

論文 セン断補強鉄筋を有する T 形 RC はりのせん断破壊挙動

中村 拓郎*1・中村 麻美*2・二羽 淳一郎*3

要旨: T 形 RC はりのせん断破壊挙動にせん断補強鉄筋とせん断スパン比が及ぼす影響を検討するために、矩形断面を含む 11 体の RC はりの静的載荷実験を行った。その結果、せん断スパン比 2.5 および 3.5 でせん断補強鉄筋を有する T 形 RC はりのせん断耐力は、圧縮フランジを無視した計算値に比べて 1.39~1.87 倍となり、せん断スパン比が小さいほど圧縮フランジのせん断耐力への貢献が大きくなることを明らかにした。また、せん断スパン比の違いによって、せん断破壊時のウェブと圧縮フランジのひび割れの連続性が異なることを確認した。

キーワード: T 形はり、せん断耐力、せん断補強鉄筋、せん断スパン比

1. はじめに

T 形桁やスラブ桁等の T 形断面を有する RC はりは、広く一般的に利用されている RC 部材のひとつである。T 形 RC はりでは、曲げ耐力の算定には圧縮フランジの有効幅が設定され、その断面形状を活かした設計がなされている。圧縮フランジの存在がせん断耐力にも貢献することが報告されている一方で¹⁾、T 形 RC はりのせん断耐力の算定には、圧縮フランジを無視した矩形断面として設計するのが一般的となっている²⁾。新設構造物の合理的かつ経済的な設計、既設構造物の効率的かつ効果的なせん断補強のためには、T 形 RC はりの圧縮フランジのせん断耐力への貢献を適切に評価する必要がある。

既往の研究の多くは、T 形 RC はりには特有のせん断破壊機構が存在し、圧縮フランジの存在がせん断耐力に貢献することを示唆している。Pansuk ら³⁾は、ウェブと圧縮フランジの境界に生じる水平ひび割れの発生によって、せん断耐力機構がアーチ機構に移ることを実験と数値解析から示している。岡本ら⁴⁾は、圧縮フランジの存在が模擬的にせん断スパン比を小さくするような働きを

して、アーチ機構によるせん断耐力を増大させると考察している。T 形 RC はりの圧縮フランジのせん断耐力への貢献がアーチ機構に起因すると考えると、斜めひび割れの進展・開口に大きく関係するせん断補強鉄筋やせん断スパン比が T 形 RC はりのせん断耐力機構に大きく影響すると考えられる。

本研究では、T 形 RC はりのせん断耐力機構を明らかにすることを目的に、矩形断面を含む RC はりの静的載荷実験を行い、せん断補強鉄筋比とせん断スパン比が T 形 RC はりのせん断破壊挙動に及ぼす影響を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に試験体諸元を、図-1 に試験体概要図を示す。本研究では、圧縮フランジの有無による断面形状、せん断補強鉄筋比、せん断スパン比を実験水準とした 11 体の RC はりを作製した。すべての試験体で、はりの有効高さ d を 300mm、ウェブ幅 b_w を 150mm とした。せん断スパン a は 750mm と 1050mm の 2 種類とし、せん断スパン

表-1 試験体諸元

試験体	断面形状	d (mm)	b_w (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	a (mm)	a/d	p_w (%)	r_w (%)	s (mm)
R2.5-0.28	T 形	300	150	-	-	750	2.5	1.69	0.28	150
T2.5-0.00				-	-				0.00	-
T2.5-0.17				450	75				0.17	250
T2.5-0.28				450	75				0.28	150
T2.5-0.38				450	75				0.38	110
R3.5-0.28	T 形	300	150	-	-	1050	3.5	1.69	0.28	150
T3.5-0.00				-	-				0.00	-
T3.5-0.17				450	75				0.17	250
T3.5-0.28				450	75				0.28	150
T3.5-0.38				450	75				0.38	110
T3.5-0.53									0.53	80

d : 有効高さ, b_w : ウェブ幅, b_f : 圧縮フランジ幅, t_f : 圧縮フランジの厚さ, a : セン断スパン, p_w : 引張鉄筋比, r_w : セン断補強鉄筋比, s : セン断補強鉄筋の配置間隔

*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 助教 博(工) (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 (学生会員)

*3 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 教授 工博 (正会員)

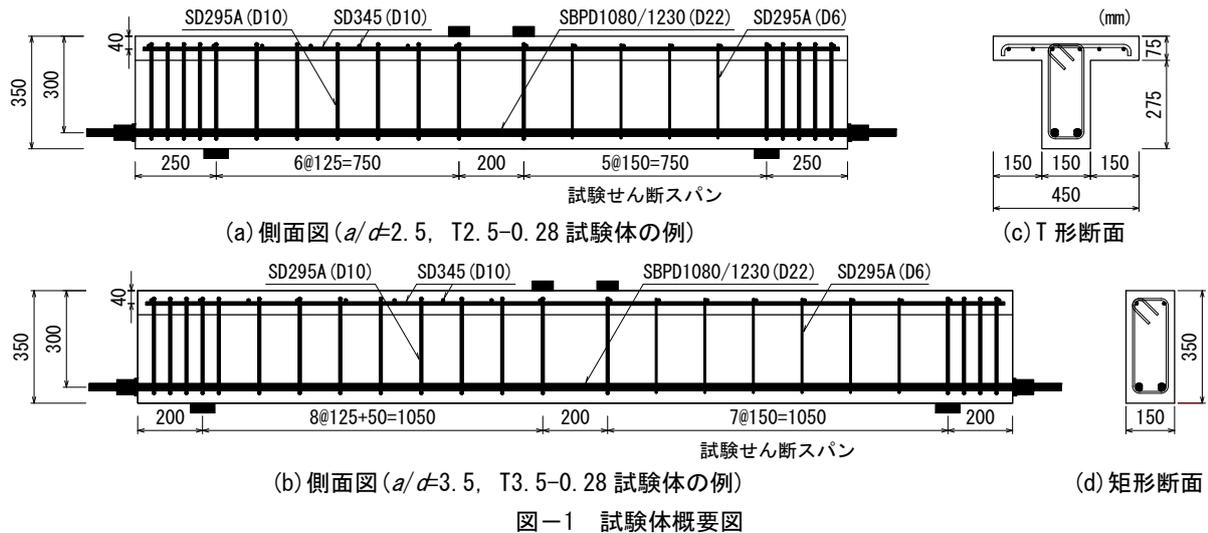


表-2 鋼材の力学特性値

試験体	引張鉄筋			圧縮鉄筋, フランジ内の配力鉄筋			せん断補強鉄筋(試験せん断スパン)					
	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)			
R2.5-0.28	D22	1170	201	D10	349	184	D6	395	174			
T2.5-0.00							-	-	-			
T2.5-0.17							-	-	-			
T2.5-0.28							D6	395	174			
T2.5-0.38							-	-	-			
R3.5-0.28							1189	364	183	-	-	-
T3.5-0.00										-	-	-
T3.5-0.17										-	-	-
T3.5-0.28										D6	395	174
T3.5-0.38										-	-	-
T3.5-0.53	1170	-	-	-								

比 a/d はそれぞれ 2.5, 3.5 とした。T 形断面の試験体では、圧縮フランジ幅 b_f を 450mm, 圧縮フランジの厚さ t_f を 75mm とした。

また、試験体には 2 本の引張鉄筋を配置し、引張鉄筋比 p_w は 1.69% とした。圧縮鉄筋は、矩形断面の試験体で 2 本、T 形断面の試験体で 6 本とした。フランジ内には配力鉄筋を 150mm 間隔で配置した。せん断補強鉄筋は、せん断補強鉄筋比 r_w が 0.17%~0.53% となるように試験体ごとに配置間隔を調整した。なお、本研究では、せん断破壊が生じるせん断スパンを試験せん断スパンとして限定するために、片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。

2.2 使用材料

コンクリートは、目標圧縮強度を 40N/mm² とし、早強ポルトランドセメントを使用した水セメント比 47%, 単位水量 175kg/m³, 粗骨材の最大寸法 20mm の配合とした。引張鉄筋には、公称直径 22.0mm, 公称断面積 380.1mm² の総ねじ PC 鋼棒を使用した。圧縮鉄筋およびフランジ内の配力鉄筋には異形鉄筋 D10(SD345)を、せん断補強鉄筋には異形鉄筋 D6(SD295A)をそれぞれ使用した。各鋼材の力学特性値を表-2 にまとめる。

2.3 荷重方法と測定項目

荷重は、油圧式 1000kN 万能試験機を用いて静的 4 点曲げ荷重とした。荷重点には幅 65mm の鋼板を、支点には回転支承の上に幅 75mm の鋼板を設置した。支点の鋼板と試験体の間にはグリスを 2 枚のテフロンシートで挟んだ減摩パッドを配置して水平方向の摩擦を低減した。

測定項目は、荷重、スパン中央における鉛直変位、鉄筋ひずみとした。荷重は万能試験機の電圧出力を、スパン中央の鉛直変位は両支点およびスパン中央に設置した接触式ひずみ変換型変位計の出力値を、鉄筋ひずみはゲージ長さ 2mm のひずみゲージのひずみをデータロガーによって収録した。ひずみゲージは、引張鉄筋にはせん断スパンを 4 等分する位置に貼付け、せん断補強鉄筋には試験体上面から 75mm, 175mm, 275mm の位置になるように 1~3 箇所貼り付けた。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重-変位関係とせん断耐力

図-2 および図-3 に試験体の荷重-変位関係を示す。 $a/d=2.5$ の試験体では、T 形断面の試験体のせん断耐力が矩形断面の試験体に比較して 1.2 倍程度大きくなった。

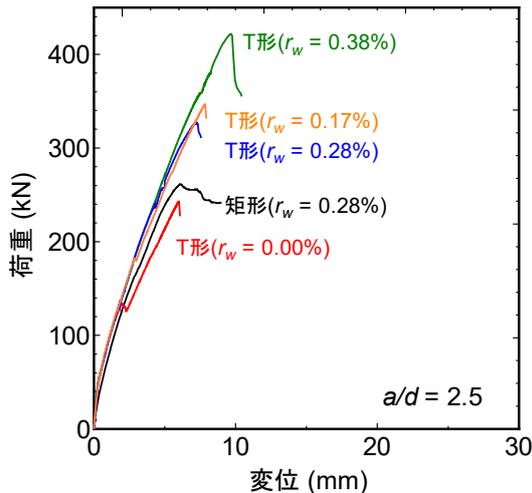


図-2 荷重-変位関係 ($a/d=2.5$)

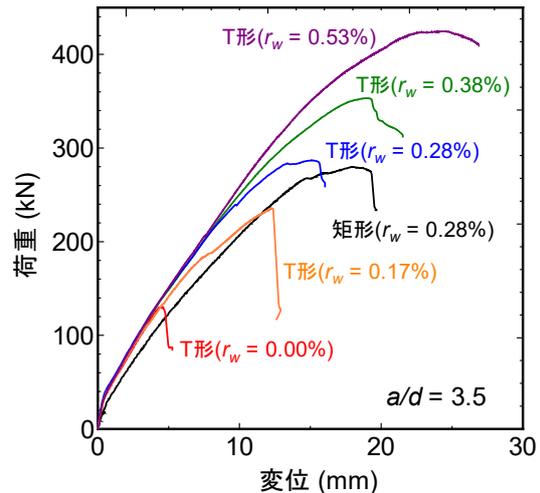


図-3 荷重-変位関係 ($a/d=3.5$)

表-3 セン断耐力の実験値と計算値の比較

試験体	f'_c (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	計算値			実験値	実験値 / 計算値
			V_c (kN)	V_s (kN)	$V_c + V_s$ (kN)	V_{exp} (kN)	
R2.5-0.28	40.8	32.2	65.3	43.5	108.8	130.7	1.20
T2.5-0.00	41.9	30.5	65.9	-	65.9	121.5	1.84
T2.5-0.17	43.0	30.7	66.5	26.1	92.6	173.4	1.87
T2.5-0.28	42.3	30.5	66.1	43.5	109.6	163.4	1.49
T2.5-0.38	41.9	31.9	65.9	59.3	125.2	210.9	1.68
R3.5-0.28	42.4	31.3	58.1	43.5	101.6	140.0	1.38
T3.5-0.00	46.1	34.3	59.7	-	59.7	65.1	1.09
T3.5-0.17	43.9	32.3	58.8	26.1	84.9	118.1	1.39
T3.5-0.28	41.3	31.8	57.6	43.5	101.1	143.5	1.42
T3.5-0.38	41.8	38.1	57.8	59.3	117.1	176.7	1.51
T3.5-0.53	41.1	30.9	57.5	81.6	139.1	212.4	1.53

f'_c : コンクリートの圧縮強度, E_c : コンクリートの静弾性係数, V_c : セン断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力, V_s : セン断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力, V_{exp} : セン断耐力の実験値

一方, $a/d=3.5$ の試験体では, 断面形状の違いによる剛性の違いは認められたものの, 矩形断面と T 形断面の試験体のせん断耐力に有意な違いは認められなかった。また, セン断補強鉄筋を有する T 形断面の試験体では, セン断補強鉄筋比が大きい試験体ほどせん断耐力が大きくなる傾向を示した。一方, セン断補強鉄筋を配置していない T 形断面の試験体においても, $a/d=2.5$ の T2.5-0.00 試験体では, 斜めひび割れの発生とともに一度荷重が低下したものの, その後, 荷重は大きく増加した。セン断補強鉄筋のない T 形 RC はりにおける荷重の再増加は, 斜めひび割れ発生後すぐに圧縮フランジをひび割れが貫通せずに部材としての耐荷機構が保持されたことによると考えられる。

表-3 にせん断耐力の実験値と計算値を示す。実験値は最大荷重の 1/2 の値とした。計算値は, 土木学会のコンクリート標準示方書に基づき, セン断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力 V_c とセン断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 V_s の和とした²⁾。 V_c は式(1)に示す二羽らの提案式³⁾を用いて算出し, V_s は圧縮斜材角を 45°

と仮定したトラス理論に基づき式(2)によって算出した。なお, T 形断面を有する試験体の V_c は, 圧縮フランジを考慮せずに矩形断面として算出している。

$$V_c = 0.20 f'_c{}^{1/3} p_w^{1/3} \left(\frac{d}{1000}\right)^{-1/4} (0.75 + \frac{1.4}{a/d}) b_w d \quad (1)$$

$$V_s = A_w f_{wy} z / s \quad (2)$$

ここに, f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), p_w : 引張鉄筋比(%), d : 有効高さ(mm), a : セン断スパン(mm), b_w : ウェブ幅(mm), A_w : セン断補強鉄筋の 1 組の総断面積(mm²), f_{wy} : セン断補強鉄筋の降伏強度(N/mm²), z : 圧縮合力と引張合力の距離(= $d/1.15$)(mm), s : セン断補強鉄筋の配置間隔(mm)

矩形断面, T 形断面のいずれの試験体においても, セン断耐力の実験値が計算値よりも大きく, セン断補強鉄筋を有する T 形 RC はりでは, 計算値と比較して $a/d=2.5$ の試験体で 1.49~1.87 倍, $a/d=3.5$ の試験体で 1.39~1.53 倍となった。圧縮フランジを考慮しないせん断耐力の計算値は T 形 RC はりのせん断耐力を過小評価することが

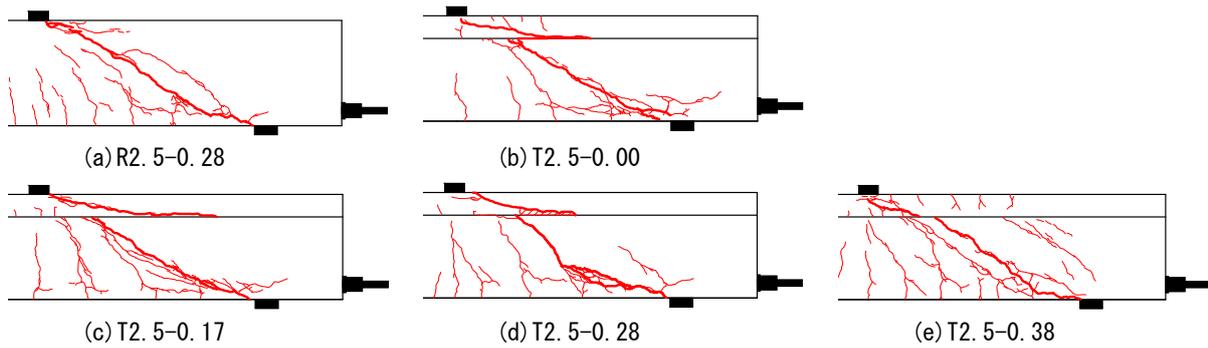


図-4 ひび割れ性状 ($a/d=2.5$)

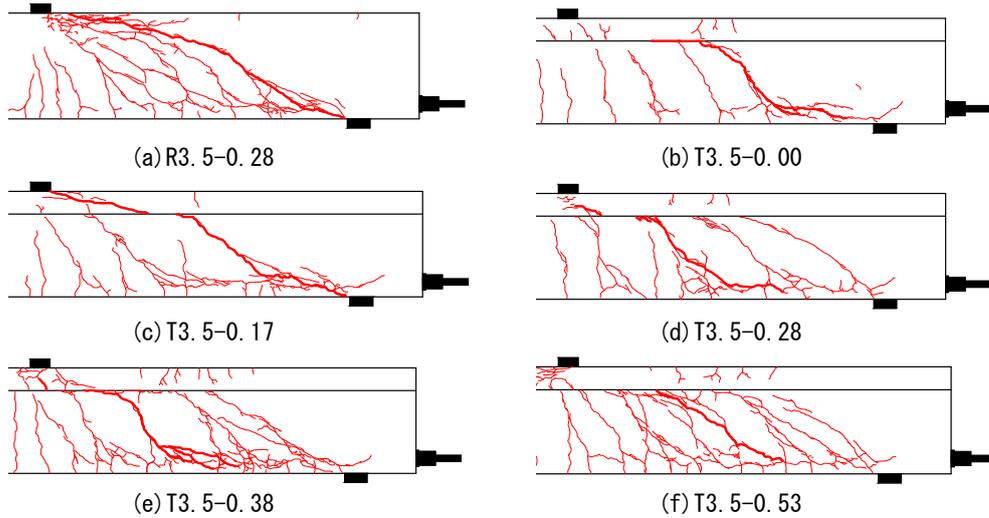


図-5 ひび割れ性状 ($a/d=3.5$)

確認され、その傾向はせん断スパン比の小さい試験体でより顕著になることが明らかになった。

3.2 ひび割れ性状

$a/d=2.5$ の試験体のひび割れ性状を図-4に、 $a/d=3.5$ の試験体のひび割れ性状を図-5にそれぞれ示す。なお、ポストピーク領域において最も開口した斜めひび割れを太線で示している。木野らは、T形RCはりでは、フランジがウェブに押抜かれる破壊とフランジ全幅に斜めひび割れが貫通する2種類の破壊形態が存在することを報告している⁹⁾。本研究では、T形断面のすべての試験体でフランジ全幅に斜めひび割れが貫通する破壊形態となった。

T形断面の試験体のひび割れ進展状況を以下に示す。まず、ウェブで発生した斜めひび割れが圧縮縁および支点へ向かって徐々に進展し、斜めひび割れは圧縮フランジとの境界面に達した。その後、 $a/d=2.5$ の試験体では、ウェブの斜めひび割れとは独立した新たなひび割れが圧縮フランジに発生してせん断破壊に至った(写真-1)。一方、 $a/d=3.5$ の試験体では、ウェブで発生した斜めひび割れが圧縮フランジ下面を横切った後に側面に進展してせん断破壊に至った(写真-2)。このように、T形RCはりでは、せん断スパン比によって、ウェブと圧縮フランジの斜めひび割れの連続性が異なる傾向が確認された。



写真-1 圧縮フランジへのひび割れ進展状況 (T2. 5-017 試験体)



写真-2 圧縮フランジへのひび割れ進展状況 (T3. 5-0. 17 試験体)

3.3 鉄筋ひずみ

(1) せん断補強鉄筋ひずみ

本研究では、すべての試験体において最大荷重時には

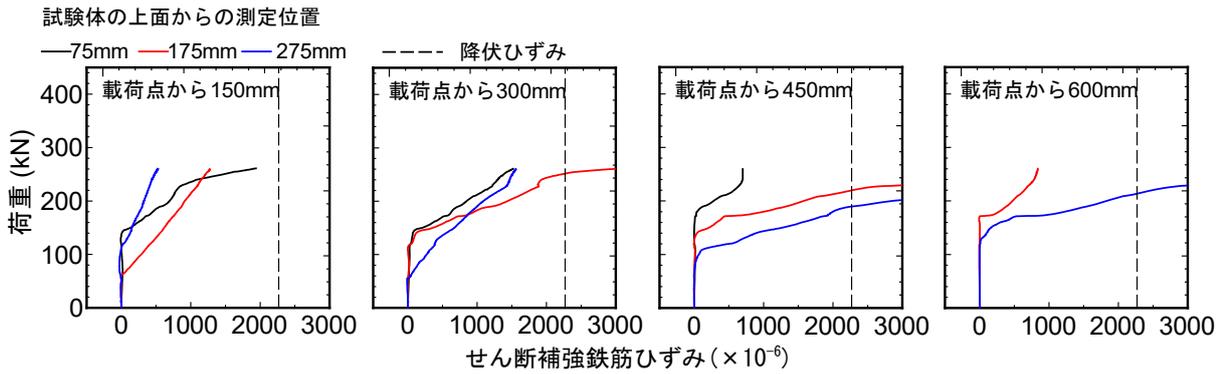


図-6 せん断補強鉄筋のひずみ (R2.5-0.28 試験体)

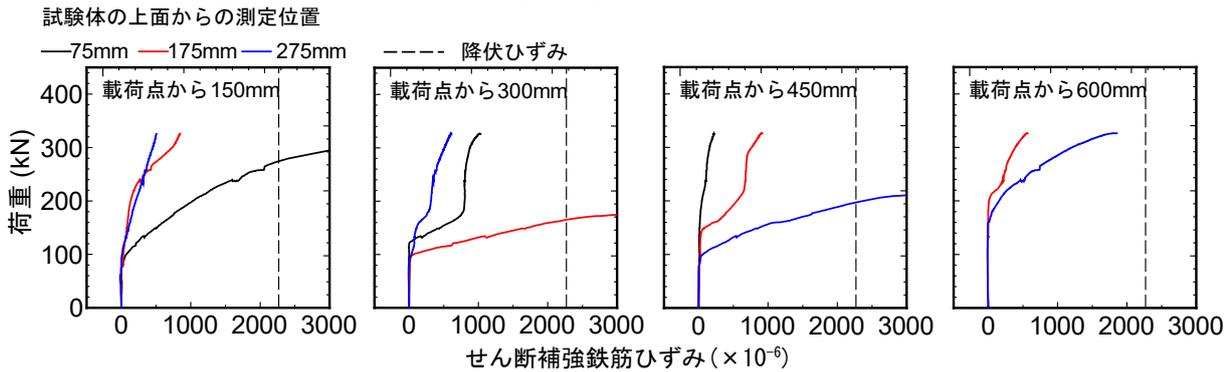


図-7 せん断補強鉄筋のひずみ (T2.5-0.28 試験体)

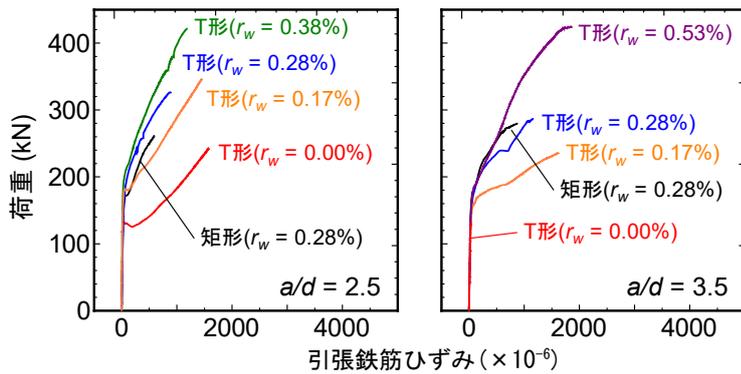


図-8 荷重と支点直上の引張鉄筋ひずみの関係

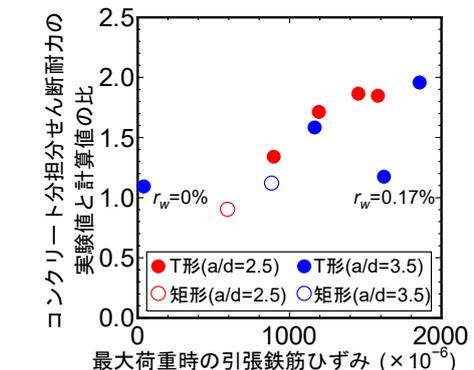


図-9 コンクリート分担せん断耐力と
最大荷重時の引張鉄筋ひずみ (×10⁻⁶)
コンクリート分担せん断耐力と
支点直上の引張鉄筋ひずみの関係

破壊スパンのせん断補強鉄筋が概ね降伏していることを確認した。図-6 に矩形断面の R2.5-0.28 試験体のひずみ挙動を、図-7 に T 形断面の T2.5-0.28 試験体のひずみ挙動をそれぞれ示す。全体的な傾向としてポストピーク領域での開口が最も大きい斜めひび割れ近傍のひずみが先行して大きくなり、降伏時には、同じ鉄筋の他の測定箇所ひずみの増加が停滞する場合もあった。なお、断面形状、せん断補強鉄筋比やせん断スパンの違いによるせん断補強鉄筋のひずみ挙動の有意な違いは認められなかった。また、R2.5-0.28 試験体と T2.5-0.28 試験体において斜めひび割れが観察された荷重は 120~130kN であり、せん断補強鉄筋のひずみが生じ始める荷重と概ね一致する。本研究においては、矩形断面を含むせん断スパン比が同じ全ての試験体で、せん断補強鉄筋のひずみが生じ始める荷重と斜めひび割れが観察された荷重は同程度と

表-4 せん断補強鉄筋により受け持たれる
せん断耐力の実験値と計算値の比較

試験体	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値 / 計算値
R2.5-0.28	43.5	71.6	1.65
T2.5-0.17	26.1	50.0	1.92
T2.5-0.28	43.5	75.1	1.73
T2.5-0.38	59.3	98.2	1.66
R3.5-0.28	43.5	75.1	1.73
T3.5-0.17	26.1	49.3	1.89
T3.5-0.28	43.5	52.5	1.21
T3.5-0.38	59.3	75.1	1.27
T3.5-0.53	81.6	100.1	1.23

なり、ウェブに生じる斜めひび割れ発生荷重に対する圧縮フランジの存在やせん断補強鉄筋比の影響は認められ

なかった。

次に、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力の実験値を表-4にまとめる。実験値は、ポストピーク領域で最も開口した斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋のひび割れ近傍のひずみを用いて算出した。T形断面の試験体の鉄筋ひずみから算出したせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力は、計算値と比較して $a/d=2.5$ の試験体で1.8倍程度、 $a/d=3.5$ の試験体で1.2倍程度となった。なお、 $a/d=2.5$ の試験体やせん断補強鉄筋比の小さい試験体で実験値と計算値の差が大きくなったのは、実際に斜めひび割れと交差したせん断補強鉄筋の本数が、計算値の仮定よりも多くなったことによると考えられる。

(2) 引張鉄筋ひずみ

本研究では、いずれの試験体でも引張鉄筋の降伏は認められなかった。一方、斜めひび割れ発生後には、支点直上で計測した引張鉄筋ひずみが徐々に増加することが確認された。荷重と引張鉄筋の支点直上のひずみの関係を図-8に示す。なお、T3.5-0.38試験体はひずみの欠測が認められたため図中には示していない。せん断スパン比が同じT形断面の試験体では、このひずみが観察され始める荷重が同程度であり、せん断補強鉄筋比の小さい試験体ほど、荷重に対する支点直上の鉄筋ひずみの伸びが大きくなる傾向を示した。また、最大荷重時のコンクリートが分担するせん断耐力と支点直上の引張鉄筋ひずみの関係を図-9に示す。なお、コンクリートが分担するせん断耐力は、せん断耐力の実験値と前述のせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力の実験値の差としている。T形断面の試験体では、 $a/d=3.5$ でせん断補強鉄筋比の小さい試験体を除いて、支点直上の鉄筋ひずみが大きくなるほど、コンクリート分担分のせん断耐力が式(1)より求めた計算値よりも大きくなる傾向を示した。これは、せん断補強鉄筋の降伏後も斜めひび割れが圧縮フランジをすぐに貫通せずに、部材としての耐荷機構を保持する圧縮フランジによるせん断耐力の貢献に関連すると考えられるが、その耐荷機構と影響因子については今後の検討課題としたい。

4. まとめ

本研究では、T形RCはりのせん断破壊挙動にせん断補強鉄筋比($r_w=0\sim 0.53\%$)とせん断スパン比($a/d=2.5, 3.5$)が及ぼす影響を検討するために、RCはりの静的載荷実験を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) T形RCはりのせん断耐力は、圧縮フランジを無視した計算値と比較して、 $a/d=2.5$ で1.49~1.87倍、 $a/d=3.5$ で1.09~1.53倍となり、せん断スパン比が小さいほど計算値が過小評価となる傾向を示した。
- (2) せん断補強鉄筋比0.28%の場合、T形RCはりのせん断耐力は、矩形RCはりと比較して、 $a/d=2.5$ では1.2倍程度大きくなったが、 $a/d=3.5$ では断面形状の違いによるせん断耐力の違いは認められなかった。

- (3) T形RCはりでは、せん断スパン比によってウェブと圧縮フランジの斜めひび割れの連続性が異なる傾向が確認された。 $a/d=3.5$ では、ウェブで発生した斜めひび割れが圧縮フランジ下面を横切って側面に進展し、 $a/d=2.5$ では、ウェブの斜めひび割れとは独立したひび割れが圧縮フランジに発生した。
- (4) せん断スパン比の等しい試験体では、せん断補強鉄筋のひずみが生じ始める荷重と斜めひび割れが観察された荷重は概ね一致し、ウェブに生じる斜めひび割れ発生荷重に対する圧縮フランジの存在やせん断補強鉄筋による影響は認められなかった。
- (5) 本研究の範囲内では、最大荷重時にせん断補強鉄筋は概ね降伏しており、鉄筋ひずみから算出したせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力は、計算値と比較して $a/d=2.5$ で1.8倍程度、 $a/d=3.5$ で1.2倍程度となった。
- (6) 斜めひび割れの発生後、荷重の増加に伴って引張鉄筋の支点直上のひずみが徐々に増加することを確認した。

謝辞: 本研究の一部は、科学研究費助成事業(若手研究(B)、課題番号:16K18138)の助成を得て実施されたものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、Zararis, I. P., Karaveziroglou, M. K., and Zararis, P. D.: Shear Strength of Reinforced Concrete T-beams, ACI Structural Journal, Vol.103, No.5, pp.693-700, Sep./Oct. 2006
- 2) 土木学会:2012年制定コンクリート標準示方書[設計編], 土木学会, 2013
- 3) Pansuk, W. and Sato, Y.: Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.5, No.3, pp.395-408, Oct. 2007
- 4) 岡本 大, 谷村幸裕, 渡辺忠朋, 藤田郁美:T形断面を有するRC梁のせん断耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.331-336, 2004.7
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 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, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 6) 木野淳一, 山田章史, 築嶋大輔, 石橋忠良:T形断面および矩形中空断面RC梁のせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2, Vol.70, No.1, pp.44-55, 2014.2