

論文 せん断補強鉄筋を有する円形断面 RC はりのせん断耐力評価

大石 峻也^{*1}・渡辺 健^{*2}・米花 萌^{*3}・二羽 淳一郎^{*4}

要旨: 円形断面を有する鉄筋コンクリート（以下 RC）部材のせん断耐力を適切に評価することを目的に、せん断補強鉄筋比をパラメータとした、単純支持 RC はりの載荷実験を行った。その結果、せん断補強鉄筋のない RC はりでは、断面全周に配置された軸方向鉄筋により現行の RC はりの設計による算定値を大きく上回るせん断耐力が得られた。また、軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋のひずみから、RC はりのせん断耐力には軸方向鉄筋に沿ったひび割れおよびせん断補強鉄筋の形状が影響することを示した。これらの指標を考慮した円形断面 RC はりのせん断耐力評価の方法を提案し、実験値と同等のせん断耐力を算定できることを確認した。

キーワード: 円形断面, 修正トラス理論, ダウエル作用, 付着ひび割れ, せん断補強鉄筋形状, 単純支持

1. はじめに

近年、杭や柱などの円形断面を有する RC 部材において、想定すべき地震力の増大などから、これらの部材に対する適切なせん断設計が重要となっている。わが国の土木構造物の設計体系では、RC 棒部材のせん断耐力は、修正トラス理論に基づき、コンクリートの貢献分とせん断補強鉄筋の貢献分の和によって算定されている。円形断面を有する RC 棒部材のせん断耐力算定手法では、断面を等積正方形に置換した矩形部材と捉えることで算定している。このとき、軸方向引張鋼材断面積 A_s は、RC はり断面の引張側 1/4 (90°) の領域に配置された鋼材断面積のみを考慮し、有効高さ d は等積正方形に換算した断面の圧縮縁から A_s として考慮した鋼材の図心までの距離としてよいとされている。国外の指針をみても、例えば ACI 318-08¹⁾では、コンクリートの貢献分を算出する際、ウェブ幅 b_w は断面の直径とし、 d はその 0.8 倍の値を用いてよいとされているが、せん断耐力算定の簡易式では、軸方向鉄筋断面積 A_s に関して明確には規定されていないのが現状である。

このように、円形断面部材に対するせん断耐力算定は、国内外で様々に提案されている。しかし、円形断面 RC 棒部材は、せん断補強鉄筋の形状など、矩形断面 RC はりのせん断耐荷機構と異なる点が多い。既往の研究^{2),3)}では、斜めひび割れがせん断補強鉄筋と交差する位置に応じて、せん断補強鉄筋の貢献分を変化させることを提案している。また、杭や柱では断面の全周に軸方向鉄筋が配置されていることを考慮すれば、軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が部材のせん断耐力に与える影響は大きいと思われる。さらに、円形断面 RC 部材を用いた実験的検討⁴⁾の多くは、杭や柱を想定したものであり、支持条

件の違いおよび断面形状の影響を区別して評価できない。

本研究では、RC はりの断面形状がせん断耐力に与える影響を検討することを目的としている。すなわち、単純支持による円形断面 RC はりの実験的検討を行うことで、従来の土木構造物の RC はりと支持条件を統一し、断面形状のみの効果を把握する点が特徴である。得られた成果は、杭や柱の設計のみならず、今後予想される構造物の設計の多様化にも対応できることが期待される。

2. 実験概要

2.1 使用材料

表-1 に、本実験で用いたコンクリートの示方配合を示す。本実験で用いる供試体は配筋が過密であるため、充填性に配慮して、粗骨材最大寸法を 15mm とした高流動コンクリートを使用した。セメントには早強セメントを用い、打設から 7 日間の湿潤養生の後に載荷を行った。

2.2 供試体概要

本実験では、円形断面を有する RC 部材のせん断耐力に寄与するコンクリートの貢献分と、せん断補強鉄筋による貢献分を確認するため、せん断補強鉄筋のない供試体 1 体およびせん断補強鉄筋比の異なる 3 体の供試体を作製した。図-1 および表-2 に、供試体の形状および諸元を示す。また、表-3 に、試験体に用いた鉄筋の強度特性を示す。せん断補強鉄筋比($=A_w/(b_w s)$)は、断面を等積正方形に置換して求め、0%, 0.13%, 0.19%, 0.26% とした。供試体のせん断耐力は、式(1)～式(3)を用いて算定したが、全ての供試体でせん断破壊が先行するように設計した。なお、供試体名は、せん断補強鉄筋比に応じ、それぞれ SC-0, SC-0.13, SC-0.19, SC-0.26 とした。

*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 Ph.D. (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

*4 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)

表-1 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 ³)					
			W	C	L	S	G	SP $W \times 1.5\%$
15	60	45	165	292	249	718	857	$C \times 0.15\%$

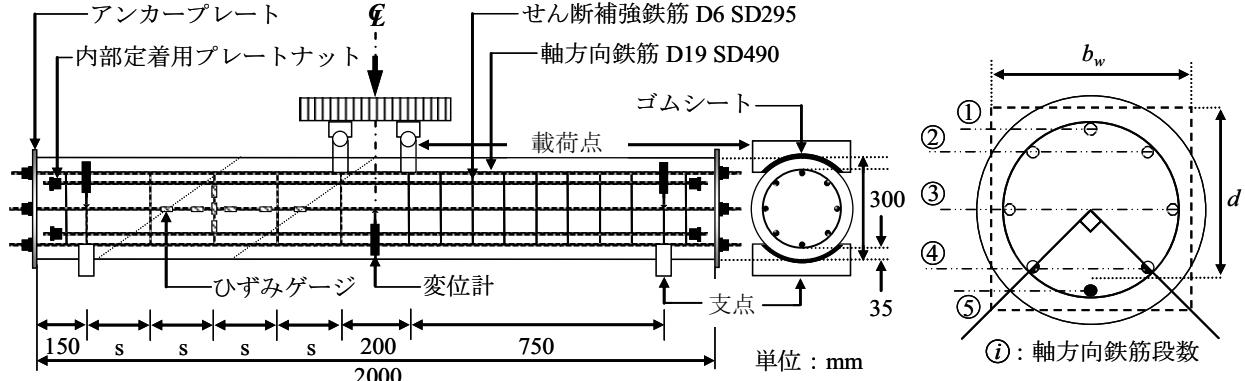


図-1 供試体概要

図-2 等積正方形への置換

表-2 供試体諸元

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	223
せん断スパン	a	mm	750
せん断補強鉄筋 一組の断面積	A _w	mm ²	63.3
せん断補強鉄筋間隔	s	mm	93.4~187.5
引張鉄筋比	p _w	%	0.97
せん断補強鉄筋比	r _w	%	0~0.26

表-3 鉄筋の強度特性

項目	種類	降伏強度(N/mm ²)	
せん断補強鉄筋	D6SD295	f _{wy}	342
軸方向鉄筋	D19SD490	f _y	534

$$V_{cal} = V_{c_cal} + V_{s_cal} \quad (1)$$

$$V_{c_cal} = 0.20 f_c^3 p_w^3 \left(\frac{1000}{d} \right)^{\frac{1}{4}} (0.75 + \frac{1.4}{a/d}) b_w d \quad (2)$$

$$V_{s_cal} = A_w f_{wy} z / s \quad (3)$$

式中の記号は、表-2、表-3 および表-4 に示すとおりである。ただしこのとき、部材幅 b_w は図-2 に示すように、円形断面を等積正方形に置換し、その幅を用いた。また、引張鉄筋比 p_w を算出する際の軸方向引張鋼材断面積 A_s は、引張側 1/4 (90°) 部分の鋼材断面積とし、有効高さ d は等積正方形の圧縮縁から A_s として考慮した鋼材の図心までの距離として算定している。また、特定のせん断スパンにせん断破壊を生じさせるために、もう一方のせん断スパンに十分な量のせん断補強鉄筋を配置した。軸方向鉄筋は、図-2 に示すように、圧縮縁からの距離に応じて 5 段に計 8 本配置されている。そのう

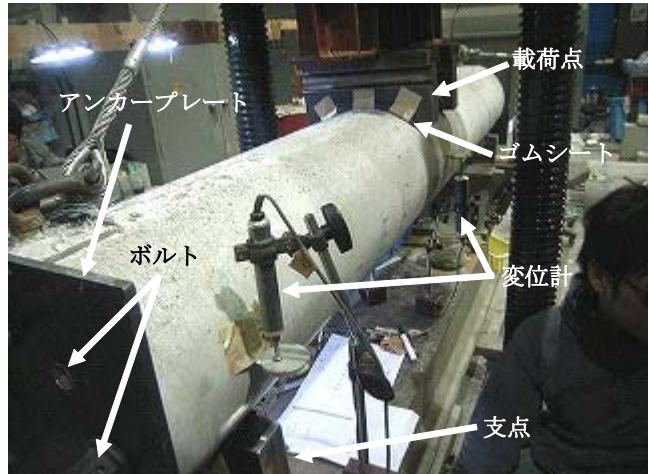


写真-1 載荷の様子

ち、4 本を試験体から突出させ、アンカープレートとボルトによって定着を確保した。また、他の 4 本は内部に埋めこみ、内部定着用ナットで十分に定着を確保した。

2.3 載荷方法および測定項目

供試体の載荷は、静的 4 点曲げ試験によって行った。支点と載荷点は、図-1 に示すように、供試体断面の円周の 1/4 (90°) を覆う形状のものを作製し、応力集中によるコンクリートの圧壊を防止するため、供試体との間にゴムシートを配置した。載荷点での荷重、供試体中央部と支点部でのたわみ、圧縮縁コンクリートひずみ、断面下縁の曲げひび割れ幅である。また、検討では軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋が、斜めひび割れと交差する点におけるひずみは重要な情報となると考えられる。そこで、本実験では、図-1 に示すように、斜めひび割れが進展すると予想される領域において、軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋に等間隔にゲージを配置してひずみの計測を行った。

表-4 せん断耐力に関する現行の算定値と実験値の比較

供試体	コンクリートの諸元			算定値			実験値			実験値/算定値		
	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	V_{c_cal}	V_{s_cal}	V_{cal}	V_{c_exp}	V_{s_exp}	V_{exp}	V_{c_exp}/V_{c_cal}	V_{s_exp}/V_{s_cal}	V_{exp}/V_{cal}
SC-0	37.7	2.62	27.8	66.7	0	66.7	102.3	0	102.3	1.53	-	1.53
SC-0.13	37.0	2.67	27.6	66.3	22.5	88.8	102.3	10.0	112.3	-	0.44	1.26
SC-0.19	38.2	2.62	28.1	67.0	33.8	100.8	102.3	48.0	150.3	-	1.42	1.49
SC-0.26	37.7	2.93	27.8	66.7	45.1	111.8	102.3	61.7	164.0	-	1.37	1.47

V_{c_cal} : コンクリートの貢献分の算定値, V_{s_cal} : せん断補強鉄筋の貢献分の算定値, V_{cal} : せん断耐力の算定値

V_{c_exp} : コンクリート貢献分の実験値, V_{s_exp} : せん断補強鉄筋の貢献分の実験値, V_{exp} : せん断耐力の実験値

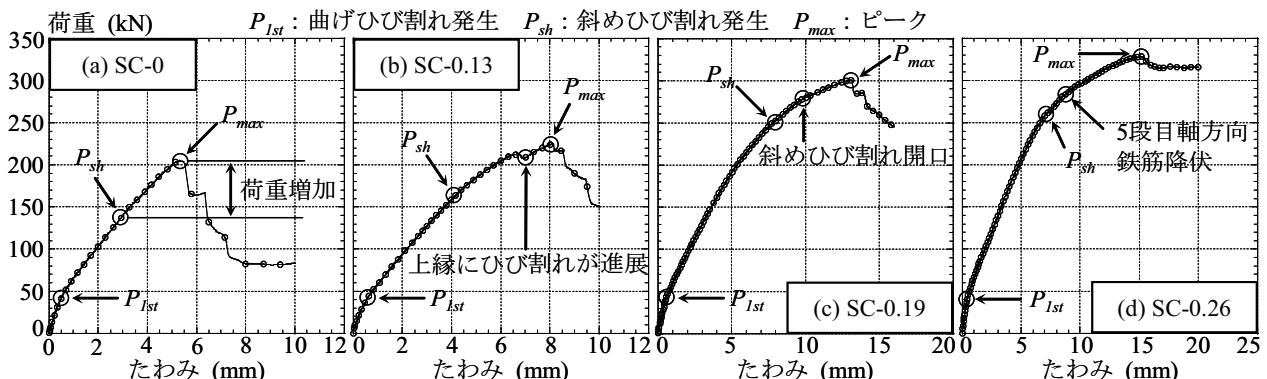


図-3 荷重ーたわみ関係

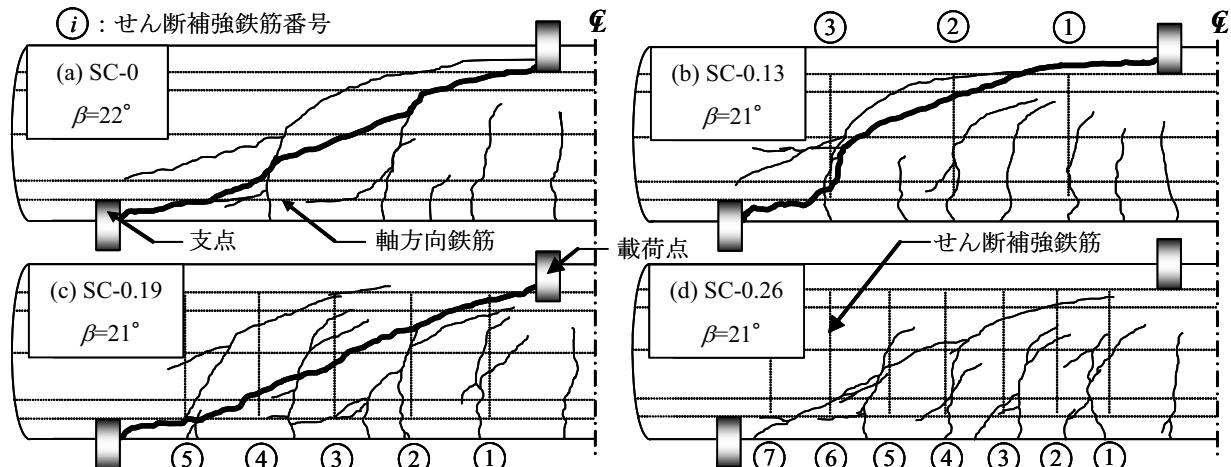


図-4 ひび割れ性状およびせん断補強鉄筋の配置（太線は顕著な斜めひび割れ）

3. 実験結果および考察

3.1 破壊性状および現行のせん断耐力算定値との比較

図-3 に各供試体の荷重ーたわみ関係を、図-4 に載荷後のひび割れ性状をそれぞれ示す。ひび割れ図中の β は斜めひび割れ角度を示しており、点線は軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋の位置を示している。ひび割れ角度は、斜めひび割れの先端と、最も下部に配置した軸方向鉄筋が交差する点を結ぶ直線の角度とした。また、表-4 にせん断耐力の算定値と実験値を示す。算定値は式(1)～式(3)により算出した。ここで、 V_{s_exp} は、実験からせん断補強鉄筋の貢献分を算出したものであり、SC-0 の実験値をコンクリートの貢献分 V_{c_exp} と考え、せん断補強鉄筋を

配置した SC-0.13, SC-0.19, SC-0.26 の実験値 V_{exp} から、 V_{c_exp} を減じることで算出した。

(a) SC-0

図-3, 図-4 より、全ての供試体において、約 40kN 前後で等モーメント区間に内に曲げひび割れが発生し、剛性が低下していることが確認できる。SC-0 では荷重の増加に伴い、せん断スパン中央から少し載荷点側に発生した曲げひび割れが、斜めひび割れへと進展した。その後、斜めひび割れの発生から荷重が約 70kN 程度増加した後に斜めひび割れが大きく開口し、荷重の最大値 P_{max} (以下ピーク) に至った。一般に、せん断補強鉄筋のない RC ばかりでは、斜めひび割れの発生後、それが急激に進展し

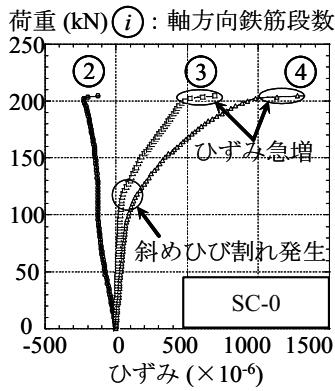


図-5 軸方向鉄筋ひずみ

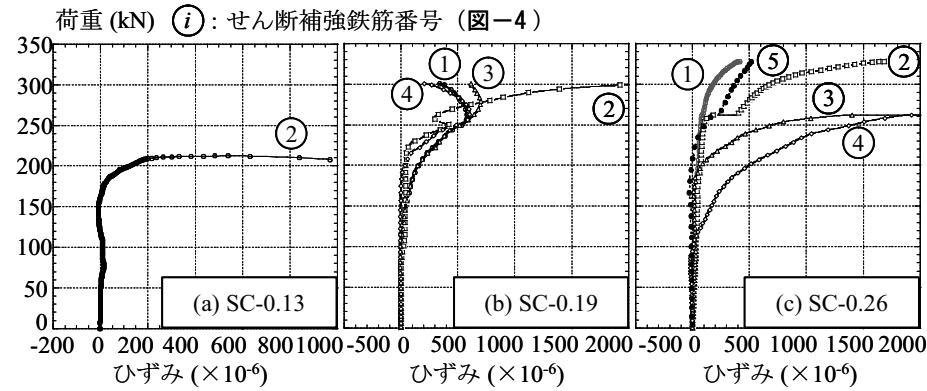


図-6 せん断補強鉄筋ひずみ

破壊に至る。しかし、本実験においては、斜めひび割れ発生後も荷重がかなり増加して、ピークに至っている。

図-5 に、せん断耐力の算定では軸方向鉄筋断面積に換算していない2, 3, 4段目の軸方向鉄筋の、斜めひび割れと交差する点におけるひずみと荷重の関係を示す。図-5より、2段目の軸方向鉄筋はピークまで圧縮領域であることが確認できる。また、断面中央の3段目の軸方向鉄筋のひずみは、荷重が約130kNを超えた領域で、ひずみが増加し始めている。この供試体の斜めひび割れ発生荷重は133kNであることを考慮すると、このひずみの増加は、斜めひび割れの発生後に、軸方向鉄筋のダウエル作用によってせん断力に対して抵抗し始めたことを示していると推察される。すなわち、断面の全周に配置した軸方向鉄筋の影響により、実験値が算定値を大きく上回るものと考えられる。

(b) SC-0.13

図-6 に、斜めひび割れが交差した位置で計測した、せん断補強鉄筋のひずみと荷重の関係を示す。SC-0.13は、曲げひび割れの発生後、荷重が約165kNで斜めひび割れが発生した。この斜めひび割れの発生とともに、最も支点側の曲げひび割れが急速に進展し、上縁付近ではほぼ水平に進展した。このひび割れが載荷点付近に達することで一旦荷重が低下した。その後、さらに荷重が増加し、支点と載荷点を結ぶ斜めひび割れが大きく開口することでピークに達した。また、図-4(b)に示すとおり、ピーク時にはせん断補強鉄筋③が配置されている付近から水平なひび割れの発生を確認し、斜めひび割れはせん断スパン中央に配置したせん断補強鉄筋②のみと交差している。表-4より、実験値と算定値を比較すると、 V_{exp}/V_{cal} は1.26となり、実験値がやや大きな値を示した。

(c) SC-0.19

SC-0.19は、曲げひび割れの発生後、荷重が約250kNで支点と載荷点を結ぶように斜めひび割れが発生した。その後、斜めひび割れが進展し、載荷点付近のコンクリートの圧縮部までひび割れが達すると同時に荷重が低下し、ピークに至った。図-4(c)に示すとおり、せん断

補強鉄筋は、載荷点側から4本目(①～④)まで斜めひび割れと交差した。

実験値と算定値を比較してみると、 V_{exp}/V_{cal} は1.49となり実験値が算定値を大きく上回った。これは、3.1(a)で述べたように、現行の算定方法はコンクリートの貢献分を過小に評価していることが一つの要因として挙げられる。また、 V_{s_cal} の算定に関して、修正トラス理論におけるひび割れ角度は45度と仮定して計算されているが、供試体に発生した実際の斜めひび割れ角度 β は21度となっており、 V_{s_cal} を低く見積もっていることにも由来していると考えられる。このことから、せん断補強鉄筋のせん断耐力に対する貢献を考察するためには、斜めひび割れ角度を適切に考慮する必要があると考えられる。

(d) SC-0.26

SC-0.26は、曲げひび割れの発生後、荷重の増加に伴って、載荷点から170, 255, 375, 510mmの位置に曲げひび割れが発生した。荷重が約260kNで斜めひび割れが発生し、その後、5段目の軸方向鉄筋の降伏が確認された。曲げひび割れおよび斜めひび割れともに進展し、ピークに達した後、図-3(d)に示されるとおり、荷重はほぼ一定を示したまま、たわみが増加した。軸方向鉄筋の降伏が先行していることから、SC-0.26の破壊形態は曲げ引張破壊であると推察される。曲げ破壊が先行して発生したことから、この供試体のせん断耐力は、実験で得られた V_{exp} よりも大きいと考えられる。

3.2 せん断補強鉄筋のないRCはりのせん断耐力評価

表-4より、 V_{c_exp}/V_{c_cal} は1.53となり、現行のせん断耐力の算定値は、部材のせん断耐力を大幅に過小評価していると言える。この原因として、せん断耐力の算定では考慮されていない断面の全周に配置された軸方向鉄筋のダウエル作用が、せん断ひび割れ面において有効に働いたためであると考えられる。このことから、部材のせん断耐力を適切に評価するためには、現行の算定方法に取り入れられている、引張側1/4(90°)の領域のみではなく、断面の全周に配置された軸方向鉄筋の影響を考慮していくことが必要である。

表-5せん断耐力算定の結果と実験値の比較

供試体	コンクリートの貢献分の比較					せん断補強鉄筋の貢献分の比較					修正後	
	V_{c_exp} [kN]	V_{ci_cal} [kN]	V_{cm_cal} [kN]	V_{c_exp}/V_{ci_cal}	V_{c_exp}/V_{cm_cal}	V_{s_exp} [kN]	$V_{s\beta_cal}$ [kN]	$V_{s\sigma_cal}$ [kN]	$V_{s\delta_cal}$ [kN]	$V_{s_exp}/V_{s\delta_cal}$	V_{cal}	V_{exp}/V_{cal}
SC-0	102.3	89.1	90.5	1.15	1.13	0	-	-	-	-	90.5	1.13
SC-0.13	102.3	-	-	-	-	10.0	58.7	12.3	9.5	1.05	100.0	1.12
SC-0.19	102.3	-	-	-	-	48.0	88.0	45.6	40.3	1.19	130.8	1.15
SC-0.26	102.3	-	-	-	-	61.7	96.6	76.6	64.2	0.96	154.7	1.06

V_{c_exp} ：せん断補強鉄筋のないはりの実験値、 V_{ci_cal} ：式(4)を用いて得られた算定値、 V_{cm_cal} ：式(5)を用いて得られた算定値、 V_{s_exp} ： $V_{exp}-V_{c_exp}$ 、 $V_{s\beta_cal}$ ：斜めひび割れ角度 β を考慮した算定値、 $V_{s\sigma_cal}$ ：せん断補強鉄筋のひずみを用いた算定値、 $V_{s\delta_cal}$ ：せん断補強鉄筋の形状（力の作用方向 δ_i ）を考慮した算定値、 V'_{cal} ：修正したせん断耐力算定値

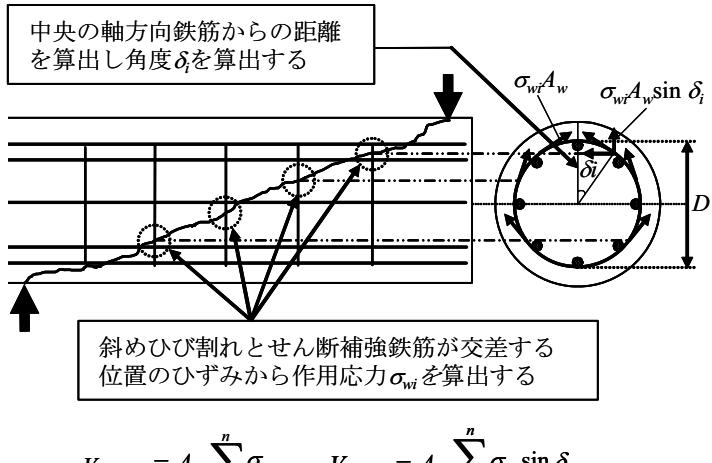
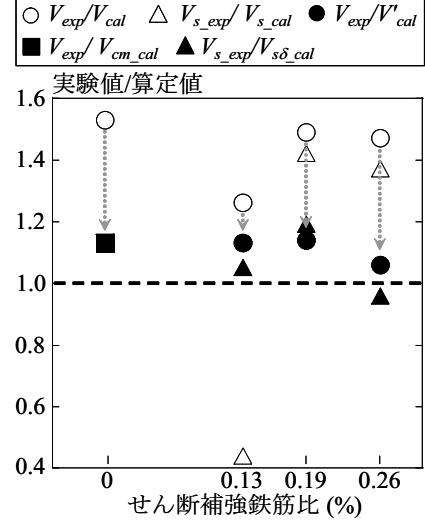
図-7 $V_{s\sigma_cal}$ および $V_{s\delta_cal}$ の算出方法

図-8 耐力算定の比較

既往の研究^{6,7)}では、矩形RCはりの腹部に多段配置された軸方向鉄筋が部材のせん断耐力に与える影響を検討している。石橋ら⁶⁾は、式(4)によりせん断耐力におよぼす側方鉄筋の効果を、軸方向鋼材断面積 A_s に各段に配置された鉄筋の有効高さで重み付けして引張鉄筋比を考慮することで、従来のせん断耐力算定式を用いてせん断耐力を算定できるとしている。また、睦好ら⁷⁾は、曲げ終局時における中立軸より引張側にある全ての軸方向鉄筋は、せん断力に対して一様に寄与するとし、 A_s を算出する式として式(5)を提案している。

$$A_s = \sum A_{si} \cdot d_i / d \quad (4)$$

$$A_s = \sum A_{si} \quad (\text{本研究では3段目まで考慮}) \quad (5)$$

ここに、式(4)における A_{si} は各段に配置された軸方向鉄筋断面積、 d_i は各段に配置された鉄筋の有効高さ、 d は最も引張側にある鉄筋の有効高さである。また、式(5)における A_{si} は中立軸より引張側にある軸方向鉄筋断面積である。

表-5に、式(4)、式(5)を用いて V_{ci_cal} と V_{cm_cal} をそれぞれ算出した結果を示す。式(4)を用いた場合、 V_{c_exp}/V_{ci_cal} は1.15となった。このとき d は、式(1)と同一のものとするため、等積正方形の圧縮縁から A_s として考慮した鋼材の距離とし、これよりも引張側に配置された鉄筋について

ては d/d を1とした。式(4)ではせん断スパンにおいて圧縮領域にある1, 2段目の鉄筋についても見かけの鉄筋の断面積として算定に取り入れているが、図-5のひずみの増分から、せん断力に対するこれらの軸方向鉄筋の抵抗はほとんどなかったと考えられる。

式(5)を用いて算定した場合、 V_{c_exp}/V_{cm_cal} は1.13となつた。このとき軸方鉄筋断面積は、図-5より、実際にせん断力に対して抵抗したと考えられる、せん断スパン内においてピーク時に引張領域にある3段目の軸方向鉄筋までを考慮した。式(4)、式(5)のいずれの式を用いても実験値/算定値の比はほぼ同一の値となった。

3.3 せん断補強鉄筋の貢献分の評価

前述のように、本実験で用いた供試体に発生した斜めひび割れの角度 β は、全てにおいて45度よりも小さい値を示した。また、それぞれの供試体では、斜めひび割れがせん断補強鉄筋と交差しない、あるいは、ピーク時に一部のせん断補強鉄筋が降伏していないことを3.1で確認している。すなわち、表-3の V_{s_cal} は、せん断補強鉄筋の影響を適切に評価できていないと考えられる。そこで、実験結果を踏まえて、以下に示す3つの指標を検討することで、せん断補強鉄筋の貢献分の算定法の修正を行った。

(1) 斜めひび割れ角度

斜めひび割れ角度 β を考慮した算定を、式(6)を用いて行う。得られたせん断補強鉄筋の貢献分 $V_{s\beta_cal}$ の値を表-5に示す。

$$V_{s\beta_cal} = A_w f_{wy} z \cot \beta / s \quad (6)$$

式(6)から算出した $V_{s\beta_cal}$ と V_{s_exp} を比較すると、全ての供試体の $V_{s_exp}/V_{s\beta_cal}$ は1以下を示し、せん断補強鉄筋比 r_w の増加に従い1に近づいている。図-5において、せん断補強鉄筋のないSC-0の斜めひび割れ面における軸方向鉄筋のひずみの変化を示したが、ピークに至る直前に急激にひずみが増加している。他の供試体においても同様のことが確認された。このことから、せん断補強鉄筋を配置した供試体においても、ピーク時に軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展し、多くのせん断補強鉄筋が降伏する以前に破壊に至ったため、 $V_{s_exp}/V_{s\beta_cal}$ が1を下回ったと考えられる。さらには、せん断補強鉄筋比が増加することで、軸方向鉄筋に沿ったひび割れは抑制されると考えられる。このため、せん断補強鉄筋比の増加に伴って、 $V_{s_exp}/V_{s\beta_cal}$ が1に近づいていると推察される。

(2) せん断補強鉄筋に作用した応力

図-7に示すように、ピーク時に斜めひび割れと交差する位置でせん断補強鉄筋に生じていたひずみから作用応力を算出し、せん断補強鉄筋の貢献分を評価した。この算定値 $V_{s\sigma_cal}$ と実験値 V_{s_exp} の比較を、表-5に示す。表-5より、SC-0.19を除いて、算定値を実験値が上回っている。

(3) せん断補強鉄筋の形状

本実験で用いた全ての供試体では、せん断補強鉄筋の形状が円形であるため、各鉄筋が斜めひび割れと交差する点において、RCはり高さ方向のせん断抵抗力が異なると考えられる^{2),3)}。そこで、図-7に示すように、 $V_{s\sigma_cal}$ にさらにせん断補強鉄筋の形状による力の作用方向の違いを累加して考慮した $V_{s\delta_cal}$ と実験値 V_{s_exp} を比較した結果を表-5に示す。その結果、実験値と算定値が概ね一致していることが確認できる。

3.4 実験結果を踏まえたせん断耐力評価

最後に、コンクリートの貢献分とせん断補強鉄筋の貢献分を、上記の方法で修正し算出した結果(V_{cm_cal} , $V_{s\delta_cal}$)およびこれを足し合わせた V_{cal} (= $V_{cm_cal}+V_{s\delta_cal}$)と、 V_{exp} の比較を図-8に示す。実験値/修正値は、いずれも現行の算定方法に比べて1に近づいている。この結果から、円形断面RC部材の適切なせん断耐力評価のために、コンクリートの貢献分では多段に配置された軸方向鉄筋を考慮しなければならないといえる。また、せん断補強鉄筋の貢献分では、(1)斜めひび割れ角度(2)せん断補強鉄筋に作用した応力(3)せん断補強鉄筋の形状を組み込んだ算定法が有効である。

4. 結論

本研究から以下の知見が得られた。

- (1) 実験で得たせん断補強鉄筋のない円形断面RC部材のせん断耐力は、現行のせん断耐力算定値よりも大きくなることを実験により確認した。また、せん断耐力算定において等積正方形に置換する際、修正トラス理論におけるコンクリートの貢献分は、多段に配置された軸方向鉄筋を考慮することで、実験値を精度よく再現できることが確認された。
- (2) 軸方向鉄筋を全周に配置した本研究のRC部材のせん断破壊では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが先行したため、せん断補強鉄筋が降伏する前にピークに至ったと推察された。
- (3) 円形断面RC部材におけるせん断補強鉄筋の貢献分の算出には、斜めひび割れ角度およびせん断補強鉄筋に作用した応力、また、斜めひび割れがせん断補強鉄筋と交差する位置に依存して異なるせん断抵抗力を考慮しなければならないことを実験的に確認した。

参考文献

- 1) ACI Committee 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, pp.155-168, Jan. 2008
- 2) Jensen, U. G. and Hoang, L. C.: Shear Design of Reinforced Concrete Elements with Circular Cross Section, Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11), Nov. 2008
- 3) Kim, J. H. and Mander, J. B.: Theoretical Shear Strength of Concrete Columns Due to Transverse Steel, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No.1, Jan. 2005
- 4) 田所敏弥, 谷村幸裕, 服部尚道, 北沢宏和:逆対称曲げ荷重を受ける円形RC部材のせん断耐力におよぼす帶鉄筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.787-792, 2006
- 5) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫:せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, Vol.372, 1986.8
- 6) 石橋忠良, 斎藤啓一, 寺田年夫:RCはりの腹部に配置された軸方向鉄筋のせん断耐力に及ぼす影響について, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, pp.321-322, 1985
- 7) 瞞好宏史, 町田篤彦:側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 9, No.2, pp.335-340, 1987