

炭素繊維プレートによる山形鋼圧縮材の接着補強設計式に関する 実験的研究

玉井 宏章*・高松 隆夫*・服部 明生**・小澤 吉幸***・山西 央朗****

(平成22年10月29日受付)

DESIGN FORMULA FOR REHABILITATED ANGLE STEEL MEMBER USING CARBON FIBER REINFORCED PLASTIC PLATES

Hiroyuki TAMAI, Takao TAKAMATSU, Akeo HATTORI, Yoshiyuki OZAWA and Teruaki YAMANISHI

(Received Oct. 29, 2010)

Abstract

The authors have developed a tensile force strengthening method using bonded carbon fiber reinforced plastic (CFRP) plate to enhance the life of existing buildings.

A rehabilitation technique for compressive force strengthening as well as tensile force strengthening is required to enhance the strength and deformation of steel structure members.

This paper reports the results of compressive loading tests on an angle steel brace before and after rehabilitation using bonded CFRP plates.

These results show enhanced compressive force carrying capacity and deformation capacity as follows.

- 1) Although buckling tests showed enhanced flexural rigidity, there was no increment of axial stiffness.
- 2) An elastic buckling formula using the experimental flexural rigidity from a three-point bending test, gave a conservative evaluation of load carrying capacity.
- 3) Taking into account the contribution of CFRP up to the elastic limit strain of the steel member, its load carrying capacity could be evaluated from the formula of Design Standard for Steel Structures of AIJ.
- 4) The CFRP must be bonded over the full length of the angle member.

Key Words: *Carbon fiber reinforced plastic plate, Angle steel member, Bonding, Buckling, Monotonic loading testes*

1. はじめに

高い剛性と強度を有する炭素繊維を鋼構造物に接着補強

する様々な方法が著者らを含めた研究者により開発されつつある^{1)~8)}。

鋼構造部材には、それら部材断面形状を起因として、本

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 広島工業大学大学院知的機能科学専攻

*** 東レ建設(株)技術設計部

**** 広島工業大学高性能構造システム開発研究センター

質的に引張力に対しては強度を発揮しうるものの、圧縮力に対しては座屈現象が生じ、耐荷力は著しく乏しい場合が多い。

文献6,7では、炭素繊維プレートによる鋼構造部材の圧縮補強への可能性を検討するため、山形鋼ブレース材に炭素繊維プレートを接着した試験体を作成し、単調圧縮載荷試験を行って、その最大耐力や塑性変形性能に対する補強効果について検討した結果、炭素繊維プレートを接着することにより、最大圧縮耐力を1.9倍及び3.0倍に増大できること、山形鋼ブレースが座屈により塑性化してもある部分に塑性化が集中して進行することがないこと等を明らかにした。

また、文献8では、実大の送電鉄塔主材の山形鋼材(L130×130×8, SS400)を取り上げ、本補強工法の有効性を示した。

この鉄塔等に用いられる山形鋼主材の補強設計を実際に行うためには、補強効果を単純に表現できる設計式や補強設計テーブルが必要となる。

そこで、本研究では、文献6,7で明らかにした効果的な接着方法を採用した補強山形鋼圧縮材について座屈長さを変化させた試験体について単調圧縮試験を行い、細長比と座屈耐力の関係、いわゆるカラムカーブ(座屈耐力曲線)を求める。

また、補強効果を算定するための、簡単な設計式を提案し、実験と比較して妥当性を検証する。

2. 接着補強山形鋼圧縮材

炭素繊維プレートによる接着補強を行った山形鋼圧縮材をFig.1(a)に、炭素繊維プレートの貼付方法をFig.1(b)に示す。

補強対象の山形鋼の外側面全長に、炭素繊維プレートを複数枚積層して接着する。炭素繊維プレートには、高強度型炭素繊維プレート(CFRP(TL))と中弾性型炭素繊維プレート(CFRP(ML))を用いる。

これらの炭素繊維プレートは、炭素繊維シート8層分を熱硬化型エポキシ樹脂で引き抜き成形したものであり、全断面積に占める炭素繊維の割合は67%と比較的大きい。炭素繊維プレート(CFRP(TL, ML))の素材試験結果をFig.2, Table 1に、山形鋼の1号試験片による引張素材試験結果とともに、示す。なお、炭素繊維プレートの引張試験は、JIS A1191(旧JIS K7073)及びJSCE-5541-2000に準拠して行った(試験方法の詳細は、文献11を参照されたい)。

Fig.2には、各炭素繊維プレートの応力:σ-ひずみ:ε関係を、山形鋼のそれとともに示す。これらの結果から、高強度型及び中弾性型炭素繊維プレートは鋼と比較して、

0.8及び1.4倍のヤング係数と7.0倍及び5.0倍の強度を有し、また破断ひずみは、1.52%及び0.71%と大きいことから、有効な補強材であることがわかる。

接着剤は、常温二液硬化型エポキシ樹脂接着剤を用いる。接着剤の力学的特性をTable 1(c)に示す。

この接着補強に伴う工事では、炭素繊維が非常に軽量で高強度なため、強固な足場は必要なく、接着のみの作業のため、被接着面のケレン以外では、基本的に全く火気を使わないという工法上の特長がある。

3. 接着補強設計式

3.1 中心圧縮耐力算定式

本節では、提案する炭素繊維プレートで補強した山形鋼圧縮材の中心圧縮耐力算定式を示す。以下に設定した仮定を示す。

まず、1)この複合材の圧縮応力は、鋼材のみの断面積で基準化する。2)複合材の降伏応力度には、鋼材の降伏ひずみ分で生じる炭素繊維プレートの寄与軸力を加算できる。

以上の仮定と鋼構造設計規準⁹⁾、鋼構造限界状態設計指針・同解説¹⁰⁾に倣って、補強山形鋼ブレース材の圧縮耐力σ_eを次式で算定する。

λ* > Λ* のとき

$$\sigma_e = \frac{\alpha \cdot \sigma_y^*}{\left(\frac{\lambda^*}{\Lambda^*}\right)^2} \dots\dots\dots (1.a)$$

λ* ≤ Λ* のとき

$$\sigma_e = \left\{ 1 - (1 - \alpha) \cdot \left(\frac{\lambda^*}{\Lambda^*}\right)^2 \right\} \cdot \sigma_y^* \dots\dots\dots (1.b)$$

ここに、

$$\Lambda^* = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s}{\alpha \cdot \sigma_y^*}} \dots\dots\dots (2.a)$$

$$\sigma_y^* = \frac{\sum_{i=1}^n E_{c,i} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{E_s} \cdot A_{c,i} + \sigma_{sy} \cdot A_s}{A} \dots\dots\dots (2.b)$$

$$\lambda^* = \frac{\ell}{i^*} \dots\dots\dots (2.c)$$

$$i^* = \sqrt{\frac{(EI)_b}{E_s \cdot A_s}} \dots\dots\dots (2.d)$$

α: 非弾性領域を表す実験定数
(以降の5節の考察から α = 0.6 とする。)

λ*, Λ*, σ_y*, i*: 複合材の細長比, 限界細長比, 換算降伏応力, 換算断面2次半径

ℓ: 座屈長さ

E_s, A_s, σ_{sy}: 山形鋼材の弾性係数, 断面積, 降伏応力度

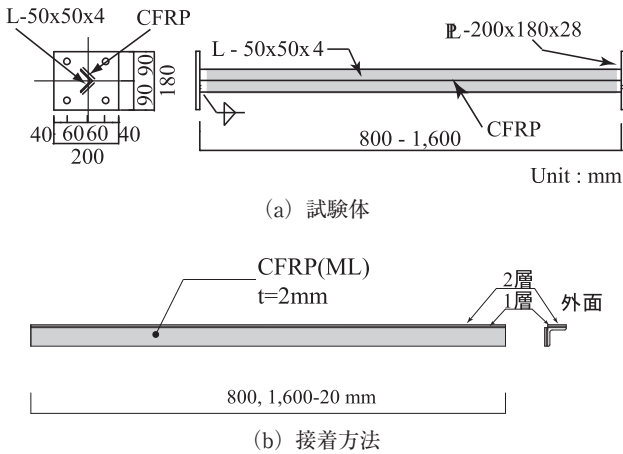


Fig.1 接着補強山形鋼圧縮材 (試験体形状)

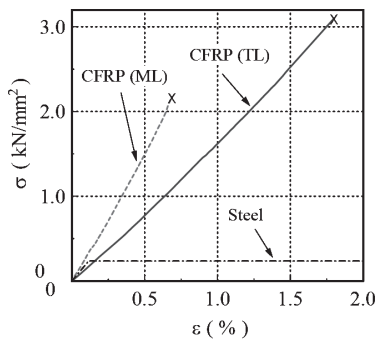


Fig.2 応力-ひずみ関係の比較

Table 1 試験体の素材特性

(a) 炭素繊維プレート

	ヤング係数 kN/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断ひずみ %
CFRP (TL)	169.10	3085.2	1.52
CFRP (ML)	295.70	2169.1	0.71

(b) 山形鋼

山形鋼 試験番号	降伏応力 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断ひずみ %
1	301	423	43.8
2	310	425	50.3
3	342	476	42.9
平均	318	441	45.7

(c) 接着剤

ヤング係数 kN/mm ²	曲げ強度 N/mm ²	圧縮降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	引張せん断 付着強度 N/mm ²	衝撃強度 kJ/m ²
2.28	55.8	59.0	34.8	25.5	4.2
JIS K7208	JIS K7203	JIS K7208	JIS K7113	JIS K6850	JIS K7111

$E_{c,i}$, $A_{c,i}$: i層目の炭素繊維プレートのヤング係数と断面積

n: 炭素繊維プレートの層数 (n < 5)

$(EI)_b$: 複合材の曲げ剛性

圧縮耐力 σ_c から軸耐力 P_c を求める際には、次式を用いる。

$$P_c = \sigma_c \cdot A_s \dots \dots \dots (3)$$

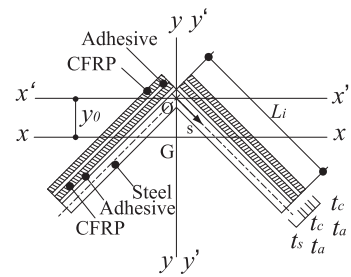


Fig.3 CFRPを接着した山形鋼の断面

Table 2 各層の始点と終点の y' 座標値

	始点の y' 座標, ys'	終点の y' 座標, ye'
鋼材	0	$-\frac{L_c}{\sqrt{2}}$
第1層接着剤	$\frac{2 \cdot t_a + t_c}{2\sqrt{2}}$	$-\frac{2 \cdot L_i + 2 \cdot t_a + t_c}{2\sqrt{2}}$
第1層CFRP	$\frac{2 \cdot t_a + 2 \cdot t_c + t_c}{2\sqrt{2}}$	$-\frac{2 \cdot L_i + 2 \cdot t_a + 2 \cdot t_c + t_c}{2\sqrt{2}}$
第2層接着剤	$\frac{2 \cdot t_a + 2 \cdot t_c + 2 \cdot t_c + t_c}{2\sqrt{2}}$	$-\frac{2 \cdot L_i + 2 \cdot t_a + 2 \cdot t_c + 2 \cdot t_c + t_c}{2\sqrt{2}}$
第2層CFRP	$\frac{2 \cdot t_a + 2 \cdot t_c + 2 \cdot t_c + 2 \cdot t_c + t_c}{2\sqrt{2}}$	$-\frac{2 \cdot L_i + 2 \cdot t_a + 2 \cdot t_c + 2 \cdot t_c + 2 \cdot t_c + t_c}{2\sqrt{2}}$

Table 3 山形鋼, 炭素繊維プレートの形状

	ヤング係数 kN/mm ²	厚さ mm	長さ mm
山形鋼	205.0	4.00	48
CFRP (ML)	295.7	2.00	50
接着剤	2.82	1.23	50

3.2 曲げ剛性算定式

Fig. 3 のような単純化した山形鋼断面に炭素繊維を接着した断面について、弱軸曲げ剛性を求めることを考える。

山形鋼の2つの板材の交点に原点 O を置き、鋼材, n 層の接着剤, CFRP 板材の全断面についての図心回りの曲げ剛性 $(EI)_c$ は次式で求められる。

$$(EI)_c = \sum_{i=0}^n E_i \cdot I_i \dots \dots \dots (4)$$

ここに, n は, 層数であり, E_i , I_i は i 層要素のヤング率, 断面 2 次モーメント (図心上の弱軸回り) である。 I_i は, 次式で求まる。

$$I_i = I'_i - A_i \cdot y_0^2 \dots \dots \dots (5.a)$$

y_0 は x' 座標と図心との距離であり, I'_i は, x' 座標回りの断面 2 次モーメント, A_i は i 層要素の断面積であり次式で求まる。

$$A_i = 2 \cdot t_i \cdot L_i \dots \dots \dots (5.b)$$

$$I'_i = \iint_A y'^2 \cdot dA = 2 \cdot \int_0^{L_i} y_i'^2 \cdot t_i \cdot ds \dots \dots \dots (5.c)$$

ここに s 座標は, 層要素中心の座標である。図心距離 y_0 は, ヤング係数で重みを付けた断面 1 次モーメントと断面積から, 次式で評価できる。

$$y_0 = \frac{\sum_{i=0}^n E_i \cdot S'_i}{\sum_{i=0}^n E_i \cdot A_i} \dots \dots \dots (5.d)$$

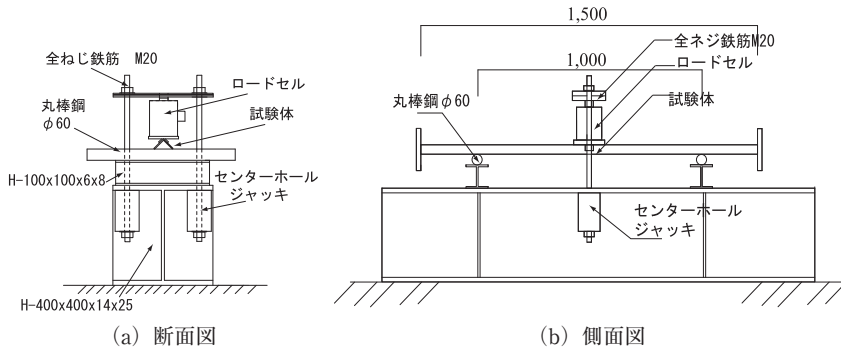


Fig.4 3点曲げ試験装置

Table 4 実験曲げ剛性値

試験体	P kN	δ mm	(EI) _b kN・m ²	平均 kN・m ²
無補強	1.00	2.82	7.40	7.36
	0.98	2.75	7.42	
	1.01	2.89	7.28	
ML2層補強	1.05	1.25	17.5	18.0
	1.00	1.12	18.6	
	1.00	1.16	18.0	

Table 5 計算曲げ剛性値

	y _o mm	(EI) _c kN・m ²	無補強との比
無補強	-16.9	7.56	1.00
ML1層補強	-15.0	13.9	1.84
ML2層補強	-13.6	20.6	2.72
ML3層補強	-12.3	27.7	3.65
ML4層補強	-11.1	35.5	4.65

ここに、

$$S'_i = \iint_{A_i} y'_i \cdot dA = 2 \cdot \int_0^{L_i} y'_i \cdot t_i \cdot ds \dots\dots\dots (5.e)$$

さて、第i層の始点と終点のy'座標値をy'_s, y'_e'とする
とi層要素の座標y'_iは次式で表される。

$$y'_i = (y'_e - y'_s) \cdot \frac{s}{L_i} + y'_s \dots\dots\dots (6.a)$$

よって、(5.e) 式のS'_iは、

$$S'_i = 2 \cdot \int_0^{L_i} y'_i \cdot t_i \cdot ds = t_i \cdot (y'_e + y'_s) \cdot L_i \dots\dots\dots (6.b)$$

また、I'_iは次式のように積分できる。

$$I'_i = 2 \cdot \int_0^{L_i} y_i'^2 \cdot t_i \cdot ds = 2 \cdot t_i \cdot \int_0^{L_i} \left((y'_e - y'_s) \cdot \frac{s}{L_i} + y'_s \right)^2 \cdot ds$$

$$= \frac{2}{3} \cdot t_i \cdot L_i \cdot (y_e'^2 + y_e' \cdot y_s' + y_s'^2) \dots\dots\dots (6.c)$$

上式と Table 2 の座標値を参考に複合材の計算曲げ剛性 (EI)_c が求められる。

3.3 3点曲げ試験による複合材の曲げ剛性評価

前節までに炭素繊維プレートで補強された山形鋼の曲げ剛性算定法を示した。この算定式の妥当性を検討するために、補強山形鋼材について、3点曲げ試験を行って、算定法の有効性を検討したので報告する。Fig.4 (a) 及び Fig.4 (b) に示す荷重装置を用いて中央集中荷重を受ける単純支持梁の弾性3点曲げ試験を行った。

Table 1, Table 3 に示す、素材特性及び形状を有する山形鋼材(L-50 × 50 × 4)について、中弾性炭素繊維プレート (CFRP (ML)) 2層を接着補強したもの及び補強しないものの3点曲げ試験を行って、集中荷重 P = 1 kN 時 (弾性範囲の初期段階時) の中央たわみ δ を用いた次式で実験曲げ剛性 (EI)_b を求めた。

$$(EI)_b = \frac{P \cdot \ell^3}{48 \cdot \delta} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、ℓ は支点間長で 1 m である。

実験結果を Table 4 に示す。また、前節の曲げ剛性算定

式(4)式を用いて炭素繊維プレートの接着層数を0～4枚と変化させて求めた曲げ剛性 (EI)_c を Table 5 に示す。

中弾性型炭素繊維プレート (CFRP (ML)) を2層接着した場合における、3点曲げ試験による実験曲げ剛性 (EI)_b と、算定式による算定曲げ剛性 (EI)_c は、ほぼ一致することから、曲げ剛性算定式は妥当であると考えられる。

4. 中心圧縮試験の概要

4.1 試験体

試験体を Fig.1 (a) に、炭素繊維プレートの貼付方法を Fig.1 (b) にそれぞれ示す。試験体は、全長 800 ~ 1600 の山形鋼 (L-50x50x4) の両端に鋼板 (L-200x180x28) をその中心を山形鋼の図心に一致させて溶接し、山形鋼全面に炭素繊維プレート (鋼材との接着長は、(全長 - 20mm) としている) を接着したものである。

炭素繊維プレートの接着形式は、文献6の圧縮補強試験で補強効果を確認できた中弾性型炭素繊維プレート (CFRP (ML)) を山形鋼の外表面全体に2層 (4枚) 接着した形式とした。接着は、まず山形鋼の表面をディスクサンダーでミルスケールを完全に除去し、炭素繊維プレートと山形鋼の接着面を紙ヤスリ (#100) で目粗しした後、常温二液硬化型エポキシ樹脂接着剤で接着し室温 20℃ 以上で7日間養生した。

細長比を変化させるように材長を 800mm, 1000mm, 1170mm, 1300mm, 1500mm, 1600mm とした試験体を用意し、上述の炭素繊維プレートによる補強をしたものとし無いもの計 12 体を製作した。

Table 6 に試験体名称を整理して示す。Table 6 には (a) 無補強試験体、(b) 補強試験体に分けて名称を示し、(2c) 式の細長比 λ* と、補強試験体の第1層、第2層の接着層厚とともに示す。Table 1 (a), (b), (c) に中弾性型炭素繊維プレート (CFRP (ML)), 山形鋼 (1号試験片を使用) 接着樹脂の素材試験結果をそれぞれ示す。

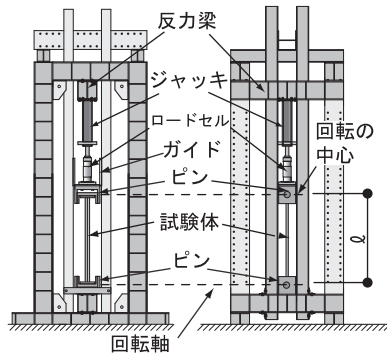


Fig.5 圧縮試験装置の概要

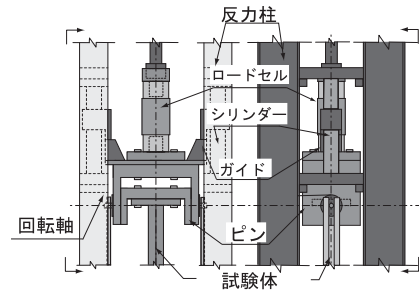


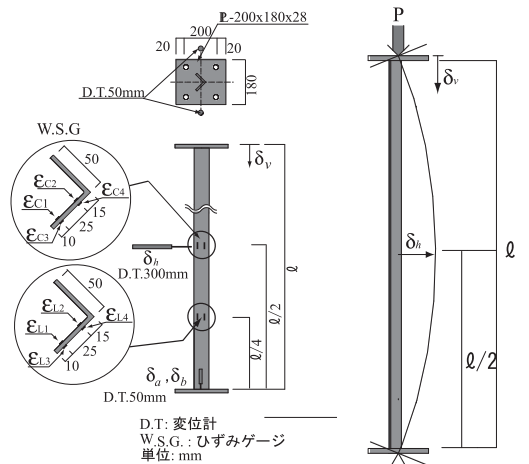
Fig.6 上部ピンの詳細

Table 6 試験体名称

(a) 無補強試験体			(b) 補強試験体				
試験体名	ℓ mm	λ^* -	試験体名	ℓ mm	λ^* -	接着層厚	
						第1層 mm	第2層 mm
L50-08N	800	83	L50-08C	800	53	1.22	1.30
L50-07N	1000	104	L50-07C	1000	66	1.12	1.12
L50-06N	1170	122	L50-06C	1170	77	1.35	1.06
L50-05N	1300	135	L50-05C	1300	86	1.27	1.26
L50-04N	1500	156	L50-04C	1500	99	1.23	1.32
L50-03N	1600	166	L50-03C	1600	106	1.19	1.28
			平均			1.23	

$i = 9.61\text{mm}$, $\Lambda = 103$
 $\sigma_y^* = 318\text{N/mm}^2$

$i^* = 15.1\text{mm}$, $\Lambda^* = 78$
 $\sigma_y^* = 554\text{N/mm}^2$



(a) 変位計とゲージ位置 (b) 計測諸量模式図

Fig.7 変位計とゲージ位置, 計測諸量の模式図

4.2 試験装置

試験装置の概要を Fig.5, 上端ピンの詳細を Fig.6 に示す。試験体の両端に、試験体弱軸回りに自由に回転することのできるピンが取り付けられており、上部から 500kN 容量のオイルジャッキにより圧縮力が作用し、上端のピンが鉛直方向のみ移動するようになっている。上端ピンは、ガイドとシリンダーにより水平方向には動かない。

また、山形鋼プレース材の全長を有効座屈長さにするため、ピン軸の中心と山形鋼の端部とが一致するような仕組みになっている。尚、試験体設置において、偏心は、座屈現象に大きく影響を及ぼすので、加力点位置が山形鋼の図心と一致するように、トランシットにより位置決めを行った。載荷プログラムは、全試験体とも単調中心圧縮とした。

4.3 計測方法

計測は、荷重は、オイルジャッキ先端に取り付けられたロードセルから、材軸方向荷重 P を、変位は、Fig.7(a) に示すように試験体の弱軸方向の中央たわみ量 δ_h を 200mm ストロークの変位計により、山形鋼の図心から強軸方向に 150mm 離れた 2 点で材軸方向相対変位 (δ_a , δ_b) を 50mm ストロークの変位計により、それぞれ、計測した。

無補強試験体と炭素繊維プレートで補強した試験体の各部の塑性変形の様子を確認するため、無補強の試験体では鋼材表面に、補強した試験体では、炭素繊維プレート表面に、試験体中央部の山形断面の先端部から 15mm と

40mm の位置に表裏 4 点 (ϵ_{c1} , ϵ_{c2} , ϵ_{c3} , ϵ_{c4})、試験体の下端から $\ell/4$ の位置に山形断面の先端部から 15mm と 40mm の位置に表裏 4 点 (ϵ_{L1} , ϵ_{L2} , ϵ_{L3} , ϵ_{L4})、計 8 点の材軸方向直ひずみを、検長 5mm の箔ひずみゲージにより計測した (Fig.7(a) 参照)。

変位の計測値から、試験体の軸縮み δ_v を次式により算定した。

計測諸量の模式図を Fig.7 (b) 示す。

$$\delta_v = \frac{\delta_a + \delta_b}{2} \dots\dots\dots (8)$$

5. 実験結果と考察

5.1 実験結果

試験結果を Table 7, 8, Fig.8 ~ 10, Photo.1, 2 に示す。

Table 7 には、(a) 無補強試験体、(b) 補強試験体に分けて、最大荷重 P_{max} 、細長比 λ^* 、実験から求めた座屈耐力 $\sigma_e (= P_{max}/A_s)$ 、複合材の降伏応力に対する実験座屈耐力の比 σ_e/σ_y^* 、実験座屈軸力を基に次式で求めた換算曲げ剛性 $(EI)_a$ を示す。

$$(EI)_a = \frac{P_{max} \cdot \ell^2}{\pi^2} \dots\dots\dots (9)$$

さらに、3 点曲げ試験による実験曲げ剛性に対する換算曲げ剛性の比、 $(EI)_a/(EI)_b$ 、(1) 式から求めた算定座屈

Table 7 圧縮試験結果

(a) 無補強試験体

Name	ℓ mm	Pmax kN	λ^*	Exp. σ_e N/mm ²	Exp. σ_e/σ_y^*	(EI) _a kN·m ²	(EI) _a /(EI) _b	Cal. σ_e N/mm ²	Exp./Cal.
L50-08N	800	96.0	83	247	0.78	6.2	0.85	235	1.05
L50-07N	1000	80.1	104	206	0.65	8.1	1.10	187	1.10
L50-06N	1170	45.3	122	116	0.37	6.3	0.85	136	0.85
L50-05N	1300	39.0	135	100	0.32	6.7	0.91	110	0.91
L50-04N	1500	33.9	156	87	0.27	7.7	1.05	83	1.05
L50-03N	1600	30.6	167	79	0.25	7.9	1.08	73	1.08

$\sigma_y^*=318\text{N/mm}^2$ (EI)_b=7.36kN·m²

(b) 補強試験体

Name	ℓ mm	Pmax kN	λ^*	Exp. σ_e N/mm ²	Exp. σ_e/σ_y^*	(EI) _a kN·m ²	(EI) _a /(EI) _b	Cal. σ_e N/mm ²	Exp./Cal.
L50-08C	800	196.5	53	505	0.91	12.7	0.71	451	1.12
L50-07C	1000	158.1	67	406	0.73	16.0	0.89	393	1.03
L50-06C	1170	130.5	78	335	0.61	18.1	1.01	333	1.01
L50-05C	1300	126.3	87	325	0.59	21.6	1.20	270	1.20
L50-04C	1500	85.2	100	219	0.40	19.4	1.08	203	1.08
L50-03C	1600	77.7	107	200	0.36	20.2	1.12	178	1.12

$\sigma_y^*=554\text{N/mm}^2$ (EI)_b=18.2kN·m²

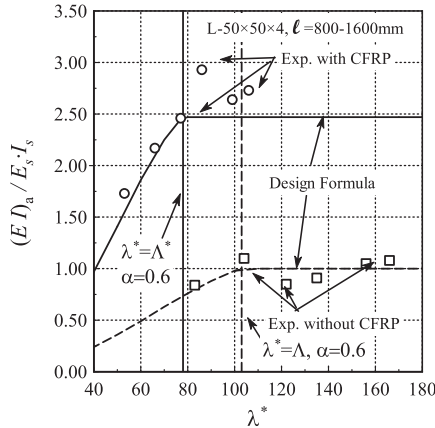


Fig.8 座屈荷重からの推定曲げ剛性と細長比の関係

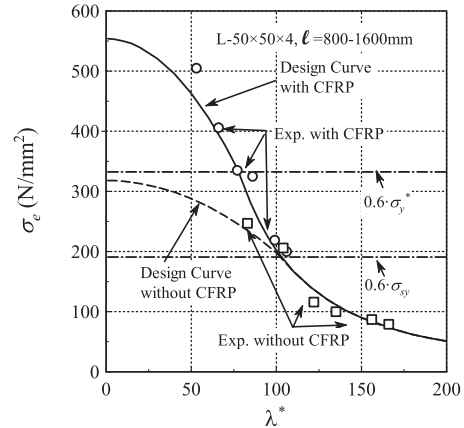


Fig.9 圧縮耐力算定式と実験値との比較

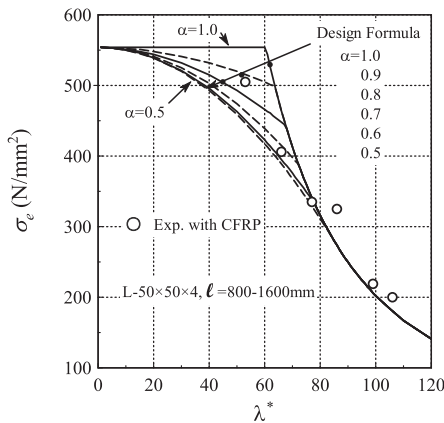


Fig.10 非弾性領域を表すパラメータの検討

耐力 σ_e 及び算定座屈耐力に対する実験座屈耐力の比を、それぞれ示す。様々な細長比の試験体の実験値から (9) 式を用いて、換算曲げ剛性の変化を観察すれば、大きな細長比では一定の弾性曲げ剛性値のものが、細長比が短くなるにつれて一定値から非弾性効果で値が低下する。この境界から、非弾性領域の細長比を同定することができる。

Fig.8には、各試験体について、無補強試験体の曲げ剛性に対する、実験座屈軸力から求めた換算曲げ剛性の比 $(EI)_a/E_s I_s$ と細長比 λ^* の関係は無補強試験体を□で、補強試験体を○で示し、補強及び無補強試験体の限界細長比 Λ^* 、 Λ を破線で示す。また、(1)式から求めた、算定座屈軸力から同様に(9)式から換算曲げ剛性を求めた結果を実線で併せて示している。

Fig.9には、実験から求めた座屈耐力 σ_e と細長比 λ^* の

関係を、無補強試験体を□で、補強試験体を○で示し、(1)式の耐力算定式から求めた無補強試験体(破線)及び補強試験体(実線)のカラムカーブとともに示す。

Fig.10には、非弾性領域をあらわすパラメータ α を0.5から1.0まで変化させた(1.a, b)式の座屈耐力設計式と補強試験体の実験結果とを比較して示す。

Fig.11には、L50-06C試験体について(a)に山形鋼の全塑性軸力で無次元化した軸力 P/P_{sy} と無補強試験体の降伏軸縮みで無次元化した軸縮み δ_v/δ_{sy} との関係、(b)に、 P/P_{sy} と全長で無次元化した中央横たわみ δ_h/ℓ との関係を、(c)、(d)に P/P_{sy} と中央断面および1/4軸長断面における炭素繊維プレート部および山形鋼のひずみとの関係を、それぞれ示す。

Photo.1には、L50-07N, L50-07C試験体の、Photo.2には、L50-08C試験体の試験後の変形状況を示す。

Table 8には、同じ座屈長さの試験体における、接着補強による耐力上昇率を示している。

5.2 考察

実験結果から以下のことがわかる。

○軸剛性について

Table 8及びFig.11(a)から、炭素繊維プレート接着により曲げ剛性は補剛され、座屈耐力は、上昇するものの、補強試験体の軸力と軸縮みの関係は、载荷のごく初期を除き、無補強の山形鋼と同じであり、座屈が生じるまでの区

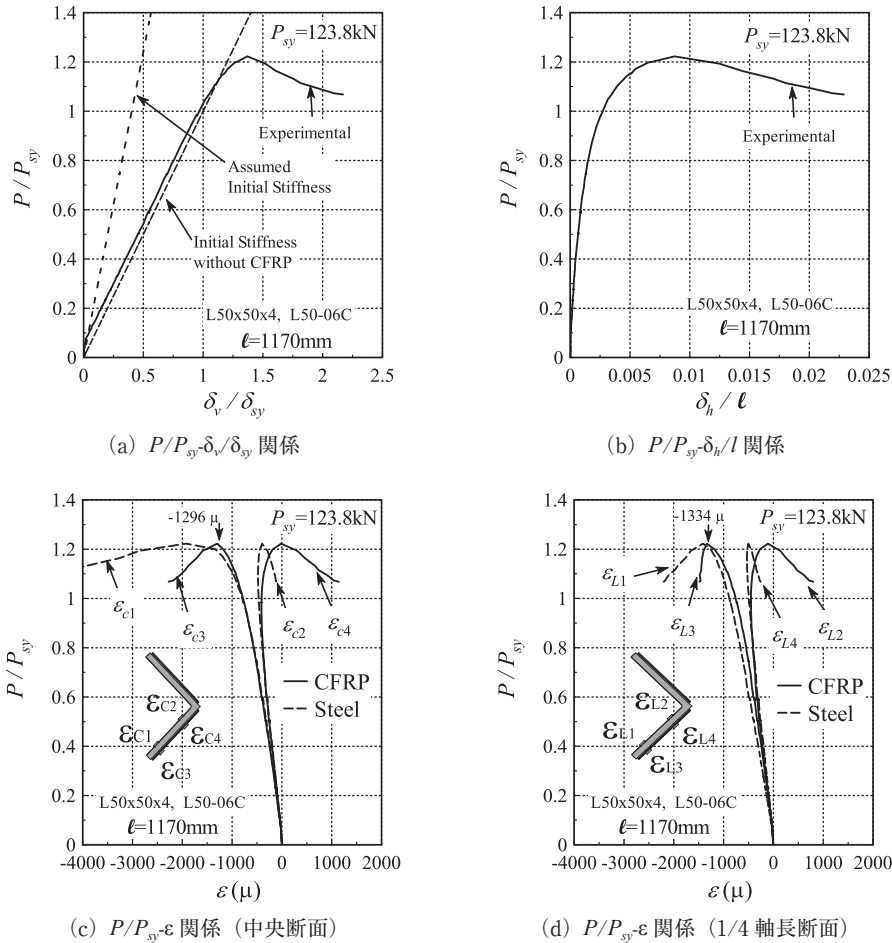


Fig.11 L50-06C 試験体の試験結果

間の軸剛性は、接着補強によって、ほとんど上昇しないことが分かる。これは、圧縮材に横たわみが出るため、断面剛性と軸力から求めた軸変形よりも大きくなる傾向にあること、CFRP 端部では軸方向外力が作用しておらず、接着層のせん断力で軸力が伝達されるまでの定着長分は軸剛性上昇に寄与しないためと考えられる。Fig.11 (d) の 1/4 軸長断面位置の炭素繊維プレートの材軸方向ひずみが鋼材のそれと比べて小さめとなっていることから、このことが確認できる。

○弾性領域の座屈耐力算定式の適用性について

Table 7 (a) 及び Fig.8 から実験の座屈荷重から求めた弾性領域の座屈耐力式の適用性について曲げ剛性は無補強試験体では細長比 λ^* が 100 以上ではほぼ 3 点曲げ試験から求めた曲げ剛性とほぼ一致することから、限界細長比 $\Lambda (= 103)$ 以上では、オイラー座屈理論式が良好にあてはまることがわかる。このことから、荷重装置は良好に加力できていることが確認できる。

また、Table 7 (b) 及び Fig.8 から、同様に、補強試験体においては、実験の座屈荷重から求めた曲げ剛性は、限界細長比 $\Lambda^* (= 78)$ 以上では、3 点曲げ試験から求めた曲

げ剛性以上の値となることからこの範囲で算定式にオイラー座屈理論式が適用できることがわかる。

○複合材の降伏応力設定について

Fig.9 及び Fig.11 から複合材の降伏応力設定について限界細長比 $\Lambda^* (= 78)$ 以下の補強試験体 (L50-06C) では軸耐力は山形鋼の全塑性軸力の 1.2 倍にも達し、座屈発生時に生じる CFRP (ML) のひずみは、山形鋼の降伏圧縮ひずみ (-1200μ) 程度発生していることから、算定式に用いる複合材全体の降伏応力 σ_y^* として、鋼材の降伏ひずみが CFRP (ML) に生じた場合の軸力を考慮して算定しても良いことがわかる。

また、前節の考察と考え合わせると、(1) 式 of 非弾性領域を表す実験定数 α の値は、0.6 が妥当であることが分かる。

○非弾性領域の座屈耐力式の適用性について

Fig.10 より、1) 非弾性領域における (λ^* が 70 以下と小さい場合) 設計座屈耐力は、 α が 0.5 ~ 0.7 と変化させてもさほど変化しない。2) 補強の応力上昇効果は、 α よりも、換算降伏応力 σ_y^* の上昇で表される。3) α を 0.7

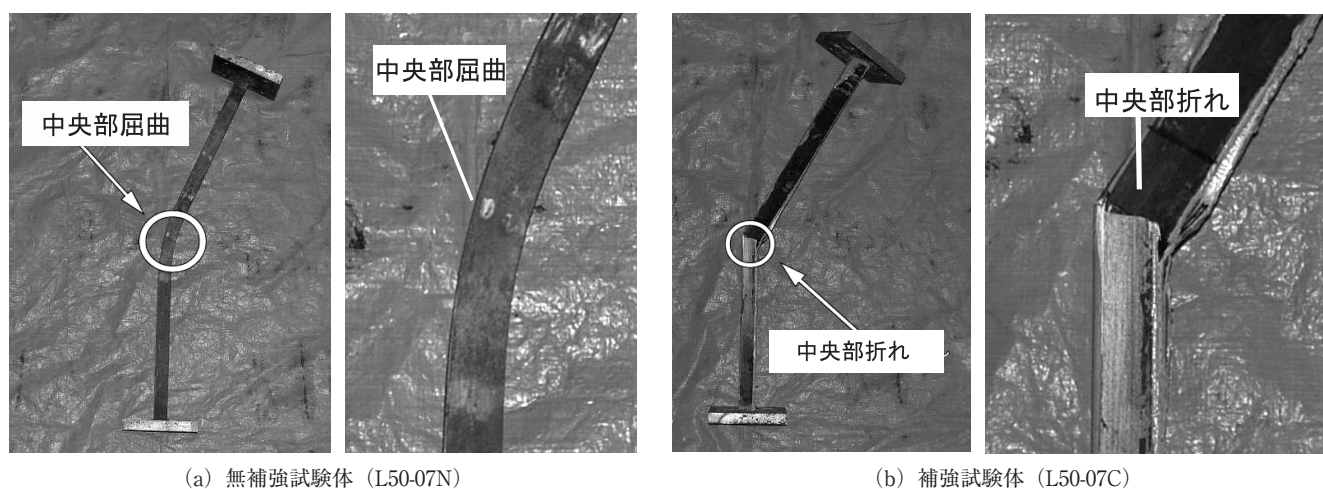


Photo.1 比較的長い試験体の破壊状況

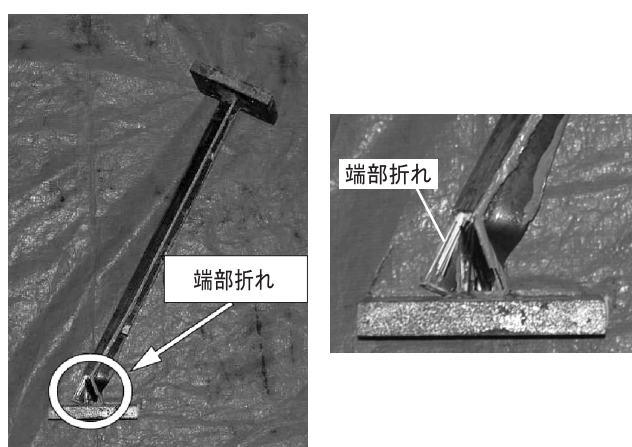


Photo.2 比較的短い試験体の破壊性状 (L50-08C 試験体)

とした場合、 $\lambda^* = 67$ の実験値を設計式が上回るため、 α が 0.6 が妥当である等のが分かる。

Fig.9, Table 7 (b) より複合材の降伏応力 σ_y^* の 0.6 以上の細長比における試験体の座屈耐力実験値は、提案した座屈耐力算定式を上回り、かつ耐力上昇の傾向がよく近似できていることから、提案した座屈耐力算定式は妥当であることがわかる。

○破壊性状

細長比が最も小さい L50-08C 試験体を除き、中央部が弱軸方向に屈曲して終局となった。L50-08C 試験体では炭素繊維未接着部での局部変形が発生した。材が短い場合には全断面に CFRP を接着する必要があると考えられる。

6. まとめ

中弾性型炭素繊維プレートを接着した山形鋼圧縮材について細長比を変化させて中心圧縮座屈試験を行い、提案する座屈耐力算定式と比較した。

限られた断面の実験からの結論ではあるが、得られた知見は、以下のように要約できる。

Table 8 補強効果

ℓ mm	Name	Pmax kN	Name	Pmax kN	補強による 耐力上昇率 -
800	L50-08C	196.5	L50-08N	96.0	2.05
1000	L50-07C	158.1	L50-07N	80.1	1.97
1170	L50-06C	130.5	L50-06N	45.3	2.88
1300	L50-05C	126.3	L50-05N	39.0	3.24
1500	L50-04C	85.2	L50-04N	33.9	2.51
1600	L50-03C	77.7	L50-03N	30.6	2.54

- 1) 接着補強後の曲げ剛性は、断面の法線保持を仮定した算定値と実験値が一致し、剛性上昇が確認できる一方、試験体全体の実験軸剛性は接着補強後もほとんど上昇しない。
- 2) 弾性領域では、3点曲げ試験で求めた補強材の曲げ剛性を用いたオイラー座屈耐力式は安全側に実験値を表す。
- 3) 非弾性領域では、複合材の降伏応力度として鋼材の降伏ひずみ分だけ炭素繊維プレートが寄与すると算定してやれば、鋼構造設計規準の式と同様の式で座屈耐力を良好に表現できる。
- 4) 細長比が小さい場合には、炭素繊維プレート未接着部分から局部座屈することがある。

設計式として提案した算定式を利用するためには、安全率をどう設定するかを決める必要があるが、今後、断面形を変えて、実験数を増やし、統計処理をする必要がある。

謝 辞

本研究は、広島工業大学「高性能構造システム開発研究センター」(代表者 高松隆夫教授)のプロジェクト研究の一環として実施しました。実験実施にあたり 2009 年度広島工業大学工学部建築工学科玉井研究室の卒論生諸君には、多大の協力を得た。また、東レ(株)早川敏弘、コニシ(株)若原直樹、久保田啓仁氏には、素材の提供と有益な情報をいただいた。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) El Damatty, A.A., Abushagur, M., Yousserf, M.A.: Experimental and analytical investigation of steel beams rehabilitated using GFRP sheets, Steel and Composite Structures, Vol.3, No.6 pp.421-438, 2003.3.
- 2) 渡辺憲市, 板垣一也, 鈴木博之: 炭素繊維強化樹脂版による鋼橋の補強, 鋼構造年次論文報告集, 第8巻, pp.679-682, 2000. 11.
- 3) 野坂克義, 金子大作, 鈴木研二, 西出 靖: CFRP 板接着補強において被接着体厚さが補強に与える影響に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第10巻, 第38号, pp.61-68, 2003. 6.
- 4) Tamai, H., Takamatsu, T., Sumida, A., Haitani, T., Hattori, A., Life Prolongation of Steel Building Using Continuous Fiber Reinforced Plastic Plates- Performance Enhancement of Rehabilitated Beams-, Proc. of the 2nd international conference on Steel and Composite Structures, CDROM, 0533, 2004.9.
- 5) 玉井宏章, 高松隆夫, 原 伸幸, 灰谷徳治, 服部明生: 炭素繊維プレートによる鋼構造物小ばりの曲げ補強について, 鋼構造年次論文報告集, 第13巻, pp.523-530, 2005. 11.
- 6) 玉井宏章, 高松隆夫, 櫻庭 誠, 灰谷徳治, 服部明生: 炭素繊維プレートによる山形鋼ブレース材の圧縮補強について, 鋼構造年次論文報告集, 第13巻, pp.553-560, 2005. 11.
- 7) 櫻庭 誠, 玉井宏章, 高松隆夫, 灰谷徳治, 服部明生: 炭素繊維プレートによる補強山形鋼ブレース材の正負交番繰返し裁荷試験, 鋼構造年次論文報告集, 第14巻, pp.437-444, 2006. 11.
- 8) 玉井宏章, 高松隆夫, 服部明生, 小澤吉幸: 炭素繊維プレートによる補強実大山形鋼ブレースの座屈試験, 鋼構造年次論文報告集, 第16巻, pp.619-626, 2008. 11.
- 9) 日本建築学会: 鋼構造設計規準-許容応力度設計法-, 技報堂, 2005. 9.
- 10) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 技報堂, 2002. 3.
- 11) 玉井宏章, 高松隆夫, 原 伸幸, 灰谷徳治, 服部明生: 連続繊維プレートによる鋼構造物の補強法に関する基礎的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第12巻, pp.239-646, 2004. 11.

