HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	VaRTM 成形による箱形断面CFRP 梁の曲げ挙動に及ぼす積層構成の影響
Author(s)	櫻庭, 浩樹; 松本, 高志; 堀本, 歴; 林川, 俊郎
Citation	構造工学論文集 A, 58, 946-958 https://doi.org/10.11532/structcivil.58A.946
Issue Date	2012-03
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/51713
Type	article (author version)
File Information	JSE58A_946-958.pdf

Instructions for use

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

構造工学論文集 Vol.58A(2012 年 3 月)　　土木学会

VaRTM 成形による箱形断面 CFRP 梁の曲げ挙動に及ぼす積層構成の影響

Influence of laminate structures on flexural behavior of CFRP box beams fabricated by VaRTM method

櫻庭浩樹*，松本高志**，堀本歴***，林川俊郎****
Hiroki Sakuraba, Takashi Matsumoto, Wataru Horimoto, Toshiro Hayashikawa

*修士（工学），北海道大学大学院，北方圏環境政策工学専攻（〒060-8626 札幌市北区北 13 条西 8 丁目）
**Ph.D.，北海道大学大学院准教授，北方圏環境政策工学部門（〒060-8626 札幌市北区北 13 条西 8 丁目）
***倉敷紡績（株），技術研究所（〒572-0823 大阪府寝屋川市下木田町 14-5）
****工博，北海道大学大学院教授，北方圏環境政策工学部門（〒060-8626 札幌市北区北 13 条西 8 丁目）

This paper presents an experimental study on the flexural behavior of CFRP box beams with two laminate structures fabricated by VaRTM method. The two laminate structures are a cross-ply (CP) and a quasi-isotropic (QI). Three specimens are prepared for each laminate structure. The specimens are tested under four point bending. The bending tests show that initial stiffness of each specimen corresponds to the one calculated by Timoshenko's beam theory and that the two laminate structures affect longitudinal normal strain and in-plane shear strain. QI exhibits higher flexural strength than CP, and they fail with different failure modes. Moreover, it is shown that the flexural strength calculated based on beam theory and Tsai-Wu criterion agrees relatively with the experimental one.

Key Words: CFRP, box beam, flexure, laminate structure, VaRTM method
キーワード：CFRP，箱形断面梁，曲げ，積層構成，VaRTM 成形

1. はじめに

社会基盤施設の耐久性・維持管理性の向上が近年さらに求められる中で，軽量，高強度，および耐腐食性に優れる材料である繊維強化ポリマー（FRP）を用いた構造物が注目されている．FRP は，そのような優れた特性を有するため，航空，船舶，および自動車産業等において先駆的に開発が行われてきた [1]．土木分野においては，FRP は補修・補強材料として主に用いられているが [2]，梁部材としての適用も近年研究されている．FRP 梁部材に関する研究としては，ガラス繊維強化ポリマー（GFRP）梁部材 [3),4)]，炭素繊維強化ポリマー（CFRP）梁部材 [5)-8)]，および GFRP と CFRP のハイブリッド梁部材 [9),10)]の曲げ挙動解明に関する研究等が挙げられ，梁部材としての適用性が示されている．また，FRP 梁部材を用いた構造物として，歩道橋に適用された事例も報告されている [1),11)]．

FRP は積層型の複合材料であり，単層板と呼ばれる個々の層を積層させる順序と配向させる角度（積層構成）によって，その力学的特性が変化する材料である．また FRP は，非鉄繊維と樹脂の複合材料であることから，積層構成だけでなく，それらを一体化させるための成形方法による繊維と樹脂の割合に起因して，その力学的特性は異なる．よって，積層構成と成形方法の違いによる力学的特性の変化が，FRP 梁部材の曲げ挙動に与える影響を把握することは重要であると考えられる．FRP 梁部材の積層構成もしくは成形方法に特に着目した研究としては，小野ら [5),8)]および杉浦ら [6)]による研究が挙げられるが，その数は少なく，さらなる検討が求められている．

本研究では，FRP の中でも比較的高い強度と剛性を有する CFRP に着目している．CFRP は，他の FRP と比較して高価な点が不利ではあるものの，その優れた特性を十分に活用すれば，高い耐久性と安全性を有する梁部材の設計が可能になると考えられる．これまでに著者らは，積層構成を実験パラメータとした CFRP 梁の曲げ載荷実験を行い，積層構成の違いは梁の曲げ挙動に大きな影響を与えることを確認している [12)-16)]．一方で，その実験で用いた CFRP 梁は，すべてオートクレーブ成形と呼ばれる方法で作製されたものであった．オートクレーブ成形は，加熱と加圧により樹脂を硬化させ，高精度かつ高品

質な製品が得られる成形方法であるが，大がかりな設備が必要であり，比較的高度な方法である．よって，他の成形方法においても，積層構成の違いが梁の曲げ挙動に与える影響を確認する必要があると考えた．

そこで本研究では，後述する VaRTM 成形と呼ばれる方法で積層構成が異なる 2 種類の CFRP 梁を作製し，曲げ載荷実験と材料試験を行った．2 種類の梁の曲げ挙動を比較し，かつ材料試験から得られた材料特性を用いて変位，ひずみ，および耐荷力を算定して実験値と比較することで，積層構成の違いが梁の曲げ挙動に与える影響を明らかにすることを本研究の目的とした．

2. 曲げ載荷実験と材料試験の方法

本章では，供試体構成，載荷条件と補剛方法，計測器の配置，および材料試験方法について述べる．材料試験は，引張試験，圧縮試験，および面内せん断試験を行った．

2.1 供試体構成

供試体の積層構成は 2 種類とし，VaRTM（Vacuum assist Resin Transfer Molding）成形により作製した．供試体は，特性のばらつきを調べるために各積層構成で 3 体ずつ用意し，合計 6 体とした．

VaRTM 成形とは，成形型に繊維基材を設置した後に，真空ポンプの減圧による補助力によって，樹脂を注入する方法である．まず，所定の厚さになるように作製した上型と下型に繊維基材を所定の構成で設置し，密閉状態とする．その後，真空ポンプを用いて減圧し，減圧による補助力によって樹脂を含浸させて硬化成形する．この方法は，既往の実験供試体の作製に用いたオートクレーブ成形と比べると，比較的簡便な設備で成形できる方法であり，生産性に優れている．ただし，樹脂の硬化収縮等の影響により，使用する繊維基材の特徴によって，成形厚さに多少のばらつきが生じる．なお，VaRTM 成形に用いる樹脂の硬化時間が短い場合，繊維基材全体に樹脂が含浸する前に硬化し，含浸不良によって成形できない恐れがあるため，使用する樹脂の硬化時間に留意する必要がある．

供試体は，長さ 1000mm，幅および高さ約 100mm，厚さ約 5mm の中空箱形断面である．表－1 に供試体の作製に用いた繊維と樹脂の材料特性を示す．表中の F, E, ν, G, および ρ はそれぞれ，引張強度，弾性係数，ポアソン比，せん断弾性係数，および密度を表す．また，下付き文字の f および m はそれぞれ，繊維および樹脂を表す．炭素繊維のポアソン比は，本実験で用いた炭素繊維の弾性係数と引張強度に最も近い，高強度炭素繊維の値を文献 17)より仮定している．エポキシ樹脂の弾性係数とポアソン比に関しては，エポキシ樹脂単体での材料試験を行っていないため，文献 18)に示されている下限値を仮定している．

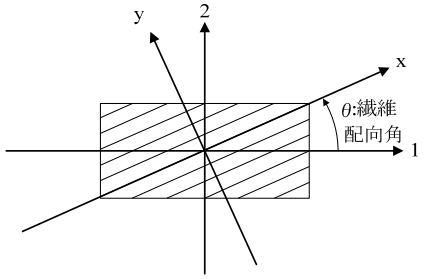
図－1 に積層板座標系 1-2 と単層板座標系 x-y を示す．積層板座標系の 1 方向と単層板座標系の x 方向はそれぞれ，積層板の主軸方向と単層板の主軸方向を意味する．また，積層板座標系と単層板座標系の回転角 θ を繊維配向角とする．

表－2 に各供試体の積層構成，積層数，目付量，供試体の厚さ，および繊維体積含有率を示す．各供試体は，積層板厚さ方向の基準面に対して対称に積層する対称積層板となっている．繊維基材を積層する際には，ラップ長さを 10mm 設け，同じ面でのラップ部分が重ならないように，ずらしながら積層している．なお，厚さに関しては，No.1 と No.2 の 3 体の平均値はそれぞれ，5.04mm と 5.25mm になっている．

積層構成の表現を示すために，No.1 を例に説明する．No.1 の積層構成は，$[0/90]_5/[90/0]_5$ であり，その左側の最初の数字は，積層板 1 層目の繊維配向角を意味する．層

表－1　繊維と樹脂の材料特性

炭素繊維		備考
F_f(MPa)	4,900	公称値
E_f(GPa)	240	公称値
ν_f	0.20	文献 17)の高強度炭素繊維の値を仮定
G_f(GPa)	100	$G_f = E_f/2(1+\nu_f)$
ρ_f(g/cm^3)	1.82	公称値
エポキシ樹脂		**備考**
E_m(GPa)	3.50	文献 18)の下限の弾性係数とポアソン比を仮定
ν_m	0.38	
G_m(GPa)	1.27	$G_m = E_m/2(1+\nu_m)$



図－1　積層板座標系 1-2 と単層板座標系 x-y

表－2　供試体の構成

No.	供試体名	積層構成	積層数	目付量 (g/m^2)	厚さ(mm) (3 体の平均)	繊維体積含有率 V_f(%)			
						1	2	3	平均
1	CP	$[0/90]_5/[90/0]_5$	20	220	5.04	47.9	48.1	47.9	48.0
2	QI	$[0/45/-45/90]_5/[90/-45/45/0]_5$	40	110	5.25	46.5	45.7	46.2	46.1

の番号は，断面の内側から数える．下付き文字の 5 は，[0/90]の単層板の組が 5 組連続して積層されていることを表している．

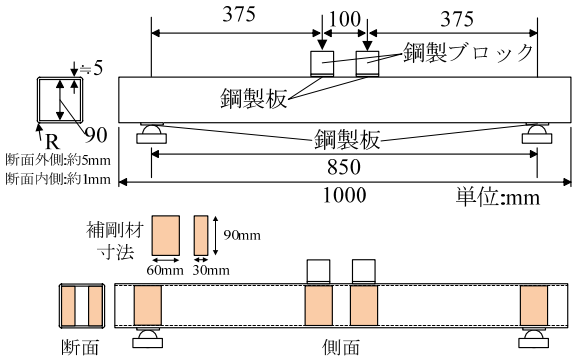
No.1 は，クロスプライと呼ばれる直交方向に単層板を配向させた積層構成である．なお，No.1 は既往の実験[12)-16)]で検討された供試体とほぼ同じ積層構成であり，その供試体と比較するために，この積層構成とした．No.2 は，擬似等方性と呼ばれる面内の弾性挙動が等方性になる積層構成とした．No.1 と No.2 の積層数が異なるのは，成形後の厚さが約 5mm となるように，炭素繊維の目付量を変化させているためである．繊維体積含有率（以下，V_f）は，各供試体の厚さと目付量から算定した推定値である．

以下では，No.1 と No.2 の供試体をそれぞれ，CP（Cross-ply）および QI（Quasi-isotropic）と称す．またそれらの名前の後に，「CP-1」のようにハイフンと番号を付けることで，各積層構成の 3 体の供試体を区別する．

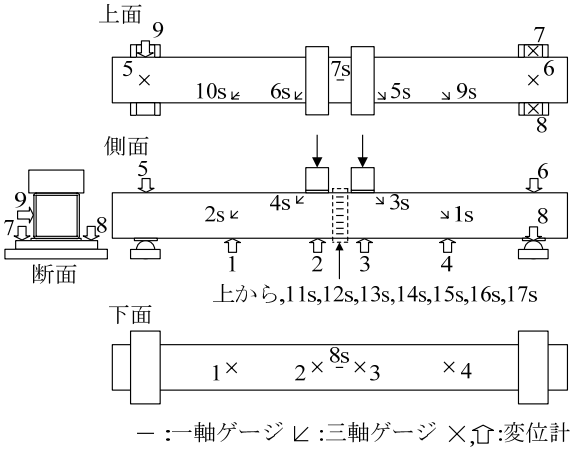
2.2 載荷条件と補剛方法

図－2 に載荷条件と補剛の位置を示す．載荷条件は 4 点曲げとし，荷重制御により載荷を行った．スパン，せん断スパン，および曲げスパンはそれぞれ，850mm，375mm，および 100mm である．この載荷条件は，既往の実験[12)-16)]に基づいており，ウェブのせん断破壊が先行しないようにこのような条件を用いている．載荷点と支点には，幅 50mm，厚さ 5mm，奥行き 120mm の鋼製板を設置し，石膏を用いて供試体と付着させている．また，載荷点の鋼製板の上に，幅 50mm，高さ 55mm，奥行き 200mm の鋼製ブロックを設置している．なお，供試体の断面の隅角部の外側と内側にはそれぞれ，約 5mm と約 1mm の R が付いている．

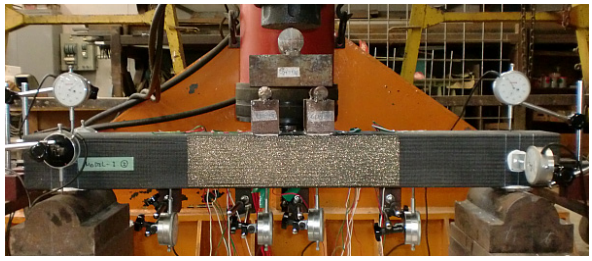
本実験では，補剛材として幅 60mm，高さ 90mm，奥行き 30mm の杉材を載荷点と支点の位置に設置した．杉材は加工性が良く，上述の寸法にすることで，既往の実験で観察された上フランジ隅角部の損傷[14)-16)]が，梁が終局に至るまでに生じないことを予備載荷実験とその実験を対象とした有限要素解析において確認した．また補剛材は，ゴム系接着剤を用いて，上下フランジとウェブに接着した．



図－2　載荷条件と補剛位置



図－3　計測器の配置



写真－1　載荷実験の側面写真（図－3 側面の反対側）

表－3　材料試験体の構成

試験体名	積層構成	積層数	目付量 (g/m^2)
CP’	$[0/90]_2/[90/0]_2$	8	220
QI’	$[0/45/-45/90]_2/[90/-45/45/0]_2$	16	110

2.3 計測器の配置

図－3 に計測器の配置，写真－1 に載荷実験の側面写真を示す．変位は 9 点，ひずみは 17 点で計測された．図－3 ではひずみゲージの番号に s を付けて変位計の番号と区別している．変位計 1 と 4 および変位計 2 と 3 はそれぞれ，せん断スパン中央および載荷点位置の変位を計測する．変位計 5，6，および 9 は，支点上における断面の変形を計測するために設置する．変位計 7 と 8 は支点の沈下量を計測するためである．

ひずみゲージ 1s と 2s は，せん断スパン中央かつウェブ中央に配置し，せん断ひずみの計測を目的とする．ゲージ 3s から 6s は，載荷板付近の挙動と破壊の予兆を捉えるために配置した．ゲージ 9s と 10s は，載荷板から離れた位置の上フランジのせん断ひずみを計測することを目的としている．ゲージ 11s から 17s は，スパン中央のウェブの梁軸方向直ひずみの分布を計測することを目的とする．

2.4 材料試験方法

材料試験は，引張試験，圧縮試験，および面内せん断

試験を JIS 規格に基づいて行った．それらの試験において JIS 規格を適用するためには，梁供試体の板厚（約 5mm）よりも薄くする必要があるため，梁供試体とは別に，VaRTM 成形によって材料試験用の平板を作製した．

材料試験体は，材料試験用の平板を 0°（梁軸）方向，90°（梁周）方向，および 45°（対角）方向に切り出して作製した．表－3 に材料試験体の構成を示す．試験体名は，「CP'」のようにプライムを付けて梁の供試体と区別する．試験体の積層構成は，各繊維配向の単層板の比率が梁の供試体と同じになるようにし，成形後の厚さが約 2mm になるように設計されている．なお，各試験体の V_f は材料試験の結果と合わせて後述するが，梁供試体のそれと同程度になったことを確認している．

引張試験，圧縮試験，および面内せん断試験はそれぞれ，JIS K 7073（2 形試験片，試験片の全長 250mm），JIS K 7018（A 形試験片），および JIS K 7079 A 法（±45°法）（試験片の幅 25mm）に基づいて行い，各積層構成で 5 体の試験体を用意した．なお，擬似等方性である QI'には，面内せん断試験として JIS K 7079 B 法（レール法）等の方法を用いるべきであるが，後述の JIS K 7079 A 法によって計測した QI'のせん断弾性係数と積層理論による理論値の比較において，試験値は積層理論による理論値よりも小さい傾向はあるものの，それらは概ね近い値となることを確認できたことから，本研究では JIS K 7079 A 法を用いて QI'の面内せん断特性を評価した．

材料試験は変位制御で行い，載荷速度は 1mm/min とした．引張試験と面内せん断試験の試験体中央部の表と裏には，2 軸ゲージを貼り付け，圧縮試験の試験体中央部の表と裏には，1 軸ゲージを貼り付けた．

3. 梁の曲げ挙動と材料特性の理論値算定方法

本章では，梁の変位，ひずみ，および耐荷力の理論値の算定方法と座屈の検討方法について述べる．また材料試験は，梁の供試体と別に試験体を作製して行ったことから，理論値との比較を行い，その結果について考察する必要があると考えられる．ここでは，材料試験の理論値として，積層理論による有効工学的弾性定数の算定方法について述べる．

3.1 変位とひずみの算定方法

(1) 変位

変位は，Timoshenko 梁理論に基づき，式 (1)により算出する．せん断補正係数は，文献 19)と既往の研究結果[15),16)]よりウェブ断面積と全断面積の比とした．式 (1)の第 1 項および第 2 項はそれぞれ，曲げによる変位およびせん断による変位である．

$$\delta = \frac{P}{2E_1 I}\left\{-\frac{x^3}{6} + \left(a^2 + ab\right)\frac{x}{2}\right\} + \frac{Px}{2G_{12}kA} \quad (1)$$

ここに，P：荷重，E_1：梁軸方向弾性係数，I：断面 2 次モーメント，x：着目点（0mm≦x≦375mm），a：せん断スパン，b：曲げスパン，G_{12}：せん断弾性係数，A：全断面積，k：せん断補正係数（$=A_w/A$，A_w：ウェブ断面積）．

(2) ひずみ

梁軸方向直ひずみ ε_1 と面内せん断ひずみ γ_{12} は，梁理論を用いてそれぞれ，式 (2)と式 (3)から算定する．

$$\varepsilon_1 = \frac{Px}{2E_1 I}y \quad (2)$$

$$\gamma_{12} = \frac{P}{2G_{12}I}\left\{\frac{h}{2}s - \left(\frac{y^2}{2} - \frac{h^2}{8}\right)\right\} \quad (3)$$

ここに，y：中立軸からの距離，h：梁の高さ，s：フランジ幅方向中央からの距離．

3.2 耐荷力の算定方法

梁の耐荷力は，梁理論による梁軸方向直応力と面内せん断応力が Tsai-Wu の破壊規準[18)]もしくは最大応力規準を満たした時を耐荷力と定義して算定を行う．なおそれらの応力は，既往の実験[12)]を対象とした有限要素解析[13)]において，箱形断面 CFRP 梁の破壊に対して支配的な応力であることが確認されている．

積層板は各単層板で剛性が異なるため，厳密には層内の応力は不連続な分布となるが，本手法では積層板としての剛性を用い，層内の応力は連続であると仮定して積層板を 1 枚の板と見なして耐荷力の算定を行う．

(1) Tsai-Wu の破壊規準による耐荷力

梁軸方向直応力と面内せん断応力のみを考慮した Tsai-Wu の破壊規準は式 (4a)と式 (4b)で表される．

$$F_1\sigma_1 + F_{11}\sigma_1^2 + F_{66}\tau_{12}^2 = 1 \quad (4a)$$

$$F_1 = \frac{1}{\sigma_1^T} - \frac{1}{\sigma_1^C},\ F_{11} = \frac{1}{\sigma_1^T \cdot \sigma_1^C},\ F_{66} = \frac{1}{\left(\tau_{12}^U\right)^2} \quad (4b)$$

ここに，σ_1：梁軸方向直応力，τ_{12}：面内せん断応力，F_1，F_{11}，および F_{66}：Tsai-Wu の異方性係数，σ_1^T：梁軸方向引張強度，σ_1^C：梁軸方向圧縮強度，τ_{12}^U：面内せん断強度．

Tsai-Wu の破壊規準による耐荷力算定式は，式 (4a)に梁理論による直応力と面内せん断応力を代入し，荷重 P について解くことで得られ，式 (5a)，式 (5b)，および式 (5c)で表される．

$$P_{TW} = -\frac{\beta}{2\alpha^2} + \frac{1}{\alpha}\sqrt{1 + \left(\frac{\beta}{2\alpha}\right)^2} \quad (5a)$$

$$\alpha = \sqrt{F_{11}\left(\frac{xy}{2I}\right)^2 + F_{66}\left[\frac{1}{2I}\left\{\frac{h}{2}s - \left(\frac{y^2}{2} - \frac{h^2}{8}\right)\right\}\right]^2} \quad (5b)$$

$$\beta = F_1\left(\frac{xy}{2I}\right) \tag{5c}$$

ここに，P_{TW}：Tsai-Wu の破壊規準による耐荷力.

図－4 に耐荷力を算定する着目点の位置を示す．着目点は，載荷点の上フランジと下フランジの隅角部，曲げスパン内の上フランジと下フランジ，およびせん断スパン内のウェブ中央の 5 つとする．載荷点の上フランジと下フランジ隅角部の位置は，最も厳しい直応力と面内せん断応力の組合せとなるように決定した．なお，直応力もしくは，面内せん断応力のみを考慮する場合は，後述する最大応力規準による耐荷力と一致する．

(2) 最大応力規準による耐荷力

最大応力規準による耐荷力は，梁理論による直応力もしくは面内せん断応力が材料強度に達した時を耐荷力と定義して算定を行う．着目点は，載荷点の上フランジと下フランジの隅角部の 2 つとし，Tsai-Wu の破壊規準による耐荷力と比較する．各着目点位置における圧縮破壊，引張破壊，およびせん断破壊による耐荷力はそれぞれ，式 (6a)，式 (6b)，および式 (6c)で表される．

$$P_C = -\frac{2I}{xy}\sigma_1^C \tag{6a}$$

$$P_T = \frac{2I}{xy}\sigma_1^T \tag{6b}$$

$$P_S = 2I\left\{\frac{h}{2}s - \left(\frac{y^2}{2} - \frac{h^2}{8}\right)\right\}^{-1}\tau_{12}^U \tag{6c}$$

ここに，P_C：圧縮破壊による耐荷力，P_T：引張破壊による耐荷力，P_S：せん断破壊による耐荷力.

3.3 座屈の検討方法

曲げスパン内の上フランジを一様な圧縮荷重を受ける周辺単純支持の直交異方性矩形板と仮定し，座屈の検討を行う．つまり，長さ 100mm，幅約 100mm，厚さ約 5mm の矩形板が一様な圧縮荷重を受けることを考える．また座屈の検討においても，積層板としての剛性を用い，層内の応力は連続であると仮定する．

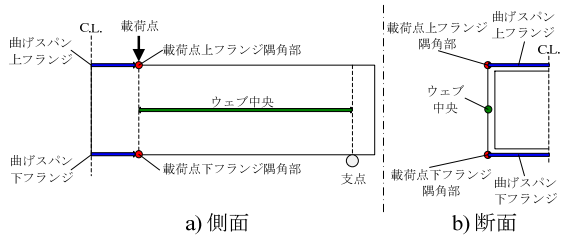
周辺単純支持の直交異方性矩形板の座屈応力 σ_{cr} は式 (7a)と式 (7b)で与えられる [11),20)].

$$\sigma_{cr} = \frac{2\pi^2}{Hb^2}\left\{\sqrt{D_{11}D_{22}} + D_{12} + 2D_{66}\right\} \tag{7a}$$

$$D_{11} = \frac{E_1 H^3}{12(1 - \nu_{12}\nu_{21})}, \quad D_{22} = \frac{E_2}{E_1}D_{11},$$

$$D_{12} = \nu_{12}D_{22}, \quad D_{66} = \frac{G_{12}H^3}{12} \tag{7b}$$

ここに，H：積層板の厚さ，b：上フランジ幅，D_{11}，D_{22}，D_{12}，および D_{66}：積層板の曲げ剛性，E_2：梁周方向弾性係数，ν_{12} および ν_{21}：積層板のポアソン比.



図－4 着目点の位置

3.4 単層板の弾性定数の算定方法

積層板の有効工学的弾性定数を算出するためには，まず単層板の弾性定数を得る必要がある．本節では，複合則と Halpin-Tsai の式を用いた単層板の弾性定数の算出方法を示す.

(1) 複合則

単層板の軸方向弾性係数 E_x とポアソン比 ν_{xy} はそれぞれ，式 (8a)と式 (8b)に示す複合則 [17),18)] より算定できる.

$$E_x = E_f V_f + E_m(1 - V_f) \tag{8a}$$

$$\nu_{xy} = \nu_f V_f + \nu_m(1 - V_f) \tag{8b}$$

ここに，E_f：繊維の弾性係数，V_f：繊維体積含有率，E_m：樹脂の弾性係数，ν_f：繊維のポアソン比，ν_m：樹脂のポアソン比.

(2) Halpin-Tsai の式

単層板の軸直角方向弾性係数 E_y とせん断弾性係数 G_{xy} は，E_x と ν_{xy} と比較して，評価が難しいことが知られている．ここでは，実験とよく一致するとされている Halpin-Tsai の式 [17),18)] を用いて E_y と G_{xy} を算定する．E_y と G_{xy} はそれぞれ，式 (9a)と式 (9b)から算定できる.

$$E_y = \frac{E_m(1 + \xi\eta V_f)}{1 - \eta V_f}, \quad \eta = \frac{(E_f/E_m) - 1}{(E_f/E_m) + \xi} \tag{9a}$$

$$G_{xy} = \frac{G_m(1 + \xi\eta V_f)}{1 - \eta V_f}, \quad \eta = \frac{(G_f/G_m) - 1}{(G_f/G_m) + \xi} \tag{9b}$$

ここに，ξ：Halpin-Tsai の式のパラメータ，G_f：繊維のせん断弾性係数，G_m：樹脂のせん断弾性係数.

Halpin-Tsai の式を用いるためには，パラメータ ξ を決定する必要があるが，一般にはほぼ 1 に近い値になることが文献 17)に示されており，ここでは ξ=1 と仮定して算定を行う．また ξ=0 とした場合は，E_y と G_{xy} の下界値を算定するロイス則 [17)] と一致することから，ξ=1 と ξ=0 の両方の場合について算定し，比較を行う.

3.5 積層板の有効工学的弾性定数

対称積層板の面内剛性 [18),21)] は，式 (10)で与えられる．なお，単層板の剛性 Q_{ij} については，付録に詳しく示す.

$$A_{ij} = 2\sum_{k=1}^{N_h} Q_{ij}^{(k)} t^{(k)} \tag{10}$$

ここに，A_{ij}：積層板の面内剛性（$i,j=1,2,6$），N_h：対称面からの積層数，k：対称面からの層番号，Q_{ij}：k 層の単層板の剛性（$i,j=1,2,6$），k 層の単層板の厚さ．

対称積層かつ釣合い積層板，もしくは対称積層かつクロスプライ積層板であれば，有効工学的弾性定数 E_{1e}，E_{2e}，G_{12e}，および ν_{12e} はそれぞれ，式 (11a)，式 (11b)，式 (11c)，および式 (11d)より算定され[22]，本研究で用いる積層板はその条件を満たす．釣合い積層板とは，$+\theta$ と $-\theta$ の単層板の積層数とそれらの厚さおよびそれらの材料特性が等しい場合を指す．

$$E_{1e} = \frac{A_{11}A_{22} - A_{12}^2}{A_{22}H} \tag{11a}$$

$$E_{2e} = \frac{A_{11}A_{22} - A_{12}^2}{A_{11}H} \tag{11b}$$

$$G_{12e} = \frac{A_{66}}{H} \tag{11c}$$

$$\nu_{12e} = \frac{A_{12}}{A_{22}} \tag{11d}$$

ここに，H：積層板の厚さ．

E_{1e}，E_{2e}，G_{12e}，および ν_{12e} はそれぞれ，材料試験の E_1，E_2，G_{12}，および ν_{12} に対応する．

4. 材料試験結果と考察

本章では，材料試験から得られた弾性係数と有効工学的弾性係数を比較し，材料試験値の理論値に対する傾向について考察する．

表－4 に材料試験の結果を示す．表の弾性係数とポアソン比は，載荷初期の応力－ひずみ関係における直線部を用いて評価した値を示している．また，厚さ，繊維体積含有率，強度，弾性係数，およびポアソン比は，試験体 5 体の平均値である．ただし，CP’の面内せん断試験の強度と弾性係数は，1 試験体に不具合が生じたため，4 体の平均値となっている．なお試験体の破壊は，すべて試験体区間内で生じており，掴み部での破壊や滑り等は観察されていない．

4.1 CP’の材料試験結果

図－5 に CP’の材料試験と有効工学的弾性係数の算定結果を示す．なお，今回用いた積層構成では，同じ V_f 下において，E_{1e} と E_{2e} は等しい値を示す（QI’も同様）．結果として，引張試験と面内せん断試験の平均値は，ξ=1 とした理論値より大きい値が得られている．圧縮試験の平均値は，ξ=0 とした理論値程度の値を示している．

引張試験では，E_1 と E_2 の平均値はそれぞれ，61.7GPa と 60.8GPa であり，ξ=1 とした理論値より大きくなっている．また，ξ=0 とした理論値より小さい値を示す試験体は見られない．

圧縮試験においては，E_1 と E_2 の平均値はそれぞれ，59.8GPa と 58.0GPa であり，ξ=0 とした理論値程度の値を示している．また，圧縮試験の E_1 と E_2 の平均値は，引張試験におけるそれらの平均値より小さくなっている．なお，文献 18)において，CFRP 積層板の圧縮試験による弾性係数は，引張試験による弾性係数より小さいことが示されている．

面内せん断試験では，G_{12} の平均値は 4.20GPa であり，材料試験値は ξ=1 とした理論値よりも大きい．また，ξ=0 とした理論値より小さい値を示す試験体は見られない．

4.2 QI’の材料試験結果

図－6 に QI’の材料試験と有効工学的弾性係数の算定結果を示す．QI’においては，梁軸方向の引張試験の平均値は ξ=0 とした理論値程度，他の材料試験の平均値は，ξ=0 とした理論値よりも小さい値を示した．

引張試験では，E_1 と E_2 の平均値はそれぞれ，41.0GPa と 37.5GPa であり，E_1 の平均値は ξ=0 とした理論値程度，E_2 の平均値は ξ=0 とした理論値より小さい値が得られている．梁軸方向の試験体と同程度の値を示す梁周方向の試験体もあるものの，E_2 の平均値は，E_1 の平均値よりも小さくなっている．

圧縮試験では，E_1 と E_2 の平均値はそれぞれ，36.3GPa と 36.9GPa であり，ξ=0 とした理論値よりも小さい値が得られている．また，E_1 と E_2 の平均値は，ほぼ等しい値を示しており，引張試験で見られたような E_2 の平均値が E_1 の平均値よりも小さい結果にはなっていない．

面内せん断試験では，G_{12} の平均値は 14.6GPa であり，ξ=0 とした理論値よりも小さい値を示している．また QI’は対角方向単層板を有しているために，QI’の G_{12} の平均値は，CP’のそれよりも大きい値を示している．

対角方向単層板を有する QI’の破壊状況に関しては，試験後の観察から，対角方向繊維に沿った破断面も観察されている．

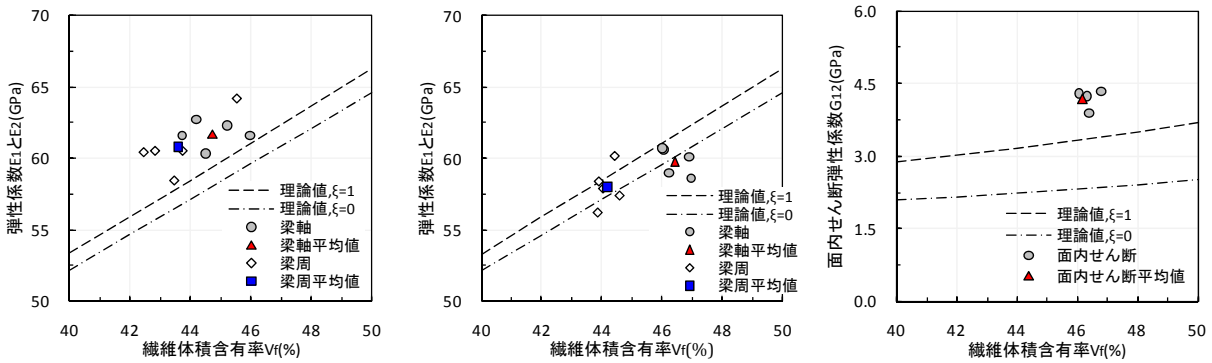
4.3 考察

上述の結果をここで比較する．CP’の材料試験の平均値は，ξ=1 とした理論値より大きい，もしくは ξ=0 とした理論値程度の値を示している．一方で，QI’の材料試験値の平均値は，ξ=0 とした理論値程度，もしくは ξ=0 とした理論値よりも小さい値を示しており，CP’と異なる傾向を確認できる．これは，QI’は対角方向の単層板を有する積層板であり，材料試験体の幅（引張および面内せん断試験体：25mm，圧縮試験体：13mm）が小さいために，対角方向単層板の積層板の剛性への寄与が減少したためと推測される．ただし，試験体の幅を大きくした場

表－4　材料試験結果

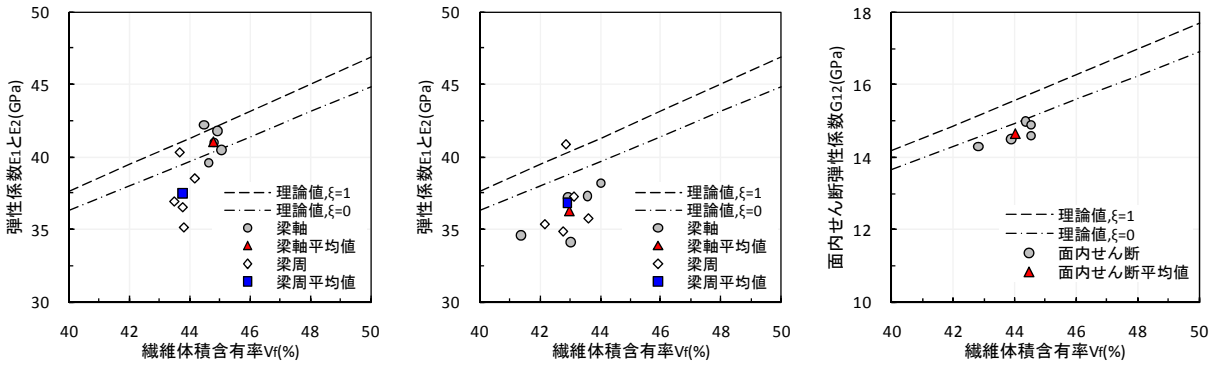
梁軸方向引張試験					
試験体名	厚さ(mm)	繊維体積含有率 V_f(%)	引張強度*σ_1^T (MPa)	弾性係数*E_1 (GPa)	ポアソン比 ν_{12}
CP’	2.16	44.7	1006 (3.99)	61.7 (1.48)	0.050
QI’	2.17	44.8	645 (2.62)	41.0 (2.52)	0.31
梁軸方向圧縮試験					
試験体名	厚さ(mm)	繊維体積含有率 V_f(%)	圧縮強度*σ_1^C (MPa)	弾性係数*E_1 (GPa)	-
CP’	2.08	46.4	352 (4.45)	59.8 (1.59)	-
QI’	2.26	43.0	272 (6.50)	36.3 (5.00)	-
梁周方向引張試験					
試験体名	厚さ(mm)	繊維体積含有率 V_f(%)	引張強度*σ_2^T (MPa)	弾性係数*E_2 (GPa)	ポアソン比 ν_{21}
CP’	2.22	43.6	946 (5.16)	60.8 (3.46)	0.047
QI’	2.21	43.8	498 (3.22)	37.5 (5.33)	0.30
梁周方向圧縮試験					
試験体名	厚さ(mm)	繊維体積含有率 V_f(%)	圧縮強度*σ_2^C (MPa)	弾性係数*E_2 (GPa)	-
CP’	2.19	44.2	281 (10.0)	58.0 (2.53)	-
QI’	2.26	42.9	248 (15.6)	36.9 (6.59)	-
面内せん断試験					
試験体名	厚さ(mm)	繊維体積含有率 V_f(%)	せん断強度*τ_{12}^U (MPa)	せん断弾性係数*G_{12} (GPa)	-
CP’	2.11	46.1	67.9** (4.91)	4.20** (1.63)	-
QI’	2.20	44.0	252 (2.01)	14.6 (4.14)	-

*強度と弾性係数の(　)内の値は変動係数 (%).　**1 体に不具合があったため 4 体の平均値.



a) 引張試験　　b) 圧縮試験　　c) 面内せん断試験

図－5　CP’の材料試験の比較



a) 引張試験　　b) 圧縮試験　　c) 面内せん断試験

図－6　QI’の材料試験の比較

合の実験的な検討を行い，試験体の幅が弾性係数に与える影響を確認する必要があると考えられる．

CP’の材料試験値が，ξ=1 とした理論値より大きい原因については，エポキシ樹脂の材料特性（表－1）およびパラメータ ξ を仮定した影響によるものと思われる．また QI’の引張試験において，E_2 の平均値が E_1 の平均値よりも小さい原因については，繊維の方向と試験体の切り出し方向のずれの影響が考えられるが，そのようなずれは観察できていない．しかしながら，そのような影響がある場合，QI’の梁軸方向引張試験の各試験体の E_1 が，梁周方向引張試験の各試験体の E_2 よりも小さい可能性があると思われる．引張試験結果では，各梁軸方向試験体の E_1 は，各梁周方向試験体の E_2 よりも，1 試験体を除いて，大きい値である．従って，そのような切り出し方

向のずれの影響は少なかったと思われるが，その原因を明らかにするためには，再度試験を行い，かつ試験体の切り出し方向にも留意する必要があると考えられる．

5. 曲げ載荷実験結果と考察

本章では，曲げ載荷実験の変位，ひずみ，破壊形態，および耐荷力の結果について述べる．変位，ひずみ，および耐荷力に関しては，3 章で述べた方法と材料試験から得られた特性を用いて算定値を求め，実験値との比較を行う．また 4 章で述べたように，QI'の材料試験では，材料試験体の幅が小さいために，対角方向単層板の積層板の剛性への寄与が減少したと推測されることから，QI の梁の結果に関しては，有効工学的弾性定数を用いた理論値も算定し，比較を行う．

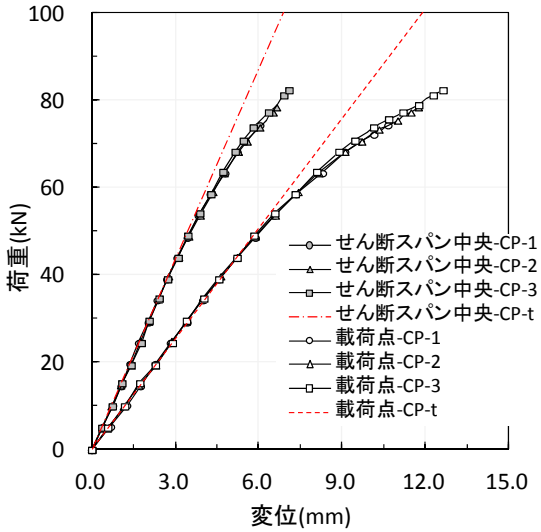
5.1 変位

図－7 と図－8 にそれぞれ，CP と QI における耐荷力に至るまでのせん断スパン中央と載荷点位置の荷重－変位関係を示す．せん断スパン中央と載荷点位置の変位はそれぞれ，変位計 1 と 4 および変位計 2 と 3 の平均値であり，支点沈下量として変位計 7 と 8 の平均値をそれらの値から差し引いている．なお，梁の破壊形態と耐荷力についてはそれぞれ, 5.3 節および 5.4 節で後述するが，CP と QI の両方で，耐荷力に達した後，脆性的に破壊が生じた．

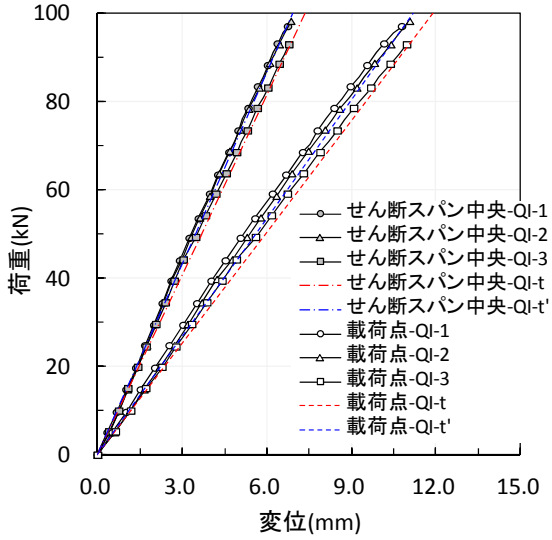
図－7 と図－8 では，式 (1)による変位も示している．図中の凡例にある t および t'はそれぞれ，材料試験による弾性定数（E_1 および E_2 は引張試験の値）を用いた算定値および有効工学的弾性定数を用いた理論値を意味し，以降も同様の意味で用いる．なお t'は，t の場合と比較するために，材料試験による弾性係数が理論値よりも小さい傾向を示した QI の場合において算定する．QI の有効工学的弾性定数は，V_f=46.1%（表－2，平均値），ξ=1 として算定し，E_{1e}=43.2GPa，E_{2e}=43.2GPa，G_{12e}=16.3GPa，および ν_{12e}=0.325 が得られた．E_{2e} と ν_{12e} に関しては，5.4 節の座屈の検討で用いる．結果として，CP と QI の初期剛性はそれぞれ，算定値 t および理論値 t'による剛性と概ね一致している．

図－7 の CP の場合では, せん断スパン中央と載荷点位置の変位は, 約 55kN まで算定値 t とほぼ一致している．しかしながら，約 55kN を超えると，荷重の増加と共に徐々に接線剛性が小さくなっている．これは，後述する荷重－面内せん断ひずみ関係が非線形となっているためと考えられる．

図－8 の QI の場合では, せん断スパン中央と載荷点位置の変位は，算定値 t と比べ，理論値 t'とよく一致している．なお，後述の初期剛性の比較において，t と t'が，実験の梁の初期剛性とどの程度異なるかを示す．つまり，梁の実験値は，理論値による材料特性を用いて算出した



図－7　CP の荷重－変位関係

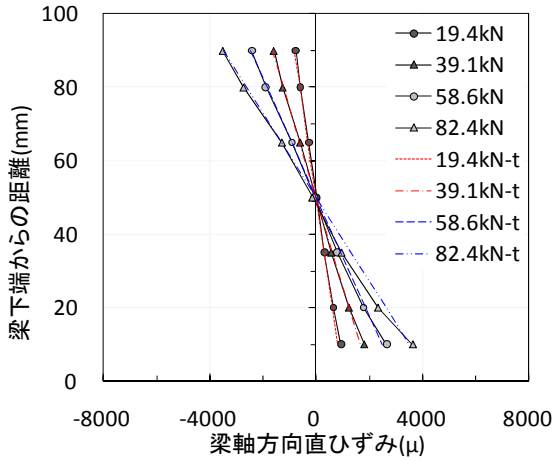


図－8　QI の荷重－変位関係

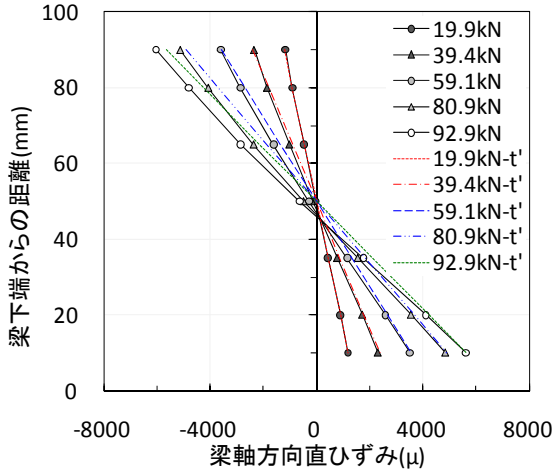
表－5　剛性の比較

種別	せん断スパン中央における剛性（kN/mm）		
	式 (1)による算定値		実験
	曲げ	曲げとせん断	(3 体の平均)
CP-t	22.7	14.5	14.4
QI-t	15.1	13.6	15.0
QI-t'	15.9	14.4	
種別	載荷点における剛性（kN/mm）		
	式 (1)による算定値		実験
	曲げ	曲げとせん断	(3 体の平均)
CP-t	14.4	8.39	8.40
QI-t	9.55	8.40	9.39
QI-t'	10.1	8.92	

梁の理論値とよく一致しており，これは 4.3 節で述べたように，試験体の幅が小さいために対角方向単層板の積層板の剛性への寄与が減少し，積層理論により算定され

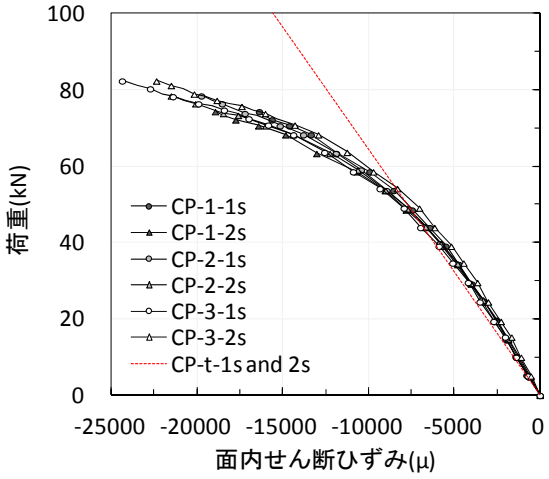


a) CP-3

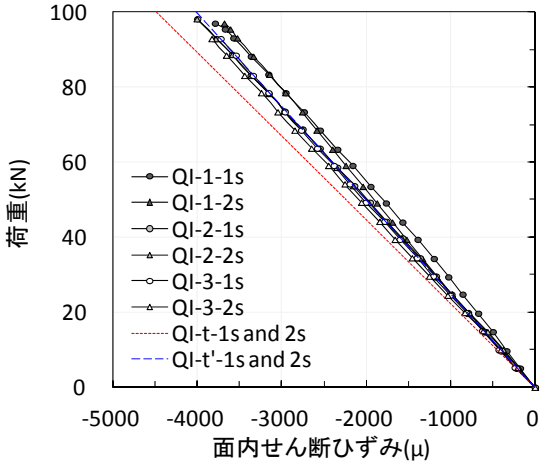


b) QI-3

図－9　スパン中央ウェブの梁軸方向直ひずみ分布



a) CP



b) QI

図－10　1s と 2s の荷重－面内せん断ひずみ関係

る弾性係数よりも小さい弾性係数が計測されたためと考えられる．また QI の場合は，終局までほぼ線形挙動を示している．これは，CP に比べてウェブのせん断剛性が高いことに起因する．

なお，QI-3 の初期剛性は，QI-1 と QI-2 に比べて小さくなっている．QI の 3 体の供試体の V_fは，表－2 に示すように同程度であることから，図－6 で示した結果に基づけば，弾性係数の違いによるものではないと思われる．また，変位計 7 と 8 による支点沈下量の計測においても，QI の 3 体で大きな違いは見られていない．供試体の据え付け時において，本実験の変位の計測方法では補正できないなんらかの遊びが生じた可能性も考えられるが，その原因は明らかでない．

表－5 に式 (1)から算定したせん断スパン中央と載荷点位置における剛性と実験の梁の初期剛性の比較を示す．式 (1)から算定した剛性は，曲げ変位のみを考慮して算出した剛性および曲げとせん断変位を考慮して算出した剛性を示している．なお QI の剛性は，算定値 t と理論値 t'による 2 つの値を示している．実験の梁の剛性は，約 5kN から約 50kN までのデータの線形近似直線から求めた 3 体の平均値である．

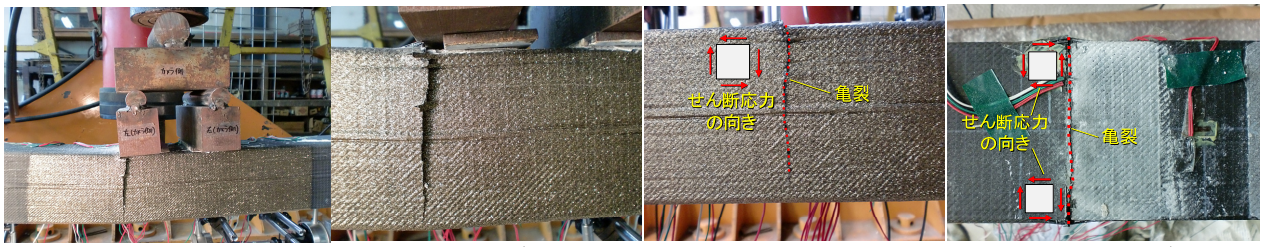
結果として，せん断スパン中央と載荷点位置の両方において，曲げとせん断変位を考慮して算出した剛性が実験の梁の剛性と概ね一致している．QI の場合は，t と t'の値を比較した場合に，t'の方が実験値に近い値を示している．一方で，CP と QI の両ケースにおいて，曲げ変位のみを考慮して算出した剛性は，実験の梁の剛性よりも大きいことがわかる．特に，面内せん断弾性係数が比較的小さい CP の場合に，曲げ変位のみを考慮して算定した剛性と実験値との差が大きい．よって，せん断変位の考慮が，梁の剛性を評価する上で重要であると考えられる．

5.2　ひずみ

(1)　梁軸方向直ひずみ

図－9 a)と b)にそれぞれ，CP-3 と QI-3 のスパン中央のウェブにおける梁軸方向直ひずみの分布を示す．図では，約 20kN 毎の分布を示しており，CP-3 の 82.4kN 時と QI-3 の 92.9kN 時は，耐荷力時の分布である．また，式 (2)による梁軸方向直ひずみも合わせて示している．

CP-3 では，実験値と算定値 t はよく一致し，耐荷力時まで概ね線形なひずみの分布になっており，平面保持の



a) 載荷点付近　b) ウェブの亀裂　c) 除荷後のウェブ　d) 上フランジの亀裂

写真－2　CP-2 の破壊形態

a) 載荷点付近　b) ウェブの斜め方向の隆起　c) 除荷後のウェブ　d) 上フランジの隆起部

写真－3　QI-3 の破壊形態

仮定が成り立っていることがわかる．

QI-3 においても，59.1kN 時までは概ね線形な分布になり，実験値と理論値 t'は概ね一致している．それ以降では，圧縮側のひずみの増加がやや非線形になっているものの，急激な分布の変化は見られない．

(2)　面内せん断ひずみ

図－10 a)と b)にそれぞれ，CP および QI の 1s と 2s における荷重－面内せん断ひずみ関係を示す．また，式 (3) による面内せん断ひずみも示している．

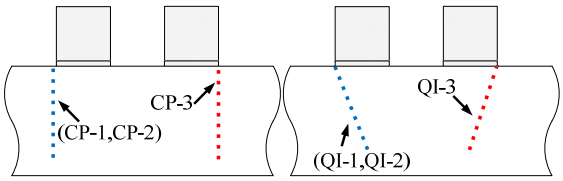
CP では，約 55kN まで実験値と算定値 t は概ね一致している．しかしながら，約 55kN を超えると非線形な挙動になっており，終局時には面内せん断ひずみは 20,000μ 程度を示している．これは，CP はせん断に抵抗する対角方向の単層板を有していないため，積層板のせん断変形における応力－ひずみ関係が非線形になるためと考えられる．また，図－10 a)と図－7 では，約 55kN 以降に非線形な挙動が見られる点が対応している．図－9 a)では，終局時までほぼ線形な分布であったことから，図－7 の接線剛性が小さくなった原因は，面内せん断ひずみの非線形性によるものと考えられる．

QI の場合では，実験値は理論値 t'と概ね一致しており，終局時までほぼ線形挙動を示している．また，QI は対角方向に単層板を有しているため，終局時まで CP のような非線形挙動は見られず，終局時の面内せん断ひずみは 4,000μ 程度になっている．なお，算定値 t が過小評価なのは，図－8 と同じ傾向である．

5.3　破壊形態に関する検討

(1)　破壊形態の概要

CP と QI では，異なる破壊形態が観察された．写真－2 と写真－3 にそれぞれ，CP-2 と QI-3 の破壊形態を示す．また，図－11 に各供試体の破壊の位置と形態の概要を示す．図－11 の a) と b)における点線はそれぞれ，後述する亀裂の概要および隆起による面外変形の尾根線の概要を表す．なお，破壊位置は，上フランジの左右の鋼製板端部せん断スパン側のどちらかであるが，破壊形態自体は各積層構成で概ね同じである．



a) CP　b) QI

図－11　各供試体における破壊の位置と形態の概要

CP の場合は，写真－2 に示すようにウェブと上フランジに梁周方向の亀裂が生じている．ウェブの亀裂は下端から 10mm 程度の位置までに達しており，上フランジでは梁周方向に亀裂が横断している．

QI の場合は，写真－3 に示すようにウェブに斜め方向の隆起が生じ，上フランジでは載荷板のせん断スパン側が隆起したような破壊形態になっている．

(2)　考察

梁の破壊が最初に生じる箇所は，5.4 節で後述する載荷点上フランジの隅角部であると思われる．以下では，当該点が破壊の起点となり，上述した破壊形態になったと仮定して考察する．ただし，以下の議論は，梁の破壊後の形態から推察したものであり，亀裂や隆起が生じる方向の予測には，破壊力学による検討が必要であると考えられる．

CP の場合は，ウェブと上フランジに梁周方向の亀裂が生じた．これは，CP は対角方向単層板を有しておらず，せん断抵抗が弱いことによると推測される．つまり，載荷点上フランジ隅角部で破壊が生じた後に，写真－2 c)

と d)に示すような面内せん断応力の方向に亀裂が生じたと考えられる．

QI の場合は，ウェブに斜め方向の隆起，上フランジは載荷板のせん断スパン側が隆起するような破壊形態であった．QI は対角方向に単層板を有するためにせん断抵抗が比較的高く，その効果によって CP で見られたような亀裂が生じなかったと思われる．写真－3 c)には，耐荷力時のひずみゲージ 4s における最小主ひずみ（圧縮）の方向および隆起による面外変形の尾根線を示している．最小主ひずみの方向と隆起の尾根線の向きにはやや差があるものの，載荷点上フランジ隅角部で破壊が生じた後に，最小主ひずみの方向に対角方向単層板が圧縮され，このような隆起が生じたと推測される．上フランジに関しては，荷重作用方向に押し抜かれるように沈下し，隆起が発生したと思われる．

5.4　耐荷力に関する検討

(1)　耐荷力

表－6 に実験の梁の耐荷力，Tsai-Wu の破壊規準による耐荷力 P_{TW}，最大応力規準による耐荷力 P_C，P_S，および P_T を示す．実験の梁の CP と QI の平均値はそれぞれ，78.4kN と 96.0kN であり，QI の方が大きい値を示している．耐荷力の算定結果では，CP と QI の両方の場合において，載荷点上フランジ隅角部における P_{TW} が最小の耐荷力となった．よって，梁軸方向直応力と面内せん断応力の組合せが Tsai-Wu の破壊規準を満たし，梁が破壊に至ったと思われる．

CP では，載荷点上フランジ隅角部における P_{TW} は 83.3kN であり，実験の平均値 78.4kN に近い値となっている．また，載荷点上フランジ隅角部における P_C は 108kN であり，P_{TW} の 83.3kN より顕著に大きい．これは，CP では面内せん断応力の破壊への寄与が大きいためと考えられる．

QI では，載荷点上フランジ隅角部における P_{TW} は 81.8kN であり，実験の平均値 96.0kN および CP の P_{TW} よりも小さい結果となった．これは，QI’の材料試験では，弾性係数の評価において対角方向単層板の積層板の剛性への寄与が減少していたことから，材料強度も低く計測されたためと推測される．つまり，対角方向単層板の積層板の剛性への寄与を十分有した場合の材料強度が得られれば，P_{TW} は実験値に近づくと思われる．

以上より，QI’の材料強度に関しては，材料試験体の幅が材料強度に与える影響を実験的に検討する必要があると考えられる．また QI’の材料試験では，4.2 節で述べたように，対角方向繊維に沿った破断面も観察されたことから，その破壊状況についてもさらに検討する必要があると思われる．

なお 5.3 節で示したように，実験の梁はすべて鋼製板端部せん断スパン側において破壊に至っている．これは梁理論に基づけば，曲げスパン側はせん断力が 0 となり，面内せん断応力が生じないが，鋼製板端部せん断スパン側は厳しい応力の組合せになっているためと推測される．これについては，有限要素解析等により，さらに検討する必要があると考えられる．

表－6　耐荷力の比較

着目点	種別		耐荷力 (kN)	
			CP-t	QI-t
-	実験	1	74.4	97.0
		2	78.5	98.2
		3	82.4	92.9
		平均	78.4	96.0
載荷点上フランジ隅角部	P_{TW}		83.3	81.8
	P_C		108	83.0
	P_S		156	577
曲げスパン上フランジ	$P_{TW}(=P_C)$		108	83.0
ウェブ中央	$P_{TW}(=P_S)$		104	385
載荷点下フランジ隅角部	P_{TW}		168	191
	P_T		307	197
	P_S		156	577
曲げスパン下フランジ	$P_{TW}(=P_T)$		307	197

表－7　座屈応力と耐荷力時の縁圧縮応力の比較

種別	座屈応力 σ_{cr} (MPa)	縁圧縮応力 (MPa)
CP-t	304	256
QI-t	383	314
QI-t’	434	

(2)　座屈応力

ここでは，式 (7a)と式 (7b)による曲げスパン内での座屈に関する検討を行う．表－7 に座屈応力と実験の梁の耐荷力時（表－6，平均値）における曲げスパン中央の縁圧縮応力の比較を示す．なお，QI に関しては，t と t’ の両方の場合について算定している．結果として，CP-t，QI-t，および QI-t’の座屈応力は，それらの縁圧縮応力よりも大きくなっている．

よって，CP と QI では，曲げスパン内の上フランジの座屈よりも，上述した上フランジ鋼製板端部せん断スパン側位置での材料破壊が先行し，破壊に至ったと推測される．本算定結果は，3.3 節で述べた仮定に基づいているものの，前項の耐荷力の算定結果も考慮すれば，曲げスパン内の上フランジにおいて座屈が生じ，最終的な破壊に至った可能性は低いと思われる．

6.　結論

本研究では，VaRTM 成形によって 2 種類の積層構成の箱形断面 CFRP 梁を作製し，曲げ載荷実験と材料試験を行った．積層構成はクロスプライと擬似等方性の 2 種類

とし，それらの違いは，VaRTM成形による箱形断面CFRP梁の変位，ひずみ，破壊形態，および耐荷力に影響を与えることを明らかにした．以下に，本研究で得られた結論をまとめる．

1) 材料試験から得られた弾性係数を積層理論により算定した弾性係数と比較した結果，対角方向に単層板を有する擬似等方性の場合では，材料試験体の幅が小さいために対角方向単層板の積層板の剛性への寄与が減少し，積層理論により算定した弾性係数よりも小さい弾性係数が計測される傾向があることを示した．
2) 梁の変位は，Timoshenko梁理論による算定値が実験値とよく一致し，せん断変形の考慮が梁の変位を算定する上で重要であることを示した．特に，本載荷条件においては，面内せん断弾性係数が比較的小さいクロスプライとした場合にその影響は大きくなる．
3) 梁軸方向直ひずみに関しては，クロスプライと擬似等方性の両方の場合において，スパン中央のウェブで平面保持の仮定を満たしていることを示した．面内せん断ひずみに関しては，クロスプライの場合に荷重の増加と共に積層板のせん断変形における非線形挙動の影響が表れることを確認し，擬似等方性の場合は梁が終局に至るまでほぼ線形挙動であることを示した．
4) 梁の破壊形態は，クロスプライと擬似等方性の場合で異なることを明らかにした．せん断抵抗が比較的小さいクロスプライの場合では，面内せん断応力の方向に亀裂が生じたと思われる．擬似等方性の場合は，せん断抵抗が比較的大きくなることによって亀裂は生じず，圧縮の主ひずみ方向に隆起が生じたと推測される．
5) 梁の耐荷力は，本載荷条件においては，クロスプライよりも擬似等方性とした場合の方が大きいことを明らかにした．また，Tsai-Wu の破壊規準もしくは最大応力規準による材料破壊の検討を行い，梁軸方向直応力と面内せん断応力の組合せがTsai-Wuの破壊規準を満たすことによって梁が破壊した可能性を示した．さらに，曲げスパン内上フランジでの座屈に関する検討を行い，曲げスパン内上フランジにおいて座屈が生じた可能性は低いことを示した．

謝辞

本研究は鹿島財団の助成を受けて一部実施された．ここに感謝の意を表す．

付録

平面応力状態における直交異方性弾性体の単層板座標系における応力ーひずみ関係[18]は，式 (1A)で与えられる．

$$\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}Q_{xx} & Q_{xy} & 0\\ Q_{xy} & Q_{yy} & 0\\ 0 & 0 & Q_{ss}\end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{bmatrix} \tag{1A}$$

ここに，Q_{ij}：単層板の面内弾性定数，$(i, j = x, y, s)$.
単層板の面内弾性定数は，式 (2A)から式 (5A)で表される．

$$Q_{xx}=\frac{E_x}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} \tag{2A}$$

$$Q_{yy}=\frac{E_y}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} \tag{3A}$$

$$Q_{xy}=\frac{\nu_{yx}E_x}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}}=\frac{\nu_{xy}E_y}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} \tag{4A}$$

$$Q_{ss}=G_{xy} \tag{5A}$$

任意の繊維配向角における積層板座標系の応力ーひずみ関係[18]は，式 (1A)をテンソル変換することにより，式 (6A) で表される．

$$\begin{bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \tau_{12}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}Q_{11} & Q_{12} & Q_{16}\\ Q_{12} & Q_{22} & Q_{26}\\ Q_{16} & Q_{26} & Q_{66}\end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix}\varepsilon_1\\ \varepsilon_2\\ \gamma_{12}\end{bmatrix} \tag{6A}$$

ここに，Q_{ij}：単層板の剛性，$(i, j = 1, 2, 6)$.
単層板の剛性は，式 (7A)から式 (12A)で表される．

$$Q_{11}=Q_{xx}l^4+2\left(Q_{xy}+2Q_{ss}\right)\cdot l^2m^2+Q_{yy}m^4 \tag{7A}$$

$$Q_{22}=Q_{xx}m^4+2\left(Q_{xy}+2Q_{ss}\right)\cdot l^2m^2+Q_{yy}l^4 \tag{8A}$$

$$Q_{12}=\left(Q_{xx}+Q_{yy}-4Q_{ss}\right)\cdot l^2m^2+Q_{xy}\left(l^4+m^4\right) \tag{9A}$$

$$Q_{66}=\left(Q_{xx}+Q_{yy}-2Q_{xy}-2Q_{ss}\right)\cdot l^2m^2+Q_{ss}\left(l^4+m^4\right) \tag{10A}$$

$$Q_{16}=\left(Q_{xx}-Q_{xy}-2Q_{ss}\right)\cdot l^3m+\left(Q_{xy}-Q_{yy}+2Q_{ss}\right)\cdot lm^3 \tag{11A}$$

$$Q_{26}=\left(Q_{xx}-Q_{xy}-2Q_{ss}\right)\cdot lm^3+\left(Q_{xy}-Q_{yy}+2Q_{ss}\right)\cdot l^3m \tag{12A}$$

ここに，l：$\cos\theta$，m：$\sin\theta$，θ：繊維配向角．

参考文献

1) 土木学会：FRP 橋梁，pp.1-12，177-208，土木学会，2004.
2) 土木学会：複合構造技術の最先端，pp.1-14，69-119，土木学会，2007.

3) 小林憲治，日野伸一，山口浩平，貝沼重信 : FRP 引抜き成形材の材料特性およびはり部材の曲げ挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.1，pp.1-12，2011.
4) 北山暢彦，前田研一，中村一史，渡辺哲也 : GFRP 引抜き成形材を用いた床版橋形式歩道橋の設計と使用性，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.2，pp.258-271，2011.
5) 小野紘一, 杉浦邦征, 大島義信, 三木亮二, 小牧秀之 : 角形断面を有する炭素繊維強化プラスチック管部材の強度特性に関する実験的研究，土木学会論文集 No.710/I-60，pp.449-459，2002.
6) 杉浦邦征，三木亮二，小野紘一，小牧秀之 : 炭素繊維強化複合材料からなる構造部材の強度特性に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.17-23, 2004.
7) 杉浦邦征, 北川淳一, 大島義信, 小野紘一, 小牧秀之, 北根安雄 : CFRP-コンクリート合成桁の曲げ挙動特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1397-1404，2005.
8) 小野紘一，杉浦邦征，北川淳一，小牧秀之，林誠 : ブレーディング成形法による H 形断面 CFRP 部材の圧縮・曲げ強度特性に関する実験的研究, 構造工学論文集，Vol.49A，pp.105-113，2003.
9) Hiroshi Mutsuyoshi, Thiru Aravinthan, Shingo Asamoto and Kenji Suzukawa: Development of new hybrid composite girders consisting of carbon and glass fibers, Benefits of Composites in Civil Engineering, COBRAE Conference 2007, 2, University of Stuttgart, Germany, 2007.
10)Singo Asamoto, Hiroshi Mutsuyoshi, Thiru Aravinthan and Kenji Suzukawa: Experimental investigation of innovative hybrid composite girders with GFRP and CFRP, Innovations in Structural Engineering and Construction, 4th International Structural Engineering and Construction Conference, pp.669-675, 2007.
11)土木学会 : FRP 歩道橋設計・施工指針（案）, pp.88-90, 139-176，土木学会，2011.
12)稲田裕，吉武謙二，杉山博一，後藤茂，石塚与志雄，松本高志，鈴川研二，松井孝洋 : CFRP を用いた合成セグメントの強度特性に関する実験的検討, 土木学会, 第 62 回年次学術講演会講演概要集, CS15-009, 2007.
13)櫻庭浩樹，松本高志，林川俊郎，稲田裕，吉武謙二，杉山博一，後藤茂，石塚与志雄，鈴川研二，松井孝洋 : 曲げと軸力作用下におけるコンクリート充填箱形断面 CFRP 梁の変形および耐荷特性の解析的検討, 構造工学論文集，Vol.56A， pp.979-990，2010.
14)木戸英伍，松本高志，櫻庭浩樹，真砂純一，林川俊郎 : 曲げ載荷実験における箱形断面 CFRP 梁の変形挙動の把握, 土木学会北海道支部論文報告集, 土木学会, Vol.66，A-3，2010.
15)櫻庭浩樹，松本高志，木戸英伍，真砂純一，林川俊郎 : 45°方向の繊維配向を有した箱形断面 CFRP 梁の変形挙動の把握，土木学会北海道支部論文報告集，土木学会，Vol.66，A-4，2010.
16)Hiroki Sakuraba, Takashi Matsumoto and Toshiro Hayashikawa: A study on the flexural behavior of CFRP box beams with different laminate structures, Keynote Lectures and Extended Abstracts of the Twelfth East Asia-Pacific Conferences on Structural Enginnering and Construction (EASEC-12), Hong Kong SAR, China, EASEC12-38, pp.539-540, 2011.
17)D.ハル，T.W.クライン，共訳 : 宮入裕夫，池上皓三，金原勲 : 複合材料入門，pp.11，51-65，培風館，2003.
18)三木光範，福田武人，元木信弥，北篠正樹 : 複合材料，pp.63-157，共立出版，1997.
19)西野文雄, 長谷川彰夫 : 構造物の弾性解析, pp.117-127, 技報堂出版，1984.
20)福田博，邉吾一 : 複合材料の力学序説，pp.123-154，古今書院，2001.
21)Isaac M. Daniel and Ori Ishai: Engineering Mechanics of Composite Materials, pp.142-188, Oxford University Press, 1994.
22)M.W.Hyer: Stress Analysis of Fiber-Reinforced Composite Materials, pp.276-329, WCB/McGraw-Hill, 1997.

（2011 年 9 月 14 日受付）