HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	単層板破壊を考慮したCFRP箱形断面梁の耐荷力と変形の検討
Author(s)	松本, 高志; 三重野, 嵩之; 櫻庭, 浩樹
Citation	土木学会論文集A2（応用力学）, 69(2), I_653-I_664
Issue Date	2013
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/53738
Type	article
File Information	16-0653.pdf

Instructions for use

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 69, No. 2（応用力学論文集 Vol. 16），I_653-I_664, 2013.

単層板破壊を考慮した CFRP 箱形断面梁の耐荷力と変形の検討

Study on the Failure Load and Deformation of CFRP Box Beams Based on the Fracture of Individual Laminas

松本　高志*・三重野　嵩之**・櫻庭　浩樹***

Takashi MATSUMOTO, Takayuki MIENO and Hiroki SAKURABA

*Ph.D. 北海道大学准教授 大学院工学研究院北方圏環境政策工学部門（〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目）
**修士（工学） 北海道大学 大学院工学院北方圏環境政策工学専攻（〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目）
***博士（工学） 北海道大学 大学院工学院北方圏環境政策工学専攻（〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目）

This paper presents a study on the failure load and deformation of CFRP box beams based on the fracture of individual laminas. Two different CFRP laminate structures are tested and analyzed: quasi isotropic (QI) and cross ply (CP) laminate. Nonlinear constitutive law is obtained by considering the fracture of individual laminas, and the law is implemented into a fiber model to obtain the failure load of the beams. The fiber model is also used to obtain the flexural deformation of the beams, while Timoshenko beam is referred to obtain the shear deformation. Analysis shows a good agreement on the failure load and load-displacement relation of the two kinds of beams which show a different flexural response.

Key Words: *CFRP, box beam, flexure, laminate structure, lamina fracture*

1. はじめに

炭素繊維強化ポリマー（CFRP）は，軽量かつ高い強度を有し耐食性も高い複合材料である．CFRP は，その材料特性を利点として，航空宇宙産業，自動車，スポーツ製品などで用いられている．社会基盤用途においても，安全性と耐久性を確保できる構造材料として有望である．

CFRP 構造物は薄肉部材により構成されることになるが，繊維積層構成の違いによる CFRP の強度と剛性が梁部材の耐荷力と変形に大きく影響を及ぼすことが実験により確認されている[1)-6)]．CFRP 部材の終局状態についてメカニズムを理解して合理的な設計を行うためには，積層構成の影響を考慮した耐荷力と変形の算定式が必要である．

これまでに，異なる積層構成の積層板について，積層板の破壊規準を Tsai-Wu の破壊規準として，工学的梁理論に基づいた応力成分を用いることで，CFRP 梁の耐荷力と破壊位置を再現できることが明らかにされている[7)]．また，変形については，積層板の有効工学的弾性定数を算出し，CFRP 梁を Timoshenko 梁として取り扱うことで初期剛性の一致が得られることが報告されている[3)4)7)8)]．

しかしながら，耐荷力については積層板の強度に基づいて算出をしており，実際には単層板破壊が徐々に増えていった後に積層板として終局強度を示すという段階を踏まえて耐荷力を算出しているものではない．また，CFRP 梁の変形は積層板の有効工学的弾性定数を用いているものの線形弾性挙動の再現にとどまっており，積層板を構成する単層板破壊の増加に伴う非線形挙動を再現できてはいない．

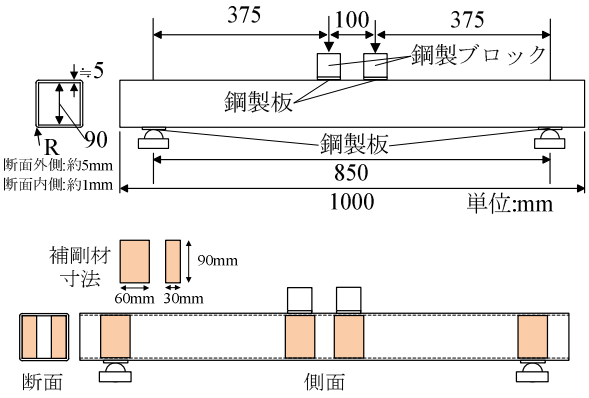
そこで，本研究では，積層構成の異なる 2 種類の CFRP による箱形断面梁供試体の 4 点曲げ載荷実験を対象として，CFRP 積層板の単層板破壊を考慮した耐荷力と変形に関する検討を行うことを目的とした．

2. CFRP 梁の曲げ載荷実験

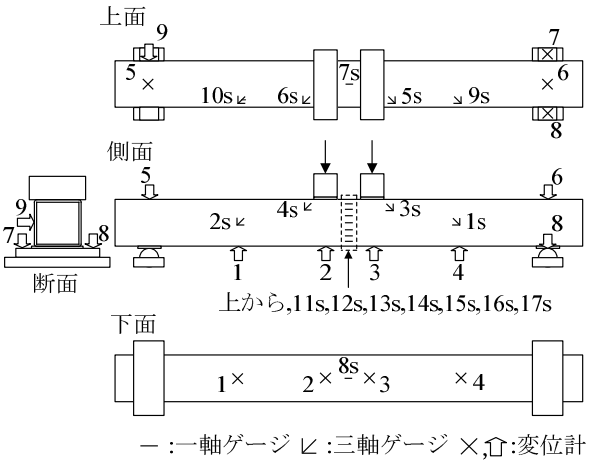
2.1 供試体

本論文では櫻庭らによる曲げ載荷実験結果について検討する[7)]．曲げ載荷実験に用いた供試体は，CFRP の箱形断面梁（長さ 1,000mm, 高さ 100mm, 幅 100mm, 板厚 5mm, 隅角部外側 R 約 5mm，隅角部内側 R 約 1mm）である（**図－1**）．供試体は，VaRTM（Vacuum assisted Resin Transfer Molding）成形により作られた．繊維シートを成形型に所定の構成で設置し，真空バックを被せて密閉状態として減圧し，その後樹脂を含浸させて硬化成形している．繊維シートは軸が異なる複数の層をステッチにより 1 組とするもので，繊維が織られていないため屈曲していない．長さ 10mm のラップ部分をずらしながら複数積層した．今回の実験では 2 種類の積層構成の供試体を 3 体ずつ作製した．

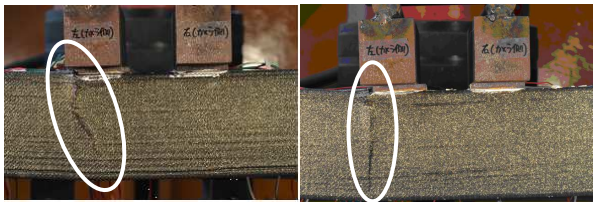
炭素繊維と樹脂の材料特性を**表－1**に，積層構成と目付量，供試体 3 体の平均繊維体積含有率を**表－2**に示す．2 種類の供試体を QI（Quasi-Isotropic）と CP（Cross-Ply）と呼ぶこととする．QI において，$[0/45/-45/90]_5$ は繊維の向きが 0 度方向，45 度方向，－45 度方向，90 度方向の層を積み重ねて 1 組の多軸連続繊維シートとしており，それらが 5 組積層されていることを示している．**表－3**に各供試体の方向別積層数を示す．QI と CP で各層の目付量を変えているために，合計積層数が異なっている．QI では，梁軸方向（Longitudinal），梁周方向（Transverse），斜行方向（Diagonal）の繊維比率が 1:1:2 であり疑似等方性となり，CP では L:T が 1:1 であり直交積層となるように積層構成を定めた．



図－1　供試体寸法と載荷条件



図－2　変位とひずみの計測位置



図－3　破壊形態（左：QI，右：CP）

2.2 載荷方法と計測項目

載荷は 4 点曲げにより行い，支間長 850mm，せん断支間 375mm，曲げ支間 100mm とした．**図－1**に載荷条件を示す．載荷点と支点には幅 50mm，高さ 5mm，奥行き 120mm の鋼製板を用いた．鋼製板と供試体の隙間は石膏により埋めた．載荷点では幅 50mm，高さ 55mm，奥行き 200mm の鋼製ブロックを用いて載荷した．

また，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，ゴム系接着剤を用いて接着した．補剛材設置により，既往の実験[8)9)]で観察された上フランジ隅角部の損傷が，梁が終局に至るまでに生じないようにするためである．

図－2には変位とひずみの計測位置を示す．変位計 9 点（図中矢印 1～9），三軸ひずみゲージ 8 点（図中 1s～4s，5s，6s，9s，10s），ひずみゲージ 9 点（図中 7s，8s，11s～17s）により計測を行った．既往の実験結果[1)]に基づき，破壊が予測される載荷板近傍にひずみゲージを配置し，加えてせん断支間中央にも配置した．また，梁軸方向直ひずみを計測するために曲げ支間に 7 点配置した．

載荷は荷重制御により行い，約 5kN 毎に載荷を停止して計測を行った．

2.3 結果概要

QI3 体の耐荷力は 97.0kN, 98.2kN, 92.9kN, 平均 96.0kN, CP3 体の耐荷力は 74.4kN，78.5kN，82.4kN，平均 78.4kN

表－1　炭素繊維及び樹脂の材料特性

炭素繊維		備考
E_f(GPa)	240	公称値
ν_f	0.20	文献10)の高強度炭素繊維の値を仮定
G_f(GPa)	100	$G_f = E_f/2(1+\nu_f)$
エポキシ樹脂		**備考**
E_m(GPa)	4.20	CFRP 積層板の材料試験結果[7)]から仮定
ν_m	0.38	文献11)の下限のポアソン比を仮定
G_m(GPa)	1.52	$G_m = E_m/2(1+\nu_m)$

表－2　供試体の構成

供試体種類	積層構成	目付量 (g/m^2)	V_f(%)
QI	$[0/45/-45/90]_5/[90/-45/45/0]_5$	110	46.1
CP	$[0/90]_5/[90/0]_5$	220	48.0

表－3　方向別積層数

供試体種類	梁軸方向（0°）	梁周方向（90°）	斜行方向（±45°）	合計
QI	10	10	20	40
CP	10	10	0	20

であった．荷重－変位関係については後述する．供試体の破壊形態は，亀裂と圧壊が観察され，いずれの供試体もせん断支間側の載荷板端部の上フランジとウェブで脆性的に破壊が生じた．QI では載荷板のせん断支間側で上フランジに亀裂が生じ，かつウェブが圧壊した．CP では載荷板のせん断支間側で，上フランジとウェブに亀裂が生じた．破壊した供試体の写真を**図－3**に示す．また，QI と CP の積層板について，材料試験も実施されており，引張試験，圧縮試験，および面内せん断試験が JIS 規格に基づいて行われている．曲げ試験と材料試験の詳細については，文献7)に詳しい．

3. CFRP の材料特性の算出方法

3.1 単層板の弾性定数

単層板（プライ）は一方向の炭素繊維と樹脂の複合材料であり，単層板の繊維方向および繊維直角方向の弾性係数とポアソン比はそれぞれ複合則と Halpin-Tsai 式により求められる．**図－4**の単層板の座標系において繊維方向は 1 方向であり，繊維直角方向は 2 方向である．

単層板の繊維方向の弾性係数 E_1 およびポアソン比 ν_{12} は，複合則により次のように表すことができる．

$$E_1 = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \tag{1}$$

$$\nu_{12} = \nu_f V_f + \nu_m (1 - V_f) \tag{2}$$

ここに，E_f は炭素繊維の弾性係数，E_m は樹脂の弾性係数，V_f は繊維体積含有率，ν_f は炭素繊維のポアソン比，ν_m は樹脂のポアソン比である．

繊維直角方向の弾性係数 E_2 およびせん断弾性係数 G_{12} は次の Halpin-Tsai 式により得られる．

$$E_2 = E_m (1 + \xi \eta V_f)/(1 - \eta V_f), \quad \eta = \frac{(E_f / E_m) - 1}{(E_f / E_m) + \xi} \tag{3}$$

$$G_{12} = G_m (1 + \xi \eta V_f)/(1 - \eta V_f), \quad \eta = \frac{(G_f / G_m) - 1}{(G_f / G_m) + \xi} \tag{4}$$

ここに，ξ は Halpin-Tsai 式のパラメータ，G_f は炭素繊維のせん断弾性係数，G_m は樹脂のせん断弾性係数である．

Halpin-Tsai 式を用いるうえで，パラメータ ξ を決定する必要があるが，一般的に ξ=1 に近い値になる事が文献10)により示されており，ここでは ξ=1 とした．

3.2 積層板の弾性定数

単層板（プライ）を積層した積層板の座標系を**図－4**に示す．ここで積層板の座標系は x, y および z 軸とする．x, y 軸は平板の面内の座標系であり，そのうち x 軸は構造の代表的な軸である．また，z 軸は平板の厚さ方向の軸となる．

一方，プライは直交異方性弾性体とし，その弾性主軸が各プライで異なっているとする．典型的なプライ材料は一方向繊維強化複合材料の薄い層であり，その繊維方向を 1 軸，それと直角の方向を 2 軸とすると，それらが弾性主軸となる．そして，1 軸と x 軸のなす角を繊維配向角 θ とする．こうした積層の順序と各プライの繊維配向角をまとめて積層構成と呼ぶ．

以下では文献11)を参考にした．

(1) プライの応力―ひずみ関係

一方向繊維強化プライの繊維方向を 1 軸，それと直角方向を 2 軸とすると，これらはプライの弾性主軸となる．この主軸方向の応力―ひずみ関係は次式で表わされる．

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ & Q_{22} & 0 \\ Sym. & & Q_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \tag{5}$$

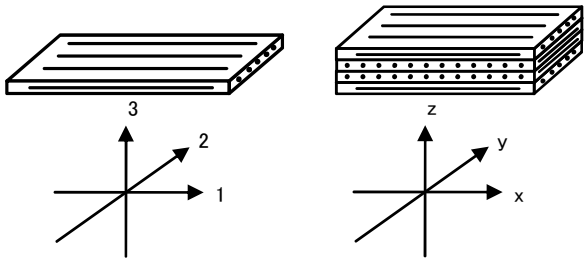
ここで添え字の 6 は 1－2 面内のせん断を表わす．この式における Q_{ij} は面内弾性定数であり，

$$\begin{aligned} &Q_{11} = mE_1, Q_{22} = mE_2 \\ &Q_{12} = m\nu_{12}E_2, Q_{66} = G_{12} \\ &m = (1 - \nu_{12}^2 E_2 / E_1)^{-1} \end{aligned} \tag{6}$$

で表される．ここで，E_1 は 1 軸方向の弾性係数，E_2 は 2 軸方向の弾性係数，G_{12} は 1－2 面内せん断弾性係数，そして ν_{12} は 1 軸方向に関するポアソン比である．なおここで E_2 と E_3 は等しく，かつ 2 方向に対する 1 方向のポアソン比 ν_{12} は，3 方向に対する 1 方向のポアソン比 ν_{13} と等しいと仮定している．コンプライアンス表示をすると，

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ & S_{22} & 0 \\ Sym. & & S_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \tag{7}$$

となり，S_{ij} はコンプライアンスである．



図－4　単層板および積層板の座標系

(2) 任意の配向角を有するプライの応力―ひずみ関係

次に繊維配向角θ（反時計まわりを正）をもつプライの$x-y$座標系での応力―ひずみ関係を考える．回転の変換行列を$[T]$とすると次式が成り立つ．

$$\begin{bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \tau_{12}\end{bmatrix}=[T]\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix}\varepsilon_1\\ \varepsilon_2\\ \gamma_{12}/2\end{bmatrix}=[T]\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}/2\end{bmatrix} \tag{8}$$

式(5)をテンソルせん断ひずみで書きなおすと次式となる．

$$\begin{bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \tau_{12}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}Q_{11} & Q_{12} & 0\\ & Q_{22} & 0\\ Sym. & & 2Q_{66}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_1\\ \varepsilon_2\\ \gamma_{12}/2\end{bmatrix} \tag{9}$$

式(8)を式(9)に代入すると次式を得る．

$$\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{bmatrix}=[T]^{-1}[Q][T]\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}/2\end{bmatrix} \tag{10}$$

これより，テンソルせん断ひずみを工学的せん断ひずみに変えて，以下の式を得る．

$$\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}Q_{xx} & Q_{xy} & Q_{xs}\\ & Q_{yy} & Q_{ys}\\ Sym. & & Q_{ss}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{bmatrix} \tag{11}$$

ここでQ_{ij}は以下のようになる．

$$\begin{aligned}
Q_{xx} &= Q_{11}l^4+2(Q_{12}+2Q_{66})m^2l^2+Q_{22}m^4\\
Q_{yy} &= Q_{11}m^4+2(Q_{12}+2Q_{66})m^2l^2+Q_{22}l^4\\
Q_{xy} &= (Q_{11}+Q_{22}-4Q_{66})m^2l^2+Q_{12}(m^4+l^4)\\
Q_{ss} &= (Q_{11}+Q_{22}-2Q_{12}-2Q_{66})m^2l^2+Q_{66}(m^4+l^4)\\
Q_{xs} &= (Q_{11}-Q_{12}-2Q_{66})ml^3+(Q_{12}-Q_{22}+2Q_{66})m^3l\\
Q_{ys} &= (Q_{11}-Q_{12}-2Q_{66})m^3l+(Q_{12}-Q_{22}+2Q_{66})ml^3
\end{aligned} \tag{12}$$

ここに，$m=\sin\theta$，$l=\cos\theta$である．

(3) 積層板の応力―ひずみ関係

古典的積層理論を用いて積層板を取り扱う．まず，積層板を構成するプライは完全に接着されており，接着層の厚さは無視できるものとする．そして積層板の厚さは薄く，中央面に対して垂直な直線は変形後も直線であるとする．すなわち，$\gamma_{yz}=\gamma_{zx}=0$である．これは曲げ荷重によってせん断応力は生じるが，せん断変形は生じない事を意味している．また，積層板の厚さは変形後も不変とする．すなわち$\varepsilon_z=0$である．

これらの仮定から以下の式を得る．

$$\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\varepsilon_x^0\\ \varepsilon_y^0\\ \gamma_{xy}^0\end{bmatrix}+z\begin{bmatrix}k_x\\ k_y\\ k_{xy}\end{bmatrix} \tag{13}$$

ここに，右辺の第1項は板厚中央面のひずみ，第2項は板厚中央面の曲率である．

積層板に作用する単位幅当たりの面内力 N_i とモーメントM_iは次式で表される．

$$\begin{aligned}
N_i &= A_{ij}\varepsilon_i^0+B_{ij}k_j\\
M_i &= B_{ij}\varepsilon_i^0+D_{ij}k_j
\end{aligned} \tag{14}$$

ここで，

$$\begin{aligned}
A_{ij} &= \int_{-h/2}^{h/2}Q_{ij}dz\\
B_{ij} &= \int_{-h/2}^{h/2}Q_{ij}zdz\\
D_{ij} &= \int_{-h/2}^{h/2}Q_{ij}z^2dz
\end{aligned} \tag{15}$$

であり，hは板厚である．

式(14)を書き換えると，次式を得る．

$$\begin{bmatrix}N_x\\ N_y\\ N_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xs}\\ & A_{yy} & A_{ys}\\ Sym. & & A_{ss}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_x^0\\ \varepsilon_y^0\\ \gamma_{xy}^0\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}B_{xx} & B_{xy} & B_{xs}\\ & B_{yy} & B_{ys}\\ Sym. & & B_{ss}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}k_x\\ k_y\\ k_{xy}\end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix}M_x\\ M_y\\ M_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}B_{xx} & B_{xy} & B_{xs}\\ & B_{yy} & B_{ys}\\ Sym. & & B_{ss}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_x^0\\ \varepsilon_y^0\\ \gamma_{xy}^0\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}D_{xx} & D_{xy} & D_{xs}\\ & D_{yy} & D_{ys}\\ Sym. & & D_{ss}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}k_x\\ k_y\\ k_{xy}\end{bmatrix} \tag{16}$$

ここで，A_{ij}は面内剛性マトリックス，D_{ij}は曲げ剛性マトリックス，そしてB_{ij}はカップリング剛性マトリックスである．

板厚中央面に対して対称に積層された対称積層板の場合にはB_{ij}は0となる．さらに，対称積層板において，＋$\theta°$と－$\theta°$の単層板の数が一致して板厚と弾性定数が等しい釣合い対称積層板の場合には$A_{xz}=A_{yz}=0$となる．

(4) 積層板の有効工学的弾性定数

積層板の有効工学的弾性定数は以下のように求められる[12]．積層板の板厚内の平均応力を考えると，x方向直応力，y方向直応力，$x-y$面内せん断応力は，

$$\begin{aligned}
\bar{\sigma}_x &= \frac{1}{h}\int_{-h/2}^{h/2}\sigma_x dz\\
\bar{\sigma}_y &= \frac{1}{h}\int_{-h/2}^{h/2}\sigma_y dz\\
\bar{\tau}_{xy} &= \frac{1}{h}\int_{-h/2}^{h/2}\tau_{xy} dz
\end{aligned} \tag{17}$$

で表される．面内力N_iとの関係は，

$$N_x=h\bar{\sigma}_x,\ N_y=h\bar{\sigma}_y,\ N_{xy}=h\bar{\tau}_{xy} \tag{18}$$

である．

一方で，対称積層板における式(16)をひずみについて表すと，

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ \varepsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{xx} & a_{xy} & 0 \\ & a_{yy} & 0 \\ Sym. & & a_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{bmatrix} \tag{19}$$

であり，式(18)を代入すると

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ \varepsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{xx}h & a_{xy}h & 0 \\ & a_{yy}h & 0 \\ Sym. & & a_{ss}h \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\tau}_{xy} \end{bmatrix} \tag{20}$$

となる．

式(20)を式(7)と対応させると，釣合い対称積層板に面内荷重が作用したときの見かけの工学的弾性定数，すなわち有効工学的弾性定数が次式のように得られる．

$$\begin{aligned} &E_x = \frac{1}{a_{xx}h}, E_y = \frac{1}{a_{yy}h}, G_{xy} = \frac{1}{a_{ss}h}, \\ &\nu_{xy} = -\frac{a_{xy}}{a_{xx}}, \nu_{yx} = -\frac{a_{xy}}{a_{yy}} \end{aligned} \tag{21}$$

3.3 単層板の破壊を考慮した CFRP の構成則

単層板の破壊により，積層板の有効工学的弾性定数は低下する．そのため，有効工学的弾性定数を再度算出する必要がある．また，有効工学的弾性定数が低下するときのひずみも算出する．これにより単層板の破壊を考慮した構成則を求めることができる．以下に手順を示す．

(1) 単層板の剛性低減

積層板の破損を考えるうえで，初期プライ破損という考え方がある[16]．初期プライ破損とは，積層板の破損はそれを構成する各単層板の破壊で考え，全単層板のうち 1 つの単層板が破壊したときに積層板は破損したと考える方法である．

本研究の積層構成では梁軸方向繊維を有する単層板（以降，0 度層）より早い段階で，梁軸直角方向繊維を有する単層板（以降，90 度層）や斜行方向繊維を有する単層板（以降，45 度層）が破壊に至る．これは，単層板が繊維方向の応力に対し強く，繊維直角方向の応力に対し比較的弱く，本研究の実験条件では梁軸方向の応力が支配的であるためである．

よって，本研究では初期プライ破損ではなく，90 度層，45 度層が破壊（以降，層破壊と呼ぶ）した後の積層板の有効工学的弾性定数を求めることとした．Tsai-Wu の破壊規準を用いて破壊モードを 3 種類に分け，その破壊モードにより単層板の弾性定数を低減させる方法をとった[13]．

表－4　単層板の強度（単位：MPa）

σ_1^T	σ_1^C	σ_2^T	σ_2^C	τ_{12}^U
2240	908	26.7	19.8	67.9

3 つの単層板の破壊モードは，単層板繊維方向応力による破壊（繊維破壊），単層板繊維直角方向応力による破壊（基材破壊），せん断応力による破壊（せん断破壊）に分類した．破壊モードの判定方法をまず述べる．

平面応力状態の単層板座標系における Tsai-Wu の破壊規準は以下の式で表される．

$$F_1\sigma_1 + F_2\sigma_2 + F_{11}\sigma_1^2 + F_{22}\sigma_2^2 + 2F_{12}\sigma_1\sigma_2 + F_{66}\tau_{12}^2 = 1 \tag{22}$$

ここで，F_i と F_{ij} は強度の異方性係数であり，以下のように定義される．

$$\begin{aligned} &F_1 = \frac{1}{\sigma_1^T} - \frac{1}{\sigma_1^C}, F_2 = \frac{1}{\sigma_2^T} - \frac{1}{\sigma_2^C}, F_{11} = \frac{1}{\sigma_1^T\sigma_2^C} \\ &F_{12} = -0.5\sqrt{\left(\frac{1}{\sigma_1^T\sigma_1^C}\right)\left(\frac{1}{\sigma_2^T\sigma_2^C}\right)}, F_{66} = \frac{1}{\left(\tau_{12}^U\right)^2} \end{aligned} \tag{23}$$

単層板の強度は**表－4**に示したものを用いた[14)15)]．

Tsai-Wu の破壊規準は単層板の破壊規準としてよく用いられる規準であり，破壊に及ぼす応力成分間の相互作用を考慮することができる．

まず，Tsai-Wu の破壊規準から，せん断破壊が生じるか，それ以外の破壊が起きるかを判定する．以下のようにせん断の成分を C_S，それ以外の成分を C_N とする．

$$\begin{aligned} &C_S = F_{66}\tau_{12}^2 \\ &C_N = F_1\sigma_1 + F_2\sigma_2 + F_{11}\sigma_1^2 + F_{22}\sigma_2^2 + 2F_{12}\sigma_1\sigma_2 \end{aligned} \tag{24}$$

ここで，C_S および C_N を比較し，$C_S > C_N$ のときをせん断破壊が生じる条件とした．

$C_S < C_N$ となる場合には，基材破壊と繊維破壊のどちらが生じるかを判定する．Tsai-Wu の破壊規準の成分を，単層板繊維方向の直応力成分 C_N^L と，単層板繊維直角方向の直応力成分 C_N^T に分けて，比較をする．

$$\begin{aligned} &C_N^L = F_1\sigma_1 + F_{11}\sigma_1^2 \\ &C_N^T = F_2\sigma_2 + F_{22}\sigma_2^2 \end{aligned} \tag{25}$$

ここで，$C_N^L > C_N^T$ の場合に繊維破壊が生じると定義し，$C_N^L < C_N^T$ の場合に基材破壊が生じると定義した．

次に，破壊モードに合わせた弾性定数の低減方法を述べる．単層板の弾性定数の低減方法は，プライディスカウント法を用いた[16]．プライディスカウント法とは，単層板の破壊を考慮するために，破壊前の単層板の弾性定数に，剛性低減係数と呼ばれる係数を乗じて単層板の弾性定数を低減させる方法であり，破壊モードによりその値を変化させる．

$$E_1^{k_i} = r_1E_1, E_2^{k_i} = r_2E_2, G_{12}^{k_i} = r_{12}G_{12}, \nu_{12}^{k_i} = r_1\nu_{12} \tag{26}$$

ここで，E_1^{ki}は単層板繊維方向の弾性係数，E_2^{ki}は単層板繊維直角方向の弾性係数，G_{12}^{ki}は単層板のせん断弾性係数，ν_{12}^{ki}は単層板のポアソン比，r_1，r_2，r_{12}は剛性低減係数，である．**表－5**に各破壊モードと剛性低減係数の値を示す．剛性低減係数は，文献16)を参考に，剛性低減係数は 0 もありうるが，応力伝達の残存を想定して 0.25 を仮定している．

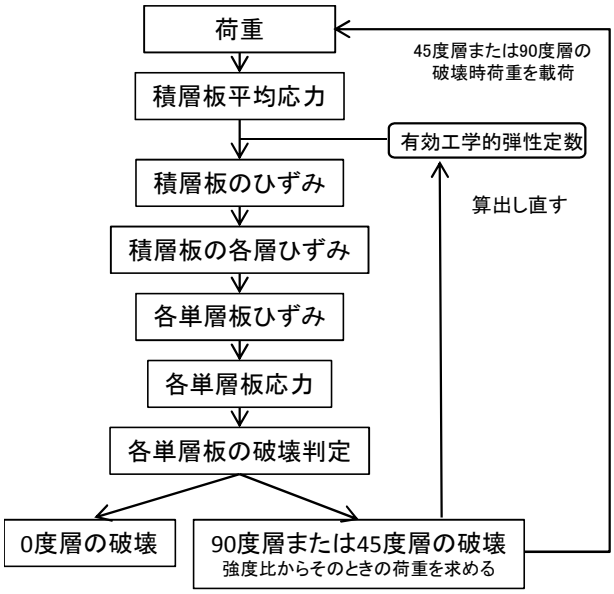
(2) 層破壊後の有効工学的弾性定数

単層板の弾性定数を用い，層破壊後の積層板の有効工学的弾性定数を求める．まず，破壊した層および破壊していない層の単層板座標系における剛性マトリクスを式(6)から求める．次に，積層板座標系における剛性マトリクスを式(12)により算出する．その後，式(16)より面内剛性マトリクスを求める．このとき，破壊した層と破壊していない層でそれぞれ別々に計算し，この面内剛性マトリクスを足し合わせる事により，層破壊時の有効工学的弾性定数を算出した．つまり 0 度層と 90 度層で構成された積層板を例にとれば，90 度層破壊後の有効工学的弾性定数は，90 度層の剛性を低減させているが，0 度層は健全であるため剛性を低減させず，この二つの面内剛性マトリクスを足し合わせて求めている．

なお層破壊時には，同じ角度の層はすべて破壊しているとして計算している．つまり 90 度層破壊時は，すべての 90 度層に破壊が生じているとし，45 度層の場合は±45 度層すべてが破壊したと仮定する．梁軸方向直応力に対して同等であるため＋45 度と－45 度は同様に取り扱った．現実的には，段階的に 90 度層または 45 度層が破壊すると考えられるが，有効工学的弾性定数を求めるにあたり積層板は対称積層であると仮定しているため，このような仮定の下で単純化した．

表－5　剛性低減係数

剛性低減係数	繊維破壊	基材破壊	せん断破壊
r_1	0.25	1.0	1.0
r_2	1.0	0.25	1.0
r_{12}	0.25	0.25	0.25



図－5　層破壊時のひずみを求めるフローチャート

(3) 層破壊時のひずみの算定方法

層破壊時のひずみの算定方法を**図－5**に示す．まず積層板の平均応力から，有効工学的弾性定数を用い積層板全体のひずみを求める．その後，積層板の各層ひずみを求め，単層板座標系における各層ひずみを求めて，各単層板応力を求める．各単層板の応力から式(22)の Tsai-Wu の破壊規準により破壊の判定をする．ここで，45 度層および 90 度層が破壊する荷重を求める．また同時に，破壊した層の単層板の弾性定数を低減させ，積層板の有効工学的弾性定数を再算出する．この 45 度層および 90 度層が破壊するときの荷重を供試体に作用させ，積層板の応力を求め，積層板のひずみを求める．このときの積層板座標系における最外層の単層板のひずみを，層破壊時のひずみとした．

0 度層，45 度層および 90 度層で構成される積層板を例にとると，まず単層板が破壊していない健全な有効工学的弾性定数を持つ積層板の，90 度層が破壊する際のひずみを求め，その後 90 度層が破壊した後の有効工学的弾性定数を求めて，その積層板から 45 度層が破壊するときのひずみを求める．その後，90 度層と 45 度層が破壊した後の有効工学的弾性定数を求め，0 度層が破壊するときのひずみを求める．

なお，ここで言う 90 度層，45 度層および 0 度層の破壊とは，後述する供試体の各配向角のすべての層のうち，最も早く破壊に至る層が破壊したときを指している．つまり 90 度層を例にとれば，全 90 度層のうち最も早く破壊に至る 90 度層が破壊した荷重で，全 90 度層が破壊したとみなし，全 90 度層の弾性定数を低減させている．

また計算手順として，層破壊時の荷重は漸増させて繰り返し計算することによって求めることができるが，強度比という概念を用いることで繰り返し計算を必要とせず，比例負荷条件での層破壊時の荷重を比較的容易に算出できる．その方法について述べる[11]．

この方法は Tsai-Wu の破壊規準にならい，各応力成分に関しては破損応力と負荷応力との比をとるというものであり，以下のように表される．

$$\sigma_i^{strength} = R\sigma_i^{applied} \tag{27}$$

この式を Tsai-Wu の破壊規準に代入すると次の式が得られる．

$$\begin{aligned} &aR^2 + bR - 1 = 0 \\ &a = F_{11}\sigma_1^2 + 2F_{12}\sigma_1\sigma_2 + F_{22}\sigma_2^2 + F_{66}\tau_{12}^2 \\ &b = F_1\sigma_1 + F_2\sigma_2 \end{aligned} \tag{28}$$

この二次方程式を解くことにより，R が求まる．

$$R = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 + 4a}}{2a} \tag{29}$$

この R から, 載荷させた仮の荷重を乗じることで層破壊時の応力が求まる.

4. CFRP 梁の耐荷力と変形の算出方法

4.1 ファイバーモデルによる耐荷力と曲げ変形の算出方法

ファイバーモデルは材料の非線形性を考慮した曲げ変形の解析手法として一般的である. ここでは, せん断スパンを 100 分割, 断面を高さ方向に 20 分割して解析を行った.

曲げ変形の算出方法はまず, 断面に圧縮縁ひずみを付与し, 中立軸の位置を仮定する. その後, ひずみ分布を計算し, 上述の方法により求めた CFRP の構成則を用いて応力分布を求める. ここで断面の力のつり合いを計算し, 力が釣り合うように中立軸の位置を決定する. 中立軸の位置を決定後, 曲げモーメント, 曲率および荷重の計算をする. 最後にたわみ角および変位を計算する. 圧縮縁ひずみを漸増させて繰り返し計算し, 各分割位置におけるひずみが層破壊時のひずみに達したときに有効工学的弾性定数を低減させ, 圧縮縁ひずみが 0 度層破壊時のひずみに達したときに解析終了とした.

座屈の検討については, 文献7)においてなされており, QI と CP のいずれにおいても曲げスパン内の上フランジ座屈荷重は実験結果より大きいことを確認している.

4.2 Timoshenko 梁によるせん断変形の算出方法

せん断変形に関しては, Timoshenko 梁におけるせん断変形の項を用いて求めた. せん断変形の項は次式で表される.

$$y_s = \frac{Pa_s}{2G_{xy}KA} \approx \frac{Pa_s}{2G_{xy}A_w} \tag{30}$$

ここに, y_s は載荷点位置のせん断変位, P は全体の鉛直荷重, G_{xy} はせん断弾性係数, $K \approx A_w/A$[17], A は断面積, A_w はウェブの断面積, a_s はせん断スパン長である.

図―6に供試体 QI, **図―7**に供試体 CP のひずみゲージ 1s, 2s における荷重－面内せん断ひずみ関係をそれぞれ示す（**図―2**参照）. なおグラフにおける面内せん断ひずみは, ひずみゲージ 1s と 2s の平均値である. 実験において, QI は荷重の増加に伴いせん断剛性の低下がほとんど起きず, CP は荷重が増加するに従い徐々にせん断剛性が低下していることが, ウェブに取り付けたひずみゲージ 1s と 2s から明らかになった. CP はせん断に抵抗する斜行方向の単層板を有していないためせん断変形が非線形になるものと考えられる.

そこで, QI については, 積層理論により求めたせん断弾性係数 G_{xy} を用いて線形としてせん断変位を求めたが, CP については, ウェブのせん断スパン中央の荷重－面内ひずみ関係を 3 次の近似曲線で表して非線形挙動を考慮したせん断変位を求めた.

まず, ひずみゲージ 1s と 2s の貼り付け位置であるウェブ中央におけるせん断応力 τ_{xy} を求める[17].

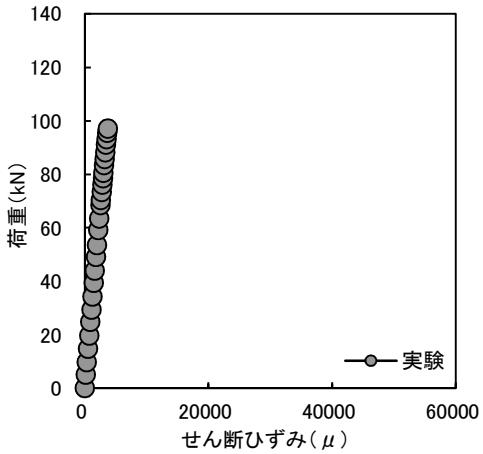
$$\tau_{xy} = \frac{P}{2I}\left\{\frac{BH}{4} + \frac{H^2}{8}\right\} \tag{31}$$

ここに, I は断面 2 次モーメント, B はフランジ幅, H は梁の高さである.

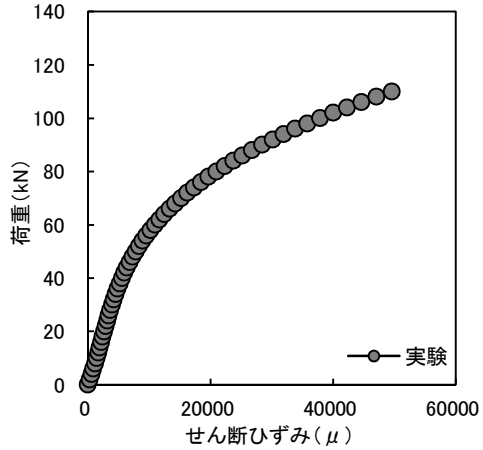
次に, 実験における荷重－せん断ひずみ関係を 3 次の式で近似する. 次式に実験の平均荷重－面内せん断ひずみ関係に対する近似式を示す.

$$\gamma(P) = 0.00536P^3 - 3.2271P^2 + 181.1P \tag{32}$$

ここに, $\gamma(P)$は面内せん断ひずみ, P は載荷荷重(kN)である. なお, この式の適用範囲は積層構成と荷重条件によるため, 本論文の CP に限られる.



図―6 QI の荷重－面内せん断ひずみ関係
(ひずみゲージ 1s, 2s の平均)



図―7 CP の荷重－面内せん断ひずみ関係
(ひずみゲージ 1s, 2s の平均)

τ_{xy} および γ_{xy} の漸増成分，$\Delta\tau_{xy}$ および $\Delta\gamma_{xy}$，から接線せん断弾性係数 G^t_{xy} を算出する

$$G^t_{xy} = \frac{\Delta\tau_{xy}}{\Delta\gamma_{xy}} \tag{33}$$

最後に接線せん断弾性係数および荷重から，式(30)を漸増形式に以下のように書き換えることでせん断変位を求める．

$$\Delta y_s = \frac{\Delta P a_s}{2G^t_{xy}A_w} \tag{34}$$

荷重 ΔP については，ファイバーモデルにより算出される各荷重時の差分から得る．

上記の手順において，ウェブの単層板が破壊した場合には，せん断弾性係数を低減させることを考慮しなければならない．しかし，5.2節(3)項で後述するように，今回の実験条件においては載荷板直下の上フランジの破壊がウェブの破壊よりも早期に生じる計算結果であったため，せん断弾性係数の低減は行っていない．

5. CFRP 梁の耐荷力と変形

5.1 構成則

有効工学的弾性定数と層破壊時のひずみと弾性定数を求め，得られた構成則を以下に示す．

(1) 有効工学的弾性定数

表－6に示す各破壊パターン後の単層板の弾性定数に基づいて有効工学的弾性定数を求めた．**表－7**に CP の 90 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数を，**表－8**に QI の 90 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数を示す．

表－7と**表－8**における健全時の弾性定数を，文献7)で得られたクーポン試験の引張方向・圧縮方向の弾性定数の平均と比較すると，CP の E_x の平均値は 6%小さく，E_y の平均値は 8%小さい．QI は斜行方向繊維の寄与減により，E_x の平均値で 13%小さく，E_y の平均値で 15%小さい結果となった．

QI は，90 度層の破壊パターンが 3 種類あり，その後 45 度層の破壊パターンが 3 種類あるため，有効工学的弾性定数は計 9 種類となるが，後述する**図－8**の計測点では，90 度層がすべて基材破壊であるため，90 度層が基材破壊した場合の 45 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数のみが必要となった．**表－9**に QI の 90 度層基材破壊後の 45 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数を示す．

(2) 層破壊時のひずみと弾性定数

ひずみは載荷板下の代表点においてファイバーモデルにより算出し，層破壊を判定している．**図－8**に代表点を示し，載荷板下の上フランジ隅角部，載荷板下の下フランジ隅角部および，ウェブ中央とした．図の 1)載荷点上フランジ隅角部の点における圧縮ひずみに応じて圧縮側の有効工学的弾性定数を変化させ，図の 2)載荷点下フランジ隅角部の点における引張ひずみに応じて，引張側の有効工学的弾性定数を変化させた．

層破壊時のひずみは，90 度層圧縮破壊時と引張破壊時のひずみを $\varepsilon_c^{(R90)}$ と $\varepsilon_t^{(R90)}$ で表し，90 度層破壊後の 45 度層圧縮破壊時と引張破壊時のひずみをそれぞれ $\varepsilon_c^{(R90,45)}$ と $\varepsilon_t^{(R90,45)}$ とした．終局ひずみである 0 度層の圧縮破壊時と引張破壊時のひずみをそれぞれ ε_{cy} と ε_{ty} と表すこととした．

QI の弾性定数は，健全時の弾性係数を E_{x0} と表し，90 度層破壊後の弾性係数と，90 度層と 45 度層破壊時の弾性係数をそれぞれ $E_x^{(R90)}$ と $E_x^{(R90,45)}$ と表記する．CP の弾性定数も同様に健全時を E_{x0}，90 度層破壊後を $E_x^{(R90)}$ と表した．**表－10**に層破壊時のひずみと弾性定数を示す．

(3) 構成則

上記で求めた有効工学的弾性定数と層破壊時のひずみ

表－6　各破壊パターンにおける単層板の弾性定数

	健全	繊維破壊	基材破壊	せん断破壊
E_1(GPa)	117.38	29.35	117.38	117.38
E_2(GPa)	11.46	11.46	2.86	11.46
G_{12}(GPa)	4.17	1.04	1.04	1.04
ν_{12}	0.29	0.29	0.29	0.29

表－7　CP の 90 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数

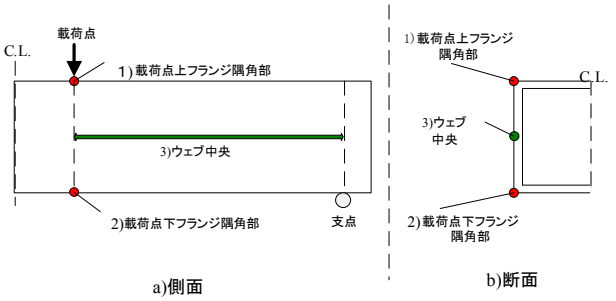
	健全	繊維破壊	基材破壊	せん断破壊
E_x(MPa)	64789	64554	60555	64789
E_y(MPa)	64789	20779	64518	64789
G_{xy}(MPa)	4173	2608	2608	2608
ν_{xy}	0.05	0.16	0.03	0.05

表－8　QI の 90 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数

	健全	繊維破壊	基材破壊	せん断破壊
E_x(MPa)	44445	40625	42745	44445
E_y(MPa)	44445	23275	44443	44445
G_{xy}(MPa)	16786	16039	16039	16039
ν_{xy}	0.32	0.57	0.31	0.32

表－9　QI の 90 度層基材破壊後の 45 度層の各破壊パターンにおける有効工学的弾性定数

	繊維破壊	基材破壊	せん断破壊
E_x(MPa)	34456	39334	40091
E_y(MPa)	36288	41011	41735
G_{xy}(MPa)	5472	15527	16039
ν_{xy}	0.17	0.33	0.35



図―8　層破壊時のひずみの算出点

表―10　層破壊時のひずみと弾性定数

	QI	CP
E_{x0}(GPa)	44.45	64.79
$E_x^{(R90)}$(GPa)	42.75	60.56
$E_x^{(R90,45)}$(GPa)	39.33	-
G_{xy}(GPa)	16.786	4.174
$\varepsilon_c^{(R90)}$	0.00269	0.00219
$\varepsilon_c^{(R90,45)}$	0.00403	-
ε_{cy}	0.00818	0.00431
$\varepsilon_t^{(R90)}$	0.00353	0.00302
$\varepsilon_t^{(R90,45)}$	0.00603	-
ε_{ty}	0.01717	0.00784

を用いた構成則を以下に示す．横軸を梁軸方向直ひずみ，縦軸を梁軸方向直応力とし，供試体 QI，CP の構成則を，圧縮側および引張側で示している．**図―9**と**図―10**にそれぞれ，QI の圧縮側と引張側の構成則を，**図―11**と**図―12**にそれぞれ，CP の圧縮側と引張側の構成則を示す．

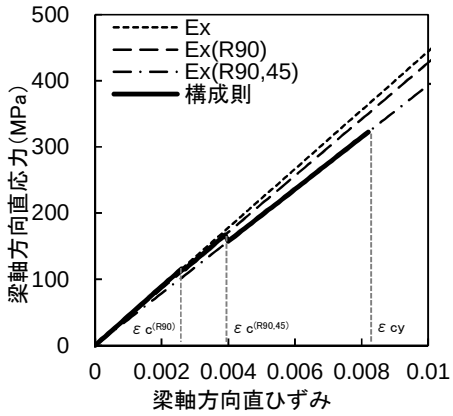
QI では，90 度層が先に破壊し，次に 45 度層が破壊，最後に 0 度層が破壊する．90 度層および 45 度層は 0 度層に比べ比較的早い段階で破壊に至ることがわかる．また，90 度層と 45 度層が破壊後，梁軸方向弾性係数は大きく低下している．

CP は 90 度層と 0 度層から構成されるため，90 度層破壊後に剛性を低減し，その後 0 度層の破壊に至る．圧縮側の構成則と引張側の構成則を比較すると，圧縮側では 90 度層破壊後，比較的早く 0 度層の破壊が生じるが，引張側では 90 度層破壊後すぐに 0 度層の破壊には至らないことが分かる．また，圧縮側の 0 度層の破壊が引張側の 0 度層の破壊よりも早く生じるため，圧縮側での破壊が支配的である．

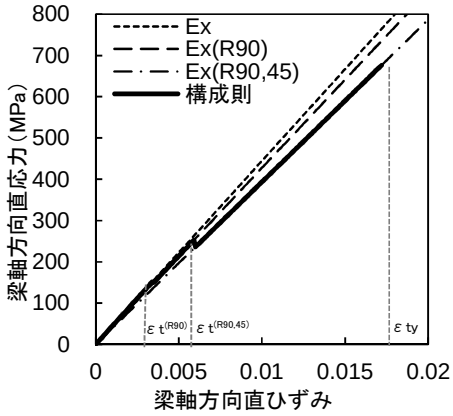
5.2 解析結果

ファイバーモデルにより求めた耐荷力および曲げ変形と Timoshenko 梁理論により求めたせん断変形の算出結果を示し，それらを足し合わせて得られた載荷点位置における荷重－変位関係について実験結果との比較を示す．

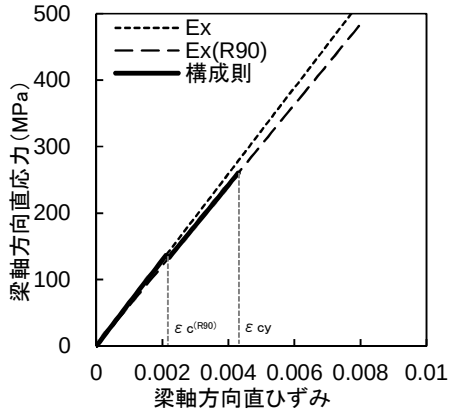
また，梁の破壊荷重時の単層板の破壊状態を QI と CP について示す．



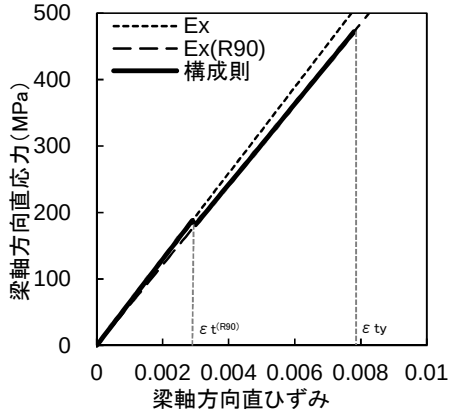
図―9　QI の圧縮側構成則



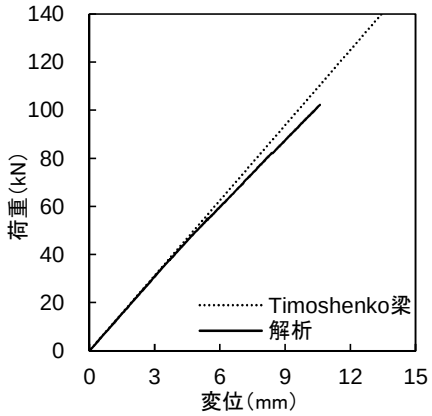
図―10　QI の引張側構成則



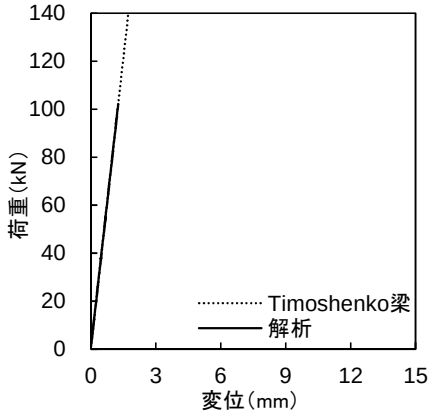
図―11　CP の圧縮側構成則



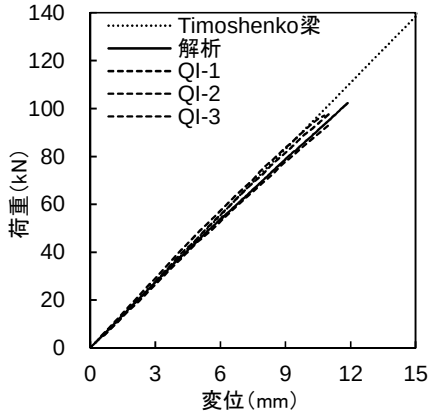
図―12　CP の引張側構成則



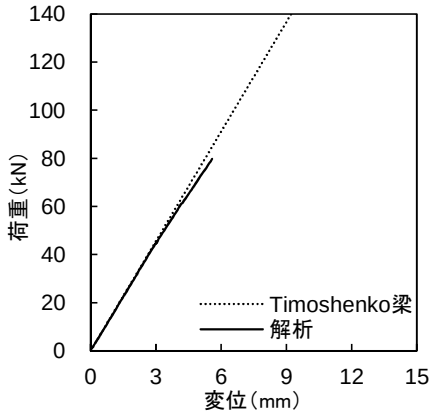
図－13　QI の曲げ変形成分



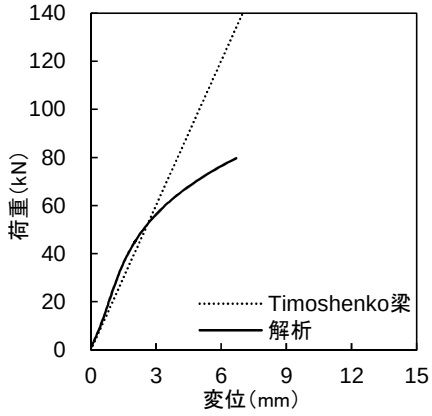
図－14　QI のせん断変形成分



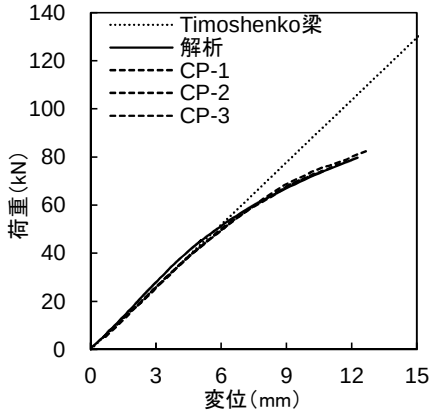
図－15　QI の荷重－変位関係



図－16　CP の曲げ変形成分



図－17　CP のせん断変形成分



図－18　CP の荷重－変位関係

(1) 荷重－変位関係

図－13と**図－14**に QI の曲げ変形およびせん断変形の解析結果を示す．QI の場合，全体の変形に対し，せん断変形成分は小さく，曲げによる変形成分が大きい．ファイバーモデルによる曲げ変形の剛性は，単層板破壊を考慮した構成則により，徐々に低下していることがわかる．

図－15に QI の曲げ変形とせん断変形を足し合わせた荷重－変位関係と供試体 3 体による実験結果との比較を示す．供試体 3 体の耐荷力は，QI-1，QI-2，QI-3 で，97.0, 98.2，92.9kN であり平均値は 96.0kN であった．解析結果は 102.2kN と実験結果と比較的近い値になった．耐荷力時の載荷点位置変位に関しては，QI-1, QI-2, QI-3 で, 10.79, 11.08，10.97mm であり平均値は 10.94mm であった．これに対して解析結果は 11.86mm であった．

接線剛性を比較すると，5 から 20kN の間で求めた初期剛性は，実験において 9.31kN/mm，解析では 9.12kN/mm であった. また, 80kN から終局の間で求めた接線剛性は, 実験では 7.87kN/mm，解析では 8.20kN/mm であった．実験において，80kN から終局までの値から求めた接線剛性は初期剛性の 84.5%まで低下し，解析結果では 89.9%まで低下している．

次に CP について述べる．**図－16**と**図－17**に曲げ変形およびせん断変形の解析結果を示し，**図－18**に曲げ変形とせん断変形を足し合わせた荷重－変位関係を示す．供試体 3 体の耐荷力は，CP-1，CP-2，CP-3 で 74.4，78.5，82.4kN であり，平均値が 78.4kN であるのに対し，解析結果は

79.69kN であった．載荷点位置の変位に関しては，CP-1，CP-2，CP-3 でそれぞれ 10.67，11.76，12.65mm であり，平均値が 11.69mm であるのに対し，解析結果は 13.5mm であった．

実験と解析の初期剛性はそれぞれ，8.59 と 9.28kN/mm であり，60kN から終局の間で求めた接線剛性は，実験と解析で 4.45 と 4.14kN/mm であった．実験において，60kN から終局までの値から求めた接線剛性は初期剛性の 51.8%まで低下し，解析結果では 44.6%まで低下した．

(2) 破壊荷重時の上フランジ隅角部単層板の破壊状態

破壊荷重時の上フランジ隅角部の単層板の破壊状態について検討する．上フランジ隅角部の支点から載荷点までの単層板の破壊状態を，**図－5**の手順により QI と CP のせん断スパンについて求めた．

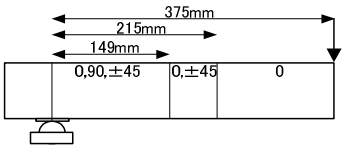
図－19に QI の実験での破壊荷重である 96kN 載荷時の上フランジ隅角部の健全な単層板の角度を示す．支点から 149mm までの部分ではどの単層板も破壊しておらず，149 から 215mm の部分は 90 度層が破壊している状態であり，215 から 375mm の部分では 90 度層と±45 度層が破壊し 0 度層のみが健全である状態である．

図－20に CP の破壊荷重である 78.4kN 載荷時の上フランジ隅角部の破壊状態を示す．支点から 209mm までの部分では破壊は見られず，209 から 375mm の部分では 90 度層が破壊している状態である．

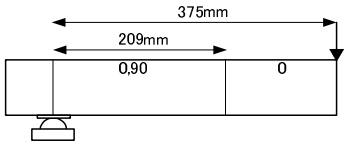
実験における破壊は，QI と CP のいずれにおいても載荷板直下で，上フランジとウェブに進行しているが，単層板の破壊状況については観察による確認はできていない．

(3) ウェブ単層板の破壊荷重

4 章で述べたような方法でせん断変形を考える際，ウェブの単層板の状態を調べる必要がある．これは QI のウェブのせん断剛性が一定であると仮定してせん断変形を算出できたのは，ウェブの計測点において 90 度層および 45 度層が破壊していないという計算結果であったためである．



図－19　QI の破壊荷重時の上フランジ隅角部の健全層



図－20　CP の破壊荷重時の上フランジ隅角部の健全層

表－11　CP,QI のウェブの各単層板の耐荷力（単位：kN）

	CP	QI
0 度層	144.4	1890
90 度層	144.4	1890
45 度層	-	535.7
実験の平均値	78.4	96

図－8におけるウェブ中央の計測点で，単層板が破壊する荷重を計算した．**図－5**の手順に従いウェブ単層板の破壊荷重を算出した結果を**表－11**に示す．

結果として，QI と CP のいずれの供試体においてもウェブの単層板の破壊荷重が実験で見られた最大荷重を上回っている．よって，ウェブにおいて CP と QI の単層板の破壊は起きておらず，4 章の方法でせん断変形を計算することができると言える．

6. 結論

本研究では，積層構成の異なる 2 種類の CFRP による箱形断面梁供試体の 4 点曲げ載荷実験を実施し，CFRP 積層板の単層板破壊を考慮した耐荷力と変形に関する検討を行った．

積層構成は疑似等方性（QI）と直交異方性（CP）の 2 種類とした．CFRP の材料特性の算出は古典的積層理論に従った上で，積層板の有効工学的弾性定数を求めた．また，Tsai-Wu の破壊規準を用いて単層板の破壊モードを 3 種類に分け，破壊モード毎に単層板の弾性定数を低減させて，積層板の有効工学的弾性定数を求めた．合わせて，単層板破壊時のひずみを求めて，CFRP の非線形な構成則を得た．

CFRP 梁の耐荷力は，CFRP の非線形な構成則をファイバーモデルにおいて用いて，圧縮縁ひずみが 0 度層破壊時のひずみに達したときの荷重とした．また，曲げ変形もファイバーモデルから求めるとともに，せん断変形は Timoshenko 梁のせん断変形の項より求めた．ただし実験より，QI のせん断変形は線形とし，CP は非線形の近似式としている．

荷重－変位関係については概ね再現することができた．QI においては曲げ変形における非線形性が梁の変形挙動に影響を与えており，一方で CP は曲げ変形とともにせん断変形の大きな非線形性が影響を与えていることが示された．また，耐荷力と破壊位置についても妥当な結果が得られた．

謝辞

供試体作成についてはクラボウ（株）のご厚意によりなされた．また，本研究は JSPS 科研費 24560575（基盤研究（C），CFRP の変形・耐荷メカニズム解明に向けた材料と構造の統合的アプローチ）の助成を受けて実施された．ここに謝意を示す．

参考文献

1) 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, 第 62 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, CS15-009, 2007.
2) 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 梁の強度・変形特性の把握，土木学会北海道支部論文報告集，土木学会，Vol. 66，A-3，2010.
3) 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.
4) Sakuraba, H., Matsumoto, T., and Hayashikawa, T.: 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 Engineering and Construction (EASEC-12), Hong Kong SAR, China, EASEC12-38, pp. 539-540, 2011.
5) 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，土木学会，Vol. 49A，pp. 105-113，2003.
6) 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検討，構造工学論文集，土木学会，Vol. 51A，pp. 1397-1404，2005.
7) 櫻庭浩樹，松本高志，堀本歴，林川俊郎：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，構造工学論文集，土木学会，Vol. 58A，pp. 946-958，2012.
8) 櫻庭浩樹，松本高志，林川俊郎：積層構成が異なる箱形断面 CFRP 梁の曲げ挙動に関する研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 68，No. 1，pp.73-87，2012.
9) 松本高志，櫻庭浩樹：箱形断面 CFRP 梁の曲げ挙動と画像解析によるひずみ計測，土木学会論文集 A2（応用力学），土木学会，Vol. 67，No. 2（応用力学論文集 Vol. 14），I_793-I_800，2011.
10) D. ハル，T. W. クライン（宮入裕夫，池上皓三，金原勲共訳）：複合材料入門，培風館，pp. 1-65，2003.
11) 三木光範，福田武人，元木信弥，北篠正樹：複合材料，共立出版，pp.1-157，1997.
12) Hyer, M. W.: Stress analysis of fiber-reinforced composite materials, WCB/McGraw-Hill, pp. 276-386, 1997.
13) Kim, Y., Davalos, J. F., and Barbero, E. J.: Progressive failure analysis of laminated composite beams, *Journal of Composite Materials*, Vol. 30, No. 5, pp. 536-560, 1996.
14) 三重野嵩之，松本高志，櫻庭浩樹，林川俊郎，何興文：単層板の破壊を考慮した CFRP 梁の耐荷力と変形に関する検討, 土木学会北海道支部論文報告集, 土木学会, Vol. 69，A-37，2013.
15) 櫻庭浩樹：積層構成が異なる CFRP 梁の変形挙動と断面耐力に関する研究，北海道大学博士論文，2013.
16) Daniel, I. M. and Ishai, O.: Engineering mechanics of composite materials, Oxford University Press, pp. 234-298, 1994.
17) 長谷川彰夫，西野文雄：構造物の弾性解析，技法堂出版，pp. 101-127，1984.

（2013 年 3 月 18 日　受付）