

論文 竹筋コンクリート梁のせん断耐荷力の評価

寺井 雅和*¹

要旨: 竹材を主筋に用いた竹筋コンクリート構造を実現するため、これまで竹とコンクリートの付着性状、梁部材の曲げ変形性能評価を行ってきた。これに続き、竹筋コンクリート梁部材のせん断耐荷力を評価することを目的として、7体の供試体を製作し実験を行った。竹材は軟らかいため、竹筋コンクリート梁は、鉄筋コンクリート梁に比べ剛性が小さい荷重変形性能を示し、耐力は既往の算定式では適切に評価できなかった。そこで、せん断抵抗に寄与する要因としてダウエル作用に着目し定量的に算定を行い、竹筋コンクリート梁のせん断耐荷力を適切に評価することができた。

キーワード: 梁, せん断, 竹筋コンクリート, ディープビーム, ダウエル作用, PPバンド

1. はじめに

竹の引張強度は、鉄筋の約 1/2 の強さがあり、中には同等の強さを示す竹もある。また、竹は成長が早く、日本国内はもとより中国から東南アジアにいたる広い地域に成育するので、入手が比較的容易である。この竹を鉄筋コンクリート構造の主筋として鉄筋のかわりに用いる、いわゆる竹筋コンクリートに関する研究は、日本では戦前から盛んに行われた。竹筋コンクリート構造物は戦時中から終戦直後まで全国各地でつくられていったが、その後、戦後復興により鉄鋼の生産供給が安定したため、竹筋コンクリートに関する技術や研究開発は姿を消した。しかしながら、化石燃料の使用などによる生活環境の悪化により、環境問題は 20 世紀後半に全世界的な問題となり、環境負荷の低減が注目されるようになった。そのようななか、天然素材を利用したモノづくりが活発になっている。なかでも竹は、ナノテク・バイオなど先端的な研究領域で活用が期待されている素材の一つであり、近い将来、新産業・新技術を切り拓く可能性を秘めていると言われている。本研究では、環境負荷の低減が特に注目されている建設産業において、竹を活用したモノづくりの方策の一つとして、竹筋コンクリートという技術に着目した。

竹筋コンクリート構造が成立するためには、様々な問題を解決する必要があるが、その中でも重要なものの一つとして、竹主筋とコンクリートとの付着力の低さがある。筆者は、昨年の JCI 年次大会（仙台）でコンクリートと丸竹との付着力を向上させるために、竹材の表面に竹串を刺し、また表面にゴムコートを実施することで、技術力を要しない簡単な方法である程度の付着力が向上することを確認した¹⁾。さらに、付着力が向上することで、竹筋コンクリート部材の耐力向上と変形性能向上に繋がることが確認した²⁾。

本論文では、昨年までの研究に引き続き、竹筋コンク

リート部材のせん断性状について検討を行う。主筋に鋼材を使わないので、せん断補強筋にも鋼材を使わないことを考え、既往の研究³⁾で組積造壁の耐震補強材料として活用が検討されたポリプロピレン製梱包用荷造りテープ（以下、PPバンド）に着目した。PPバンドは、①容易に多量に入手可能、②安い、③強く変形能が高い、④耐久性が優れている、⑤加工や運搬が容易、という特徴があるので、耐震補強材料としての活用事例として研究も行われているが、コンクリート部材のせん断補強筋としての事例はない。筆者らは、過去にこの PP バンドをフープ筋として使用した竹筋コンクリート柱の中心圧縮実験を行った⁴⁾、このときは PP バンドの補強効果については十分に検討できていなかった。

本研究は、竹材を主筋に用いた竹筋コンクリート梁のせん断耐荷力を評価することを目的として 7 体の梁供試体を作製し実験を行った。この実験結果を解析し、鉄筋コンクリート梁と竹筋コンクリート梁の違いを確認するとともに、せん断抵抗に寄与する要因抽出と定量的算定を行い、竹筋コンクリート梁のせん断耐荷力の評価を試みた。

2. 梁部材による付着強度

2.1 供試体

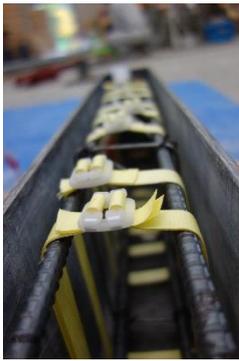
竹は表面が滑らかなため、コンクリートとの付着力が極めて小さい。昨年の研究¹⁾同様、竹に穴をあけ竹串をらせん状に差し込むだけの簡単な加工をした竹串竹筋を使用する。また、竹串のピッチはその後の研究で十分に付着が確保できる 30mm とした²⁾。また、フレッシュコンクリート中で吸水することによる膨張弛緩を抑えて付着力向上が確認された表面のゴムコートも施した。

表-1 に供試体諸元、図-1 に供試体の形状および配筋状況を示す。鉄筋を主筋とした梁は、せん断補強筋を有する 3 体とせん断補強筋がない無筋梁 1 体を含む計 4

*1 近畿大学 工学部建築学科准教授 博士（工学）（正会員）

表一 供試体諸元およびコンクリートの材料特性

供試体名	主筋	あばら筋		主筋比 p_t (%)	単位体積質量 (g/cm ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
		種類	あばら筋比 p_w (%)					
RC-0	2-D13 鉄筋	なし	-	1.41	2.41	16.27	2.04	25.87
RC-F4		4mm 丸鋼	0.50		2.50			
RC-PP1		PPバンド	0.30		2.47			
RC-PP2		PPバンド	0.60		2.48			
BRC-F4	2-20mm 竹	4mm 丸鋼	0.50	1.98 充実 断面 として	2.25	9.89	1.02	30.33
BRC-PP1		PPバンド	0.30		2.22			
BRC-PP2		PPバンド	0.60		2.21			



写真一 PPバンドの固定

体、竹主筋のコンクリート梁は3体の合計7体を計画した。試験部分は支点間とし、支点より外側には狭いピッチで4φの鉄筋によるせん断補強を施した。供試体の寸法は、断面は幅100mm×せい200mm、有効高さ180mmで全供試体共通とし、梁長さはRC梁1000mmとするが、竹主筋供試体は主筋端部のすべり量を実測するため、主筋端部を12mm程度小口面から出るようにしたため、外寸は976mmとなっている。圧縮鉄筋には、RC梁は2D10、BRC梁は径18mm程度の丸竹2本を用いた。実験パラメータは、1) 引張主筋種類 (D13鉄筋、径20mm程度の竹)、2) あばら筋 (4mm丸鋼、PPバンド)、3) PPバンド巻き数 (1重巻き、2重巻き) とした。PPバンドは専用のストップで固定するが(写真一)、2重巻きの場合、二枚重ねて緩みの無いように同じストップで締め付けた。なお、PPバンドは鉄筋を全く使用しない竹筋コンクリートにおいて、あばら筋における鉄筋の代替品としての使用を試みた。しかし、後述の通りPPバンドは引張剛性が小さい材料のため、コンクリートのひび割れの開口補強には全く抵抗しないことが明らかとなった。本論では、補強効果がないことを示した上で、今後PPバンドのせん断補強筋への活用方法を探る目的で考察を行った。

2.2 使用材料

表二に主筋とあばら筋に使用した鉄筋、竹材およびPPバンドの材料試験結果を示す。竹は自然素材なので、供試体により太さや強度が異なっているが、供試体ごとに詳細に評価すると煩雑になるため、3本の材料試験を行った平均値として表二の値を算出した。また、竹の断面寸法(外径、内径)は、本実験で主筋として使用した竹の寸法を実測し、平均値を掲載している。

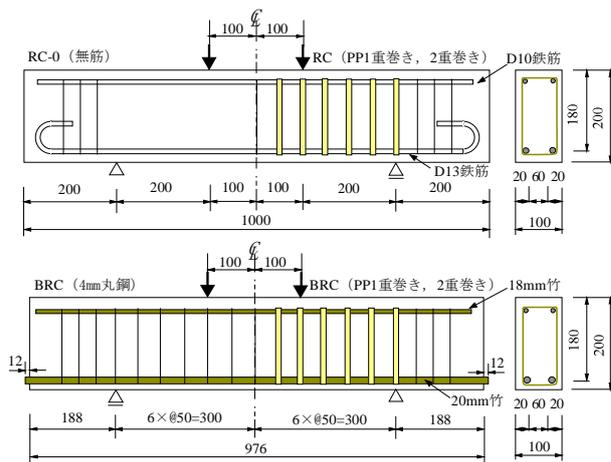
PPバンドは、断面寸法(実測)が幅15.5mm、厚み0.5mmのテープ状である。ヤング係数は、鉄筋の1/291(=0.67/195)しかなく、非常に軟らかい材料である。

コンクリートは、普通ポルトランドセメント、最大寸法20mmの砕石および福山市瀬戸町産砕砂を使用した。

いずれの供試体もFc=15で配合設計したが、竹筋供試体は冬期の実験で、かつ材齢がやや短かったため、低強度なコンクリートになっている。載荷試験時における材料諸値を表一に示す。

表二 補強筋の材料特性

規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	破断歪 (%)
D13(引張鉄筋)	389	556	167	18.8
D10(圧縮鉄筋)	363	639	162	20.5
4φ(あばら筋)	313	358	195	4.7
本竹	外径19.9mm 内径13.0mm	-	17.2	-
PPバンド(あばら筋)	-	124	0.67	-



図一 実験供試体の形状・寸法

2.3 加力方法・計測

実験は、全ての供試体で支点間距離(600mm)を三等分する2点を一方向に押す載荷で行った。せん断スパンが200mm(せん断スパン比a/d=1.11)と短く、ディープビームとなる。梁の変形は、図二に示す梁下面3点で

計測した。以降、梁の“たわみ”は、これら3点の変位量を単純平均した値とする。あばら筋には、図-3に示す鉄筋およびPPバンドにひずみゲージを貼付した。また、竹主筋梁では、梁の小口面から出した主筋端部に変位計を当て、すべり量を計測した。

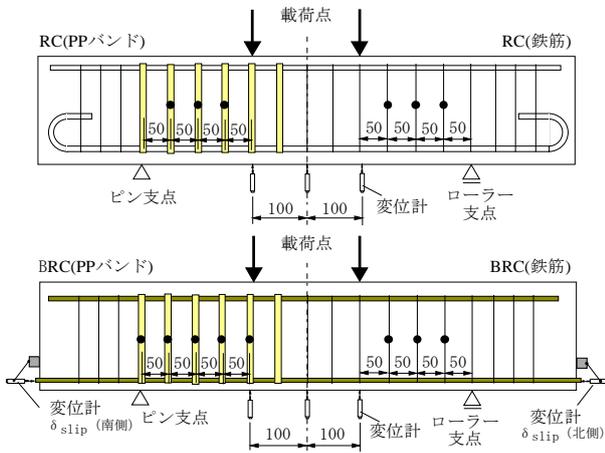


図-2 ゲージ貼付け位置と変位計測点

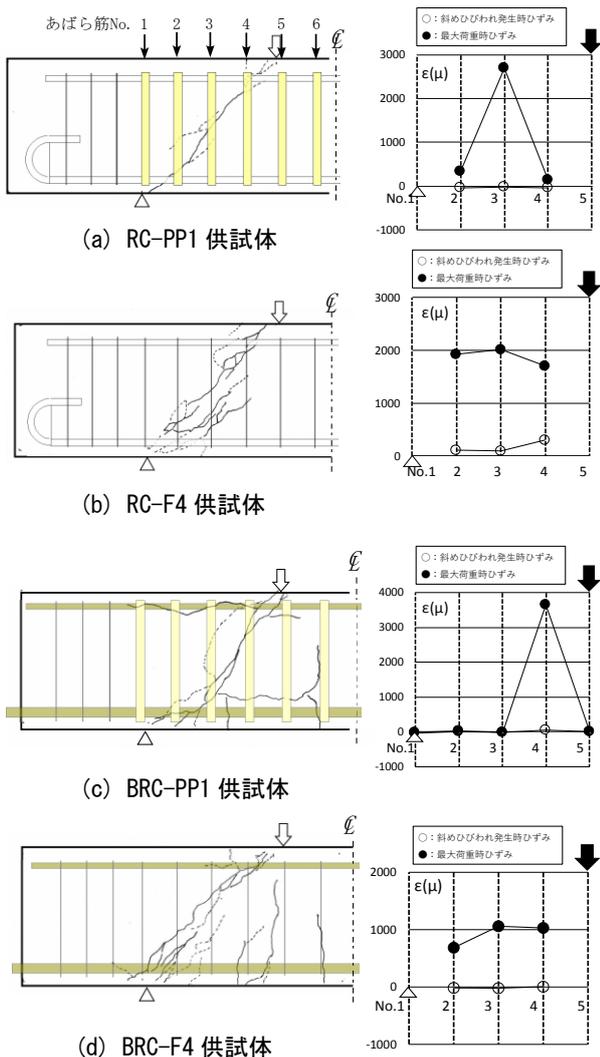


図-3 最終ひびわれ状況 および あばら筋のひずみ

3. 実験結果

3.1 破壊形式

図-3に4体の供試体の実験終了時の最終ひびわれ状況を示す。ひびわれ線のうち、実線は最大荷重までに発生したもの、点線は最大荷重後実験終了までに発生したものである。なお、ひびわれは左右のせん断スパン内で発生したが、最終損傷の激しい片方のみを示している。

配筋状況や補強筋材料にかかわらず、全ての供試体で、せん断スパン内で荷重点と支点を繋ぐ線に、斜め引張ひびわれが発生し、せん断破壊を生じた。

鉄筋コンクリート供試体 (RC_F4) は、せん断スパン内に大きな斜めひびわれが発生後、それと平行に数本の斜めひびわれが発生した。斜めひびわれは荷増大とともに進展し、上端が荷重点に達したときに最大荷重を計測した。

鉄筋コンクリートでPPバンドをあばら筋とした供試体 (RC_PP1) では、RC_F4のような複数の斜めひびわれは発生せず、一本のひびわれが開きながら進展した。ひびわれ下端が支点付近に進展したところで、最大荷重を記録している。

竹主筋+4φあばら筋の供試体 (BRC_F4) は、まず荷重点直下の引張縁に曲げひびわれが発生した後に斜めひびわれが生じた。曲げひびわれは数本発生し、斜めひびわれの下端が支点付近に進展して最大荷重となった。

竹主筋+PPバンドの供試体 (BRC_PP1) では、曲げひびわれが発生後、斜めひびわれが発生する前に、圧縮主筋沿いに小さなひびわれが発生した。しかし、このひびわれは、それ以降進展、開口することはなかった。斜めひびわれがせん断スパン中央部に発生後、今度は引張主筋沿いにもひびわれが発生した。これは付着割裂ひびわれと考えられ、発生後大きく伸展することはなかったが、変形とともに幅が大きく開いた。斜めひびわれの下端が支点付近に進展したところで、最大荷重をむかえた。

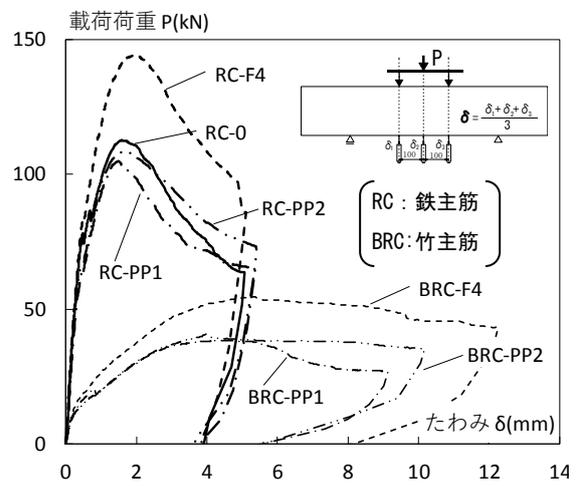


図-4 荷重-たわみ関係

表-3 実験結果と計算値の比較

供試体名	圧縮強度 fc' (MPa)	実験値(kN)			計算値(kN)				計算値/実験値		
		曲げひびわれ 発生時せん断力 flxQcrexp.	せん断ひびわれ 発生時せん断力 shQcrexp.	最大荷重時 せん断力 shQuexp.	ひびわれ		終局		flxQcrca. flxQcrexp.	shQcrca. shQcrexp.	shQuca. shQuexp.
					曲げ 式(1) flxQcrca.	せん断 式(2) shQcrca.	曲げ 式(3) flxQuca.	せん断 式(4) shQuca.			
RC-0	16.27	7.49	39.0	56.3	7.55	36.9	-	-	1.0	1.1	-
RC-F4		8.34	38.1	72.3	7.55	36.9	80.1	60.7	0.9	1.0	0.8
RC-PP1		7.88	31.5	52.4	7.55	36.9	80.1	52.1	1.0	1.2	1.0
RC-PP2		8.02	32.9	54.2	7.55	36.9	80.1	55.5	0.9	1.1	1.0
BRC-F4	9.89	4.06	17.4	27.3	4.75	33.3	35.3	55.4	1.2	1.9	2.0
BRC-PP1	6.39	4.14	10.1	19.2	3.80	31.4	35.3	46.8	0.9	3.1	2.4
BRC-PP2		4.28	8.96	20.3	3.80	31.4	35.3	50.2	0.9	3.5	2.5

図-4 に荷重 P-たわみ δ 関係を示す。本供試体は、せん断スパン中央部にせん断ひびわれが発生後もタイドアーチが形成されることで荷重が増大するディープビーム特有の様子が現れている。主筋に鉄筋を用いた供試体に比べ、竹主筋供試体は、剛性、最大荷重が小さく、変形が大きいことがわかる。

3.2 せん断補強筋のひずみ分布

図-3 のグラフにせん断補強筋に貼付したひずみの推移を示す。白丸 (○) は、斜めひびわれ発生時。黒丸 (●) は、最大荷重時のひずみ値である。鉄筋コンクリート供試体 (RC-F4) は、せん断スパン内全ての鉄筋が同じ程度にひずんでいることがわかる。4φ鉄筋の降伏時ひずみは、約 1600μ となるが、最大荷重時にはせん断補強筋は降伏していると考えられる。また、竹主筋供試体 (BRC-F4) は、最大荷重時に約 1000μ となり、降伏はしていないことがわかる。

一方、PPバンドでせん断補強した供試体 (RC, BRC 供試体とも) は、1本は大きくひずむが、その両隣はほとんど力を負担していない。PPバンドの固定は、写真-1のように専用ストップで締め付けるが、締め付け加減で弛緩が大きくなり施工精度が高いとは言えない。そのため、全てのPPバンドが一斉に力を負担することがなかったと考えられる。また、PPバンドは非常に軟らかいので、例えば 3000μ のひずみに対して 1本当たり 0.27kN しか引張力は負担していない。あばら筋なしの鉄筋コンクリート (RC-0) と、PPバンドでせん断補強した供試体の P-δ 関係がほとんど変わらないのは、このためだといえる。

3.3 耐荷性能の評価

ひびわれ発生荷重値と最大荷重値を表-3に示す。計算値は、鉄筋コンクリートの耐力算定式 (式(1)~(4)) によって求めた⁵⁾。

曲げひびわれ耐力；

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z, \quad flxQ_{cr} = 2 M_{cr}/a \quad (1)$$

せん断ひびわれ耐力；

$$Q_{cr} = \left\{ \frac{0.115k_c(\sigma_B + 50)}{M/Qd + 0.12} \right\} b \cdot D \quad (2)$$

曲げ終局耐力；

$$M_u = 0.9a_t \sigma_s d, \quad flxQ_u = 2 M_u/a \quad (3)$$

せん断終局耐力；

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (4)$$

ここで、式(1)~(4)において、Z: 断面係数 (=bD²/6)、b: 供試体幅、j: 応力中心間距離、k_c: 断面寸法による補正係数 (=0.92)、p_w: せん断補筋比、σ_{wy}: せん断補強筋の降伏強度、k_u: 断面寸法による補正係数 (=0.98)、k_p: 引張鉄筋比 p_t (%) による補正係数 (=0.82p_t^{0.23})、σ_B: コンクリート圧縮強度。

曲げひびわれ発生荷重は、全供試体でほぼ計算値通りであった。せん断ひびわれ発生荷重と終局せん断耐力は、鉄主筋の供試体ではほぼ実験値と計算値は近い値を示しているが、竹主筋の供試体3体は計算値よりも極めて小さな耐力しか発揮できていない。竹は鋼材に比べ剛性が小さいため、軸方向鉄筋として使用すると部材剛性が小さくなったと考えられる。図-4の P-δ 関係を見ても、鉄主筋供試体に比べると小さな剛性で推移しているの、鉄筋コンクリートとは異なる性状で力負担していると考えられる。次章では、この竹筋コンクリート部材のせん断耐力について検討する。

4. 竹筋コンクリート梁のせん断力耐力評価

4.1 せん断ひびわれ発生時

竹筋コンクリート梁は、鉄筋コンクリート梁に比べ剛性が小さい。これは、竹の剛性が小さいこと、また外径の太さにかかわらず中空構造であり、曲げ変形による縦割れを生じることによって起因していると考えられる。

土木学会の標準示方書⁶⁾では、せん断補強筋のない棒部材のせん断耐力算定式は、次式(5)で表される。

$$Q_{cd} = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{cd} b_w d}{\gamma_b} \quad (5)$$

ここで、 β_a :有効高さの影響、 β_p :引張鉄筋比の影響、 β_n :軸方向力の影響、 f_{cd} :設計圧縮強度の影響(=0.20 $\sqrt{f_{cd}} \leq 0.72$ (N/mm²)), f_{cd} :コンクリートの設計圧縮強度、 b_w :梁幅、 d :有効高さ、 γ_b :部材係数(=1.3)。

竹筋コンクリート供試体は、コンクリート強度が低いこと、引張主筋比が大きい(充実断面と仮定して $P_f=1.98\%$) ことが、鉄筋コンクリート供試体との違いである。式(5)は、鉄筋コンクリートによる実験式であるため、竹筋コンクリートにそのまま適用することは難しいと考えられるが、影響要因ごとに係数が設定されているため、せん断抵抗を検証するにはわかりやすい。本論ではせん断抵抗メカニズムの検証まではできていないが、本式による定量的な耐力評価を試みた。竹筋コンクリート梁のせん断ひびわれ発生強度は表-4の通りとなり、実験値と近い値となった。

4.2 最大荷重時

せん断補強筋をもつコンクリート梁では、斜めひびわれ発生後のフリーボディを取りだし(図-5)、力の釣り合いを考える。せん断力を分担する要因は、①圧縮部のコンクリートに作用するせん断力 Q_{cz} 、②ひび割れ面の骨材のかみ合い作用 Q_a (Q_a の鉛直成分: Q_{ay})、③軸方向鉄筋のダウエル作用 Q_d 、④せん断補強筋による作用 Q_s が考えられている⁷⁾。これらの要因が同時に抵抗するわけではないが、一般にせん断力 Q は次式で評価されると考える。

$$Q = Q_{cz} + Q_a + Q_d + Q_s \quad (6)$$

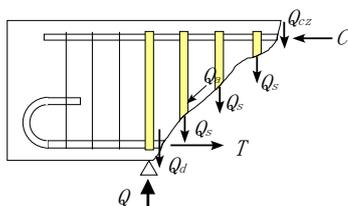


図-5 梁部材のせん断力の分担の概念図
(文献7)をもとに作成)

竹筋コンクリート梁の斜めひびわれは、荷点と支点を結ぶ45°の線より、角度がやや急勾配であり、タイドアーチは形成されていないように見える(図-3(c),(d))。そこで、コンクリート負担分となる Q_{cz} は無視する。また、斜めひびわれ発生後、骨材のかみ合い作用は減少し、最大荷重時にはほぼ無視できると考えられるので、 Q_a は0と仮定する。次に、3.1の破壊状況から、せん断スパンに発生した斜めひびわれ下端が、梁下端へ伸長すると最大荷重を迎えていることから、最大荷重はダウエル抵抗の破壊で決まっていると考えられる。なお、3.2で述べたように、PPバンドをせん断補強筋とした供試体では、最大荷重時の力負担は極めて小さいと考えられるが、4mm鉄筋と同様に扱い無視はしないこととする。

以上のことから、本実験供試体において最大荷重時におけるせん断力は、次の通り算定される则认为。

4mm鉄筋でせん断補強した供試体;

$$Q_{u_4\text{mm}} = Q_d + 4\text{mm}Q_s \quad (7)$$

PPバンドでせん断補強した供試体;

$$Q_{u_pp} = Q_d + \text{pp}Q_s \quad (8)$$

はじめに、あばら筋の負担分の算定を行う。図-3(d)によると、最大強度時のせん断補強筋のひずみは $\epsilon = 1000\mu$ 程度であり、降伏していないと判断できる。このとき、あばら筋の負担力 Q_s は、 $4\text{mm}Q_s = E \times \epsilon \times a_0 \cdot n = 196\text{kN/mm}^2 \times 0.001 \times 12.56\text{mm}^2 \times 6 \text{本} \doteq 14.8\text{kN}$ となり、同様にPPバンドをあばら筋に用いた供試体では力の負担に大きな差があるが、平均して $\epsilon = 1000\mu$ 程度であると仮定すると、1重巻きの場合 $\text{pp}Q_s = Es \times \epsilon \times a_0 \cdot n = 11.7\text{kN/mm}^2 \times 0.001 \times 7.75\text{mm}^2 \times 6 \text{本} \doteq 0.54\text{kN}$ 、二重巻きは $0.54 \times 2 = 1.09\text{kN}$ と算定する。

次に、軸方向鉄筋のダウエル耐力 Q_d は、既存建物の耐震補強工事において、あと施工アンカーに替えて鋼管をコッターとして用いる研究事例^{8),9)}を参考に計算する。鋼管コッター接合部の耐力評価は、鋼管のせん断破壊と周辺コンクリートの支圧破壊のうち小さい方で決まると考える。なお、竹は中空断面であるが、等価な断面積の充実円形断面と仮定して計算した。

$$Q_d = n \cdot Q_a \quad (9)$$

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$$

$$Q_{a1} = \frac{\sigma_t}{\sqrt{3}} \cdot a_0 / \gamma_a, \quad Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B \cdot a_0}$$

ここで、 n :主筋本数(本)、 Q_{a1} :竹の耐力で決まる主筋1本当りのせん断耐力(N)、 Q_{a2} :コンクリートの支圧強度で決まる主筋1本当りのせん断耐力(N)、 σ_y :竹

表-4 竹筋コンクリート梁の実験結果と計算値の比較

供試体名	圧縮強度 σ_B (MPa)	実験値(kN)		計算値(kN)		$\frac{Q_{cral.}}{Q_{crexp.}}$	$\frac{Q_{cal.}}{Q_{exp.}}$
		せん断ひびわれ発生時 $shQ_{crexp.}$	破壊時せん断力 $Q_{exp.}$	せん断ひびわれ式(5) $shQ_{cral.}$	せん断終局式(7),(8) $shQ_{cal.}$		
BRC-F4	9.89	17.4	27.3	11.9	34.1	0.7	1.2
BRC-PP1	6.39	10.1	19.2	10.3	19.9	1.0	1.0
BRC-PP2		9.0	20.3	10.3	20.4	1.1	1.0

引張強度 (N/mm²) , a_0 : 竹主筋の断面積 (mm²) , E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²) , σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²) , γ_a : 竹主筋の材料特性を考慮した係数 (=1.3とした)。

あと施工アンカーに替えて鋼管をコッターとして用いる事例を、竹主筋のダウエル抵抗に適用するに当たり、竹材は縦に割れやすく、ヤング係数が低いため、せん断破壊強度は鋼管に比べて低いと考えられる。そのため γ_a で低減することとしたが、この値は本実験結果をもとに 1.3とした。式(7)、(8)で計算した竹筋コンクリート梁の最大強度時せん断力は表-4の通りとなり、計算値は実験値をほぼ評価していると言える。

5. まとめ

竹材を主筋に用いた竹筋コンクリート梁のせん断耐荷力を評価することを目的として7体の梁供試体を作製し実験を行った。竹は表面が滑らかなため、コンクリートとの付着を向上させるために、竹串を差し込み、機械的抵抗を高める加工に加え、吸水乾燥による膨張弛緩を防ぐために表面にゴムコートをした竹主筋を使用した。これらの载荷実験結果を解析し、鉄筋コンクリート梁と竹筋コンクリート梁の違いを確認するとともに、せん断抵抗に寄与する要因抽出と定量的算定を行い、竹筋コンクリート梁のせん断耐荷力の評価を試みた。その結果、以下のことが明らかとなった。

1) 配筋状況や補強筋材料にかかわらず、全ての試験内で载荷点と支点を繋ぐ線上に、斜め引張ひびわれが発生し、せん断破壊を生じた。竹筋コンクリート供試体では、大きな曲げひびわれと軸方向鉄筋に沿う付着割裂ひびわれも発生した。

2) 主筋に鉄筋を用いた供試体に比べ、竹主筋供試体は、剛性、最大荷重が小さく、変形が大きかった。そのため、せん断ひびわれ発生荷重やせん断破壊時の耐力は、既往の鉄筋コンクリート算定式では評価できなかった。

3) 竹筋コンクリート梁のせん断ひびわれ発生時荷重は、中空構造の竹材を充実断面と仮定することで、土木学会の算定式で定量的に評価できた。しかし、せん断抵抗メカニズムは鉄筋コンクリート梁とは異なっていると考えられ、この点について今後検討していく必要がある。

4) 竹筋コンクリート梁の最大荷重時せん断耐力は、軸方向鉄筋のダウエル作用とせん断補強筋による引張作用によって抵抗していると仮定した。竹筋コンクリート供試体のせん断補強筋は降伏していないため、竹主筋のダウエル耐力で最大荷重が決定していると評価できた。

本実験では、鋼材の代替品として PP バンドをあばら筋に使用を試みた。しかし、PP バンドは引張剛性が小さい材料のため、コンクリートのひび割れの開口補強には全く抵抗しないことが明らかとなった。本実験結果を踏まえて、今後 PP バンドのせん断補強筋への活用方法を検討する予定である。

参考文献

- 1) 寺井雅和 : 竹とコンクリートの付着性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, pp.499-504, 2017.7
- 2) 寺井雅和 : 竹筋コンクリート部材の曲げ変形に関する実験的研究, 第12回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, DVD, 2017.11
- 3) 櫻井光太郎, Navaratnarajah SATHIPARAN, 目黒公郎 : PP-band 工法による不整形石積み組積造壁の耐震補強に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), pp.388-392, 2009
- 4) 寺井雅和, 南宏一 : 竹筋コンクリート柱の中心圧縮挙動に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, pp.1171-1176, 2011.7
- 5) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造計算規準・同解説 2010, 2010.2
- 6) 土木学会 : 2012年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2013.3
- 7) J.G. MacGregor, J.K. Wight : Reinforced Concrete: Mechanics and Design (4th Edition), Prentice Hall, 2004.
- 8) 日本建築防災協会 : 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説, 2017.7
- 9) 菊田繁美, 三輪明広, 中原理輝, 向井幸一 : 鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1183-1188, 2008.7