比較としては論じていないものの、溶接残留応力の相違により補剛板の圧縮強度が異なることを弾

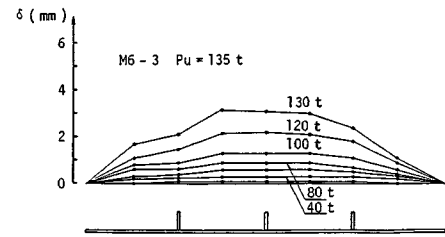
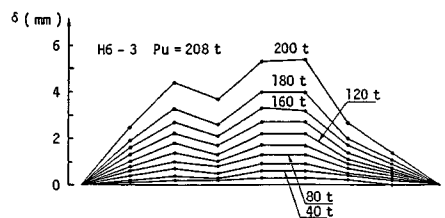


図-11 圧縮荷重と面外たわみの関係 (H6-3とM6-3の比較)

塑性座屈解析により示している。もちろん、座屈荷重と終局荷重（圧縮強度）とは異なるものと解釈すべきであるが、圧縮強度を考えるうえでその座屈荷重の相違は重要な意味をもっているものと思われる。他方小松ら¹⁴⁾は、初期たわみおよび残留応力の両初期不整の影響を考慮した「柱モデル」理論に基づく解析を行い、鋼種により異なる無次元圧縮強度を提案している。

このように、初期不整の影響を考慮した最近の理論的研究においては、無次元強度で比較しても高張力鋼補剛板の圧縮強度が軟鋼のものより高いという意見が多い。しかしながら今回の比較実験では、残留応力に関しては理論計算の中での仮定値と同様両者の差が明確に認められたものの、圧縮強度に関しては両者間で有意義な差としては認められなかった。この理由に関しては5.(2)で述べたごとくであり、0.1~0.15 σ_y 程度の圧縮残留応力の相違では圧縮強度にさほど大きな影響を与えないためと考えられる。

以上のことより、高張力鋼補剛板は軟鋼のものに比べ無次元圧縮残留応力が少ないという圧縮強度に関するプラス側の要素を有しているが、これによる圧縮強度の増加はさほど大きくなく、初期不整等に関して種々の不確定要素を多く含む実際の構造物においては両者の無次元圧縮強度は同等とみなすのが適切と思われる。

なお、今回の実験では、JIS規格化されている鋼材の中で最も高強度の鋼材という観点から高張力鋼としてSM 58材を用いたが、さらに高強度のHT 80材等を用いた場合²¹⁾の軟鋼との比較等については今後の課題としたい。

6. 結 論

高張力鋼補剛板の圧縮強度特性を明らかにするため、圧縮強度および溶接残留応力に関する実験的研究を、軟鋼補剛板との比較として行った。得られた結論を以下に示す。

(1) 補剛板の溶接残留応力は、軟鋼と高張力鋼とは明らかに異なる。

圧縮試験供試体においては、高張力鋼補剛板の板パネルの圧縮残留応力は軟鋼のものに比べ0.1~0.15 σ_y 程度少なく、また補剛材部分に関してもほぼ同様の結果が得られた。

他方、実橋を想定した $t=12$ mm の補剛板においても同様の結果が得られ、この場合無次元圧縮残留応力の比はほぼ降伏応力の逆数の比に等しいものであった。

(2) このように高張力鋼と軟鋼とで無次元圧縮残留応力が異なることは、溶接部近傍の引張残留応力の相違として説明され、本実験的研究においてもこの引張残留応力の相違を確認した。

(3) この溶接残留応力の相違に着目して、軟鋼補剛板と高張力鋼補剛板の圧縮強度に関する比較実験を行ったが、実験データからは両者の間に有意義な差があるとは認められなかった。これに関しては、上述の0.1~0.15 σ_y 程度の圧縮残留応力の差ではさほど圧縮強度に大きな影響を与えないためと考えられ、この残留応力の相違による影響は他の不確定な影響因子により打ち消される程度に小さいものと考えられる。

(4) したがって、初期不整等に関して種々の不確定要素を多く含む実際の構造物においては、軟鋼補剛板と高張力鋼補剛板の無次元圧縮強度は等しいと考えるのが適切であり、残留応力に関する高張力鋼補剛板のプラス側要素は期待すべきでないと思われる。

(5) 今回の実験においては同一載荷状態の再現に主眼をおき板パネル中央面への載荷を行ったが、これにより生じる偏心載荷の影響については板パネル部分の降伏荷重 $P_{\frac{1}{2}}$ の導入により十分対処できたものと思われる。またこのようにして評価した補剛板の無次元圧縮強度は過去の実験結果ともよく一致しており、少なくとも補剛材の局部座屈を問題としないような補剛板においては今回の実験結果は十分に有用であると思われる。

参 考 文 献

- 1) たとえば Heckel, R. : The fourth Danube bridge in Vienna/damage and repair, Development in bridge design and construction, Crosby Lockwood & Sons, pp. 588~598, 1971.
- 2) 三上市蔵 : 圧縮補剛フランジの設計法についての概説, 土木学会論文報告集, No. 297, pp. 123~126, 1980.
- 3) 小松定雄編 : 鋼構造の補剛設計, 森北出版, pp. 222~261, 1982.
- 4) 三上市蔵・堂垣正博・米沢 博 : 補剛圧縮板実験の調査と強度簡易推定法の評価, 土木学会論文報告集, No. 334, pp. 181~184, 1983.
- 5) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説・Ⅱ鋼橋編, 1980.
- 6) British Standard Institution : BS 5400, Steel, concrete and composite bridges, part 3. Code of practice for design of steel bridges, 1982.
- 7) 宇佐美勉 : 補剛材付き板の弾性ならびに非弾性圧縮座屈強度, 土木学会論文報告集, No. 228, pp. 13~28, 1974.
- 8) 長谷川彰夫・長浜正孝・西野文雄 : 圧縮力を受ける補剛された板の座屈強度, 土木学会論文報告集, No. 236, pp. 1~14, 1975.
- 9) 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, 1978.
- 10) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫 : 箱形断面柱の局部座屈強度, 土木学会論文報告集, No. 205, pp. 19~30, 1972.
- 11) 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, 土木学会論文報告集, No. 265, pp. 22~35, 1977.
- 12) 宇佐美勉・福本誘士 : 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，土木学会論文報告集，No. 326，pp. 41～50，1982.
- 13) 宇佐美勉・福本秀士・青木徹彦・松川昭夫：補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 350/I-2，pp. 197～205，1984.
 - 14) 小松定夫・北田俊行：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法，土木学会論文報告集，No. 302，pp. 1～13，1980.
 - 15) 日本造船研究協会：船舶及び海洋構造物の強度基準に関する調査研究（高張力鋼の使用），第200研究部会第11分科会報告書，pp. 6～14，1984.
 - 16) 上田幸雄：中長啓治・森山修司：溶接初期不整を有する矩形板の圧壊強度に関する研究（第4報），日本造船学会論文集，No. 159，pp. 282～294，1986.
 - 17) たとえば，田村今男・泉久司・伊佐重輝：鉄鋼材料学，朝倉書店，pp. 81～86，1981.
 - 18) 佐藤邦彦・松井繁明・町田隆：高張力鋼溶接部における熱応力発生過程と残留応力，溶接学会誌，Vol. 35，No. 9，pp. 16～25，1966.
 - 19) 矢尾哲也：船体構造部材の圧壊強度に関する研究，大阪大学学位論文，pp. 123～127，1980.
 - 20) 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.
 - 21) 小松定夫・吉川紀・牛尾正之：80キロ鋼補剛板の極限強度に関する実験，土木学会論文報告集，No. 218，pp. 31～37，1973.
 - 22) 吉浪康行・大村裕：実験データより見た補剛板の圧縮耐荷力について，構造工学論文集，Vol. 33 A，pp. 161～170，1987.

(1987.11.27・受付)
