

論文

[1197] 組紐状FRPロッドをせん断補強に用いたコンクリート梁のせん断性状

正会員○平田 裕一 (三井建設 技術研究所)

正会員 岡本 直 (三井建設 技術開発推進部)

正会員 遠藤 克彦 (三井建設 技術開発推進部)

正会員 谷垣 正治 (三井建設 技術研究所)

1. はじめに

これまで組紐状に編んだ炭素繊維およびアラミド繊維をスパイラル状にして樹脂で硬化させたFRPロッドを、せん断補強筋としたコンクリート梁のせん断実験を行い、その補強筋の種類および補強筋量の相違によるせん断補強効果について検討した[1]。本報ではさらに、このFRPロッドを用いてせん断補強筋の種類、曲げ補強筋の種類、曲げ補強筋量、シアスパン比、ロッド表面処理、加力方法をパラメータとした同様の逆対称せん断加力実験を行ったので、その結果について報告する。

2. 素材試験結果

スパイラル筋の引張試験は、図-1に示すように角形のスパイラル筋の長辺部分を切り出し、その両端部分に、樹脂を充填した鋼製パイプの定着治具を取付けて行った。せん断補強筋の素材試験として使用したFRPロッドは2種類である。C64は炭素繊維、K64S、K256Sはアラミド繊維によるロッドの表面に珪砂を接着したものである。ロッドの樹脂含有率は、約40%である。曲げ補強筋にはK256Sと異形鉄筋D19を用いた。表-1にせん断補強筋および曲げ補強筋の引張試験結果の一覧を示す。弾性係数および破断強度は、各4本の平均値を示している。破断強度はK64Sが1.541 (単位: $\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)、C64が1.021である。表-2にコンクリートの材料特性を示す。コンクリートの4週圧縮強度は 384 kg/cm^2 、 $1/3 F_c$ 時の割線剛性は $3.284 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ である。

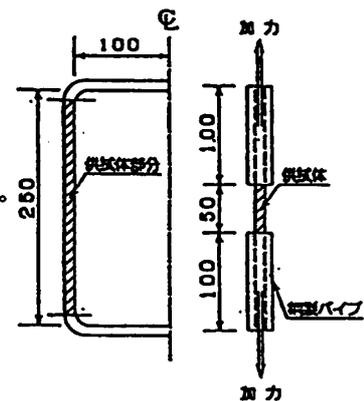


図-1 素材試験供試体

3. 実験方法

3. 1 供試体

供試体の形状および配筋状態の一例を図-2に示す。供試体のせん断試験区間は、長さ60cmと90cmとの2種類あり、梁せい30cm、梁幅25cmで、両端に加力用のスタブを持つ。表-3に供試体の一覧を示す。実験のパラメータは、せん断補強筋の種類、

曲げ補強筋の種類、曲げ補強筋量、シアスパン比、ロッド表面処理、加力方法である。なお、せん断補強筋のピッチは、すべて4cmである。スパイラル筋は試験区間から両スタブ内に1ピッチ

表-1 せん断補強筋および曲げ補強筋の材料特性

棒材名	繊維種類	断面積 (cm ²)	弾性係数 $\times 10^6$ (kg/cm ²)	破断強度 (kg/cm ²)	破断伸び (%)
K64S	アラミド繊維	0.46	0.682	15410	2.271
C64	炭素繊維	0.446	1.121	10210	0.9093
K256S	アラミド繊維	2.00	0.654	11800	1.881
D19	異形鉄筋	2.87	1.813	3839*	0.2640*

*は降伏応力度、降伏伸びを表わす

延長して配筋している。曲げ補強筋はKK4のみ上下筋とも4本であるが、それ以外は6本を2段配筋しており、スタブ内に64cmの長さで定着した。

3. 2 加力・測定方法

図-3に本実験で用いた加力装置を示す。加力は供試体のスタブ部分をピンおよびローラーとした単純支持とし、2台の100t両動ジャッキによって、供試体の試験区間に逆対称荷重を与えた。加力方法は単調加力と繰返し加力との

表-2 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (kg/cm ²)	383.8
割裂強度 (")	29.9
割線剛性 (")	3.284×10 ⁵

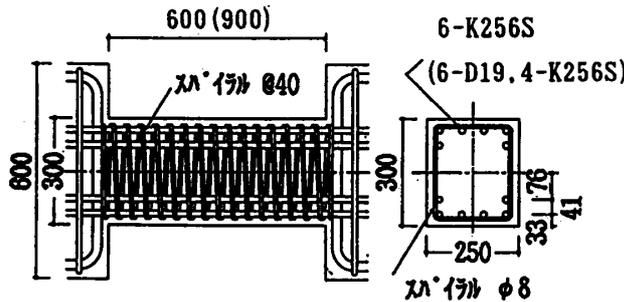


図-2 供試体配筋図

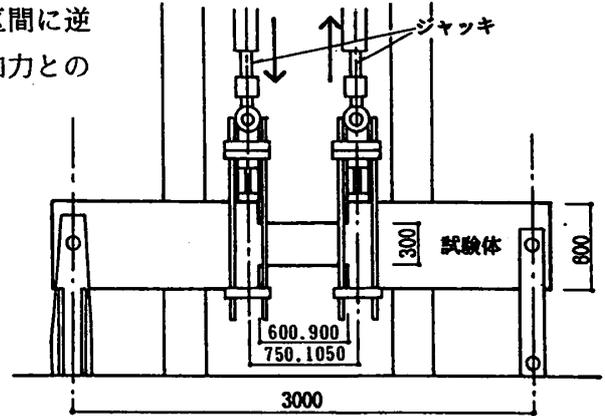


図-3 加力方法

表-3 供試体・実験結果・計算結果一覧

供試体名	曲げ補強筋		せん断補強筋		γ _{スラ} の比 a/d	加力 方法	最大せん断耐力 (実験値)			破壊 形式	トラス 計算 耐力 (t)	アーチ 計算 耐力 (t)	せん断 計算 耐力 (t)
	種類	Pt (%)	種類	Pw (%)			せん断力 (t)	応力度 (kg/cm ²)	変形角				
KKM	K256S	1.9	K64S	0.92	1.19	単調	27.7	36.9	0.0351	WF	18.2	6.3	24.5
KK	K256S	1.9	K64S	0.92	1.19	繰返	25.7	34.3	0.0201	SC	18.2	6.3	24.5
KK4	K256S	1.3	K64S	0.92	1.19	繰返	25.8	34.4	0.0301	SC	18.2	6.3	24.5
CNKM	K256S	1.9	C64	0.89	1.19	単調	28.4	37.8	0.0251	WF	24.6	4.3	28.9
NKM	K256S	1.9	-	-	1.19	単調	11.7	15.6	0.0041	ST	11.7	-	11.7
NDM	D19	2.72	-	-	1.19	単調	20.6	27.5	0.0097	ST	20.6	-	20.6
KKML	K256S	1.9	K64S	0.92	1.79	単調	27.0	36.0	0.0385	SC	18.2	4.3	22.5
CNKML	K256S	1.9	C64	0.89	1.79	単調	29.2	38.9	0.0414	WF	24.6	3.0	27.6
KNKM	K256S	1.9	K64	0.92	1.19	単調	28.1	37.5	0.0368	SC	18.2	6.3	24.5

SC:せん断圧縮破壊 ST:せん断引張破壊 WF:せん断補強筋の破断

2通りである。繰返し加力の場合の加力ルールを図-4に示す。図-5に部材角の測定方法を示す。両側のスタブに固定されたゲージホルダーにより、梁中央部の変位を測定した。図-6に曲げ補強筋お

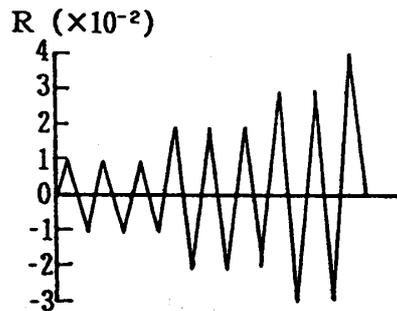


図-4 繰返し加力ルール

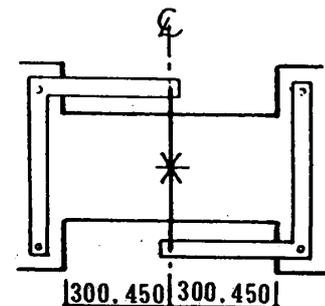


図-5 部材角の測定方法

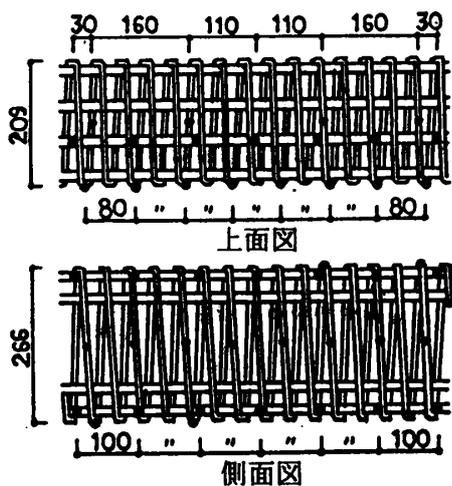


図-6 ひずみ測定位置

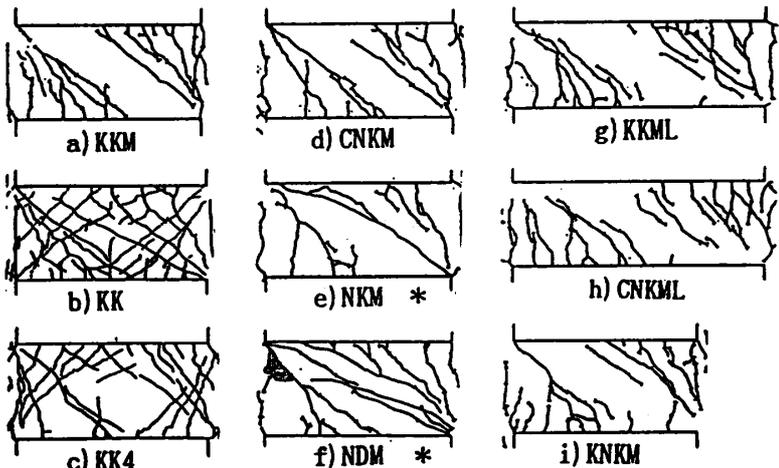


図-7 ひびわれ状況 (R=1/100) *は終局状態を表わす

よびせん断補強筋のひずみ測定位置を示す。また、FRPロッド表面の各部にひずみゲージを貼り、ひずみを測定した。

4. 実験結果

4. 1 破壊状況

図-7に部材角R=1/100におけるひびわれ状況図を、表-3に実験結果の一覧を示す。せん断補強筋にアラミド繊維を用いた供試体はKKMを除けば、4体(KNKM, KK, KKML, KK4)全て圧縮側隅角部でコンクリートが圧壊した。KKMはR=1/28においてせん断補強筋がコーナ部で破断した。せん断補強筋に炭素繊維を用いた供試体(CNKM, CNKML)では、2体ともせん断補強筋がコーナ部で破断した。せん断補強筋を配筋した各供試体の試験区間内のひびわれは、初め曲げひびわれが発生し、その後変形が進行するに連れて圧縮側隅角部に向かっておよそ40°~45°方向に伸びるせん断ひびわ

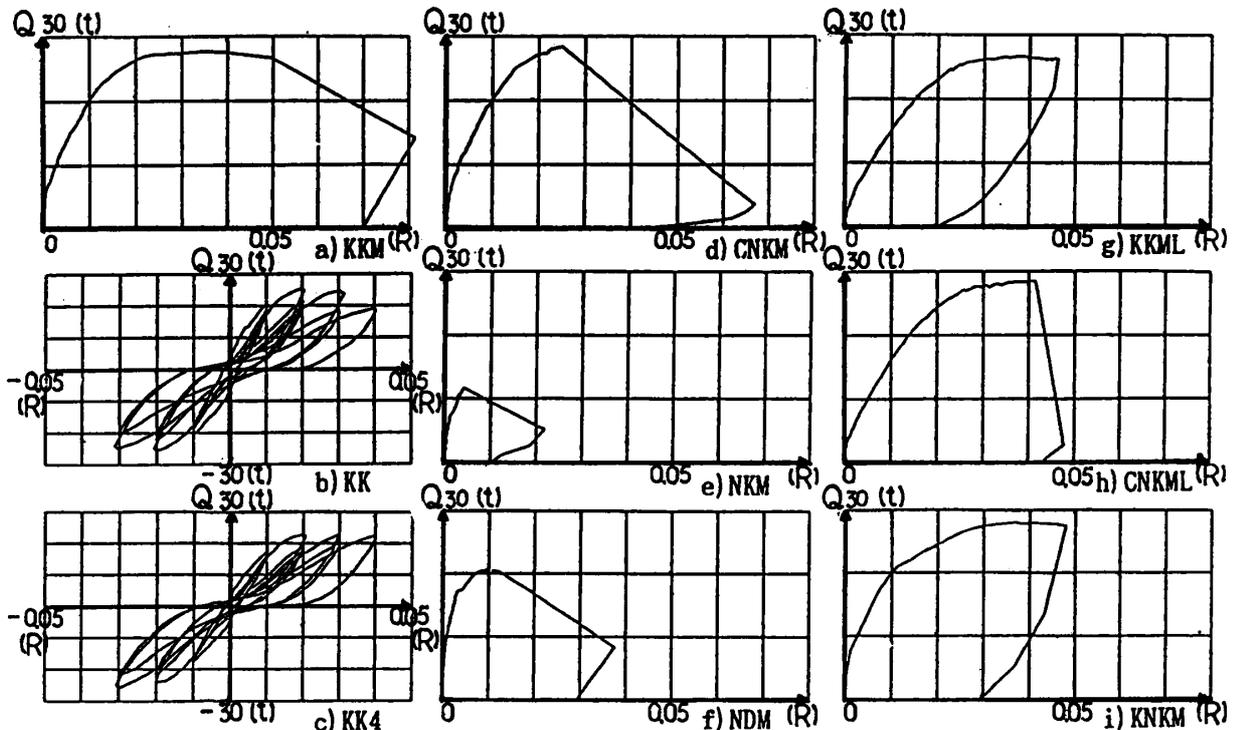


図-8 荷重-変形関係

れが見られた。せん断補強筋を配筋していない供試体ではひびわれは、圧縮側隅角部を結ぶ対角方向に伸びるせん断ひびわれが卓越して、コンクリートがせん断破壊した。

4. 2 荷重-変形曲線

図-8に各供試体の荷重-変形曲線を示す。せん断補強筋に炭素繊維を用いた供試体(CNKM)は、およそ部材角 $R=1/40$ で補強筋が破断し、梁が急激に破壊した。それに対してアラミド繊維を用いた供試体(KKM, KNKM, KKML

)は、補強筋が破断した供試体(KKM)も含めて、最大耐力に達するまでに $R=1/28\sim 1/26$ 程度の変形性能を有していた。図-9に繰返し加力の場合の荷重-変形曲線の包絡線を示す。曲げ補強筋量の異なる供試体(KK4, KK)を比較すると、補強筋量の少ないKK4の方がKKに比べて同じ変形角に対して小さいせん断力を示した。

4. 3 曲げ補強筋およびせん断補強筋の応力分布

図-10a)にシアスパン比 $a/d=1.19$ の供試体の部材角 $R=1/100$ にお

けるせん断補強筋の梁の軸方向についての応力分布を、図-10b)に $R=2/100$ の応力分布を示す。図より、 $R=1/100$ では両側に2つの山を持ち、中央が落込んだ分布形状であるのに対して、 $R=2/100$ ではほぼ一定の分布形状となった。これは $R=1/100$ ではひびわれがおよそ 45° 方向に入るため、梁中央部分にほとんどひびわれがなく、せん断補強筋には応力がそれほど発生しないのに対して、 $R=2/100$ では梁中央部分にひびわれが分散しせん断補強筋に応力が発生するためと考えられる。図-11a) b)に曲げ補強筋の $R=1/100$ における応力分布を示す。図よりせん断補強筋のない供試体NDMは曲げ補強筋の応力勾配が見られない。これはNDMがアーチ機構耐力だけで抵抗していることと対応している。曲げ補強筋量の少ない供試体KK4は、他の供試体に比べて応力勾配がやや大きい。このことよりKK4はトラス機構の成分が大きくなっていると考えられる。

5. 考察

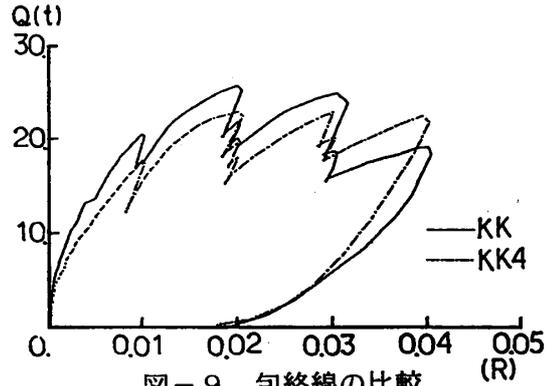


図-9 包絡線の比較

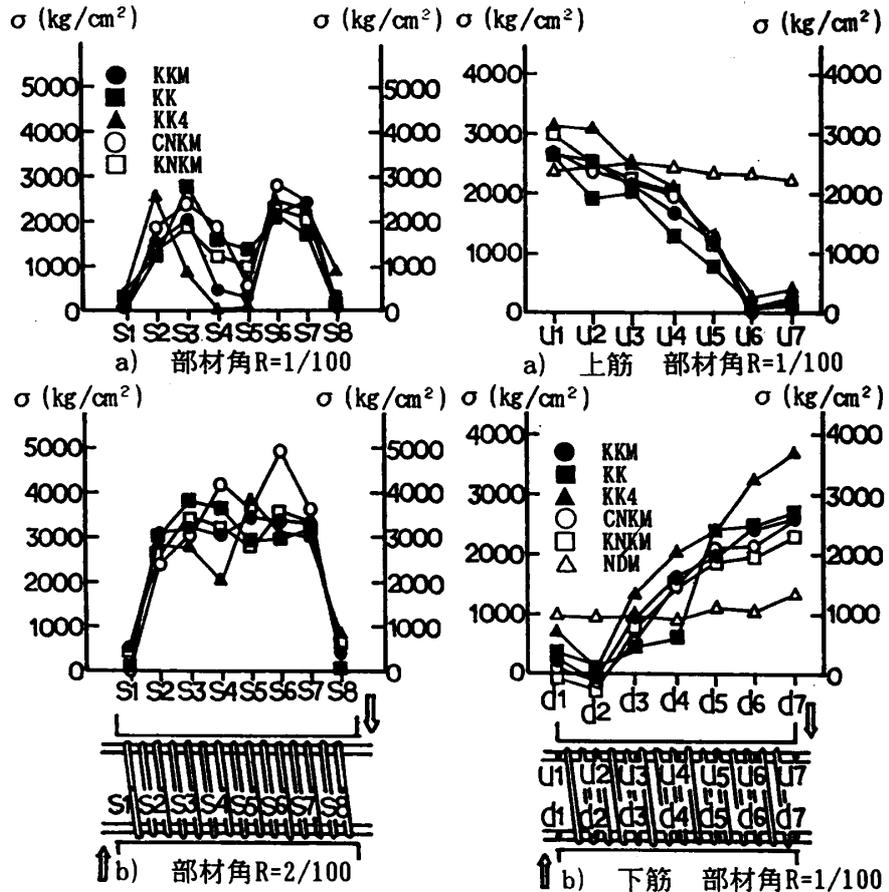


図-10 せん断補強筋の応力分布

図-11 曲げ補強筋の応力分布

5. 1 単調加力と繰返し加力との比較

単調加力と繰返し加力の荷重-変形曲線を比較すると、ほぼ同様の傾向を示しているが、繰返し加力の場合の方がせん断耐力がやや低くなっている。これは繰返し加力の場合、コンクリートのひびわれ発生量が多く、単調加力に比べてコンクリートの強度低下が大きいと考えられる。本実験のように梁にせん断力が作用する場合、その補強筋には全体的に引張力が生じる。このため繰返し加力であっても、ロッドが圧縮されることがあまりなく、ロッド自体の損傷は比較的小さかったのであろうと考えられる。

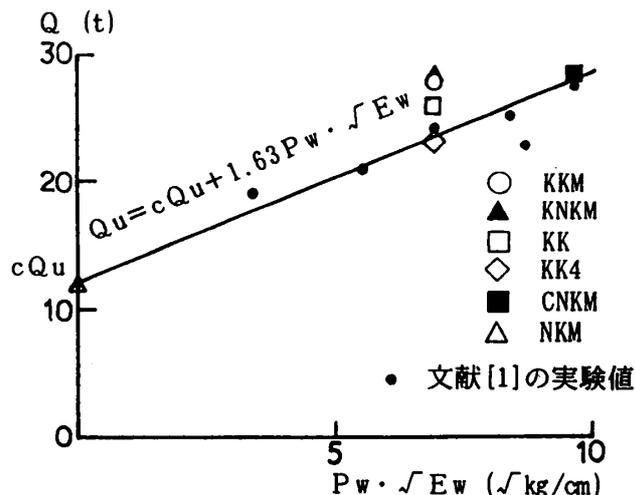


図-12 Q_u と $P_w \cdot \sqrt{E_w}$ の関係

5. 2 せん断耐力回帰式とシアスパン比

文献[1]では繰返し加力の実験結果を基にせん断耐力を回帰した。そのグラフ上に本実験結果を図-12に重ねて示す。本実験で行った単調加力の供試体では、回帰式よりやや高めのせん断耐力となったが、概ね良い一致を示した。

シアスパン比の異なる供試体ではシアスパン比の小さい方が、コンクリートのアーチ機構耐力が大きくなるためせん断耐力が大きいと考えられるが、アラミド繊維、炭素繊維ともあまりその差異は見られなかった。本実験の供試体のせん断補強筋量は $P_w = 0.92\%$ 、補強筋ピッチは4cmであり、補強量はかなり大きい。このためトラス耐力が支配的となり、KKML, CNKML供試体とも他の供試体とほぼ同等のせん断耐力を示したのであろうと考えられる。

5. 3 せん断補強筋の付着特性の違いによる影響

せん断補強筋の表面処理の影響として、砂付きの供試体 (KKM) と砂なしの供試体 (KNKM) との比較では、耐力・変形性能とも大きな相違は見られなかった。本実験のせん断補強筋はスパイラル状であるため、通常の配筋よりもかなり良い定着性状を有している。このため砂による部分的な付着特性の差異よりも全体的な定着特性の影響が大きく、荷重-変形関係に大きな影響が現われなかったのであろうと考えられる。

5. 4 アーチ・トラス機構によるせん断耐力算定における問題点

FRPロッドのような降伏点のない材料を用いた繊維補強コンクリートのせん断耐力を計算するにあたって、鉄筋コンクリートで用いられているせん断耐力実験式を準用することは難しい。そこでせん断抵抗機構に基づいた理論的な耐力算定式を用いる方が適切であると考えられる。梁のせん断耐力を求める理論的方法として、鉄筋コンクリートの場合、アーチ・トラス機構耐力の累加によって計算する方法がある[2]。ここでは、この方法を繊維補強コンクリート梁に適用する際の問題点について述べる。

(アーチ耐力) せん断補強筋のない供試体 (NKM) の結果からコンクリートの圧縮強度有効係数を求めると以下のように鉄筋コンクリートに比べかなり低い値となる。

これは曲げ補強筋としてFRPロッドを用いると、ひびわれによるコンクリートの損傷が大きくなることや、曲げ補強筋のダボ効果が小さくなるためと考えられる。したがって、繊維補強コンクリート梁では圧縮強度有効係数を従来の鉄筋コンクリートよりも小さくとる必要があると考え

せん断補強筋のないアーチ耐力

$$Q_a = \tan \theta \nu \sigma_c b D / 2$$

NKM : $\sigma_c = 380 \text{ kg/cm}^2$, $Q_a = 11.7 \text{ t}$, $\tan \theta / 2 = 0.118 \rightarrow \nu = 0.31$

NDM : $\sigma_c = 380 \text{ kg/cm}^2$, $Q_a = 20.6 \text{ t}$, $\tan \theta / 2 = 0.118 \rightarrow \nu = 0.61$

σ_c : コンクリートの圧縮強度

ν : コンクリートの圧縮強度有効係数

b : 梁幅 D : 梁せい L : 梁長さ

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

られる。

(トラス耐力) 文献[1]によるとせん断耐力とせん断補強筋量との間に線形関係が成り立つ。これは最大耐力時のせん断補強筋ひずみが補強筋量に関係なく一定であることを意味し、図-10b)のせん断補強筋の応力分布が一定となることとも対応している。そこでひびわれ面を横切るせん断補強筋の本数を n 、その一本当たりの負担力を F とするとトラス耐力およびアーチ耐力は次式で与えられる。

トラス耐力

$$Q_T = n \cdot F$$

アーチ耐力

$$Q_a = \tan \theta \left(\nu \sigma_c - \frac{n \cdot F}{b j \epsilon \cos \phi \sin \phi} \right) b D / 2$$

F : せん断補強筋1本あたりの負担力

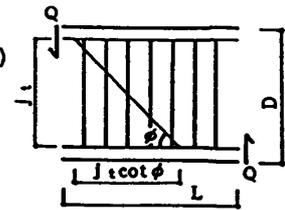
n : ひびわれを横切るせん断補強筋本数 (=12)

σ_c : コンクリートの圧縮強度

ν : コンクリートの圧縮強度有効係数

b : 梁幅 D : 梁せい L : 梁長さ

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$



ここに負担力 F は、せん断補強筋が破断する場合以外には材料強度を用いることができないので、本論では最大耐力時のせん断補強筋のひずみ計測値より求めた。上式より計算したせん断耐力を表-3に示す。計算値と実験値とはよく一致していると考えられる。本供試体は比較的せん断補強筋量が大きいため、変形性能も大きい。このため最大せん断耐力時コンクリートはほぼ材料強度に達していると考えられるが、せん断補強筋量が少ない場合にはコンクリートが圧縮強度に達する前に補強筋が破断することも考えられる。このような場合には、コンクリートの負担するせん断力は最大耐力まで達しないので、アーチ耐力を低減する必要がある。

6. まとめ

本実験の範囲ではFRPロッドのせん断補強効果について以下の結論が得られた。

- 1) せん断補強筋にFRPロッドを用いても、単調加力時の最大耐力と繰返し加力時の最大耐力とはあまり大きな耐力の低下は見られなかった。
- 2) せん断耐力 Q_u と $P_w \cdot \sqrt{E_w}$ との間の回帰式[1]に本実験結果は良く一致した。
- 3) 一般に鉄筋のせん断補強筋の付着特性の違いによるせん断耐力への影響はあまりないと考えられている。FRPロッドを用いた場合も同様であった。
- 4) FRPロッドをせん断補強筋として用いる場合、コンクリート圧縮強度有効係数がかなり小さくなる。せん断補強筋量が小さい場合にはさらに小さくする必要がある。
- 5) 本論ではトラス耐力を計算する際、せん断補強筋のひずみ計測値を用いた。この結果、計算値と実験値とはよく一致した。今後せん断耐力と補強筋量、せん断耐力と剛性等に関する研究を進め最大耐力時の負担力 F を推定する方法を求めると考えられる。

最後に、本研究を進めるにあたり、御指導賜った千葉工業大学建築学科石橋一彦助教授に深く感謝します。

<参考文献>

- [1] 遠藤・石橋・岡本・谷垣「組紐状FRPロッドによるスパイラル筋を用いたコンクリート梁のせん断性状」コンクリート工学年次論文報告集11-1, 1989, pp807~812
- [2] 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説」, 1988