

せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構に関する一考察

An experimental study on shear resisting mechanism of RC beams with stirrups

中村英佑*, 渡辺博志**

Eisuke NAKAMURA, Hiroshi WATANABE

*工修, 独立行政法人土木研究所, つくば中央研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

** 博(工), 独立行政法人土木研究所, つくば中央研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

This paper presents an experimental study of the shear resisting mechanism of RC beams with stirrups. RC specimens with different concrete compressive strengths, yield strengths of stirrups, stirrup spacings and shear span to depth ratios were tested. Test results indicated that the beam and arch action provided a rational explanation of the shear resisting mechanism. The arch action was enhanced due to the increase of concrete strength and the stirrup inclusion, while the beam action was enlarged by only the latter. Additionally, the sum of the beam and arch contribution agreed with the ultimate shear strength. The modified truss model provided conservative predictions for both of the concrete and stirrup contribution.

Key Words: shear, beam and arch action, RC beam, stirrup

キーワード: せん断, ビーム・アーチ機構, RC はり, せん断補強鉄筋

1. はじめに

国内の道路橋用鉄筋コンクリートはりの実務的なせん断耐力算定式には, コンクリート負担分のせん断耐力 V_c にせん断補強鉄筋負担分のせん断耐力 V_s を累加する修正トラス理論が採用されている. 修正トラス理論に基づくせん断耐力算定式は国内外で広く使用されているが^{1), 2), 3)}, ここで設定されている仮定には, 実際の鉄筋コンクリートはり(以下, RC はり)のせん断耐荷機構を適切に反映したものであるか十分に検証されていないものも含まれていると考えられる.

例えば, 修正トラス理論では, V_c がせん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断耐力, すなわちコンクリートの斜め引張抵抗と与えられるが, 解析的な検討によればせん断ひびわれ発生後の V_c は主にアーチ機構により負担される可能性がある⁴⁾. また, V_s が圧縮斜材角 45 度を仮定したトラス理論で与えられるため, これを横切るせん断補強鉄筋の全数降伏を部材の終局とみなしているが, 実際にはこれ以上の荷重に耐え得ること⁵⁾, 逆に, 高強度のせん断補強鉄筋を用いた部材では, せん断補強鉄筋の降伏前にコンクリートの圧壊により終局に至ることが指摘されている⁶⁾. こうした報告があるにも関わらず修正トラス理論が採用されてきた理由は, V_c と V_s を累加して得られるせん断耐力の算定値が簡易な計算で得られることに加え, 比較的精度良く過去の実験デー

タと合致したためと考えられる.

一方, 構造体コンクリートの設計規程が明記すべき項目を定めた ISO 19338⁷⁾は, 工学的原理に基づき, 実験結果と整合性のとれたせん断耐力の算定方法を示すことを求めているが, 具体的な方法までは規定していない. このため, 国外では修正圧縮場理論⁸⁾や可変角トラス理論⁹⁾など, 修正トラス理論以外に基礎を置くせん断耐力算定式も採用されている. これらのことは, せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構を未だに解明できていないことを反映していると推察される.

今後, 性能照査型の設計方法の普及により構造物の設計に大幅な自由度が与えられることが予想されるが, その際には十分な信頼性を有する耐力照査方法が求められる. 特にせん断力に対する耐荷性能を適切に照査するためには, これまで曖昧にされてきたコンクリートとせん断補強鉄筋の担う役割を明確にした上で, RC はりのせん断耐荷機構を把握することが不可欠である. このことは, 材料劣化による損傷や高強度材料の使用など, 既存のせん断耐力算定式の適用範囲から逸脱した部材の照査を行う際にも重要な課題となる.

本論文では, コンクリート強度, せん断補強鉄筋の降伏強度と配置間隔, せん断スパン比を実験パラメータとした RC 供試体の載荷実験を行い, せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構を実験的に検討することを目的とした. このため, 載荷実験結果をもとに, 各パ

ラメータとせん断耐荷機構の関係をビーム・アーチ機構に着目したマクロモデルの視点から考察した。

2. マクロモデルによるせん断耐荷機構の検討

これまでに、せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構を解明するため、部材に作用する荷重と耐荷機構の関係を簡便なマクロモデルで説明しようとする試みは数多くなされてきた。

例えば、Kani¹⁰⁾は、せん断スパン内の様々な位置に 1 本のせん断補強鉄筋を配置した RC 供試体の載荷実験を行い、せん断ひび割れ発生後のせん断補強鉄筋の役割について考察している。この結果、せん断補強鉄筋は、せん断ひび割れ発生後の RC はり内部に形成されるタイドアーチを支持し、アーチ機構を保持することでせん断耐力の増加に寄与するとしている。また、Park ら¹¹⁾は、RC はりのせん断抵抗をビーム機構とアーチ機構に分離して捉えることにより、せん断耐荷機構のモデル化を試みている。図-1 に示すせん断ひび割れ発生後の RC はりのフリーボディにおいて、簡単化のためダウエル作用によるせん断抵抗を無視すると、部材に作用する曲げモーメント M とせん断力 V の関係から式(1)、(2)が得られる。

$$M = Vx = Tjd \quad (1)$$

$$V = \frac{dM}{dx} = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad (2)$$

式(2)の第 3 式は、RC はりに作用するせん断力が、ビーム機構とアーチ機構によって受け持たれることを表している。第 1 項はビーム機構を示し、せん断力を受ける RC はりが主鉄筋の付着によりせん断抵抗を発揮することを意味している。一方、第 2 項はアーチ機構を示し、RC はりの圧縮ストラットがアーチ状となりせん断抵抗を発揮することを意味している。

Russo ら¹²⁾は、この理論を拡張し、せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐力算定式として、Bazant ら¹³⁾の提案式から得られるビーム・アーチ機構負担分のせん断耐力に V_s を累加する方法を提案している。ここでは、せん断スパン比によって RC はりの耐荷機構が変化するため、これに連動する形で V_s も増減すると仮定している。しかしながら、図-2 に示すように、せん断ひび割れ発生後、せん断補強鉄筋は RC はりの内部応力を再配分する役割を担い、ビーム機構とアーチ機構の両者の保持に寄与する。すなわち、せん断補強鉄筋は、主鉄筋を拘束し、主鉄筋の引張力とコンクリートストラットの圧縮力との間でトラス機構を形成することによってビーム機構を¹¹⁾、圧縮縁のコンクリートアーチを拘束することによってアーチ機構¹⁰⁾を保持する。このため、結果的には、せん断補強鉄筋を有する RC はりにおいても式(2)が成立すると考えるのが妥当である。従って、せん断抵抗はビーム機構とアーチ機構の和によって発揮されるため、

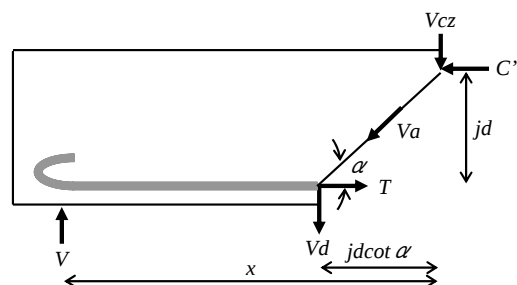


図-1 フリーボディに作用する力の釣り合い
 V_{cz} : ひび割れの生じていないコンクリートによるせん断抵抗,
 V_a : ひび割れに沿った骨材のかみ合わせによるせん断抵抗,
 V_d : ダウエル作用によるせん断抵抗, T : 主鉄筋の引張力,
 C' : コンクリートの曲げ圧縮力, α : せん断ひび割れの傾斜角,
 jd : アーム長, x : 支点からの距離

図-1 フリーボディに作用する力の釣り合い

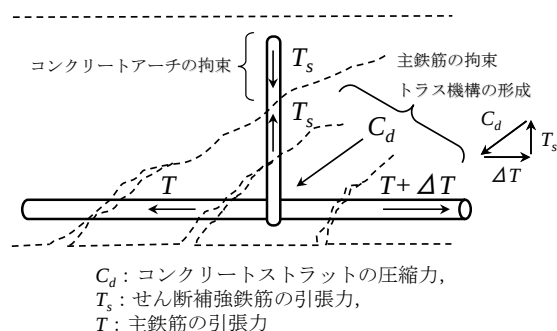


図-2 せん断補強鉄筋の果たす役割

Russo らの提案にあるように、これに V_s を足し合わせることが必ずしも適切とはいえない。

本論文では、せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構をマクロ的に把握するため、各種実験パラメータを有する RC 供試体の載荷実験を実施し、コンクリートとせん断補強鉄筋のせん断耐荷機構への寄与を詳細に考察する。特に、ビーム・アーチ機構各々の負担するせん断抵抗を定量化することにより、RC はりのせん断耐荷機構を解明することを試みる。

3. 実験の概要

供試体の概要を図-3、表-1 に示す。いずれも矩形断面を有し、せん断破壊先行型となるようにせん断補強鉄筋を配置した RC はりである。

実験パラメータは、コンクリート強度、せん断補強鉄筋降伏強度、せん断補強鉄筋配置間隔、せん断スパン比の 4 種類とした。コンクリート強度の違いがせん断耐荷機構に及ぼす影響を検討するため、コンクリート強度は、18.9(A), 33.4(B1), 60.7N/mm²(C 供試体)の 3 水準とした。同様に、せん断補強鉄筋の降伏強度ならびに配置間隔の影響を検討するため、高強度のせん断補強鉄筋を用いた場合(B2 供試体)、せん断補強鉄筋の配置間隔を広げた場合(B3 供試体)の載荷実験も行った。また、これらはせん

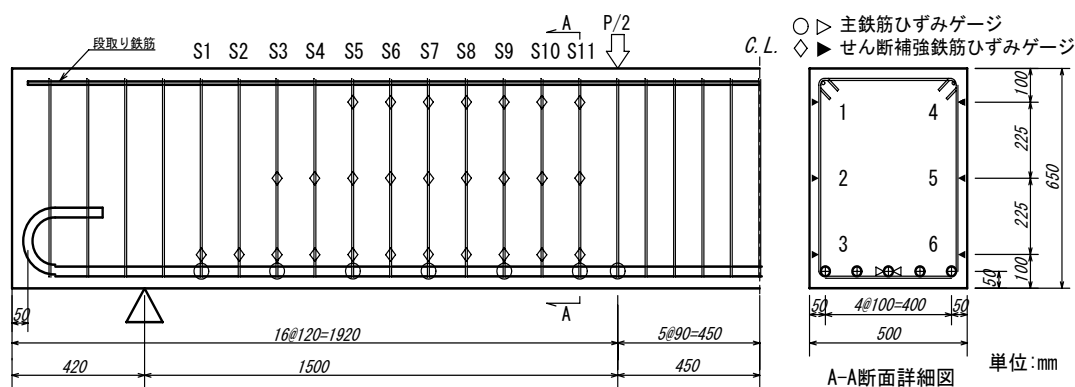


図-3 供試体の概要(A 供試体)

表-1 供試体の諸元

供試体	部材寸法			コンクリート	主鉄筋			せん断補強鉄筋			実験パラメータ
	b (mm)	d (mm)	a/d	f'_c (N/mm ²)	規格	p_w (%)	f_y (N/mm ²)	規格	r (%)	f_{wy} (N/mm ²)	
A	290	350	2.5	18.9	5D29(SD490)	1.07	538	D6@120(SD345)	0.11	371	コンクリート強度
B1				33.4			530			363	
B2				34.8				D6@120(USD785)		821	せん断補強鉄筋降伏強度
B3				35.6			5D29(USD685)	727	D6@240(SD345)	0.05	380
B4			4.0	36.2	D6@120(SD345)						0.11
C			2.5	60.7			5D29(SD490)	514	371	コンクリート強度	

※ b:幅, d:有効高さ, a/d:せん断スパン比, f'_c :コンクリート強度,

p_w :主鉄筋比, f_y :主鉄筋降伏強度, r:せん断補強鉄筋比, f_{wy} :せん断補強鉄筋降伏強度

断スパン比 2.5 としたが、せん断スパン比の違いによる影響も検討するため、せん断スパン比 4.0 とした場合(B4 供試体)の載荷実験も行った。なお、 V_s が V_c を過大に上回るような場合には、せん断補強鉄筋降伏前に部材が終局に至る可能性が高くなるため、いずれの供試体においても計算上 V_s が V_c よりも小さくなるようにした。

載荷は、2 点単調載荷で行い、載荷点には、石膏を用いて幅 100mm の鋼板を設置した。主鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみは、ひずみゲージを貼り付けて測定し、変位は、供試体の中央部および載荷点下部、せん断スパン中央部、支点部の計 7 ヶ所で測定した。

コンクリートには、粗骨材最大寸法を 20mm としたレディミクストコンクリートを用いた。

なお、段取り鉄筋として圧縮側に D13(SD295A)を配置したが、耐力への寄与は小さいため、今回の耐力計算では考慮していない。

4. 実験結果および考察

4.1 載荷実験の結果

図-4 に各供試体の作用せん断力と供試体中央の変位の関係、表-2 に修正トラス理論によるせん断耐力の計算値と実験値を示す。ここで、せん断耐力の計算値は、 V_{cal} を二羽式¹⁴⁾、 V_{scal} を圧縮斜材角 45 度のトラス理論から算定した。実験値は、せん断ひび割れ発生時の作用せん断力 V_{cr} を支配的なせん断ひび割れが目視で確認された時

点、終局時の作用せん断力 V_{exp} をせん断圧縮破壊時もしくは主鉄筋降伏時の作用せん断力とした。

載荷実験の結果、コンクリート強度の高い C 供試体は曲げ破壊し、他の供試体はせん断圧縮破壊した。せん断破壊に至った供試体では、せん断ひび割れが発生した後、荷重の増加とともにひび割れが載荷点付近に向かって進展した。その後、これを横切るせん断補強鉄筋が降伏し、最終的には圧縮縁までせん断ひび割れが貫通して載荷点付近のコンクリートの圧壊により終局に至った。これらでは、修正トラス理論によるせん断耐力の計算値は実験値を安全側に評価していた。また、曲げ破壊に至った C 供試体では、せん断ひび割れは生じたが圧縮縁まで貫通することはない、主鉄筋が降伏した後に等曲げ区間の圧縮縁コンクリートが圧壊して終局に至った。

A, B1, C 供試体を比較すると、 V_{scal} は概ね等しいが、コンクリート強度の高いもののほど V_{cal} が大きく V_{exp} も大きくなったことがわかる。一方、せん断補強鉄筋の降伏強度と配置間隔の異なる B1, B2, B3 供試体を比較すると、 V_{cal} は概ね等しく、 $r f_{wy}$ が大きいもののほど V_{scal} と V_{exp} が大きくなった。また、せん断スパン比の大きい B4 供試体では、他の供試体と比べて剛性が小さく、せん断スパン比以外の実験パラメータの等しい B1 供試体よりも V_{exp} が小さくなった。これらのことから、コンクリート強度やせん断補強鉄筋の降伏強度と配置間隔、せん断スパン比の違いにより、せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐力機構は大きく異なると考えられる。

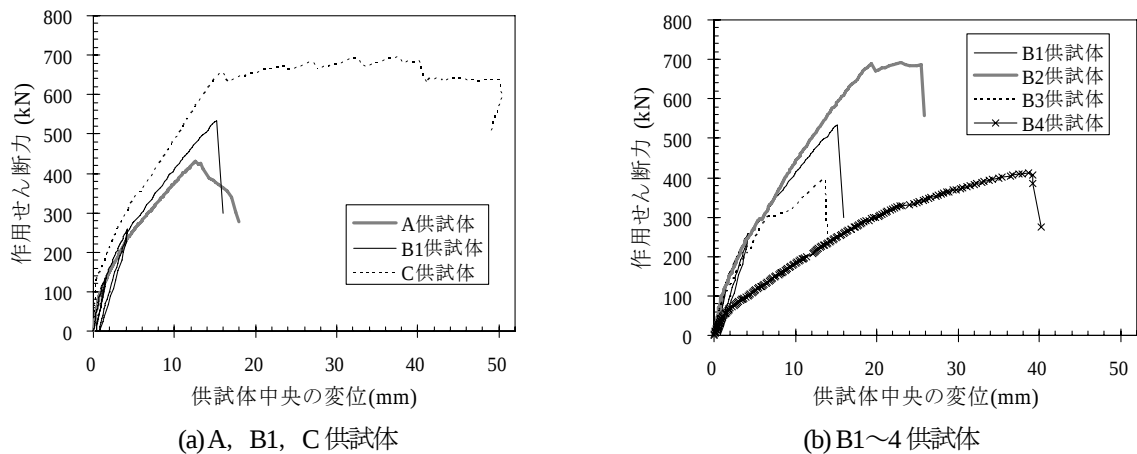


図-4 作用せん断力-供試体中央の変位の関係

表-2 計算値と実験値の比較

供試体	計算値(kN)			実験値(kN)		V_{cal}/V_{exp}	破壊モード
	V_{ccl}	V_{scal}	V_{cal} ($=V_{ccl}+V_{scal}$)	V_{cr}	V_{exp}		
A	243	102	345	265	431	0.80	せん断圧縮破壊
B1	294	100	394	290	535	0.74	せん断圧縮破壊
B2	298	226	524	295	692	0.76	せん断圧縮破壊
B3	301	52	353	315	397	0.89	せん断圧縮破壊
B4	254	96	350	250	431	0.81	せん断圧縮破壊
C	359	102	461	350	688	0.67	曲げ破壊

※ V_{ccl} :二羽式による計算値, V_{scal} :圧縮斜材角45度を仮定したトラス理論による計算値

※ V_{cr} :せん断ひび割れ発生時の作用せん断力, V_{exp} :終局時(せん断圧縮破壊もしくは主鉄筋降伏)の作用せん断力

次節以降, 各実験パラメータとせん断耐荷機構の関係を個別に考察することとする。

4. 2 コンクリート強度とせん断耐荷機構の関係

(1) ひび割れ発生状況とせん断補強鉄筋ひずみ分布

図-5 に, A 供試体の終局時のひび割れ発生状況とせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。せん断ひび割れは, わずかに湾曲しているが, ほぼ直線的に進展した。ここでは, 部材断面図心軸周辺でひび割れに接する直線(図-5の一点鎖線)をとり, この直線の傾きを支配的なせん断ひび割れの傾斜角とした。ただし, 上記の扱いが困難なものについてはせん断ひび割れの傾斜角を定義できていない。A 供試体の支配的なせん断ひび割れは主鉄筋と約28度の角度で進展し, この周辺のせん断補強鉄筋(S2~10)のひずみは降伏ひずみに達していた。また, B1, C 供試体のせん断ひび割れの角度も約25, 26度でA 供試体とほぼ等しく, この周辺のせん断補強鉄筋の多くが降伏していた。支配的なせん断ひび割れは, コンクリート強度に関わらず同程度の角度で進展し, その角度は修正トラス理論で仮定する45度よりも小さくなった。また, 支配的なせん断ひび割れ周辺のせん断補強鉄筋の多くが降伏に達しており, 実際のRCはりでは, 圧縮斜材角度45度で想定されるよりも多くのせん断補強鉄筋がせん断耐力を負担している可能性が高い。

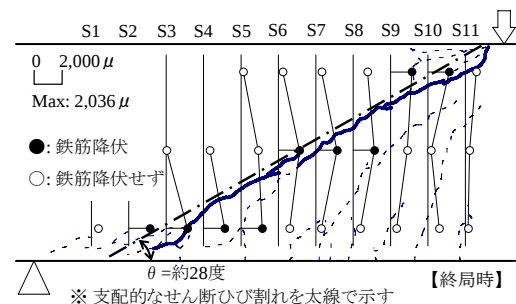


図-5 ひび割れとせん断補強鉄筋ひずみ(A 供試体)

(2) コンクリートとせん断補強鉄筋の分担せん断力

次に, コンクリートとせん断補強鉄筋の分担するせん断耐力の内訳を個別に把握するため, 各々の分担せん断力 V_{cexp} , V_{sexp} を算定する。 V_{sexp} は, せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値に材料試験から得た鉄筋の弾性係数と断面積を乗じて各せん断補強鉄筋が分担したせん断耐力を求め, 支配的なせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋(図-5のS4~11)が分担したせん断耐力を足し合わせて算定した。また, 実際にせん断補強鉄筋が分担したせん断耐力とするため, 支配的なせん断ひび割れ近傍のゲージ(図-5のS4とS5の下部, S6~8の中部, S9~11の上部)の測定値を断面の両側で平均して用いた。鉄筋の応力とひずみの関係は, バイリニア型を仮定した。一方, V_{cexp} は, せん断補強鉄筋分担分以外の作

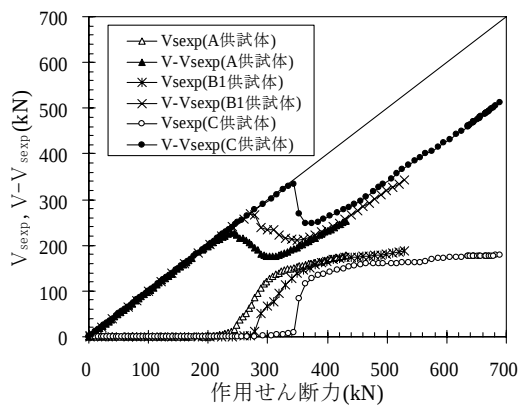


図-6 分担せん断力の比較(A, B1, C 供試体)

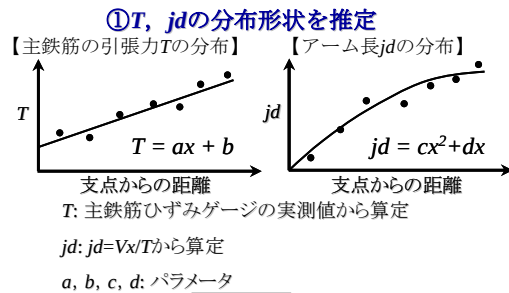
用せん断力をコンクリートが分担するとみなし、作用せん断力 V から V_{sep} を差し引いたものとした。

図-6 に、A, B1, C 供試体の V_{sep} , $V-V_{sep}$ を示す。いずれの供試体においても、 V_{sep} は支配的なせん断ひび割れ発生後から徐々に増加し、せん断補強鉄筋降伏後に一定値に収束する傾向にあった。終局時の V_{sep} はコンクリート強度に関わらず同程度となったが、この理由は各供試体の支配的なせん断ひび割れの角度が概ね等しく、これを横切るせん断補強鉄筋の多くが降伏に達し、作用せん断力を分担するせん断補強鉄筋の内訳に大きな差がなかったためと考えられる。既往文献^{15), 16), 17)}では、せん断スパン比が小さい場合(主に 2.0 以下)には、トラス理論で算定されるせん断補強鉄筋分担分のせん断耐力は危険側の評価となる可能性が高いことが報告されているが、今回の荷重試験(せん断スパン比 2.5)では、 V_{sep} は V_{scd} よりも大きくなり、修正トラス理論の圧縮斜材角 45 度が安全側の仮定となったことを確認できる。

一方、 $V-V_{sep}$ は、荷重初期では作用せん断力とともに増加し、せん断ひび割れ発生後に一度減少するものの、せん断補強鉄筋降伏後に再び増加に転じていた。コンクリート強度が高いほど、せん断ひび割れ発生後から終局時までの $V-V_{sep}$ の増加分が大きくなる傾向にあった。

(3) ビーム・アーチ機構の負担するせん断抵抗

こうしたせん断ひび割れ発生後の耐荷機構の変化要因を詳細に考察するため、式(2)に従い、せん断抵抗をビーム機構とアーチ機構の負担分 V_{beam} と V_{arch} に分けて算定することを試みる。算定方法の概要を図-7 に示す。まず、せん断スパン内の主鉄筋の引張力 T の分布が一次関数、アーム長 jd の分布が支点を通る二次関数で表されると仮定した上で、これらの分布形状を推定した。 T は主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値に材料試験から得られた鉄筋の弾性係数と断面積を乗じ、 jd は式(1)から求めた。図-8 の主鉄筋の引張応力の推移を参照すると、荷重の増加とともにせん断スパン内における分布形状が変化したことが見て取れる。既往文献^{13), 18)}では様々



②推計結果から V_{beam} , V_{arch} を算定

主鉄筋のひずみゲージの設置位置で式(2)から算定

$$V_{beam} = jd \frac{dT}{dx} \quad V_{arch} = T \frac{d(jd)}{dx}$$

③せん断ひび割れの生じた範囲で平均

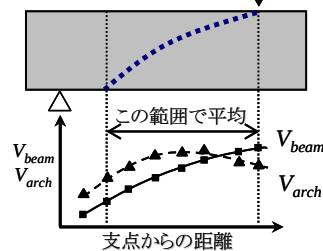


図-7 V_{beam} , V_{arch} 算定方法の概要

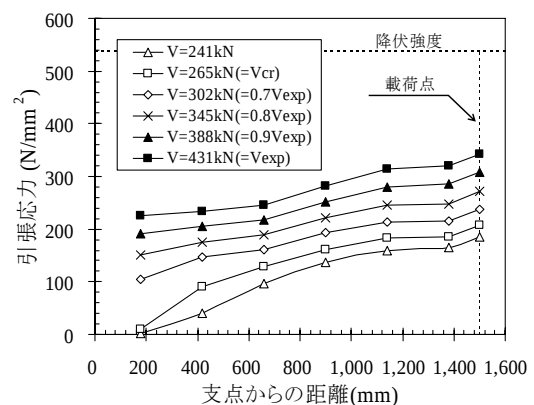


図-8 主鉄筋の引張応力の推移(A 供試体)

な方法でこれらの分布形状を仮定しているが、ここでは計算プロセスを簡便にするために上記の関数で分布形状を仮定した。次に、これらを式(2)に代入して、主鉄筋の各ひずみゲージ設置位置における V_{beam} と V_{arch} を算定した。その後、一定の範囲内で算定値を平均し、各供試体の V_{beam} と V_{arch} とした。ここでは、終局時に圧縮縁まで貫通したせん断ひび割れの周辺で得られた算定値を用いるため、図-5 に示す A 供試体では荷重点直下から支点側に 840mm の位置までのゲージ設置位置で得られた算定値を用いた。せん断破壊したせん断スパン比 2.5 の供試体ではほぼ同じ位置にせん断ひび割れが発生していた。また、曲げ破壊に至った C 供試体でも、荷重点付近まで進展し、仮にせん断破壊した場合には圧縮縁まで貫通する可能性が高いと思われたせん断ひび割れが A

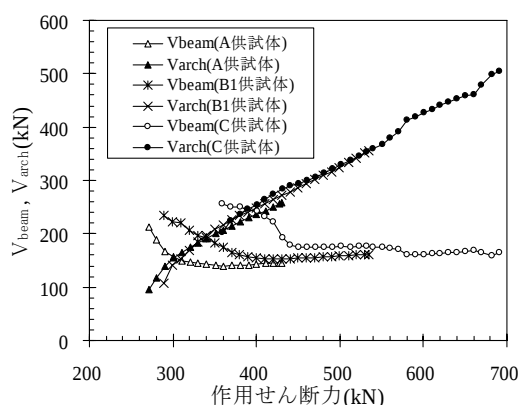


図-9 ビーム・アーチ機構の比較(A, B1, C 供試体)

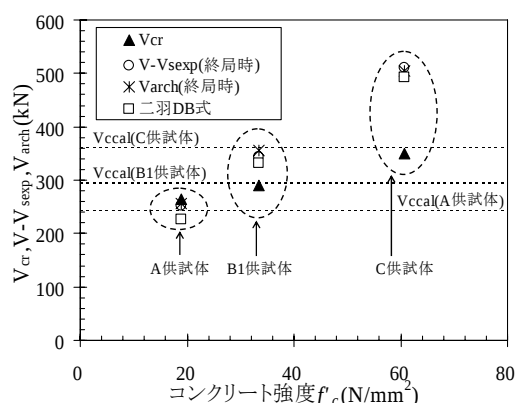


図-10 f'_c と V_{cr} , $V-V_{sep}$, V_{arch} , V_{ccal} の関係

供試体とはほぼ同じ位置に生じていた。このため、せん断スパン比 2.5 の供試体では荷重点直下から支点側に 840mm の位置までの算定値を用い、同様にせん断スパン比 4.0 の供試体では荷重点直下から支点側に 1,560mm の位置までの算定値を用いた。また、 V_{beam} と V_{arch} の部材軸方向の分布は、 V_{beam} については荷重点側で大きく、 V_{arch} についてはせん断ひび割れ発生前では支点側で大きく、その後は荷重点側で徐々に大きくなる傾向にあったが、本論文では RC はりのせん断耐荷機構をマクロモデルの視点から検証することを目的としているため、上述した範囲内で算定値を平均し、各供試体のビーム・アーチ機構の負担するせん断抵抗を比較することとした。なお、平均化する範囲を変えても V_{beam} と V_{arch} の大小が大きく変化することはなかった。

図-9 に、A, B1, C 供試体の V_{beam} , V_{arch} を示す。せん断ひび割れ発生後、各供試体の V_{arch} は作用せん断力とともに増加し、終局時の V_{arch} はコンクリート強度の高い供試体ほど大きくなった。このことから、前述した終局時までの V_{exp} の再増加は、せん断ひび割れの生じたコンクリートがアーチ機構を形成することにより作用せん断力の増加分を受け持ったことを反映したとみられる。

一方、 V_{beam} はせん断ひび割れ発生後に減少し、終局時まで概ね一定で推移する傾向にあった。ここで図-8 を参照すると、A 供試体の主鉄筋の引張応力分布は、せん断

ひび割れ発生後のモーメントシフトにより支点からの距離 180mm で急激に増加した後、一定の勾配を保ちつつ増加したことがわかる。同様の傾向は、B1, C 供試体でもみられた。ビーム機構は主鉄筋の付着により発揮されるせん断抵抗であり、引張応力が支付近まで進展しせん断スパン内で一様に分布した後では、十分なせん断抵抗を期待することができない。このため、 V_{beam} は終局時まで増加することなく推移したと考えられる。以上のことは、せん断ひび割れ発生後の耐荷機構がビーム機構からアーチ機構へと大きく変化したことを示している。

(4) 修正トラス理論における V_c の位置付け

図-10 に、A, B1, C 供試体のコンクリート強度と V_{cr} , $V-V_{sep}$, V_{arch} の関係を示す。参考のため、各供試体の V_{ccal} も併記する。いずれの供試体においても V_{cr} は V_{ccal} とほぼ等しく、修正トラス理論における V_c はせん断ひび割れ発生時の作用せん断力に対応していると考えられる。ところが、コンクリート強度が高くなるほど、終局時の $V-V_{sep}$ と V_{arch} が大きくなり、 V_{ccal} との差が拡大している。また、終局時の $V-V_{sep}$ と V_{arch} は同程度であり、終局時の V_c が主にアーチ機構により負担されたことを示している。すなわち、コンクリート強度が高くなると、せん断ひび割れ発生時から終局時にかけてアーチ機構により負担される V_c が大きくなり、せん断圧縮破壊によって終局耐力が決まるため、修正トラス理論による計算値は安全側の評価となる可能性が高くなると考えられる。

また、図-10 には、二羽¹⁹⁾によって提案されたディープビームを対象としたせん断耐力算定式（以下、二羽 DB 式）による算定結果も併記している。二羽 DB 式は、タイドアーチ的な耐荷機構によって負担されるせん断耐力を想定したものであり、アーチ機構の負担するせん断抵抗の算定に使用できる可能性がある。図-10 によると、二羽 DB 式の算定値は、コンクリート強度の増加による V_{arch} の変化に追従できていることが確認できる。

4. 3 セン断補強鉄筋の降伏強度、配置間隔とせん断耐荷機構の関係

(1) ひび割れ発生状況とせん断補強鉄筋ひずみ分布

図-11 に、B2, B3 供試体の終局時のひび割れ発生状況とせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。支配的なせん断ひび割れの角度は、B2 供試体で約 25 度、B3 供試体で約 24 度であり、45 度よりも小さくなった。高強度のせん断補強鉄筋を用いた B2 供試体では、ひずみゲージの測定値から確認できる範囲で降伏に達したせん断補強鉄筋が S6 と S7 の 2 本のみであり、支配的なせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋が全数降伏する前にせん断圧縮破壊に至ったと言える。また、せん断補強鉄筋の配置間隔の広い B3 供試体では、ひび割れの分散性が低下している。ここでは S8 が降伏に達したことを確認できなかったが、これは支配的なせん断ひび割れが S8 の上

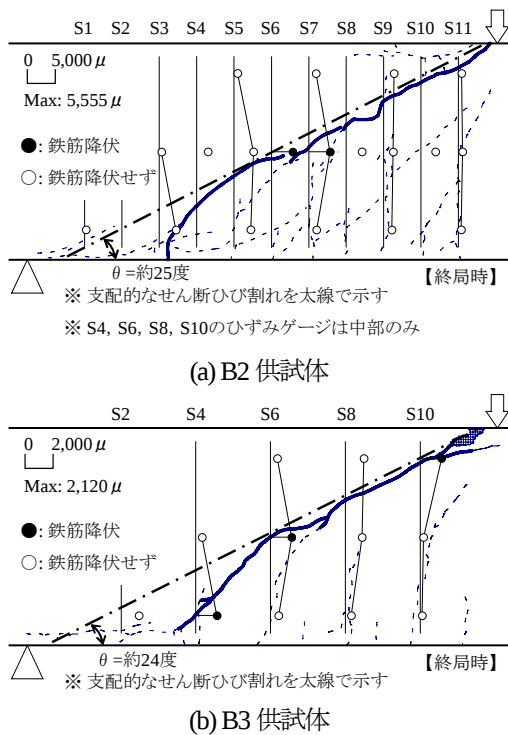


図-11 ひび割れとせん断補強鉄筋ひずみ

部と中部のひずみゲージの中央を横切ったため、せん断ひび割れ近傍のひずみを適切に計測できなかったためと思われる。

(2) コンクリートとせん断補強鉄筋の分担せん断力

図-12 に、B1～3 供試体の V_{sexp} 、 $V-V_{sexp}$ を示す。 V_{sexp} の算定に用いたひずみゲージは、B2 供試体では図-11 の S4 と S5 の下部、S6～8 の中部、S9～11 の上部としたが、S4 の下部と S10 の上部にはひずみゲージを貼り付けていなかったため、これらには両隣の鉄筋の平均値を代用した。また、B3 供試体では、図-11 の S4 の下部、S6 の中部、S8 と S10 の上部とした。いずれも断面の両側で平均した測定値を用いた。

ここでも、 $V-V_{sexp}$ は載荷初期に作用せん断力とともに増加し、せん断ひび割れ発生後に一度減少した後、再び増加に転じた。また、 V_{sexp} は、せん断ひび割れ発生後から増加した。これらの傾向は、コンクリート強度を実験パラメータとした図-6 の結果と等しい。ただし、B1～3 供試体では、せん断補強鉄筋の降伏強度と配置間隔が異なるため、終局時の V_{sexp} は rf_{wy} の最も大きい B2 供試体で大きく、 rf_{wy} の最も小さい B3 供試体で小さくなった。また、この3体のコンクリート強度は同程度であったが、終局時の V_{cex} も B2, B1, B3 供試体の順に大きくなった。

V_{sexp} の推移に着目すると、B1, B3 供試体では、終局前にせん断補強鉄筋の多くが降伏に達したため、ある時点から増加が止まり、一定値に収束した。しかし、高強度のせん断補強鉄筋を用いた B2 供試体では、終局時まで支配的なせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の全数が降伏に至らなかったため、 V_{sexp} が漸続的に増加し、

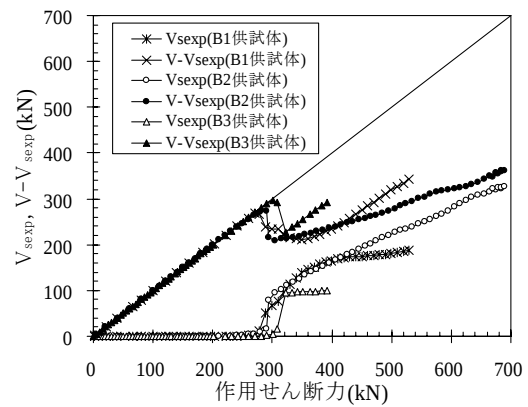


図-12 分担せん断力の比較(B1～3 供試体)

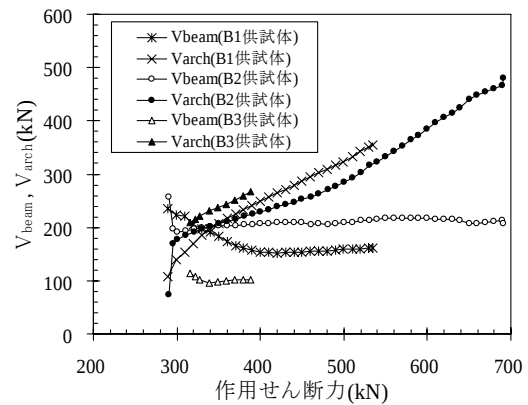


図-13 ビーム・アーチ機構の比較(B1～3 供試体)

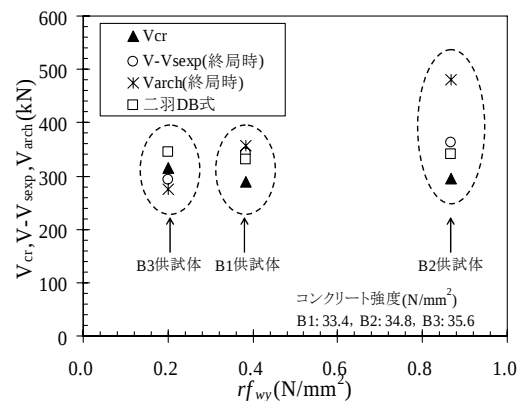


図-14 rf_{wy} と V_{cr} 、 $V-V_{sexp}$ 、 V_{arch} 、 V_{ccl} の関係

V_s に余裕があったにも関わらずせん断圧縮破壊に至った。この理由は、高強度鉄筋の高い強度を十分に発揮する前に、載荷点付近の圧縮縁のコンクリートが圧壊し、 V_c が限界に至ったためと推察される。

(3) ビーム・アーチ機構の負担するせん断耐抵抗

図-13 に、B1～3 供試体の V_{beam} と V_{arch} を示す。 V_{beam} は、せん断ひび割れ発生後に減少し、その後ほぼ一定で推移しているが、終局時の V_{beam} は B2, B1, B3 供試体の順に大きいことがわかる。この理由は、 rf_{wy} の大きい供試体では、せん断補強鉄筋による主鉄筋の拘束効果が高まり、ビーム機構の低下抑制に強く寄与したためと考えられる。一方、 V_{arch} はせん断ひび割れ発生後に増加し、

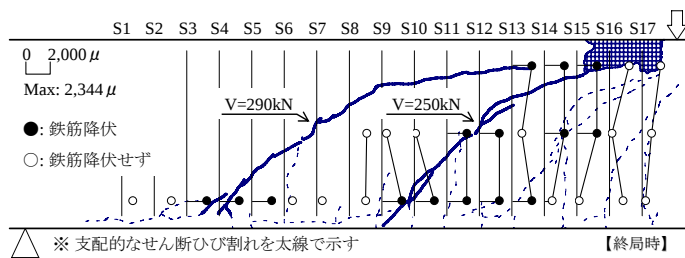


図-15 ひび割れとせん断補強鉄ひずみ(B4 供試体)

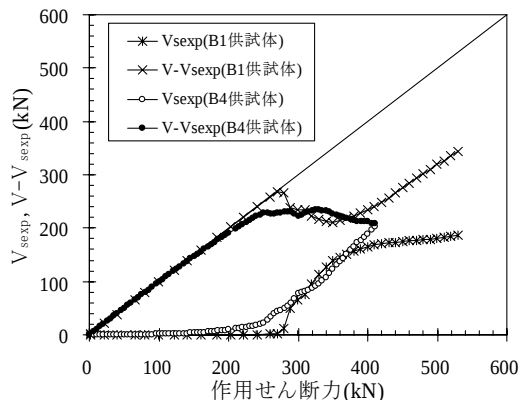


図-16 分担せん断力の比較(B1, B4 供試体)

終局時の V_{arch} も B2, B1, B3 供試体の順に大きくなった。これは、ビーム機構と同様に rf_{wy} の大きい供試体において、せん断ひび割れ発生後のコンクリートアーチの拘束効果が高まり、アーチ機構の増加に貢献したためと考えられる。以上の結果は、せん断補強鉄筋がビーム・アーチ機構の両者の保持に寄与することを示唆している。

また、図-14 に、B1～3 供試体の rf_{wy} と V_{cr} , $V - V_{sepx}$, V_{arch} , 二羽 DB 式の算定値の関係を示す。B1～3 供試体のコンクリート強度が概ね同程度であったため、これら 3 体における V_{cr} , $V - V_{sepx}$, 二羽 DB 式の算定値の差は比較的小さい。その一方で、 V_{arch} は rf_{wy} の大きい供試体で大きくなる傾向にあることがわかる。図-10 では二羽 DB 式の算定値がコンクリート強度の増加による V_{arch} の変化に追従できていたことを確認したが、 V_{arch} は rf_{wy} の影響も受ける。このため、二羽 DB 式の算定値は、 rf_{wy} の大きい B2 供試体で V_{arch} を過小に評価し、 rf_{wy} の小さい B3 供試体で過大に評価する傾向にある。この原因は、二羽 DB 式はせん断補強鉄筋の効果を考慮していないため、 rf_{wy} の増減による V_{arch} の変化には追従できなかったためと考えられる。

4. 4 せん断スパン比とせん断耐荷機構の関係

(1) ひび割れ発生状況とせん断補強鉄筋ひずみ分布

図-15 に、B4 供試体の終局時のひび割れ発生状況とせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。B4 供試体はせん断スパンが他の供試体よりも長いので、支配的と思われるせん断ひび割れが 2 本発生し、これらが荷重点付近まで

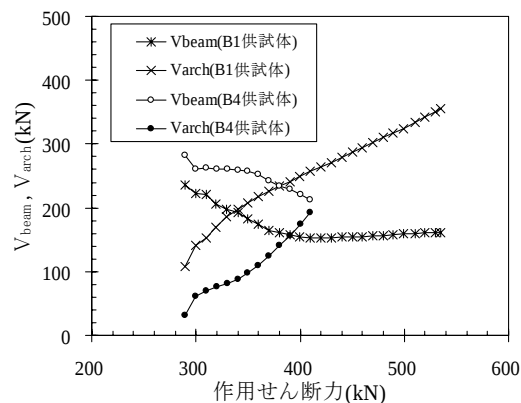


図-17 ビーム・アーチ機構の比較(B1, B4 供試体)

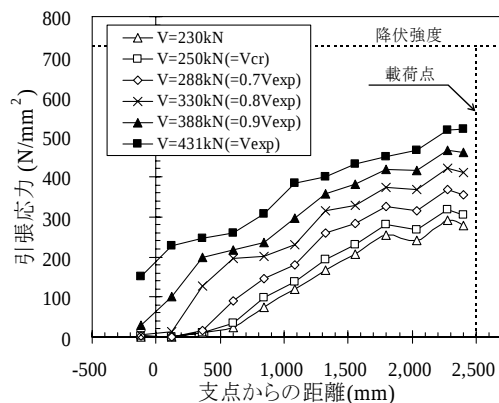


図-18 主鉄筋の引張応力の推移(B4 供試体)

進展した後に、圧縮縁コンクリートが圧壊して終局に至った。1 本目のせん断ひび割れはせん断スパン比 2.5 の供試体とほぼ同じ位置で、2 本目のせん断ひび割れはこれよりも外側で発生した。外側のせん断ひび割れ周辺のせん断補強鉄筋にはひずみゲージを貼り付けていなかったため測定が困難であったが、内側のせん断ひび割れ周辺のせん断補強鉄筋の多くは降伏に達していた。

(2) コンクリートとせん断補強鉄筋の分担せん断力

図-16 に、B1, B4 供試体の $V - V_{sepx}$, V_{sep} を示す。B4 供試体の V_{sep} の算定に用いたひずみゲージは、図-15 の内側の支配的なせん断ひび割れ近傍のもの(S10 と S11 の下部, S12～14 の中部, S15～S17 の上部)を断面の両側で平均したものとした。

B1 供試体の V_{sepx} は終局前にほぼ一定となっていたのに対し、B4 供試体の V_{sepx} は増加の途中で部材が終局に至ったように見受けられる。また、B4 供試体の $V - V_{sepx}$ はせん断ひび割れ発生後も大幅に減少することなく、B1 供試体よりも小さい段階で終局に至ったことがわかる。

(3) ビーム・アーチ機構の負担するせん断耐抵抗

図-17 に、B1, B4 供試体の V_{beam} と V_{arch} を示す。B4 供試体の V_{beam} と V_{arch} は、これまでに示した供試体とほぼ同様の傾向で推移している。ところが、 V_{beam} はせん断ひび割れ発生後に大きく減少し、 $V=350kN$ 以降で断続的

表-3 終局時の V_{sexp} , $V_{cexp}(=V-V_{sexp})$, V_{beam} , V_{arch} の比較

供試体	f'_c (N/mm ²)	rf_{wy} (N/mm ²)	V_{exp}	V_{sexp}	V_{cexp} ($=V_{exp}-V_{sexp}$)	V_{beam}	V_{arch}	$V_{beam}+V_{arch}$
A	18.9	0.39	431	178	253	146 (0.34)	258 (0.60)	404 (0.94)
B1	33.4	0.38	535	187	343	161 (0.30)	356 (0.67)	517 (0.97)
B2	34.8	0.87	692	327	362	208 (0.30)	480 (0.69)	688 (0.99)
B3	35.6	0.20	397	99	293	86 (0.22)	275 (0.69)	361 (0.91)
B4	36.2	0.37	431	203	208	210 (0.49)	197 (0.46)	407 (0.94)
C	60.7	0.39	688	177	511	163 (0.24)	503 (0.73)	666 (0.97)

※ V_{exp} , V_{sexp} , V_{cexp} , V_{beam} , V_{arch} , $V_{beam}+V_{arch}$ の単位はkN, ()内は V_{exp} に対する割合とする

に減少している。ここで図-18のB4供試体の主鉄筋の引張応力の推移を参照すると、せん断ひび割れ発生後に引張応力が支付近へと徐々に進展し、引張応力の分布が変化したことを確認できる。例えば、 $V=388\text{kN}$ の時点で支付近に、終局時($V=431\text{kN}$ 時)に支より外側の主鉄筋に引張応力が進展し、このプロセスは V_{beam} の減少と連動している。このため、B4供試体では、せん断ひび割れ発生後のモーメントシフトにより引張応力が支付近へと進展し、ビーム機構によるせん断抵抗が低下したと考えられる。

一方、B4供試体の V_{arch} はせん断ひび割れ発生後に増加していたが、せん断スパン比以外の実験パラメータの等しいB1供試体ほどには増加しなかった。せん断スパン比の大きいB4供試体では、アーチ機構の負担するせん断抵抗がB1供試体よりも小さくなったことがわかる。以上から、せん断スパン比の大きいB4供試体では、アーチ機構によるせん断抵抗を十分に期待することができなかつたため、せん断ひび割れ発生後もビーム機構によるせん断抵抗が中心となったが、主鉄筋の引張応力の進展によりこれも低下し、終局に至ったと考えられる。

4.5 せん断補強鉄筋を有するRCはりの耐荷機構

(1) 終局時のせん断耐力の内訳

表-3に、各供試体の V_{exp} と終局時の V_{sexp} , $V_{cexp}(=V_{exp}-V_{sexp})$, V_{beam} , V_{arch} を示す。終局時の V_{beam} は rf_{wy} の大きい供試体で大きく、終局時の V_{arch} はコンクリート強度と rf_{wy} の大きい供試体で大きくなったことを確認できる。また、 V_{beam} と V_{arch} の和は V_{exp} と同程度であり、せん断補強鉄筋を有するRCはりのせん断耐力がビーム機構とアーチ機構の和で表されることを示している。一方、 V_{beam} と V_{arch} の V_{exp} に対する割合を比較すると、せん断スパン比2.5の供試体では V_{beam} が22~34%, V_{arch} が60~73%となり、 V_{arch} の割合が大きくアーチ機構が卓越した。これらの供試体では、 V_{cal} と V_{scal} が V_{cal} に占める割合は様々であったが、それとは無関係に V_{beam} と V_{arch} が V_{exp} に占める割合は同程度となった。これに対

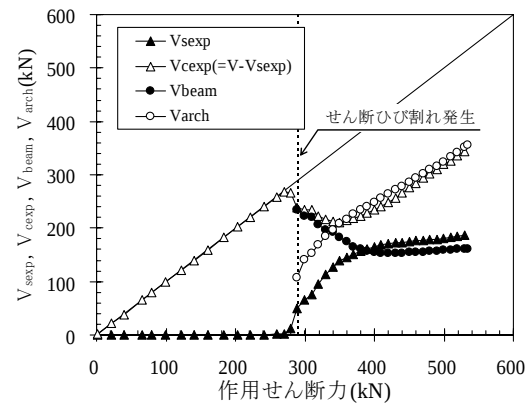


図-19 B1供試体における各せん断抵抗の推移

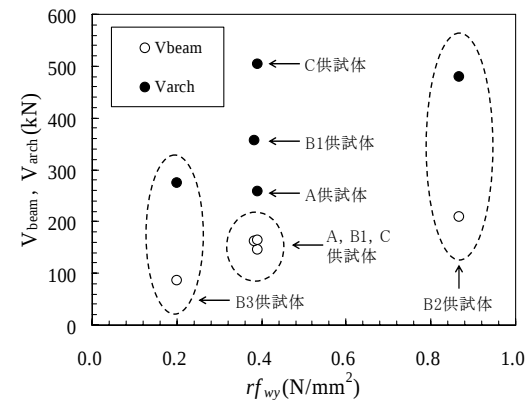


図-20 rf_{wy} と終局時の V_{beam} , V_{arch} の関係

し、せん断スパン比4.0の供試体では V_{beam} の割合が大きくビーム機構が卓越していた。すなわち、終局時の V_{beam} と V_{arch} はコンクリート強度と rf_{wy} の影響を受けて増減するが、これらの終局耐力に対する割合はせん断スパン比に応じて変化し、せん断スパン比が等しければコンクリート強度や rf_{wy} に関わらず同程度になると考えられる。

また、B2供試体を除けば、 V_{arch} は V_{cexp} と概ね等しく、終局時の V_c は主にアーチ機構により負担されるせん断抵抗とみなすことができる。一方、 V_{beam} は、せん断スパン比2.5の供試体では V_{sexp} よりも小さく、せん断スパン比4.0の供試体では V_{sexp} よりも大きくなった。この理由

は、せん断スパン比の小さい供試体では、図-2に示したトラス機構において C_d と ΔT のなす角度が大きくなるため、主鉄筋の付着力 T によって発揮される V_{beam} よりも、せん断補強鉄筋の引張力 T_s によって発揮される V_{secp} の方が大きくなったことを反映したためと考えられる。

(2) せん断補強鉄筋の果たす役割

図-19に、B1 供試体の V_{secp} 、 $V_{cexp}(=V-V_{secp})$ 、 V_{beam} 、 V_{arch} の推移を示す。ここでは代表例としてB1 供試体の結果を示すが、他の供試体でも同様の傾向が確認された。これによると、 V_{cexp} はせん断ひび割れの発生とほぼ同時に減少し、 V_{secp} は逆に急増した。この理由は、それまでコンクリートが負担していた斜め引張応力が開放され、これをせん断補強鉄筋が受け持ったためと考えられる。この際、 V_{beam} は、せん断ひび割れ発生直後のモーメントシフトによって支点付近の主鉄筋にも引張応力が発生したために減少した。しかし、図-20に示す rf_{wy} と V_{beam} 、 V_{arch} の関係では、 rf_{wy} が大きいほど終局時の V_{beam} は大きくなる傾向にあり、せん断補強鉄筋の存在がビーム機構に影響を与えていたことがわかる。すなわち、せん断ひび割れ発生直後のせん断補強鉄筋は、せん断ひび割れの進展を防ぐことに加え、主鉄筋を拘束することにより V_{beam} の低下を防止する役割を担ったと考えられる。

ただし、せん断ひび割れ発生直後の V_{secp} と V_{beam} の挙動に着目すると、作用せん断力の増加に伴い、 V_{secp} が増加する一方で V_{beam} は減少しており、 V_{beam} と V_{secp} の増減傾向は一致していない。トラス機構では、下弦材となる主鉄筋とせん断補強鉄筋の引張力の釣り合い条件が仮定されるが、 V_{beam} と V_{secp} の増減傾向が異なることは、この釣り合い条件が満足されていなかったか、想定しているコンクリートストラットの圧縮斜材角が作用せん断力とともに変化したことを示唆している。このトラス機構の仮定の妥当性については、今後詳細な検証が必要になると考えられる。

その後、作用せん断力が増加してせん断補強鉄筋が降伏付近に達すると、 V_{secp} はほぼ一定値に留まり、 $V-V_{secp}$ が再び増加に転じている。 V_{cexp} は V_{arch} とほぼ等しいプロセスで増加し、 V_{beam} の増加がほとんどないことから、作用せん断力の増加分は主にアーチ機構により負担されたと推察される。ここで、図-20を参照すると、コンクリート強度が同水準の場合、 rf_{wy} が大きいほど終局時の V_{arch} が大きくなったことがわかる。すなわち、せん断ひび割れ発生後のせん断補強鉄筋は、コンクリートアーチを拘束することによって V_{arch} の増加にも寄与したと考えることができる。

5. 結論

本論文では、RC 供試体の載荷実験結果に基づき、せん断補強鉄筋を有するRC はりのせん断耐荷機構につい

て、ビーム・アーチ機構に着目したマクロモデルの視点から検討を行った。本論文の範囲内で得られた知見を、以下にまとめる。

- 1) コンクリート強度の影響はアーチ機構の負担するせん断抵抗に大きく現れたが、ビーム機構の負担するせん断抵抗にはほとんど現れなかった。これに対し、 rf_{wy} はビーム・アーチ機構の両者の負担するせん断抵抗に影響を与えていた。また、ビーム・アーチ機構の負担するせん断抵抗の合計値は終局時の作用せん断力と概ね一致していた。
- 2) せん断スパン比 2.5 ではアーチ機構によるせん断抵抗が、せん断スパン比 4.0 ではビーム機構によるせん断抵抗が卓越することを確認した。ただし、ビーム機構によるせん断抵抗は、せん断ひび割れ発生後に主鉄筋の引張応力が支点付近まで進展した後に低下するため、終局時までの作用せん断力の増加分は主にアーチ機構が負担していた。
- 3) 修正トラス理論の V_c はせん断ひび割れ発生時の荷重を想定していたが、これ以上のせん断抵抗がアーチ機構により負担され、終局時の V_c はアーチ機構の負担するせん断抵抗とほぼ一致した。 V_s は、せん断ひび割れの角度が 30 度以下となったため、圧縮斜材角 45 度で想定される値よりも大きくなった。
- 4) せん断補強鉄筋は、せん断ひび割れ発生直後では、主鉄筋の拘束によりビーム機構の低下を防ぎ、その後は、コンクリートアーチの拘束によりアーチ機構の保持に寄与した。このため、 rf_{wy} が大きいほど両機構の負担するせん断抵抗は増加していた。

本論文では、6 体の RC 供試体の実験結果をもとに検討を進めてきたが、将来的にはこの内容を踏まえた汎用的なせん断耐力算定式の導出が望まれる。この点については、引き続き検討を行う予定である。また、今回得られた知見は、材料劣化による損傷や高強度材料の使用など、既存のせん断耐力算定式の適用範囲を逸脱した RC はりのせん断耐荷機構を議論する際にも有用なものになると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造的な性能照査編], 2002
- 2) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318-05) and Commentary (ACI318R-05), 2005
- 3) STANDARDS AUSTRALIA: Australian Standard Concrete structures AS 3600-2001, 2001
- 4) 二羽淳一郎, 崔益暢, 田辺忠顕: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.508/V-26, pp.79-88, 1995
- 5) Mphonde, A. G.: Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design

- of Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.5, September-October, pp.541-545, 1989
- 6) 亘正剛, 渡邊史夫: せん断補強筋が降伏しない RC 壁柱のせん断強度予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.753-758, 1997
- 7) ISO: ISO 19338 Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete, 2003
- 8) American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units Third Edition 2004, 2004
- 9) British Standard Institution: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, BS EN1992:2004, 2004
- 10) Kani, G. N. J.: A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement, *ACI Journal*, Vol.66, March, pp.185-197, 1969
- 11) Park, P., Pauly, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975
- 12) Russo, G., Puleri, G.: Stirrup Effectiveness in Reinforcing Concrete Beams under Flexure and Shear, *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.3, May-June, pp.227-238, 1997
- 13) Bazant, Z. P., Kim, J. K.: Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams, *ACI Journal*, Vol.81, No.5, September-October, pp.456-468, 1984
- 14) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋のない RC はりのせん断強度の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986
- 15) 林川俊郎, 斉藤文彦, 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
- 16) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 松岡茂: スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集, No.760/V-63, pp.29-44, 2004
- 17) 幸佐賢二, 脇山知美, 西岡勉, 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
- 18) Kim, D., Kim, W., White, R. N.: Arch Action in Reinforced Concrete Beams – A Rational Prediction of Shear Strength, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No.4, July-August, pp.586-593, 1999
- 19) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 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
(2007 年 9 月 18 日受付)