

# 論文 円形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力評価

米花 萌<sup>\*1</sup>・松本 浩嗣<sup>\*2</sup>・二羽 淳一郎<sup>\*3</sup>

**要旨:** 円形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力を評価することを目的として、単純支持条件下で円形断面 RC ディープビームの載荷実験を行った。その結果、円形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力は、等積の正方形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力よりも大きくなることを確認した。また、円形 RC ディープビームのせん断補強鉄筋による補強効果は、矩形断面 RC ディープビームに比べて大きくなることを実験的に確認した。さらに、円形断面 RC ディープビームのせん断耐力をより正確に予測するためには、せん断補強鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度を用いる必要があることを示した。

**キーワード:** 円形断面, RC ディープビーム, せん断耐力, 単純支持, 内部ひずみ

## 1. はじめに

円形断面を有する鉄筋コンクリート(以下 RC)部材は、主に柱や杭等に使われている。近年、想定すべき地震力の増大に伴って耐震設計基準が見直されており、このような部材に対する合理的なせん断耐力評価法の確立が重要である。

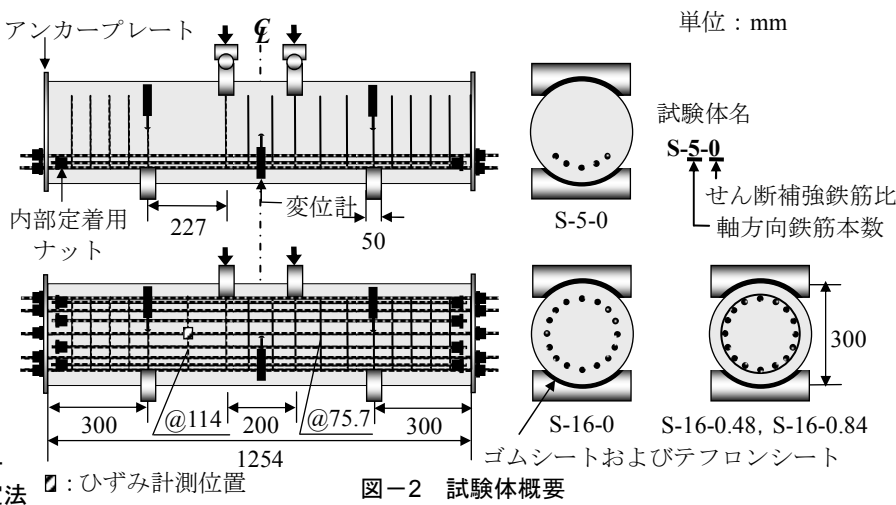
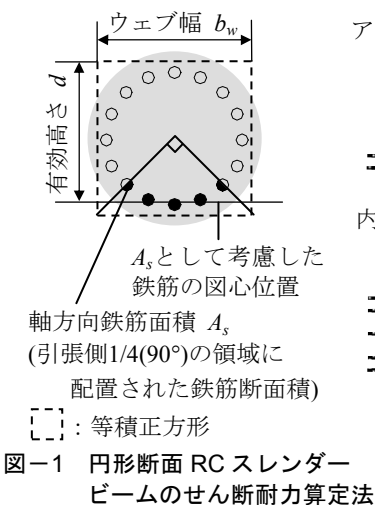
土木学会コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>における現行の設計法では、円形断面 RC スレンダービームのせん断耐力は、断面を等積正方形に置換した矩形部材として算定している。図-1に、円形断面 RC スレンダービームのせん断耐力算定法を示す。このとき、軸方向引張鋼材断面積  $A_s$  は、断面の引張側 1/4(90°)の領域に配置された鉄筋断面積のみを考慮している。また、有効高さ  $d$  は、置換した等積正方形の圧縮縁から  $A_s$  として考慮した鉄筋の図心までの距離である。以上のように、円形断面 RC スレンダービームのせん断設計に対する規定はある。一方、実際の構造物にはせん断スパン有効高さ比( $a/d$ )が1に近いものもあるにも関わらず、円形断面 RC ディープビームに対しては明確な規定がないのが現状である。

そこで、本研究では、円形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力を評価することを目的とした。現行の RC ディープビームのせん断耐力評価式のもととなった矩形断面 RC ディープビームの実験と支持条件を統一し、単純支持条件下で円形断面 RC ディープビームの載荷実験を行った。特に、コンクリートの断面形状、軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋の量に着目して、せん断破壊性状、せん断耐力およびせん断抵抗メカニズムを検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要および載荷方法

図-2に試験体概要、表-1に使用した鋼材の材料特性、表-2に試験体諸元を示す。本実験では、軸方向鉄筋やせん断補強鉄筋の量が円形断面を有する RC ディープビームのせん断破壊性状やせん断耐力に与える影響を検討するために、それらをパラメータとした試験体を4体作製した。いずれの供試体も、十分な定着を確保するため、供試体から突出させる鉄筋とコンクリートに埋め込む鉄筋を交互に配置した。突出させた鉄筋は端部プレ-



\*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (正会員)  
 \*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻助教 博(工) (正会員)  
 \*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

トとナットにより、埋め込んだ軸方向鉄筋は内部定着用ナットによりコンクリートとの定着を確保した。また、特定のせん断スパンで破壊を生じさせるために、もう一方のせん断スパンには十分な量のせん断補強鉄筋を配置した。さらに、載荷板間および支承板外での破壊を防ぐために、試験体中央および端部にせん断補強鉄筋を配置した。載荷板および支承板の幅  $r$  は全て 50 mm とした。試験体の名称は、表-3 に示すように、軸方向鉄筋の本数とせん断補強鉄筋比に準じている。試験体のせん断耐力の算定には、矩形断面を有する RC ディープビームを対象に提案された式(1)<sup>2)</sup>および林川ら<sup>3)</sup>が提案した式(2)~式(4)を用い、全ての試験体でせん断圧縮破壊となるように設計した。

$$V_c = \frac{0.244 f_c^{2/3} b_w d (1 + 3.33 r/d) (1 + \sqrt{p_w})}{1 + (a/d)^2} \quad (1)$$

$$V_{s\_deep} = \phi \cdot V_s \quad (2)$$

$$\phi = -0.17 + 0.30(a/d) + 0.33/p_w \quad (3)$$

$$V = V_c + V_{s\_deep} \quad (4)$$

表-1 鋼材の材料特性

	種類	降伏強度 $f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断補強鉄筋	D10 SD295	388*
	D13 SD295	387*
軸方向鉄筋	D19 SD685	716*

\*0.2%オフセット値

表-2 試験体諸元

項目	記号	単位	値
断面直径	$D$	mm	300
断面幅 (置換断面)	$b_w$	mm	266
有効高さ (置換断面)	$d$	mm	227
せん断スパン	$a$	mm	227
せん断スパン 有効高さ比	$a/d$	-	1.0

表-3 試験体名と配筋

試験体名	軸方向鉄筋数	せん断補強鉄筋間隔 $s$ (mm)	せん断補強鉄筋比 $r_w$ (%)
S-5-0	5 (引張側)	-	0
S-16-0	16	-	0
S-16-0.48		114	0.48
S-16-0.84			0.84

表-4 コンクリートの示方配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						
			水 $W$	セメント $C$	石灰石 微粉末 $L$	細骨材 $S$	粗骨材 $G$	高性能 減水剤 $SP$	分離低減剤 $V$
15	60	45	165	292	249	718	857	$W \times 1.5\%$	$C \times 0.15\%$

ただし、 $b_w$ : 部材幅 (mm)、 $d$ : 有効高さ (mm)、 $p_w$ : 引張鉄筋比 (=  $100A_s/(b_w d)$ ) (%),  $A_s$ : 軸方向鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)、 $\phi$ : 低減係数、 $V_s$ : トラス理論により算出されたせん断補強鉄筋の貢献分 (kN)、である。円形断面 RC スレンダービームの現行の設計法に準じて、部材幅  $b_w$  には円形断面を置換した等積の正方形の幅、軸方向鉄筋断面積  $A_s$  には引張側 1/4 (90°) 部分に配置した軸方向鉄筋の断面積、有効高さ  $d$  には置換した等積正方形の圧縮縁から  $A_s$  として考慮した鉄筋の図心までの距離を用いて算定した。

載荷は、静的な 4 点曲げ単調載荷とした。載荷点および支点には、図-2 に示すように、断面の 1/4 を覆う形状の支圧板を使用した。また、試験体と支承板の間にテフロンシートを挿入することで摩擦を低減させ、水平方向の拘束を取り除いた。

## 2.2 使用材料

表-4 に、本実験で使用したコンクリートの示方配合を示す。図-2 に示すように、本実験で用いる RC はりでは鋼材が密に配置されるため、普通コンクリートに比べて高い流動性および材料分離抵抗性を有し、自己充填性に優れた高流動コンクリートを使用した。

## 2.3 計測項目

載荷試験中の主な計測項目は、載荷点での荷重、試験体中央および支点部の変位、せん断補強鉄筋のひずみ、およびアクリルバーのひずみである。図-3 にアクリルバーの設置状況を示す。アクリルバーは、幸左ら<sup>4)</sup>が用いた手法を参考にし、くぼみを作ることでコンクリートとの付着を確保し、載荷点中央と支点中央とを結ぶ圧縮ストラット部に 17 mm 間隔で 5 本埋め込んだ。載荷点、ストラット部中央および支点付近の 3 箇所でのコンクリート内部のひずみを計測するために、ひずみゲージを載

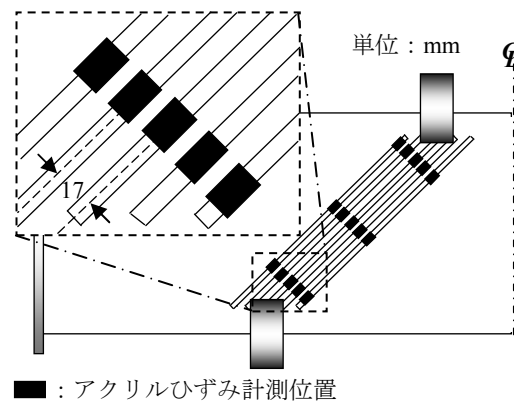


図-3 アクリルバーの設置状況

荷点中央と支点中央とを結ぶ方向に並べて貼付した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 破壊性状

図-4(a)に S-5-0 および S-16-0, 図-4(b)に S-16-0, S-16-0.48 および S-16-0.84 の荷重-変位関係, 図-5 に荷重の最大(以下, ピーク)時のひび割れ性状を示す。ただし, 図中の太線は顕著な斜めひび割れを示す。また, 表-5 にコンクリートの諸元およびせん断耐力の算定値と実験値の比較を示す。ただし, せん断耐力の算定には式(1)~式(4)を用いた。

##### (1) S-5-0

336 kN で荷点と支点を結ぶように斜めひび割れが発生した。斜めひび割れ発生後も荷重は増加し, 909 kN で荷点付近に新たなひび割れが発生することで荷重が急激に低下した。

##### (2) S-16-0

360 kN で荷点と支点を結ぶように斜めひび割れが発生した後, 荷重が増加し, 750 kN で新たな斜めひび割れが発生した。その後, 荷重の増加とともに荷点および支点付近でひび割れが進展し, 1005 kN で荷重が低下した。

##### (3) S-16-0.48

359 kN で部材高さ中央付近に斜めひび割れが発生した後, 荷点と支点を結ぶように進展した。荷重が増加し, 645 kN で試験体上部に新たな斜めひび割れが発生した後, 1007 kN で曲げひび割れが斜めひび割れに進展し, 荷点付近まで到達した。1100 kN でせん断補強鉄筋が降伏し, 1186 kN で荷点付近にひび割れが進展して荷重が低下した。

##### (4) S-16-0.84

380 kN で部材高さ中央付近に斜めひび割れが発生した後, 荷点と支点を結ぶように進展した。荷重が増加し, 965 kN で支点付近に新たな斜めひび割れが発生した後, 1020 kN で曲げひび割れが斜めひび割れに進展し, 荷点付近まで到達した。1108 kN でせん断補強鉄筋が降伏し, 1178 kN で荷点付近にひび割れが進展して荷重が低下した。

#### 3.2 ストラット部コンクリートの圧縮ひずみ

いずれの試験体も, 荷点と支点を結ぶ方向に斜めひび割れが発生した後も荷重が増加し, ピーク時に荷点付近または支点付近でコンクリートが圧壊して荷重が低下したことから, せん断圧縮破壊したと考えられる。そのため, 圧縮ストラットに配置したアクリルバーにより計測した

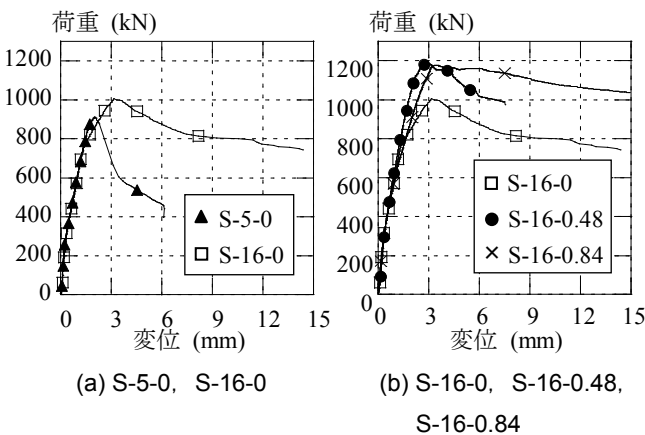


図-4 荷重-変位関係

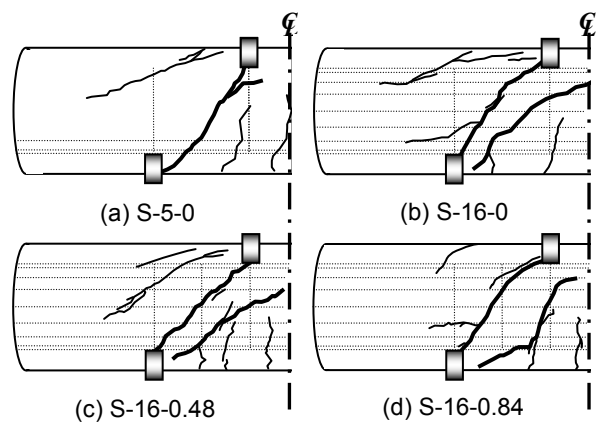


図-5 ひび割れ性状

表-5 コンクリートの諸元およびせん断耐力の算定値と実験値の比較

試験体	コンクリートの諸元			算定値			実験値			耐力比		定数	
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	$V_{c\_cal}$ (kN)	$V_{s\_cal}$ (kN)	$V_{cal}$ (kN)	$V_{exp}$ (kN)	$V_{s\_exp}$ (kN)	$f'_{c\_exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$V_{exp}/V_{cal}$	$V_{s\_exp}/V_{s\_cal}$	K	C
S-5-0	39.7	2.81	29.2	338	0	338	454	-	-	1.34	-	16.6	-
S-16-0	37.0	2.84	28.9	322	0	322	503	-	22.6	1.56	-	16.3	62.9
S-16-0.48	39.4	2.83	29.6	336	13.2	349	593	68.5	29.9	1.70	5.19	-	61.5
S-16-0.84	34.2	2.56	28.6	306	22.8	329	589	112	32.9	1.79	4.91	-	57.3

$V_{c\_cal}$ : コンクリートの貢献分の算定値(式(1)),  $V_{s\_cal}$ : せん断補強鉄筋の貢献分の算定値(式(2)),  $V_{cal}$ : せん断耐力の算定値(式(4)),  $V_{exp}$ : せん断耐力の実験値,  $V_{s\_exp}$ : せん断補強鉄筋の貢献分の実験値(式(8)),  $f'_{c\_exp}$ :  $0.95P_{max}$ 時に圧縮ストラット部のコンクリートの受け持つ圧縮応力の平均値,  $K: V/\{f'_c{}^{2/3}[1+\sqrt{P_w}]\}$  (定数),  $C: V/f'_c{}^{2/3}$  (定数)

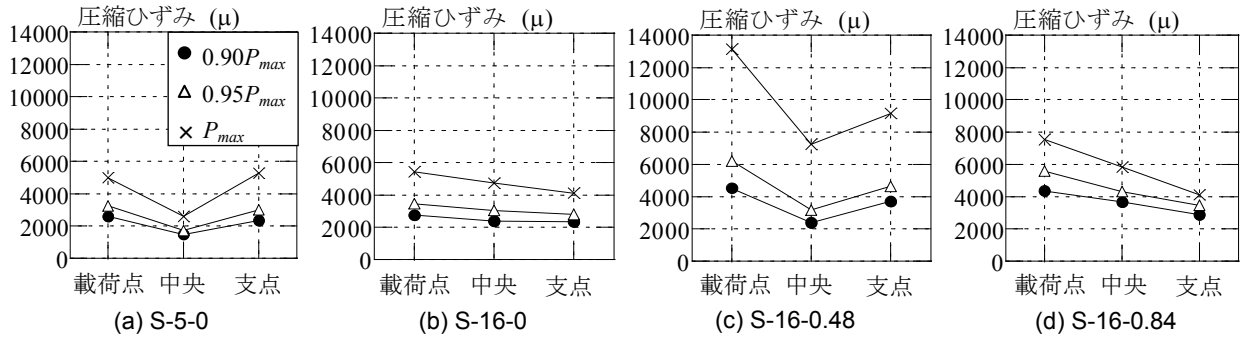


図-6 0.90P<sub>max</sub>, 0.95P<sub>max</sub>, およびP<sub>max</sub>時の圧縮ひずみの最大値

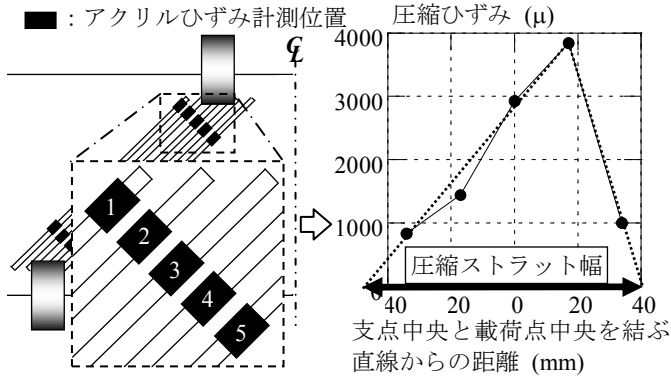


図-7 圧縮ストラット幅の定義

表-6 圧縮ストラット幅と支圧板幅の比

試験体名	ストラット幅と支圧板幅の比 w/r		
	荷点付近	ストラット部中央	支点付近
S-5-0	1.76	2.58	2.31
S-16-0	1.81	2.09	2.36
S-16-0.48	2.31	3.13	2.25
S-16-0.84	2.21	2.23	1.96

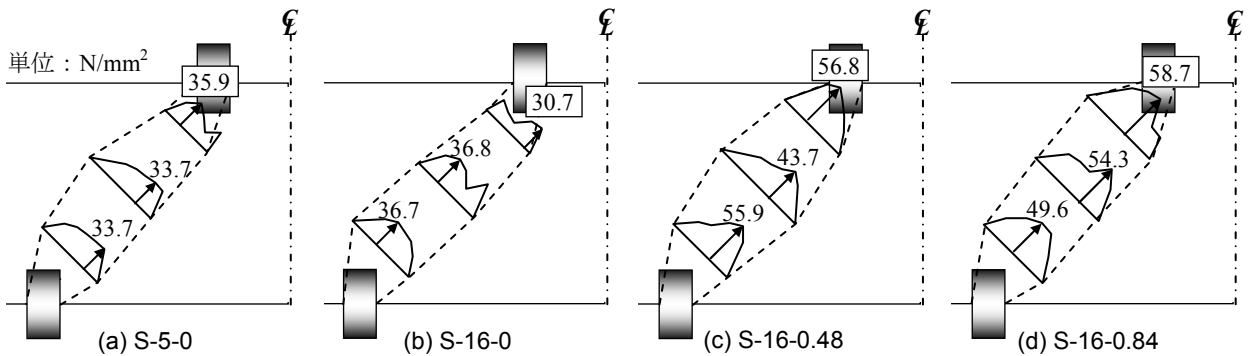


図-8 圧縮応力分布

圧縮ひずみの計測結果を用いて、破壊メカニズムに関する検討を行った。

(1) 圧縮ひずみの進展状況

図-6に、0.90P<sub>max</sub>, 0.95P<sub>max</sub>, およびP<sub>max</sub>時の、荷点、ストラット部中央および支点付近の、各断面における圧縮ひずみの最大値を示す。図-6(a)および(b)より、ピーク付近でS-5-0では荷点および支点付近で、S-16-0では荷点、ストラット部中央および支点付近の全ての箇所でのコンクリートの終局ひずみの設計値である3500μを大幅に超えるひずみが確認できた。このことから、S-5-0では荷点および支点付近のコンクリート、およびS-16-0ではストラット部全体のコンクリートが圧縮破壊することで荷重が低下したと考えられる。また、図-6(b)、(c)および(d)より、ピーク付近で、せん断補強鉄筋を有する試験体(S-16-0.48 および S-16-0.84)では、せん断補強鉄筋のない試験体(S-16-0)と比較して、コンクリートの圧縮

ひずみが大きいことが確認できた。これは、せん断補強鉄筋の拘束効果によるものと推察される。

(2) 圧縮ストラット幅と圧縮応力分布

図-7に、圧縮ストラット幅の定義を示す。幸左ら<sup>4)</sup>の方法に従い、0.95P<sub>max</sub>時にひずみの最大値をとる点と端点のひずみをそれぞれ直線で結び、ひずみがゼロになる点間の距離を圧縮ストラット幅と定義した。また、コンクリートとアクリルバーの付着は十分確保されており、同じ位置におけるそれぞれのひずみが同一であるとみなした上で、一軸の圧縮応力状態を仮定することにより、アクリルバーのひずみからコンクリートに作用する圧縮応力を算出した。コンクリートの応力-ひずみ曲線として、せん断補強鉄筋のない試験体にはThorenfeldt式<sup>5)</sup>を用いた。一方、せん断補強鉄筋を有する試験体には、3.2(1)で述べたように、せん断補強鉄筋の拘束効果の影響があると考えられるため、横拘束効果を考慮した道路

橋示方書モデル<sup>6)</sup>を用いた。各モデルに測定したアクリルバーのひずみを代入して、コンクリートに作用する応力を算出した。図-8に圧縮応力分布および表-6に圧縮ストラット幅と支圧板幅の比を示す。ただし、図-8の点線で囲まれた部分は、圧縮力の作用する部分、数字は各断面の最大圧縮応力を表している。図-8および表-6より、せん断補強鉄筋のない試験体(S-5-0 および S-16-0)では、荷重板付近で圧縮ストラット幅が狭くなっており、応力集中が発生していることが確認できる。一方、せん断補強鉄筋を有する試験体(S-16-0.48 および S-16-0.84)では、荷重板付近で、圧縮ストラット幅がせん断補強鉄筋のない試験体よりも広がったことが分かる。このことから、せん断補強鉄筋を配置することで破壊箇所である荷重板付近のストラット幅が広がり、耐力が増加したと考えられる。

### (3) 圧縮力の算出

圧縮応力分布から、式(5)および式(6)を用いて圧縮ストラット断面に作用する圧縮力の鉛直成分  $F'$  を算出した。

$$F_{st} = A \times b_i \quad (5)$$

$$F' = F_{st} \times \sin \alpha \quad (6)$$

ただし、 $F_{st}$ : ストラット断面に作用する圧縮力 (kN),  $A$ : 圧縮応力分布曲線で囲まれる部分の面積 (kN/mm),  $b_i$ : 各断面での部材幅 (mm),  $F'$ : ストラット断面に作用する圧縮力の鉛直成分 (kN),  $\alpha$ : ストラットの角度, である。

図-9に、荷重点付近、ストラット部中央および支点付近におけるストラット圧縮力の鉛直成分  $F'$  の平均値  $F'_{ave}$  と実験におけるせん断力  $V_{exp}$  との比較を示す。図-9より、すべての試験体において、圧縮力の鉛直成分と実験におけるせん断力がほぼ一致していることが確認できる。

## 4. せん断耐力の検討

### 4.1 断面形状がせん断耐力に与える影響

表-5より、S-5-0において、 $V_{exp}/V_{cal}$ が1.34となり、実験値が算定値を大きく上回る結果となった。これは、図-2に示すように、荷重点に断面の1/4を覆う形状の支圧板を使用したことで、奥行き方向のコンクリートの膨張を抑制し、荷重板付近のコンクリートの圧縮強度が増大したためと考えられる。よって、円形断面 RC ディープビームのせん断耐力算定には、拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度を用いる必要がある。

### 4.2 軸方向鉄筋がせん断耐力に与える影響

表-5より、S-16-0のせん断耐力はS-5-0のせん断耐力よりも大きくなることが分かった。そのため、せん断耐力算定においても断面の全周に配置された軸方向鉄筋の影響を考慮する必要があると考えられる。齋藤ら<sup>7)</sup>は、軸方向鉄筋が多段に配置されたせん断鉄筋のない矩形断面 RC ディープビームの引張鉄筋比  $p_w$  の算定方法と

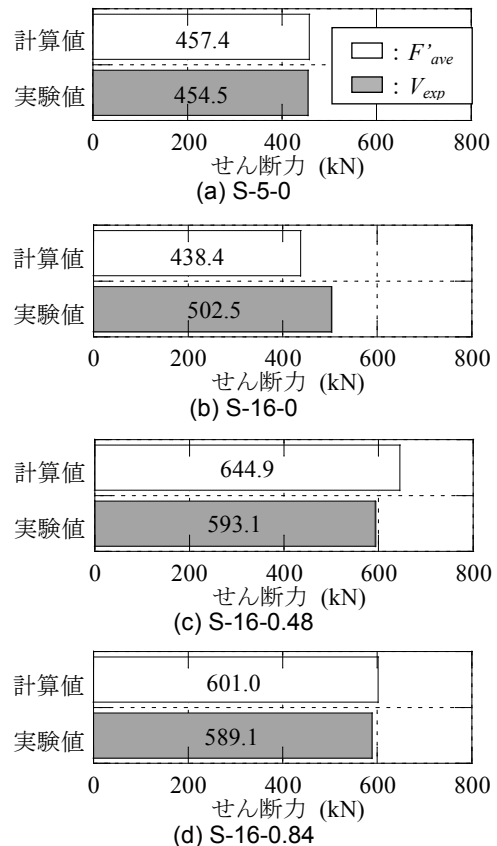


図-9 ストラット部圧縮力と実験結果の比較

して式(7)を提案している。

$$p_w = \frac{\sum_{i=1}^n \{A_{s(i)} \times d_{(i)} / (0.93 \times h)\}}{b \times (0.93 \times h)} \quad (7)$$

ここで、 $A_{s(i)}$ :  $i$  段目に配置された軸方向鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ ),  $d_{(i)}$ : 部材上縁から  $i$  段目の軸方向鉄筋の配置位置までの距離 (mm),  $h$ : 部材高さ (mm), である。ただし、軸方向鉄筋は引張側のみを考慮する。また、部材高さ  $h$  には、円形断面を置換した等積の正方形の幅を用いた。式(1)を参考にして、S-5-0 および S-16-0 において、 $f'_c$  および  $p_w$  以外の変数の影響が一定であると仮定すると、これらのせん断耐力は  $V = K \cdot f'_c{}^{2/3} (1 + \sqrt{p_w})$  ( $K$  は定数) として表すことができる。実験値および式(7)を用いて算出した結果を表-5に示す。 $K$  は S-5-0 で 16.6, S-16-0 で 16.3 となった。それぞれの  $K$  が近い値を示していることから、円形断面 RC ディープビームのせん断耐力算定において、式(7)を用いて全周に配置された軸方向鉄筋のせん断耐力への影響を考慮することで、より正確にせん断耐力を予測できることが分かる。

### 4.3 せん断補強鉄筋がせん断耐力に与える影響

表-5より、S-16-0.48 で  $V_{exp}/V_{cal}$  が 1.70, S-16-0.84 で  $V_{exp}/V_{cal}$  が 1.79 となり、せん断補強鉄筋を有する試験体においても実験値がせん断耐力の算定値を大きく上回ることを確認した。3.2節で、アクリルバーのひずみ分布から求めた圧縮部のコンクリートが受け持つせん断力の

算定値は、実験の作用せん断力とほぼ一致することを確認した。また、幸左ら<sup>4)</sup>は、せん断補強鉄筋を有する矩形断面ディープビームでは、終局時にせん断補強鉄筋の降伏は認められないが、鉄筋の拘束効果によりコンクリートの終局ひずみが増加してせん断耐力が増大することを報告している。本実験ではせん断補強鉄筋の降伏を確認したが、上記の二つの理由から、せん断補強鉄筋は内部コンクリートを拘束することで降伏し、トラス機構は成立しないと考えられる。

まず、断面形状がせん断補強効果に与える影響について検討する。実験におけるせん断補強鉄筋の貢献分  $V_{s\_exp}$  を式(8)で求めた。ただし、式中の S-16-0 のせん断耐力は、コンクリートの圧縮強度の影響を取り除くため、式(1)を参考にして、式(9)に示すように圧縮強度比の 2/3 乗を乗じた値を用いた。

$$V_{s\_exp} = V_{exp} - V_{S-16-0} \quad (8)$$

$$V_{S-16-0} = \left( \frac{f'_c}{f'_{c\_S-16-0}} \right)^{2/3} \cdot V'_{S-16-0} \quad (9)$$

ここで、 $V_{exp}$  : せん断耐力の実測値 (kN),  $V_{S-16-0}$  : コンクリートの圧縮強度の影響を取り除いた S-16-0 のせん断耐力(kN),  $f'_{c\_S-16-0}$  : S-16-0 の圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $V'_{S-16-0}$  : S-16-0 のせん断耐力の実験値(kN), である。

表-5 に算定値と実験値の比較を示す。S-16-0.48 および S-16-0.84 のせん断補強鉄筋の貢献分の実験値は算定値を大きく上回ることが分かる。すなわち、円形断面を有する RC ディープビームのせん断補強鉄筋による補強効果は、矩形断面 RC ディープビームよりも大きい。これは、円形断面では、矩形断面よりもせん断補強鉄筋の拘束効果が大きい<sup>6)</sup>ことが原因と考えられる。

せん断補強鉄筋を有する試験体では、せん断補強鉄筋の拘束効果により圧縮強度が増加することでせん断耐力が増加したと考えられることから、0.95 $P_{max}$  時に圧縮ストラット部のコンクリートの受け持つ圧縮応力の平均値  $f'_{c\_exp}$  を算出し、表-5 に示した。せん断補強鉄筋はコンクリートの圧縮強度を増加させ、ひび割れ面で受け持つ引張力は無視できると仮定すると、式(1)を参考にして、S-16-0, S-16-0.48 および S-16-0.84 のせん断耐力は  $V = C \cdot f'_{c\_exp}{}^{2/3}$  (C は定数)として表すことができる。実験値を用いて算出した結果、表-5 に示すように、C は S-16-0 で 62.9, S-16-0.48 で 61.5, S-16-0.84 で 57.3 となった。それぞれの C が近い値を示していることから、本手法により、せん断補強鉄筋が円形断面 RC ディープビームのせん断耐力に及ぼす影響を評価できることが分かる。言い換えれば、円形断面 RC ディープビームのせん断耐力を正確に予測するためには、せん断補強鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度を用いる必要がある。

## 5. 結論

- (1) 載荷実験の結果、円形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力は、等積の正方形断面を有する RC ディープビームのせん断耐力よりも大きくなった。
- (2) ストラット部に配置したアクリルバーで測定したひずみ分布を、既往のコンクリートの応力-ひずみモデルを用いて応力分布に変換し、コンクリートに作用する圧縮力の鉛直成分を算定したところ、実験における作用せん断力とほぼ一致した。
- (3) 円形断面 RC ディープビームのせん断耐力算定において、齋藤らが提案した式を用いて全周に配置された軸方向鉄筋のせん断耐力への影響を考慮することで、より正確にせん断耐力を予測することができる。
- (4) 円形断面を有する RC ディープビームのせん断補強鉄筋による補強効果は、矩形断面 RC ディープビームのものよりも大きい。円形断面 RC ディープビームのせん断耐力をより正確に予測するためには、せん断補強鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度を用いる必要がある。

## 参考文献

- 1) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 (設計編), 2007.12.
- 2) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983.10.
- 3) 林川俊郎, 斎藤文彦, 角田与史雄：せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.319-324, 1990.6.
- 4) 幸左賢二, 脇山知美, 西岡努, 小林寛：せん断スパン比に着目したディープビームの破壊形態に関する実験的検討, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.4, pp.798-814, 2006.11.
- 5) Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jensen, J. J.: Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design, Proceedings of the Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Tapir, Trondheim, pp. 149-159. 1987.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996.
- 7) 齋藤啓一, 田中勝俊, 石橋忠良, 寺田年夫, 秋山充良, 鈴木基行, 今井昌文：軸方向鉄筋を多段に配置したディープビームのせん断耐力評価に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.746/V-61, pp.181-195, 2003.11.