HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	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
Author(s)	櫻庭, 浩樹; 松本, 高志; 林川, 俊郎
Citation	土木学会論文集A1（構造・地震工学）, 68(1), 73-87 https://doi.org/10.2208/jscejseee.68.73
Issue Date	2012-02-20
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/51712
Type	article (author version)
File Information	PJSCE68_73-87.pdf

Instructions for use

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

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

櫻庭　浩樹[1]・松本　高志[2]・林川　俊郎[3]

[1]学生会員　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）
E-mail: sakuraba_h@eng.hokudai.ac.jp

[2]正会員　北海道大学大学院准教授　北方圏環境政策工学部門（同上）
E-mail: takashim@eng.hokudai.ac.jp

[3]フェロー会員　北海道大学大学院教授　北方圏環境政策工学部門（同上）
E-mail: toshiroh@eng.hokudai.ac.jp

本研究では，積層構成が異なる箱形断面CFRP梁の4点曲げ載荷実験を行い，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目的としている．本実験では，6種類の積層構成を用いて供試体を作製した．供試体は，梁軸方向：梁周方向：斜交方向（±45º，1体のみ±60º）の単層板の比率を変化させている．梁の初期剛性は2:0:1（±45º）とした供試体で最大となり，載荷条件に対して適切な梁軸方向と斜交方向の比率が重要であることを示した．梁軸方向直ひずみとせん断ひずみは，積層理論と梁理論から算出した理論値が実験値とよく一致し，積層構成の違いによる影響が明確に示された．耐荷力は早期に生じた損傷により各供試体の差が顕著ではなかったが，梁周方向よりも斜交方向の単層板を用いる方が耐荷力向上に有利であった．

Key Words : *CFRP, box beam, laminate structure, stiffness, strength, flexure*

1.　はじめに

近年，鋼とコンクリートに加わる構造材料として繊維強化ポリマー（FRP）が期待されている．FRPは，高強度・軽量かつ耐腐食性の材料であることから航空宇宙産業，船舶産業等において開発が行われてきたが，その適用先は近年一層広がってきている．土木分野においては，その高強度・軽量性を活用し，橋脚や桁の補修・補強材として用いられている[1)]．また構造物の耐久性・維持管理性の観点より，橋梁の梁部材としても期待されており，FRP梁部材の曲げ挙動を明らかにするための研究が進められている[2), 3)]．実際にFRPを歩道橋の主要部材として適用した事例も報告されている[4)]．

本研究では，FRPの中でも炭素繊維を強化材とした炭素繊維強化ポリマー（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あるものの，高い強度と剛性を有することから，安全性と耐久性の観点において優れている．その材料特性を活用し，梁部材としての適用性が検討されてきている[5), 6)]．またCFRPは積層複合材料であり，単層板と呼ばれる個々の層の，積層させる順序と配向させる角度（積層構成）を変えることでその材料特性を設計することができる．よって，梁部材に適した積層構成を設計することでCFRPの合理的な活用が可能になると考えられるが，その設計手法はよく確立されていない．

既往の研究では，箱形断面CFRP梁の曲げ載荷実験を行い，積層構成の違いは梁部材の曲げ挙動に与える影響が大きいことが確認されている[7)]．またその実験について著者らは，有限要素解析を行い，梁の終局的な破壊は直応力とせん断応力の組合せが積層材料の破壊規準を満たすことによって生じることを明らかにした[8), 9), 10), 11), 12)]．梁の変形に関しては，せん断変形の影響が大きく，曲げ変形に加えせん断変形の考慮が必要であることを示している．しかしながら，その実験で用いたCFRPの積層構成は梁軸方向に加えて直交方向の単層板を用いたものであり，それらの研究結果より，せん断の強度と剛性を高める斜交方向単層板の影響の把握が重要であると認識した．

そこで著者らは，梁軸方向に対して斜交方向の単層板を有する 4 種類の箱形断面 CFRP 梁を作製し，供試体の積層構成を実験パラメータとして，4 点曲げ載荷実験を行ってきた[13), 14), 15)]．その結果，斜交方向単層板を用いる

ことでせん断剛性が向上し，梁の剛性が向上することを確認しているが，耐荷力に関しては十分に考察できていない．本論文では，これまで行った実験に加えさらに 2 種類の供試体を作製して実験を行い，それらを包括的に考察することで，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目的としている．

2. 曲げ載荷実験方法

本実験では，供試体の積層構成を実験パラメータとして，合計7供試体を用いて4点曲げ載荷実験を行った．本章では，供試体構成，載荷条件，および計測項目について述べる．

(1) 供試体構成

供試体は，CFRP単層板（以下，単層板と称す）から成る積層板を用いた箱形断面梁である．本実験で用いた単層板は，炭素繊維にエポキシ樹脂を含浸させた薄いシート状のもの（プリプレグ）である．供試体は，直方体の金型にプリプレグを25層もしくは24層巻きつけ，加熱硬化させることで作製された．プリプレグを巻きつける際には，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．

供試体の長さは1000mm，断面は高さ100mm，幅100mm，厚さ5mmの中空の正方形で，断面の外側にRが付いている．なお，本実験は，供試体を追加検討したものを含めているため，1供試体のみ断面隅角部のRの大きさが異なる．また，プリプレグの目付量および炭素繊維の密度はそれぞれ，200g/m^{2}および1.80g/cm^{3}であり，それらと積層板の厚さから推定した供試体の最終的な炭素繊維の体積含有率は55%程度である．エポキシ樹脂に関しては，本実験供試体はプリプレグから構成されているため，エポキシ樹脂単体での検討は行っていない．

表-1に供試体の積層構成および隅角部のRの大きさを示す．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し，それらの繊維配向角を変化させて作製された．**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を繊維配向角と定義する．

本実験では，繊維配向角 0°, 90°, ±45°, ±60°を用いて積層構成を決定した．積層板座標系の1方向と2方向はそれぞれ，梁軸方向と梁周方向に対応する．No.1からNo.5の積層構成は，既往の実験[7), 11), 12)]を基に決定しているため，25層となっている．No.6のみ擬似等方性板とするために24層とした．擬似等方性板とは，面内の弾性挙動が等方性となる積層板のことを指し，No.6は60°等角の擬似等方性板である．またNo.4は，45°等角の擬似等方性板に近い積層構成となっている．

Rの大きさについては，No.1からNo.5は5mm，No.6のみ1mmとした．これは，先行して実験を行ったNo.1からNo.4の供試体[13), 14), 15)]において，後述する上フランジ隅角部の損傷が生じたためであり，隅角部のRの大きさの違いがその損傷に与える影響を検討するために，Rを小さくしたNo.6の供試体を作製した．本来は，Rの大きさと積層構成を含め，網羅的に供試体を作製すべきであるが，本実験では先行の供試体と比較するために，Rが5mmのものを標準とした．

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，$[0/90]_6/0/[90/0]_6$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．層番号は断面の内側から数える．添え字の6は，[0/90]の単層板の組が6組連続して積層されていることを示す．他の供試体も同様に読み取れる．供試体名は，0°（梁軸方向：L），90°（梁周方向：T），±45°（斜交方向：D）の

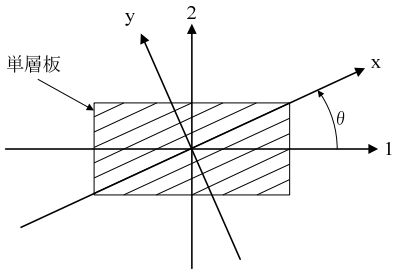


図-1 積層板座標系1-2と単層板座標系x-y

表-1 供試体の構成

No.	積層構成	名称	隅角部 R の大きさ (mm)	積層数			
				梁軸方向：L (0°)	梁周方向：T (90°)	斜交方向：D (±45° or ±60°)	合計
1	$[0/90]_6/0/[90/0]_6$	L1T1	5	13	12	0	25
2	$[0/45/-45]_4/0/[-45/45/0]_4$	L1D2		9	0	16	25
3	$[0/45/-45/0]_3/0/[0/-45/45/0]_3$	L1D1(a,b)		13	0	12	25
4	$[0/45/-45/90]_3/0/[90/-45/45/0]_3$	L1T1D2		7	6	12	25
5	$[0/45/-45/0]_2/0_9/[0/-45/45/0]_2$	L2D1		17	0	8	25
6	$[0/60/-60]_4/[-60/60/0]_4$	QISO60	1	8	0	16	24

積層数の比に基づいて，積層構成 No.1, 2, 3, 4, 5はそれぞれ，L1T1，L1D2，L1D1，L1T1D2，L2D1と称す．No.6は60°等角の擬似等方性（Quasi-isotropic）であるため，QISO60とする．なおL1D1は2体実験を行っており，L1D1-aとL1D1-bとして区別する．これは，載荷板と供試体との接触条件の違いによる影響を検討するためである．先行供試体の「L1T1，L1D2，L1D1-a，L1T1D2」では，上フランジ隅角部の損傷が観察されたため，追加供試体である「L1D1-b，L2D1，QISO60」においては，次節で後述する載荷板と供試体の接触条件を変更した．その変更を考慮し，参照用の供試体とするためにL1D1を2体用いている．

(2) 載荷条件と計測器の配置

図-2に供試体の寸法と載荷条件を示す．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[7), 11), 12)]に基づいており，せん断スパン内のウェブにおいて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．

載荷点と支点にはそれぞれ，幅50mm，高さ55mm，奥行き200mmの載荷板および幅50mm，高さ5mm，奥行き120mmの支持板を設置した．載荷板と支持板の材質は，鋼材である．載荷板と供試体との接触条件は，前項で上述したように，先行供試体である「L1T1，L1D2，L1D1-a，L1T1D2」と追加供試体の「L1D1-b，L2D1，QISO60」で異なる条件を用いた．前者の場合は，載荷板を供試体に直接設置し，後者の場合では，載荷板と供試体の間に厚さ1mmのテフロンシートを挿入した．

補剛材に関しては，本実験では用いていない．これは，本載荷条件は，本実験と同断面のCFRP供試体を用いた既往の箱形断面CFRP梁の曲げ載荷実験[7), 11), 12)]に基づいており，その実験との比較を行うためである．既往の実験では，中空断面内にコンクリートを充填していたため，中空とした場合の挙動の検討もさらに必要となっていた．そこで本実験では，中空とした場合の梁の基礎的な検討を行うために，このような条件としている．

図-3に計測器の配置，**図-4**に載荷実験の側面写真を示す．変位は9点，ひずみは17点（8点もしくは10点）で計測された．**図-3**では，ひずみゲージの番号にsを付けて変位計と区別している．なおひずみゲージに関しては，計測項目を改善しながら実験を進めたため，9sと10sおよび11sから17sに関しては，供試体によって貼付していないものがある．変位計1と4および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．

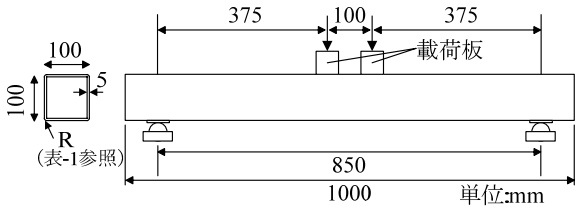


図-2 供試体寸法と載荷条件

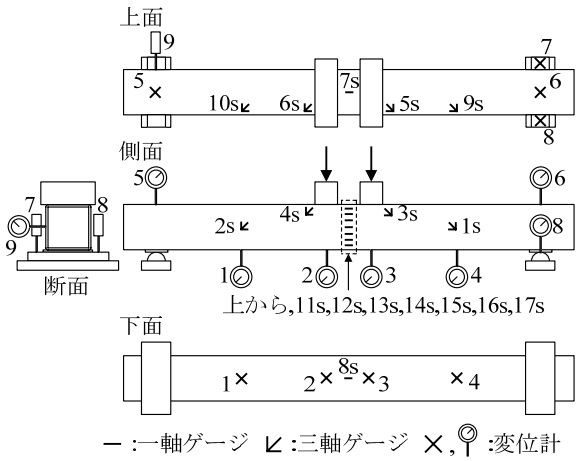


図-3 計測器の配置

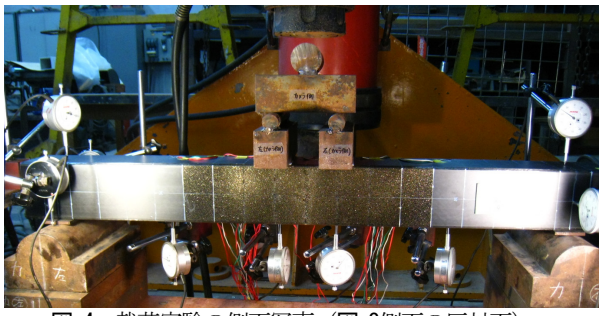


図-4 載荷実験の側面写真（**図-3**側面の反対面）

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．

3. 有効工学的弾性定数の算定と変位とひずみの理論値算定方法

本章では，単層板の材料特性を用いて積層板の材料特性である有効工学的弾性定数の算定[16)]を行う．その後，実験結果と比較を行うための変位とひずみの理論値の算定方法について述べる．

(1) 単層板の応力ーひずみ関係

a) 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

平面応力状態における直交異方性単層板の応力ーひずみ関係は，式(1)で表される．

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

ここに，Q_{ij}：単層板の面内弾性定数，$(i,j=x,y,s)$.

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

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

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

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

式(1)より，直ひずみからせん断応力およびせん断ひずみから直応力は生じないことがわかる．

b) 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

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は，式(1)をテンソル変換することにより，式(6)で表される．

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

ここに，Q_{ij}：単層板の剛性，$(i,j=1,2,6)$.

$$Q_{11}=Q_{xx}\cos^4\theta+2\left(Q_{xy}+2Q_{ss}\right)\sin^2\theta\cos^2\theta+Q_{yy}\sin^4\theta \tag{7}$$

$$Q_{22}=Q_{xx}\sin^4\theta+2\left(Q_{xy}+2Q_{ss}\right)\sin^2\theta\cos^2\theta+Q_{yy}\cos^4\theta \tag{8}$$

$$Q_{12}=\left(Q_{xx}+Q_{yy}-4Q_{ss}\right)\sin^2\theta\cos^2\theta+Q_{xy}\left(\sin^4\theta+\cos^4\theta\right) \tag{9}$$

$$\begin{aligned}Q_{66}&=\left(Q_{xx}+Q_{yy}-2Q_{xy}-2Q_{ss}\right)\sin^2\theta\cos^2\theta\\&+Q_{ss}\left(\sin^4\theta+\cos^4\theta\right)\end{aligned} \tag{10}$$

$$\begin{aligned}Q_{16}&=\left(Q_{xx}-Q_{xy}-2Q_{ss}\right)\sin\theta\cos^3\theta\\&+\left(Q_{xy}-Q_{yy}+2Q_{ss}\right)\sin^3\theta\cos\theta\end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned}Q_{26}&=\left(Q_{xx}-Q_{xy}-2Q_{ss}\right)\sin^3\theta\cos\theta\\&+\left(Q_{xy}-Q_{yy}+2Q_{ss}\right)\sin\theta\cos^3\theta\end{aligned} \tag{12}$$

ここに，θ：繊維配向角.

式(6)より，式(1)にはなかった直ひずみからせん断応力およびせん断ひずみから直応力が生じることを意味する Q_{16} と Q_{26} の項があることがわかる．式(11)と式(12)は，繊維配向角 $\theta\neq0°,90°$の時にそれらが生じることを示している．

(2) 積層板の面内剛性と有効工学的弾性定数

積層板が，対称積層板かつ釣合い積層板もしくは対称積層板かつクロスプライ積層板であれば，有効工学的弾性定数は式(13)から式(17)より算定される[17), 18)]．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．クロスプライ積層板は，θ=0°, 90°の単層板を用いて積層板を構成する場合を意味する．

$$A_{ij}=2\sum_{k=1}^{N_h}Q_{ij}^{(k)}t^{(k)} \tag{13}$$

$$E_1=\frac{A_{11}A_{22}-A_{12}^2}{A_{22}H} \tag{14}$$

$$E_2=\frac{A_{11}A_{22}-A_{12}^2}{A_{11}H} \tag{15}$$

$$G_{12}=\frac{A_{66}}{H} \tag{16}$$

$$\nu_{12}=\frac{A_{12}}{A_{22}} \tag{17}$$

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，t：層の厚さ，E_1：梁軸方向弾性係数，E_2：梁周方向弾性係数，G_{12}：面内せん断弾性係数，ν_{12}：ポアソン比，H：積層板厚さ．

(3) 有効工学的弾性定数の算定結果

表-2に単層板の弾性定数，**表-3**に有効工学的弾性定数の算定結果を示す．なお単層板の材料特性は，供試体の製造元が公開[19)]しているものを用いた．

梁軸方向弾性係数E_1は，梁軸方向単層板の積層数に従った大きさになっており，L2D1が最大の90,700MPaを示している．L1T1とL1D1のE_1は，梁軸方向の単層板の積

表-2 単層板の弾性定数[19)]

弾性定数		備考
E_x (MPa)	125,000	TORAYCA,T700S, semi-toughened 350°F epoxy resin
E_y (MPa)	7,800	
G_{xy} (MPa)	4,400	
ν_{xy}	0.34	TORAYCA,T700S, semi-toughened 250°F epoxy resin の値を仮定

表-3　有効工学的弾性定数

有効工学的弾性定数	供試体名					
	L1T1	L1D2	L1D1(a,b)	L1T1D2	L2D1	QISO60
E_1(MPa)	69,100	55,500	73,100	51,000	90,700	47,900
E_2(MPa)	64,400	22,000	19,900	46,700	16,500	47,900
G_{12}(MPa)	4,400	22,100	17,700	17,700	13,300	18,300
ν_{12}	0.0414	0.731	0.698	0.312	0.645	0.312

層数は同じであるが，斜交方向単層板の梁軸方向の剛性への寄与は梁周方向単層板より大きいため，L1D1の方が大きくなっている．梁周方向弾性係数E_2は，梁周方向単層板を有する供試体と擬似等方性のQISO60で大きく，L1T1で最大の64,400MPaを示している．

面内せん断弾性係数G_{12}は斜交方向単層板を用いることで大きくなり，L1D2が最大の22,100MPaを示している．一方，L1T1のG_{12}は，直交方向の単層板のみ用いているため，単層板のG_{xy}と等しい4,400MPaとなった．L1D1とL1T1D2は，斜交方向単層板の積層数が同じであるため，G_{12}は等しい．斜交方向単層板の数が最小のL2D1のG_{12}は13,300MPaを示し，L1T1のG_{12}の3倍程度となった．

ポアソン比ν_{12}は，梁周方向単層板を用いることで小さくなり，L1T1で最小の0.0414となった．QISO60とL1T1D2はほぼ等しくなり0.3程度である．一方，梁軸方向と斜交方向単層板のみで構成されるL1D2，L1D1，およびL2D1のν_{12}はそれぞれ，0.731，0.698，および0.645となり，比較的大きな値になっている．

(4)　変位とひずみの理論値算定方法

a)　変位

変位は，Timoshenko梁理論に基づき，式(18)により算出する．せん断補正係数は，文献20)と既往の研究結果[9),14)]よりウェブ断面積と全断面積の比とした．

$$\delta = \frac{P}{2E_1 I}\left\{-\frac{x^3}{6} + \left(a^2 + ab\right)\frac{x}{2}\right\} + \frac{Px}{2G_{12}kA} \tag{18}$$

ここに，P：荷重，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，A：全断面積，k：せん断補正係数（$= A_w/A$，A_w：ウェブ断面積）．

b)　ひずみ

梁軸方向直ひずみとせん断ひずみは梁理論を用いてそれぞれ，式(19)と式(20)から求める．また，主ひずみを算定するために，式(21)により梁周方向直ひずみも求める．

$$\varepsilon_1 = \frac{M}{E_1 I} y \tag{19}$$

$$\gamma_{12} = \frac{P}{2G_{12}I}\left\{\frac{h}{2}s - \left(\frac{z^2}{2} - \frac{h^2}{8}\right)\right\} \tag{20}$$

$$\varepsilon_2 = -\nu_{12}\varepsilon_1 \tag{21}$$

ここに，M：着目点における曲げモーメント，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，z：図心からの距離．

4.　実験結果と考察

(1)　変位

a)　梁の剛性

図-5に各供試体のせん断スパン中央と載荷点位置における荷重－変位関係を示す．なお，それらの変位は変位計1と4および2と3の平均値であり，変位計7と8の平均を用いて支点沈下量を差し引いている．また式(18)による理論値も合わせて示している．結果として，各供試体の初期剛性は積層構成の違いにより差が見られ，Timoshenko梁理論による変位と概ね一致している．

しかしながら，**図-5**では全ての供試体において，載荷初期時（約5kN時）の変位は，その後の40kNまでの約5kN毎の変位増分よりも比較的大きく，それらに相違が見られる．これは，本実験の載荷条件および変位の計測条件では，載荷初期時における支点と支持板の遊び等による変位の誤差を完全に除去できないためと思われる．また，後述する面内せん断ひずみと梁軸方向直ひずみの計測結果においては，各供試体の実験値と理論値のひずみは載荷初期時から概ね一致していることから，**図-5**の載荷初期時における実験値と理論値の変位の差は，本載荷条件と変位の計測条件に起因するものと考えられる．特に(a)L1T1の結果では，実験の梁の初期剛性は概ね理論のそれに近い値となっているものの，載荷条件と変位の計測条件に起因する変位の誤差によって，載荷初期時における実験値と理論値の変位の差が比較的大きくなっていると推測される．

表-4に各供試体の載荷点位置における実験の梁の初期剛性，Timoshenko梁理論による剛性，およびTimoshenko梁理論によるL1T1の変位を基準とした曲げとせん断変位の比率を示す．なお実験の梁の初期剛性は，約5kNから約40kNまでの値による線形近似直線から算出している．実験の梁の初期剛性の順序は，L2D1，L1D1-a,

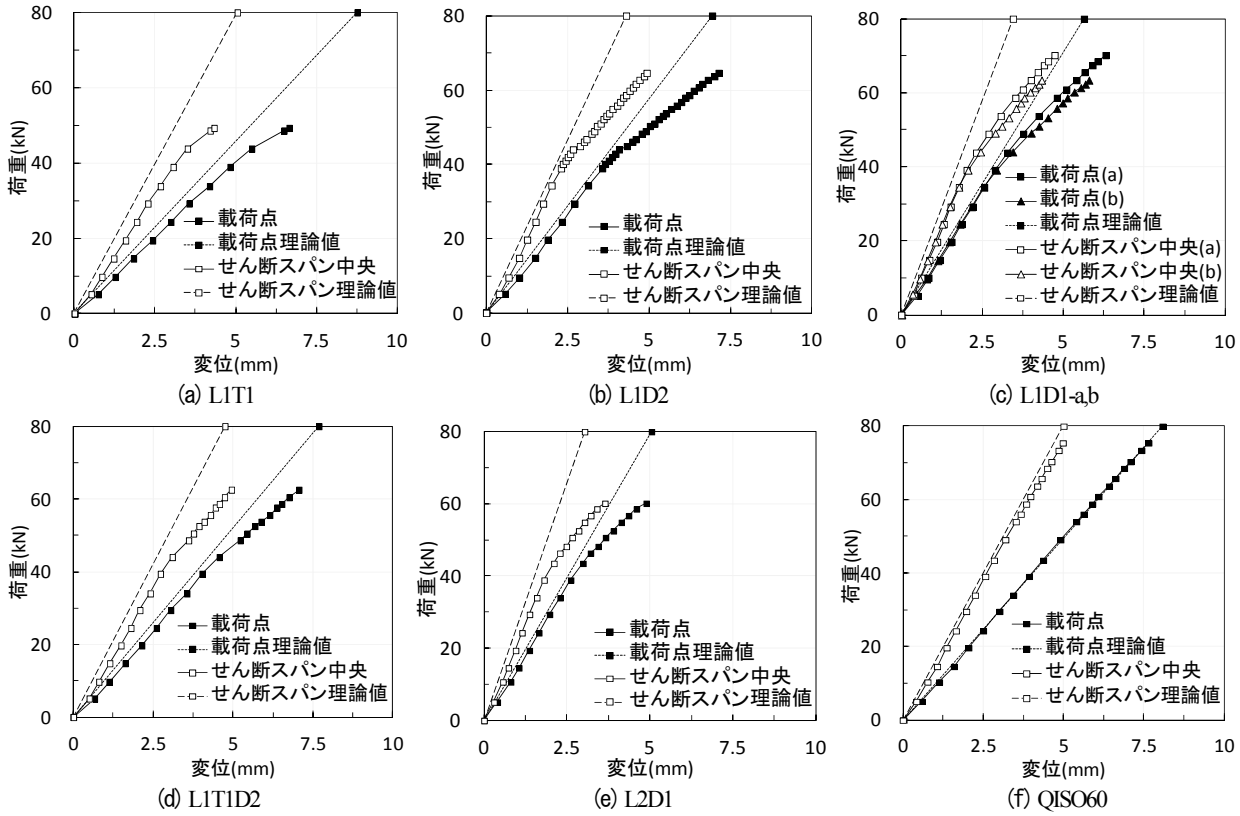


図-5　せん断スパン中央と載荷点位置における荷重－変位関係

L1D1-b，L1D2，QISO60，L1T1D2，およびL1T1であり，L1T1D2とQISO60がほぼ同じであったことを除いて，理論値の順序と一致している．

実験値の初期剛性が最大のL2D1および最小のL1T1はそれぞれ，15.5kN/mmおよび8.29kN/mmであり，L2D1はL1T1に対して1.87倍の初期剛性を示している．L2D1のL1T1に対する曲げ変位とせん断変位の比率はそれぞれ，0.762および0.332であり，L2D1のせん断変位の比率は他の供試体と比較して大きいものの，曲げ変位の比率が最小となっている．よって，L2D1では，曲げ変位が他の供試体と比較して小さくなることで，初期剛性が最大になったと考えられる．また，擬似等方性であるQISO60および擬似等方性に近い積層構成であるL1T1D2とした場合は，L1T1に対するせん断変位の比率は0.25程度であるが，曲げ変位の比率は1.0を超えていることから，初期剛性は比較的小さくなっている．

以上より，梁の初期剛性を増加させるためには，載荷条件に適した梁軸方向と斜交方向単層板を有するように積層構成を設計することが重要であると考えられる．

しかしながら，隅角部のRを小さくしたQISO60を除く供試体では，約40kNを超えると顕著な接線剛性の低下が見られる．この原因とQISO60で顕著な接線剛性の低下が見られない原因については5章で後述するが，本載荷条件と隅角部のRの大きさに起因するものと考えられる．実験では，40kN付近において繊維が破断するよう

表-4　初期剛性および曲げとせん断変位の比率

供試体名	載荷点位置の初期剛性(kN/mm)		L1T1の変位を基準とした比率	
	実験値	理論値	曲げ	せん断
L1T1	8.29	9.14	1.00	1.00
L1D2	11.5	11.5	1.24	0.199
L1D1-a	14.3	14.2	0.945	0.249
L1D1-b	13.8			
L1T1D2	10.1	10.4	1.35	0.249
L2D1	15.5	15.9	0.762	0.332
QISO60	10.2	9.89	1.45	0.241

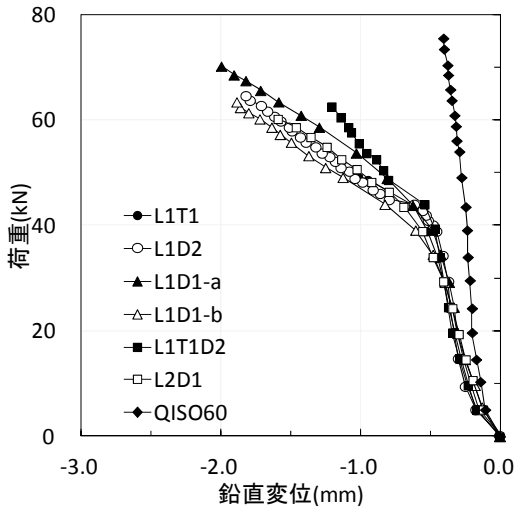
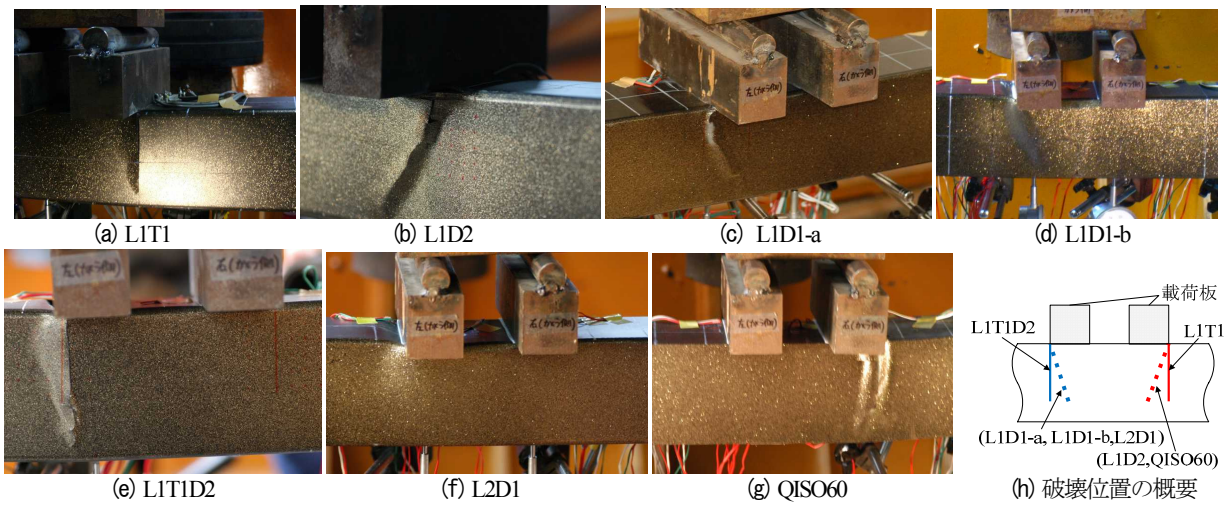


図-6　荷重－鉛直変位関係（変位計5と6の平均値）



(a) L1T1　(b) L1D2　(c) L1D1-a　(d) L1D1-b

(e) L1T1D2　(f) L2D1　(g) QISO60　(h) 破壊位置の概要

図-7　破壊形態

な音が観測され，その後も継続的に確認された．よって，なんらかの損傷が進行的に生じたと考えられる．実際にL1T1とL1D2ではそれぞれ，38.9kNと40.1kN時において，上フランジとウェブの載荷板端部の隅角部に梁軸方向の亀裂が目視で観察された．以後，この損傷を隅角部割れと呼ぶ．

b)　支点上の鉛直変位

図-6に荷重と支点上の上フランジにおける鉛直変位（変位計5と6の平均値，負の値が沈下方向）の関係を示す．結果として，QISO60以外の供試体の初期剛性はほぼ同じ値を示しているが，隅角部割れが生じた約40kNを超えると，接線剛性が急激に小さくなっていることがわかる．QISO60では，終局荷重までほぼ一定の剛性が見られる．よって隅角部割れは，断面の変形に影響を及ぼすと考えられる．また，載荷板を供試体に直接設置した場合は，載荷板が供試体へ多少めり込むと思われる．しかしながら，テフロンシートを挿入したL1D1-bとL2D1においても，QISO60を除く供試体とほぼ同じ傾向が確認できることから，載荷板の供試体へのめり込みは，隅角部割れの支配的な要因ではないと推測される．

(2)　破壊形態と耐荷力

各供試体における梁が耐荷力に至った際の破壊形態の写真とその破壊位置の概要を**図-7**に示す．また，その破壊形態および耐荷力を**表-5**にまとめる．

破壊形態は次の3つに分類される．1) L1T1における上フランジとウェブの積層板の亀裂，2) L1D2，L1D1-a,b，L1T1D2，L2D1，およびQISO60における上フランジの積層板の亀裂とウェブの積層板の層間剥離，3) L1T1D2における上フランジの積層板の亀裂とウェブの積層板の亀裂と層間剥離．これらの破壊形態の違いは，積層構成の違いに起因すると考えられる．

積層板の亀裂は，プリプレグに亀裂が入っていること

表-5　破壊形態と耐荷力

供試体名	破壊形態	耐荷力 (kN)
L1T1	上フランジとウェブの積層板の亀裂	49.3
L1D2	上フランジの積層板の亀裂とウェブの積層板の層間剥離	64.6
L1D1-a		70.2
L1D1-b		63.4
L2D1		60.2
QISO60		75.5
L1T1D2	上フランジの積層板の亀裂とウェブの積層板の亀裂と層間剥離	62.5

を意味し，炭素繊維と樹脂は共に破断している．なお，前節で上述した隅角部割れは，すべて耐荷力に至る前に発生した損傷である．また，L1D1-bはテフロンシートを供試体と載荷板の間に挿入している点がL1D1-aと異なるが，それらの破壊形態はほぼ同様であった．

L1T1は，直交方向の単層板で構成されているためにせん断抵抗が弱く，せん断力方向に積層板の亀裂が発生したと思われる．2)の供試体は斜交方向単層板を有しており，L1T1よりせん断抵抗は高いと考えられる．よって1)のような積層板の亀裂は生じず，最終的には斜交方向単層板が圧縮方向の主応力（後述の**図-13**も参照）に屈するために，積層板の層間剥離が生じたと推測される．3)の場合は，1)と2)が同時に発生したと考えられる．既往の実験[7]においては，1)の形態のみ確認されているが，その発生箇所は片側の載荷板端部せん断スパン側であり，同様であった．

梁の耐荷力は，L1T1，L1D2，L1D1-a，L1D1-b，L2D1，QISO60，およびL1T1D2でそれぞれ，49.3kN，64.6kN，70.2kN，63.4kN，60.2kN，75.5kN，および62.5kNであった．直交方向のみの単層板から成るL1T1が最小の耐荷力となり，斜交方向単層板を有する他の供試体はL1T1より高い耐荷力となった．よって，梁周方向単層板よりも斜交方向単層板を用いる方が耐荷力向上に有利であると思

われる．

既往の実験[7]を対象とした有限要素解析[11), 12)]では，破壊が生じた箇所において，梁軸方向圧縮直応力と面内せん断応力の組合せが，破壊に対して支配的であったことが示されている．よって梁の曲げでは，直応力に抵抗する梁軸方向単層板と面内せん断応力に抵抗する斜交方向単層板の比率が重要であると考えられる．しかしながら，本実験結果は，隅角部割れが生じていることから，それらの比率の違いが耐荷力に与える影響を十分に捉えていないと推測される．実際に，**図-5**の荷重－変位関係において顕著な隅角部割れの影響が見られないQISO60が最も高い耐荷力を示している．また，L1D1-aとL1D1-bにも6.8kNの差が生じており，テフロンシートを挿入したL1D1-bの方が小さい値を示している．よって，積層構成の違いが耐荷力に与える影響をより検討するには，隅角部割れのメカニズムを解明する必要があると考えられる．

(3) ひずみ

a) 面内せん断ひずみ

図-8にひずみゲージ1sと2sにおける荷重－面内せん断ひずみ（1sと2sの平均値）関係を示す．また，式(20)による理論値も合わせて示しており，供試体名にtを付けて表している（以下の図でも同様の意味でtを用いる）．

結果として，斜交方向単層板の比率を多くすることで，初期せん断剛性が大きくなっている．また，いずれの供試体でも，実験値の初期せん断剛性と理論値はよく一致し，面内せん断弾性係数G_{12}が最大値を示したL1D2（**表-3**）で最も大きいせん断剛性が見られる．L1D1-a,b，L1T1D2，およびQISO60は，G_{12}がほぼ同じであるため，実験値もほぼ等しい値を示している．また，L1T1のみ終局荷重に近づくにつれて非線形な挙動を示している．これは，L1T1は斜交方向に単層板を有していないため，樹脂のせん断変形における非線形性に起因するものと考えられる．

b) 梁軸方向直ひずみ

図-9と**図-10**にそれぞれ，ひずみゲージ8sと7sにおける荷重－梁軸方向直ひずみ関係を示す．また，式(19)による理論値も合わせて示す．**図-9**の実験の初期剛性を比較するとL2D1，L1D1-b，L1D1-a，L1T1，L1D2，QISO60，およびL1T1D2の順になっている．L2D1，L1D1-b，およびQISO60は理論値よりやや大きいものの，概ね梁軸方向弾性係数E_1の大きさに従った剛性が得られている．また，L1D2とL1T1D2では40kN以降にやや接線剛性の低下が見られるが，各供試体は終局までほぼ線形挙動を示している．

図-10では，QISO60を除いて40kN以降に圧縮ひずみの増加が鈍化している．これは上述した隅角部割れの影響により，載荷板付近の上フランジが，断面から減じられ

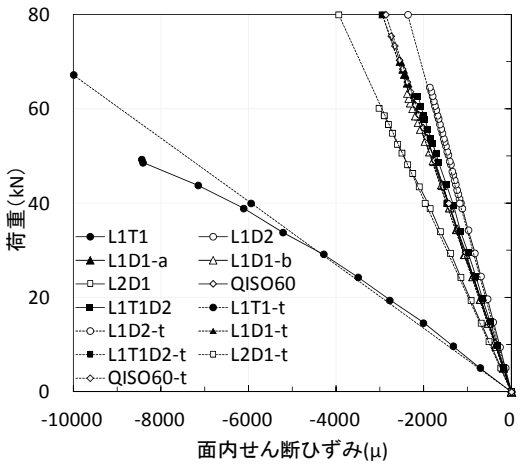


図-8 荷重－面内せん断ひずみ関係（1sと2sの平均値）

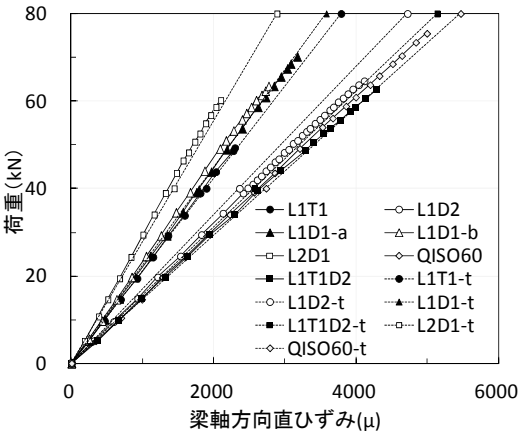


図-9 荷重－梁軸方向直ひずみ関係（8s）

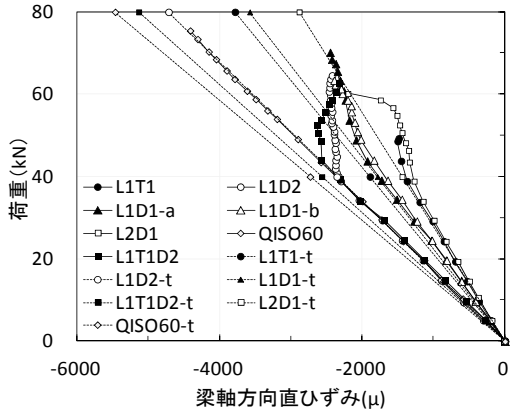


図-10 荷重－梁軸方向直ひずみ関係（7s）

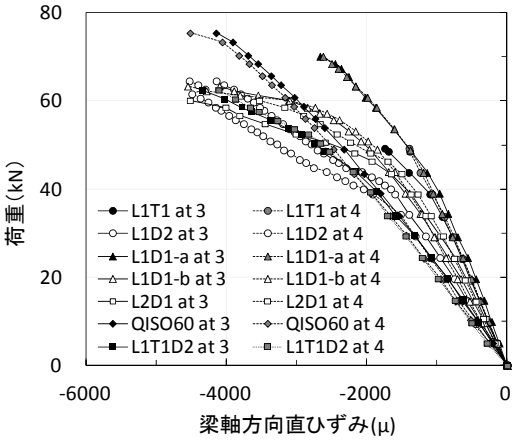
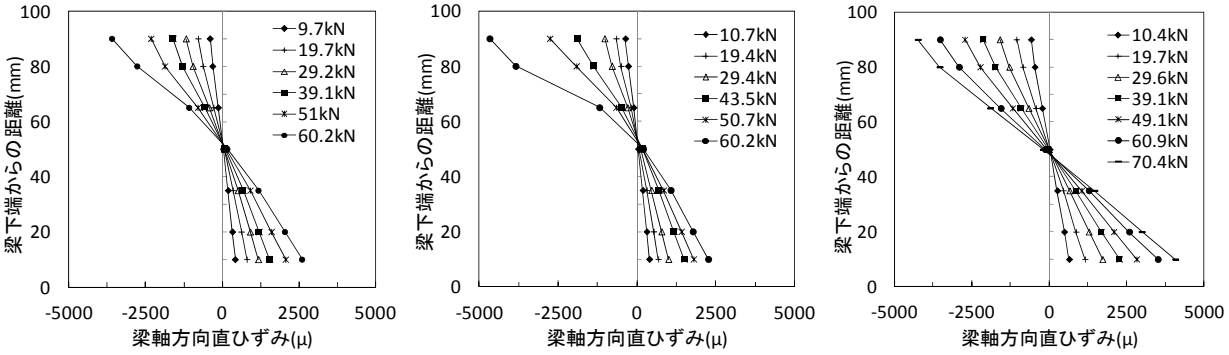


図-11 荷重－梁軸方向直ひずみ関係（3sと4s）



(a) L1D1-b　(b) L2D1　(c) QISO60

図-12　スパン中央ウェブの梁軸方向直ひずみ分布

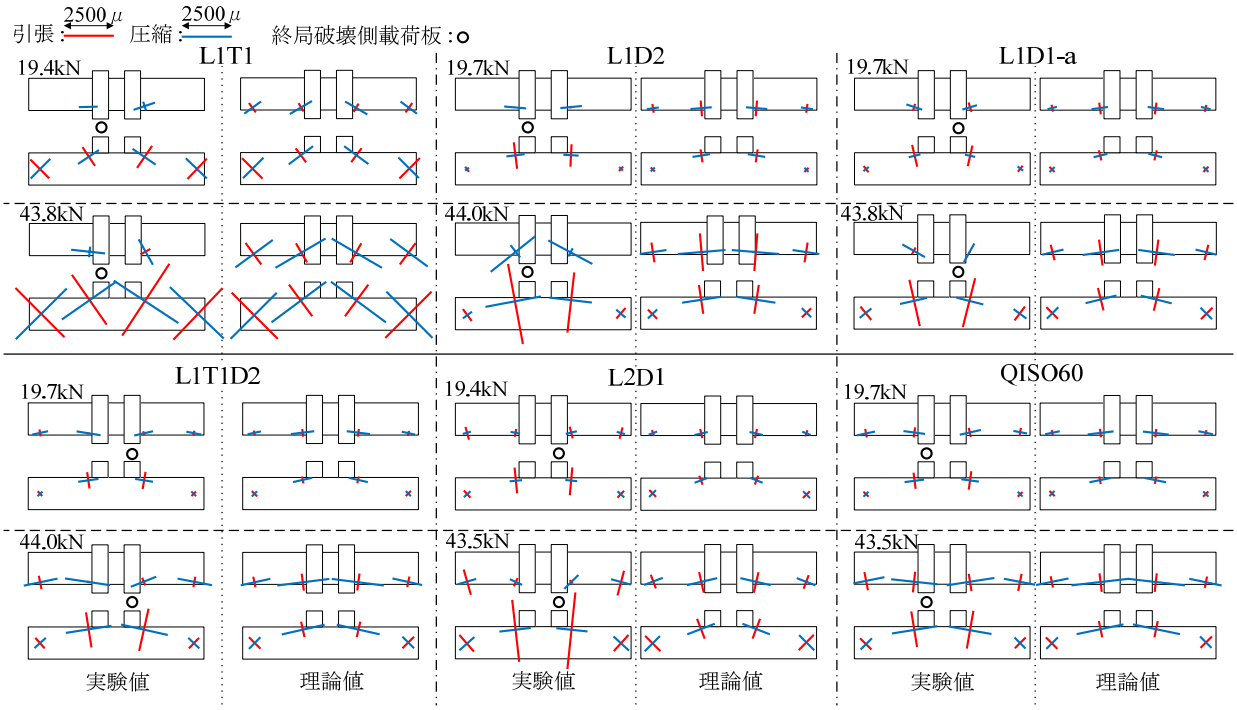


図-13　各供試体の実験値と理論値の主ひずみ比較

たような状態になっていたためと推測される．つまり，減じられた断面に生じていた圧縮応力がウェブに分配されたと考えられる．**図-11**にひずみゲージ3sと4sにおける荷重－梁軸方向直ひずみ関係を示す．図より，QISO60を除いて，3sと4sの両位置において，40kN以降に圧縮ひずみの増分が増加していることがわかる．一方で，QISO60の場合は，終局に至るまで概ね線形な挙動を示している．上フランジ断面が減じられた範囲については，3sと4sの両位置において圧縮ひずみの増分が増加していることから，3sから4s位置までの範囲内であると推測されるが，明確には把握できていない．

c)　スパン中央ウェブの梁軸方向直ひずみ分布

図-12にL1D1-b，L2D1，およびQISO60のスパン中央ウェブの梁軸方向直ひずみの梁高さ方向の分布を示す．なお，約10kNから約10kN刻みで終局前までの分布を示している．いずれの供試体も40kN前までは，平面保持がほぼ成り立っており，線形的なひずみの分布になっている．しかしながら，L1D1-bとL2D1の40kN以降では圧縮側のひずみ増分が増加し，非線形な分布になっている．これは前項で述べたように，上フランジが断面から減じられ，当該箇所に作用していた圧縮応力がウェブに分配されたためと考えられる．一方で，QISO60の場合は，終局時まで顕著な圧縮ひずみ増分の変化は見られない．

d)　主ひずみ

図-13にひずみゲージ1sから6s，9s，および10sの実験値と理論値の主ひずみの比較を示す．図の赤実線と青実線はそれぞれ，引張と圧縮を表わす．図の線の長さは図左上の線分（2500μ）を基準にしており，**O**は終局破壊が生じた側の載荷板を示す．荷重時は，隅角部割れの前後の挙動を見るために約20kN時と約45kN時とし，L1D1に関しては載荷板近傍の挙動の変化が大きかったL1D1-aのみを示している．なおL1T1，L1D2，およびL1D1-aは，ひずみゲージ9sと10sを貼付していない．

約20kN時の実験値と理論値を比較すると，ひずみゲ

ージ3sと4sの引張の主ひずみが理論値と比較して大きい．ひずみゲージ9sと10sでもその傾向が見られるが，ひずみゲージ3sと4sと比較すると小さい．またひずみゲージ5sと6sでは，理論値と比較して主ひずみの方向が異なる．これらの挙動は，おそらく載荷点近傍の局所的な変形の影響によるものと考えられる．

実験値の約20kN時と約45kN時を比較すると，QISO60を除いてひずみゲージ5sと6sで主ひずみの方向が変化しており，隅角部割れによるものと考えられる．特に，L1T1，L1D2，L1D1-a，およびL2D1では，顕著にその変化が見られる．さらに，約45kN時のL1D2，L1D1-a，L1T1D2，およびL2D1の3sと4sを見ると，主ひずみの絶対値が大きい側のウェブで，終局の破壊形態（図-7）が生じている．よって，隅角部割れによる損傷が大きい側で，梁が終局に至ったと思われる．

5. 隅角部割れに関する検討

本章では，隅角部割れのメカニズムに関する考察を行う．曲げ載荷実験では，QISO60を除く供試体において約40kN以降に隅角部割れが発生し，曲げ挙動に対して大きな影響を及ぼすことが確認された．特に耐荷力に関しては，隅角部割れによって各供試体の差が小さくなっていたと考えられるため，隅角部割れのメカニズムを考察することは重要であると考えられる．そこで本研究では，そのメカニズムを考察するために，載荷板付近の挙動を模擬したディープビーム載荷実験を行った．

(1) 実験方法

対象とする供試体は，L1D1-b，L2D1，およびQISO60の3体とする．供試体は，図-3側面の右支点側の端部から350mmの位置で切り出したものを用いた．L1D1-bとL2D1は，隅角部のRは5mmであるが，隅角部割れによる顕著な曲げ挙動の変化が見られなかったQISO60の隅角部のRは1mmである．これらを比較することで，隅角部のRの大きさが隅角部割れに与える影響を把握する．なお，積層構成が同じでRの大きさが異なる供試体の場合でも実験を行うべきであるが，本実験は曲げ載荷実験の追加検討であるために，そのような検討は行っていない．

図-14に載荷条件と計測器の配置を示す．せん断スパンは100mmであり，せん断スパンと梁高さの比は1.0である．載荷板と供試体の間には厚さ1mmのテフロンシートを挿入している．なお，この実験に先立って予備解析を行い，曲げ載荷実験の載荷点近傍の挙動に近くなるようこの載荷条件を決定した．ひずみゲージは載荷点近傍の変形を捉えるために配置し，載荷板付近ウェブの引張主ひずみが理論値に対して大きいこと（図-13）を考慮した．載荷は荷重制御で行い，最大荷重に至るまで載荷を行った．

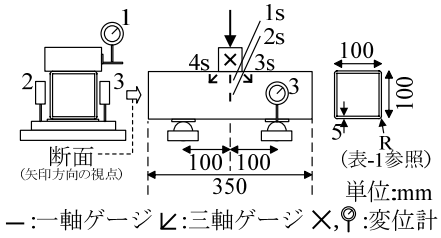


図-14 載荷条件と計測器の配置

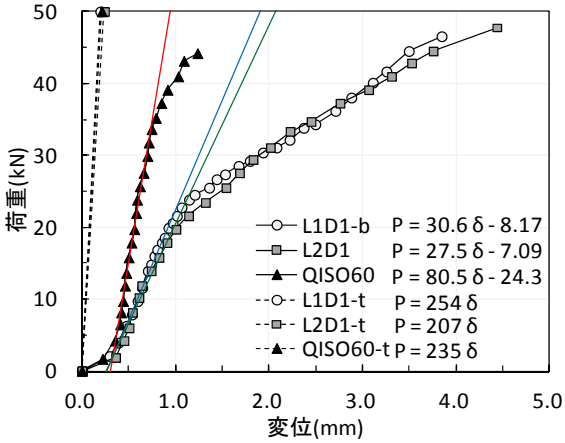


図-15 荷重－変位関係

(2) 実験結果と考察

a) 荷重－変位関係

図-15に載荷点位置での荷重－変位関係を示す．なお，支点沈下量である変位計2と3の平均を変位計1の変位から差し引いている．また，式(18)による変位（曲げスパンは0mm）も示している．さらに，L1D1-bとL2D1は約4kNから約20kNにおける線形近似直線とその近似式，QISO60は約4kNから約30kNにおける線形近似直線とその近似式を合わせて示している．結果として，L1D1-bおよびL2D1では，20kN付近で接線剛性が急激に変化していることがわかる．一方，QISO60では，35kN程度まで一定の剛性を保持している．よって，QISO60の方が，損傷に対する抵抗が大きいと考えられる．

図では，式(18)による剛性を示しているが，実験の梁の剛性と比較して大きいことがわかる．これは，実験の梁では，載荷板直下のウェブの変形の影響が大きいためと推測される．実験の梁の近似式による剛性を比較すると，L2D1 の 27.5kN/mm に対して，L1D1-b と QISO60 はそれぞれ，1.11 倍と 2.93 倍の剛性を示している．表-3 で示した E_2 を比較すると，L2D1 の 16,500MPa に対して L1D1-b と QISO60 の E_2 はそれぞれ，1.21 倍と 2.90 倍であることから，ディープビームの剛性の比と E_2 の比が概ね対応する結果が示されており，載荷板直下のウェブの変形の影響が大きいと考えられる．

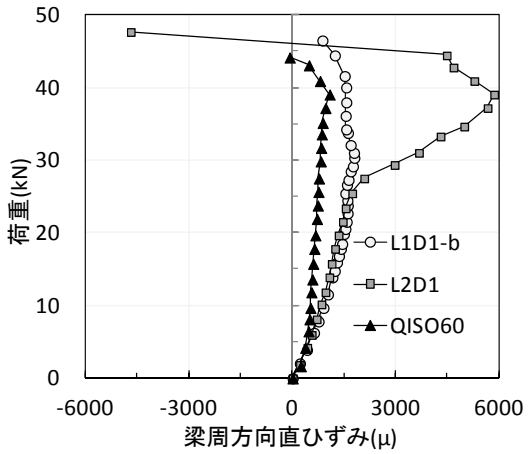


図-16　荷重－梁周方向直ひずみ関係（1s）

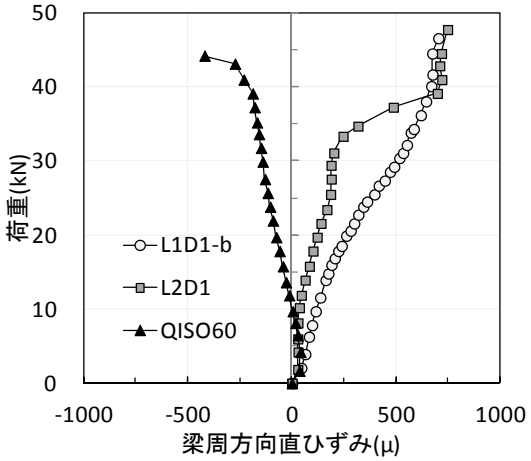


図-17　荷重－梁周方向直ひずみ関係（2s）

b)　荷重－ひずみ関係

図-16と図-17にそれぞれ，ひずみゲージ1sと2sの梁周方向直ひずみを示す．図-16では，いずれの供試体でも載荷板の直下にも関わらず，引張の周方向直ひずみが生じている．よって，ウェブに局所的な曲げが生じていたと推測される．またL1D1-bとL2D1のひずみはそれぞれ，約20kNを超えると増加の鈍化もしくは接線剛性の低下が見られる．一方，QISO60は，35kN程度までほぼ一定の剛性を示し，その後接線剛性の低下と反転が見られる．

図-17では，L1D1-bとL2D1は引張の梁周方向直ひずみが生じているが，QISO60のみ圧縮の梁周方向直ひずみが見られる．QISO60は，RがL1D1-bとL2D1より小さいことから，Rの大きさがウェブの変形に影響を及ぼすと考えられる．

c)　曲げ載荷実験との比較

図-18と図-19にそれぞれ，ディープビーム載荷実験のひずみゲージ3sと4sの梁周方向直ひずみおよび曲げ載荷のひずみゲージ3sと4sの梁周方向直ひずみを示す．またそれらの図には，線形近似直線およびその近似式も示している．ディープビーム載荷実験の近似直線は，L1D1-bとL2D1は0kNから約20kN，QISO60は0kNから約30kNの結果から算出している．曲げ載荷実験の近似直線は，載荷点が2点であることを考慮して，L1D1-bとL2D1は0kNから約40kN，QISO60は0kNから約60kNの結果から得ている．

結果として，近似直線の傾きは曲げ載荷実験の方が大きい傾向が見られるが，概ね近い値が得られている．また図-19のQISO60では，L1D1-bとL2D1と比較すると変化は少ないが，60kN以降に接線剛性が小さくなっている．よって曲げ載荷実験のQISO60においても，他の供試体より比較的小さいが，損傷は生じていたと考えられる．さらに，両実験を比較すると，ディープビーム載荷実験の場合は，曲げ載荷実験の1/2倍程度の荷重で接線剛性が小さくなることを確認できる．よって，曲げ載荷実験

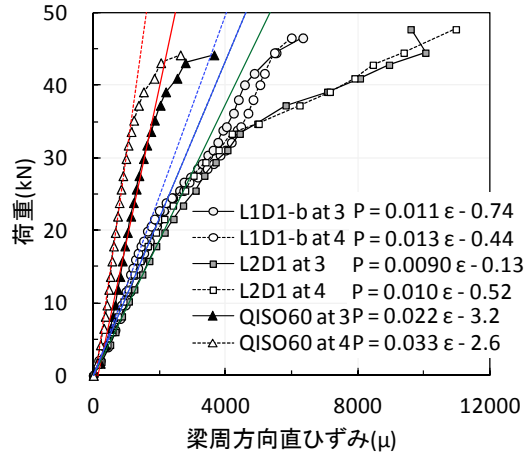


図-18　荷重－梁周方向直ひずみ関係（ディープビーム載荷実験，3s と 4s）

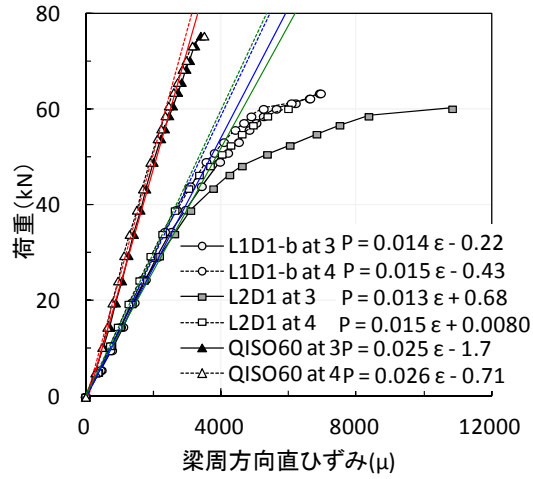
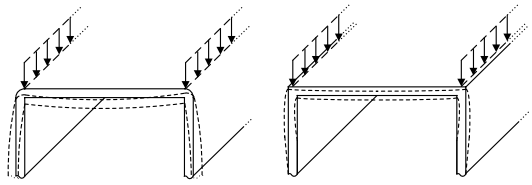


図-19　荷重－梁周方向直ひずみ関係（曲げ載荷実験，3s と 4s）



(a) R が大きい場合　　(b) R が小さい場合

図-20　載荷板近傍の荷重の伝達と変形挙動の概念図

の片側の載荷点近傍の挙動をディープビーム載荷実験によって，概ね再現できていると考えられる．

(3) 載荷点近傍の変形と応力に関する考察

上述したディープビーム載荷実験の結果より，載荷点近傍では，**図-20**に示すような荷重の伝達と変形が生じていたと考えられる．Rが大きい供試体の場合はウェブと上フランジの境界に載荷板からの荷重の伝達が集中的に生じ，ウェブに偏心載荷されたような状態であったと考えられる．おそらく，板厚に対してRが大きすぎたと推測される．一方，Rが小さい場合は，ウェブ中央で圧縮ひずみが計測されていることから，荷重のウェブへの偏心が比較的少なかったと考えられる．以上より，上述したような変形を防ぐためには，適切な断面の補剛が必要であると考えられる．

ディープビーム載荷実験後のL1D1-bの断面内と側面損傷部の写真および損傷位置の概要を**図-21**に示す．断面内写真では，赤点線で示す載荷板直下の隅角部と上フランジの境界が押し潰されたような痕跡が見られ，側面写真のR部では載荷板位置で梁軸方向の亀裂が生じている．これらの損傷は，L2D1においても同様に観察された．なお側面のR部には，亀裂を判別しやすいよう事前に白色スプレーを塗布してある．しかしながら，Rが小さいQISO60では，断面内の隅角部と上フランジの境界にそのような痕跡は観察されず，側面の載荷板位置におけるウェブと隅角部の境界に梁軸方向の比較的小さな亀裂が見られるのみであった．よって，隅角部Rの大きさは，損傷の機構とその度合に影響を与えると考えられる．

以上より，損傷に対して支配的であった応力を考える．**図-22**(a)と(b)にそれぞれ，Rが大きい場合と小さい場合の支配的な応力と隅角部断面内の繊維配向の概要を示す．また，図の座標のyとzはそれぞれ，梁周方向と積層板厚さ方向を表す．以降では，**図-22**(a)と(b)の機構による隅角部割れをそれぞれ，せん断型隅角部割れと圧縮型隅角部割れと称す．せん断型隅角部割れでは，上フランジを押し抜く方向のyz方向せん断応力が生じていたと推測される．一方，圧縮型隅角部割れは，隅角部のz方向圧縮応力が支配的であったと考えられる．この支配的な応力の違いが，それらの発生荷重の差であると思われる．なお，ディープビーム載荷実験を対象とした有限要素解析を行い，それらの応力が支配的な応力であることを確認している．また，(b)の場合は，隅角部が潰れるような応力であるのに対し，(a)は上フランジと隅角部が分離するような応力であることから，(a)の方が断面の損傷の度合いが大きいと推測される．

(4) 隅角部割れの発生荷重に関する考察

以下では，前節で考察した隅角部割れに対して支配的

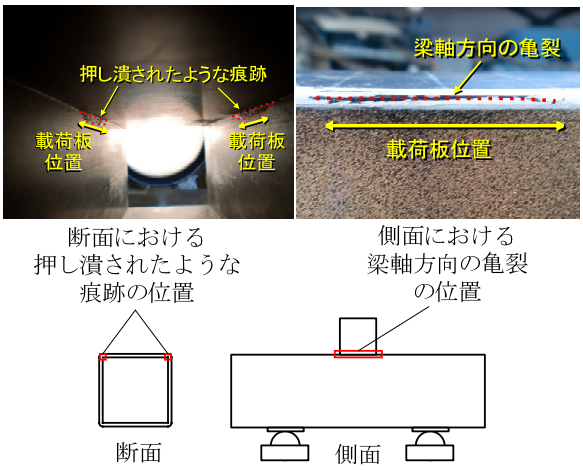
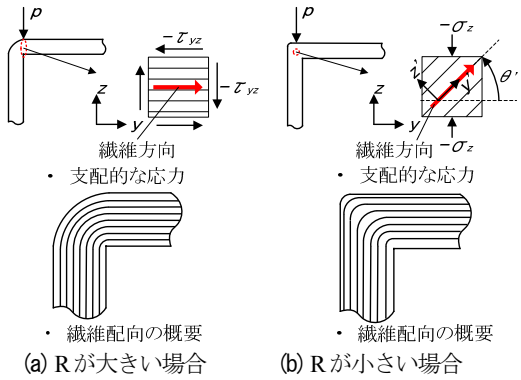


図-21 L1D1-bの損傷部写真と損傷位置の概要（左上写真：断面内，右上写真：側面）



(a) Rが大きい場合　(b) Rが小さい場合

図-22 支配的な応力と隅角部断面内の繊維配向の概要

応力を踏まえて，せん断型隅角部割れと圧縮型隅角部割れの発生荷重の算定式を示し，それらを比較することで隅角部割れの発生荷重に関する考察を行う．最終的には，yz方向せん断強度を得ることによって，隅角部割れ発生荷重を算定できる可能性を示している．

a) せん断型隅角部割れの発生荷重

まず，片側の隅角部に生じる単位奥行き当たりの荷重を考える．載荷板に作用する荷重を載荷板の奥行きで除すと式(22)が得られる．

$$p = \frac{1}{2}\frac{P_s}{d} \tag{22}$$

ここに，p：片側の隅角部に作用する単位奥行き当たりの荷重，P_s：片側載荷点の荷重，d：載荷板の奥行き（=50mm）．

次に**図-22**(a)の上フランジの厚さ方向の平均のyz平面せん断応力τ_{yz}を考えると式(23)が得られる．

$$\tau_{yz} = -\frac{p}{t_f} \tag{23}$$

ここに，t_f：上フランジ厚さ（=5mm）．

式(22)を式(23)に代入してP_sについて解き，$-\tau_{yz}=\tau_{yz}^U$とすることで式(24)が得られる．

$$P_s = 2\tau_{yz}^{U} t_f d \tag{24}$$

b) 圧縮型隅角部割れの発生荷重

図-22(b)のウェブ直上隅角部に作用する平均のz方向直応力σ_zを考えると式(25)が得られる．

$$\sigma_z = -\frac{p}{b_c} \tag{25}$$

ここに，b_c：ウェブ直上の隅角部の幅（=5mm）．

次に，隅角部の繊維方向座標系のせん断応力を考える．y軸からθ'回転した繊維方向座標系y'-z'の$\tau_{y'z'}$は，テンソル変換により式(26)から得られる．

$$\tau_{y'z'} = \sigma_z \sin\theta' \cos\theta' \tag{26}$$

$\tau_{y'z'}$が最大となるθ'=45°の箇所で損傷が発生すると仮定すると式(27)のようになる．

$$\tau_{y'z'} = \frac{\sigma_z}{2} \tag{27}$$

式(22)と式(25)を用いて式(27)をP_sについて解き，$-\tau_{y'z'}=\tau_{yz}^{U}$とすると式(28)が得られる．

$$P_s = 4\tau_{yz}^{U} b_c d \tag{28}$$

c) 考察

ここでは，支配的な応力の違いによる影響を検討するために，yz方向せん断強度が各供試体で等しいと仮定し，上述の式(24)と式(28)を比較する．本来は材料試験から得られたyz方向せん断強度を用いる必要があるが，L1D1-bとL2D1ではほぼ同レベルの荷重で隅角部割れが発生したことを考慮し，本検討の範囲内で上記の仮定を用いる．

上述の仮定の下，式(24)と式(28)を比較すると，式(28)は式(24)に比べて2倍の荷重が得られることがわかる．式(24)，および式(28)にはそれぞれ，L1D1-bとL1D2，およびQISO60が対応する．ディープビーム載荷実験における隅角部割れの発生荷重は，L1D1-bとL1D2は約20kN，QISO60は約35kNである．QISO60の隅角部割れ発生荷重は，L1D1-bとL1D2に比べて約1.8倍であることから，式(24)と式(28)を比較した結果と概ね対応している．よって，QISO60の発生荷重が大きいのは，Rの大きさが異なることによる支配的な応力の違いに起因すると思われる．

ただし，実際には，積層構成が異なることによるyz方向せん断強度の違いも影響すると推測される．また，具体的な発生荷重の算定および式(24)と式(28)の適用性の評価には，yz方向せん断強度を得る必要がある．さらに，式(24)と式(28)が適用されるRの閾値については明らかでない．よって，材料試験によるyz方向せん断強度の検討および式(24)と式(28)が適用されるRの閾値の検討等がさらに必要であると考えられる．

6. 結論

本研究では，積層構成の異なる 6 種類の箱形断面CFRP 梁において計 7 供試体を用いて 4 点曲げ載荷実験を行い，変位，破壊形態，耐荷力，およびひずみに関する検討を行った．変位とひずみに関しては，計測結果を理論値と比較することで，積層構成の違いがそれらに与える影響を把握した．また，曲げ載荷実験では載荷点近傍の上フランジ隅角部に損傷が発生し，曲げ挙動に大きな影響が見られたが，載荷点近傍の挙動を模擬した載荷実験をさらに行い，その損傷メカニズムを考察した．以下に，本研究で得られた結論をまとめる．

1) 梁の初期剛性を増加させるためには，載荷条件に適した梁軸方向と斜交方向単層板を有するように積層構成を設計することが重要であることを示した．荷重－変位関係における初期剛性の順序は，L2D1，L1D1-a，L1D1-b，L1D2，QISO60，L1T1D2，およびL1T1であり，理論値と概ね一致した．L1T1を基準とすると斜交方向単層板を用いることで初期剛性は大きくなっており，L2D1で最大となった．また擬似等方性であるQISO60および擬似等方性に近い積層構成であるL1T1D2とした場合は，初期剛性の大きさは比較的小さい結果であった．
2) 梁の破壊形態は，積層構成の違いによって，異なることを明らかにした．直交方向の単層板で構成されているL1T1は，上フランジとウェブの積層板の亀裂が生じた．斜交方向単層板を有するL1D2，L1D1-a,b，L2D1，およびQISO60では，上フランジの積層板の亀裂とウェブの積層板の層間剥離が生じた．直交方向と斜交方向単層板で構成されるL1T1D2では，上フランジの積層板の亀裂とウェブの積層板の亀裂と層間剥離が発生した．
3) 梁の耐荷力に関しては，直応力に抵抗する梁軸方向単層板と面内せん断応力に抵抗する斜向方向単層板の比率が重要であることを示した．梁の耐荷力に大きさは，QISO60，L1D1-a，L1D2，L1D1-b，L1T1D2，L2D1，およびL1T1の順であり，直交方向のみの単層板から成るL1T1が最小の耐荷力となった．他の供試体は，L1T1より高い耐荷力となり，斜交方向単層板を有する場合の方が有利であった．ただし，本実験では，載荷点近傍の損傷により積層構成の違いによる耐荷力の差が小さくなっていたと考えられ，梁本来の耐荷力の把握については，さらに検討が求められる．
4) 面内せん断ひずみと梁軸方向直ひずみに関しては，積層構成の違いによる影響を明確に確認できた．せん断スパン中央の面内せん断ひずみおよびスパン中央下フランジの梁軸方向直ひずみの大きさは

それぞれ，面内せん断弾性係数および梁軸方向弾性係数の大きさに従っていることを示した．

5) 載荷点近傍の上フランジ隅角部の損傷は，載荷板からの荷重伝達がウェブ直上で集中的に生じたことにより，隅角部に面外方向せん断応力が生じ，その応力によって隅角部が材料破壊したことに起因する可能性を示した．また，隅角部のRの大きさの違いは，その損傷に影響を与えることを示した．

謝辞：供試体の材料提供と作製支援については，東レ(株)のご厚意によりなされた．また，本研究は鹿島財団により一部実施された．ここに記して謝意を示す．

参考文献

1) 土木学会：複合構造技術の最先端，pp.1-14，69-119，土木学会，2007.
2) 小林憲治，日野伸一，山口浩平，貝沼重信：GFRP 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.
3) Mutsuyoshi, H., Aravinthan, T., Asamoto, S. and Suzukawa, K.: Development of new hybrid composite girders consisting of carbon and glass fibers, COBRAE Conference 2007 Benefits of Composites in Civil Engineering, 2, University of Stuttgart, Germany, 2007.
4) 土木学会：FRP 歩道橋設計・施工指針（案），pp.139-176，土木学会，2011.
5) 杉浦邦征，三木亮二，大島義信，小野鉱一，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.
6) 杉浦邦征，北川淳一，大島義信，小野鉱一，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，Vol.51A，pp.1397-1404，2005.
7) 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.
8) 松本高志，櫻庭浩樹，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：箱形断面 CFRP 梁の FEM 解析と耐荷力推定，土木学会北海道支部論文報告集，土木学会，Vol.64，A-48，2008.
9) 松本高志，櫻庭浩樹，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：CFRP 梁の耐荷力推定式の検討と変形特性の把握，土木学会北海道支部論文報告集，土木学会，Vol.65，A-50，2009.
10) 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：箱形断面 CFRP 梁の曲げ載荷における中詰コンクリートの効果の解析的検討，第 3 回 FRP 複合構造，橋梁に関するシンポジウム，土木学会，pp.37-42，2009.
11) 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 A，Vol.56A，pp.979-990，2010.
12) 櫻庭浩樹，松本高志，稲田裕，松井孝洋：CFRP，コンクリート合成梁の軸力作用下の曲げ挙動に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学協会，Vol.32，No.2，pp.1297-1302，2010.
13) 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.
14) 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.
15) 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 Enginnering and Construction (EASEC-12), Hong Kong SAR, China, EASEC12-38, pp.539-540, 2011.
16) 三木光範，福田武人，元木信弥，北篠正樹：複合材料，pp.117-157，共立出版，1997.
17) Isaac, M. D. and Ishai, O.: *Engineering Mechanics of Composite Materials*, pp.157-172, Oxford University Press, 1994.
18) Hyer, M. W.: *Stress Analysis of Fiber-Reinforced Composite Materials*, pp.58-59, 298-326, WCB/McGraw-Hill, 1997.
19) Toray Industries, Fundamentals of carbon fiber technology and their application to Torayca products, Functional and Composite Properties, http://www.torayca.com/techref/ index.html, 2011.
20) 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.

(2011. 5. 9 受付)

FLEXURAL BEHAVIOR OF CFRP BOX BEAMS WITH DIFFERENT LAMINATE STRUCTURES

Hiroki SAKURABA, Takashi MATSUMOTO and Toshiro HAYASHIKAWA

The objective of this study is to investigate the flexural behavior of CFRP box beams with six different laminate structures. Those six laminates have 25 or 24 laminas, and they have the proportion of longitudinal, transverse, and diagonal laminas (±45°, except for one laminate of ±60°) as 1:1:0 (L1T1), 1:0:2 (L1D2), 1:0:1 (L1D1), 1:1:2 (L1T1D2), 2:0:1 (L2D1), and 1:0:2 (±60°) (QISO60). They were tested under four point bending. The bending tests show that L2D1 exhibits the highest stiffness, followed by L1D1, L1D2, QISO60, L1T1D2, and L1T1. The specimens show the difference of measured longitudinal normal strain and shear strain among them as they have the different lamina proportions. L2D1and L1D2 show the smallest longitudinal strain and shear strain since L2D1and L1D2 have the largest number of longitudinal laminas and diagonal laminas, respectively. In addition, the measured strains agree well with the theoretically calculated ones based on classical lamination theory and beam theory. The flexural strength increases in the case of having the diagonal laminas when compared to L1T1 which consists of the longitudinal and transverse laminas. QISO60 exhibits the highest flexural strength although all the specimens had a premature damage near loading plates.