

論文 T形断面を有するRC梁のせん断耐力の評価

岡本 大^{*1}・谷村 幸裕^{*1}・渡辺 忠朋^{*2}・藤田 郁美^{*3}

要旨：RC部材に関する既往のせん断耐力算定式は、矩形断面梁部材における実験結果を基に導かれたものであるが、安全側の評価を得られることから、T形断面部材に対しても圧縮縁フランジを無視する形で、矩形断面に対するせん断耐力算定式を準用しているのが現状である。そこで、T形断面梁の圧縮縁フランジの形状がせん断耐力に与える影響を明らかにするために、静的載荷実験を実施し、既往のせん断耐力計算値との比較を行った。その結果、圧縮縁フランジの幅や断面積が大きくなるほど計算値は実験値を過小評価し、この傾向はせん断スパン比が小さい場合ほど顕著であることが認められた。

キーワード：鉄筋コンクリート、T形断面、梁部材、せん断耐力、せん断スパン比

1. はじめに

土木学会コンクリート標準示方書¹⁾や鉄道構造物等設計標準²⁾に示されているせん断耐力算定式は、矩形断面の梁に関する実験結果を基に導かれた式である。

一方、ラーメン高架橋の上層梁やT形桁等は、梁(桁)上部にスラブが取り付けられており、T形断面を有している。しかし、このようなT形断面を有する部材のせん断耐力算定方法については定式化されるには至っていない。そのため現状では、安全側の評価が得られるとして、これらのT形断面を有するRC部材に関しても圧縮縁フランジを無視して取扱い、参考文献1)、2)の基準に示されるような矩形断面に対するせん断耐力算定式をそのまま用いている。

そこで、本研究では、T形断面を有する梁に関して静的載荷実験を実施し、各試験体の破壊(ひび割れ)状況を調査するとともに、実験により得られたせん断耐力と既往のせん断耐力算定式による計算値との比較を行った。そして、T形断面を有する梁の圧縮縁フランジの形状が部材のせん断耐力に与える影響を明らかにすることを試みた。

2. 実験の概要

2.1 試験体の諸元

実験を行った試験体の諸元を、表-1および図-1に示す。

実験は、表-1に示すように試験体のパラメータを圧縮縁フランジ幅 b_f とウェブ幅 b_w の比 b_f/b_w 、全断面積 A と圧縮縁フランジを無視した矩形部分の断面積 A_r の比 A/A_r 、せん断スパン比 a/d として、比較用の矩形断面试験体(R1-1)を含めて合計13体の試験体について実施した。

試験体の形状および配筋は図-1に示す通りであり、試験体の寸法のうち、ウェブ幅150mm、桁高400mm、有効高さ350mmは一定とし、フランジ幅、フランジ厚さ、せん断スパンを変化させた。

軸方向引張鉄筋は、各試験体共通でD22を3本配置した。すべての試験体でせん断破壊を生じさせるために鉄筋量は引張鉄筋比(矩形断面で計算)で $p_t=2.21\%$ と大きく設定した。また、本実験では、トラス機構以外で分担されるせん断力における圧縮縁フランジの影響を確認することを目的とするため、せん断補強筋を配置していない。なお、すべての試験体において、配

*1 (財)鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 工修 (正会員)

*2 北武コンサルタント(株) 工博 (正会員)

*3 北武コンサルタント(株) (正会員)

表-1 実験のパラメータ

No.	h (mm)	d (mm)	b _w (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	a (mm)	A (mm ²)	A _r (mm ²)	a/d	A/A _r	b _f /b _w
R1-1	400	350	150	150	0	1400.0	60000	60000	4.00	1.00	1.00
T2-1	400	350	150	300	200	1400.0	90000	60000	4.00	1.50	2.00
T2-2	400	350	150	300	200	1137.5	90000	60000	3.25	1.50	2.00
T2-3	400	350	150	300	200	875.0	90000	60000	2.50	1.50	2.00
T3-1	400	350	150	450	100	1400.0	90000	60000	4.00	1.50	3.00
T4-1	400	350	150	750	200	1400.0	180000	60000	4.00	3.00	5.00
T4-2	400	350	150	750	200	1137.5	180000	60000	3.25	3.00	5.00
T4-3	400	350	150	750	200	875.0	180000	60000	2.50	3.00	5.00
T5-1	400	350	150	300	100	1400.0	75000	60000	4.00	1.25	2.00
T5-2	400	350	150	300	100	875.0	75000	60000	2.50	1.25	2.00
T6-1	400	350	150	750	100	1400.0	120000	60000	4.00	2.00	5.00
T7-1	400	350	150	450	100	875.0	90000	60000	2.50	1.50	3.00
T7-2	400	350	150	450	100	1925.0	90000	60000	5.50	1.50	3.00

h:断面高さ, d:有効高さ, b_w:ウェブ幅, b_f:フランジ幅, t_f:フランジ厚さ, a:せん断スパン長,
A:全断面積(=①+②+③), A_r:矩形部分の断面積(=②)

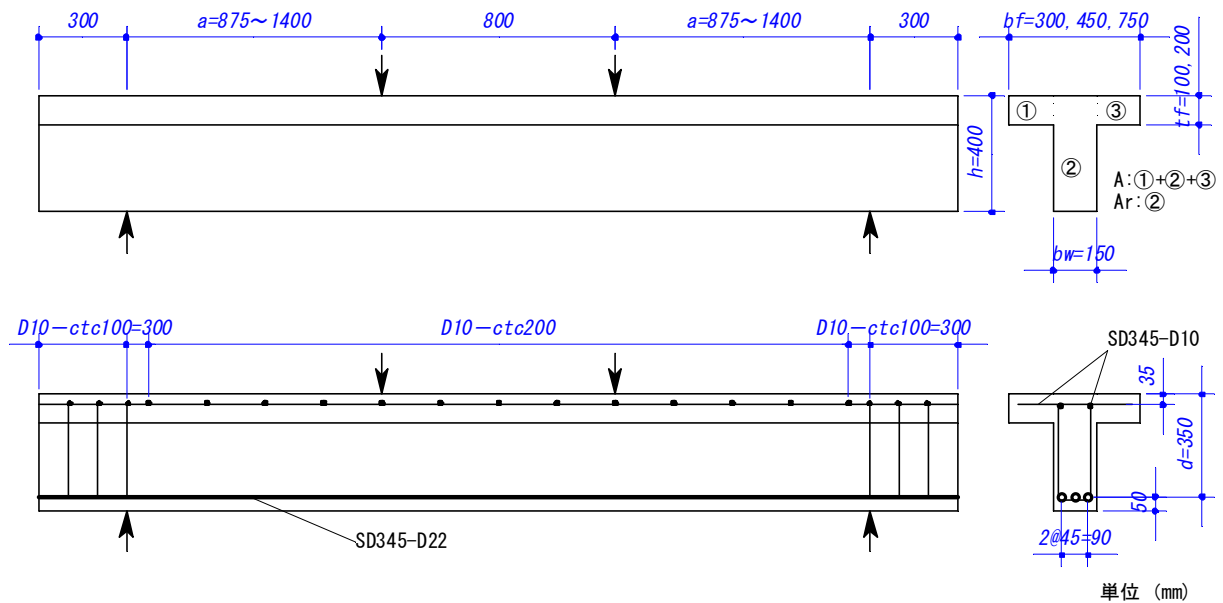


図-1 試験体諸元

力鉄筋としてフランジにD10を200mm間隔で配置した。

2.2 使用材料

試験体を使用した鉄筋およびコンクリートはすべての試験体で共通とした。使用材料の強度試験結果の一覧を表-2および表-3に示す。

2.3 荷重方法

荷重は、スパン中央2点荷重とし、まず、引張鉄筋の最大ひずみが500μ, 1000μに達した時点で一旦除荷し、その後、試験体が破壊に至る

表-2 鉄筋の強度特性

使用部位	規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	備考
引張鉄筋	SD345-D22	420	625	T7-2以外
	SD345-D22	400	580	T7-2
圧縮鉄筋	SD345-D10	370	540	共通
配力鉄筋	SD345-D10			

まで単調荷重した。

実験では、荷重、鉛直変位およびスパン中央位置での引張鉄筋のひずみを測定した。また、逐次ひび割れの進展を観察・記録した。

3. 実験結果

3.1 耐力算定方法

表-4 に、実験結果と耐力計算結果の一覧を示す。

曲げ降伏荷重および曲げ破壊荷重の計算は、圧縮縁フランジの全幅を有効として、ファイバーモデルにより計算した。せん断耐力は、以下の式 (1) ~ (5) に示す、二羽らが提案している式³⁾により算定し、せん断耐力の計算においては、圧縮縁フランジの影響を無視して、矩形断面として計算した。

$$V_y = (0.75 + 1.4d/a)f_{vc} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

$$f_{vc} = 0.20\sqrt[3]{f'_c} \quad (2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (3)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_s} \leq 1.5 \quad (4)$$

$$p_s = A_s / (b_w \cdot d) \quad (5)$$

ここに、 f'_c : コンクリート圧縮強度、 A_s : 引張側鋼材の断面積

3.2 ひび割れ状況と試験体の破壊モード

実験を行った試験体のひび割れ状況の一例と

表-3 コンクリートの強度特性

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 × 10 ⁴ (N/mm ²)
R1-1	23.7	2.0	2.03
T2-1	25.9	2.0	2.03
T2-2	22.2	1.9	1.91
T2-3	14.9	1.2	1.47
T3-1	11.8	1.1	1.27
T4-1	26.7	2.1	2.02
T4-2	22.8	2.0	1.97
T4-3	15.1	1.3	1.34
T5-1	26.5	2.3	2.07
T5-2	13.9	1.3	1.54
T6-1	27.0	2.3	2.10
T7-1	21.9	2.0	2.00
T7-2	20.7	2.0	1.81

して、比較対象とする矩形断面梁を含む $a/d=4.0$ の試験体の場合を図-2 に示す。ひび割れ図は、耐力が低下し、載荷が終了した時点の状況を示している。

試験体には、まず等曲げ区間に曲げひび割れが発生した。その後、支点位置付近から載荷点位置に向かって斜めひび割れが発生した。せん断スパン内に斜めひび割れは何本か発生しているが、圧縮縁フランジを有する場合にはいずれの試験体においても、破壊時に進展した主要な斜めひび割れ以外は、圧縮縁フランジの下で進

表-4 実験結果と計算結果の一覧

No.	b_f (mm)	t_f (mm)	a/d	A/A_r	b_f/b_w	$V_{my,cal}$ (kN)	$V_{mu,cal}$ (kN)	$V_{cr,exp}$ (kN)	$V_{y,cal}$ (kN)	$V_{y,exp}$ (kN)	$V_{y,exp}/V_{y,cal}$
R1-1	150	0	4.00	1.00	1.0	96.7	97.5	44.1	56.2	60.1	1.07
T2-1	300	200	4.00	1.50	2.0	105.0	109.8	41.7	57.9	69.6	1.20
T2-2	300	200	3.25	1.50	2.0	127.7	133.0	51.5	59.0	68.6	1.16
T2-3	300	200	2.50	1.50	2.0	160.0	163.5	39.2	57.1	138.2	2.42
T3-1	450	100	4.00	1.50	3.0	103.6	105.2	34.3	44.5	41.7	0.94
T4-1	750	200	4.00	3.00	5.0	110.6	116.2	41.7	58.7	79.9	1.36
T4-2	750	200	3.25	3.00	5.0	135.3	141.9	49.0	59.6	83.3	1.40
T4-3	750	200	2.50	3.00	5.0	172.1	180.7	51.5	57.4	167.9	2.92
T5-1	300	100	4.00	1.25	2.0	105.9	110.1	41.7	58.3	74.8	1.28
T5-2	300	100	2.50	1.25	2.0	159.7	160.7	46.6	55.8	98.0	1.76
T6-1	750	100	4.00	2.00	5.0	110.7	116.2	53.9	58.9	91.9	1.56
T7-1	450	100	2.50	1.50	3.0	171.5	178.9	51.5	65.0	132.3	2.04
T7-2	450	100	5.50	1.50	3.0	77.8	81.0	29.4	49.1	50.0	1.02

$V_{my,cal}$: 曲げ降伏荷重の計算値, $V_{mu,cal}$: 曲げ破壊荷重の計算値

$V_{cr,exp}$: せん断ひび割れ荷重の実験値, $V_{y,cal}$: せん断耐力の計算値

$V_{y,exp}$: せん断耐力の実験値

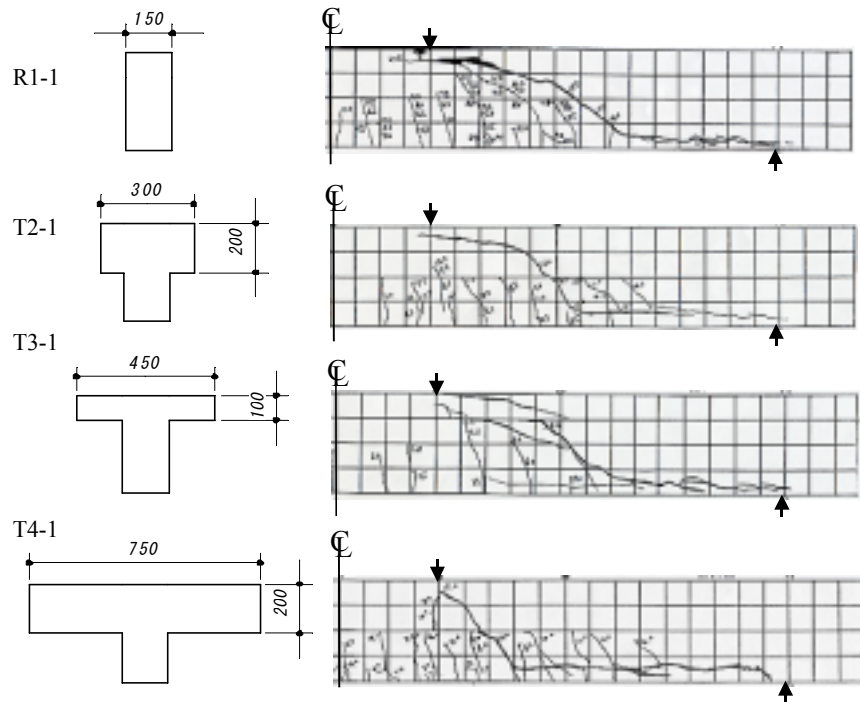


図-2 ひび割れ状況 ($a/d=4.0$)

展が止まっている。また、圧縮縁フランジを有する試験体は、矩形断面の試験体に比べて部材軸と主要な斜めひび割れとのなす角度が大きくなる傾向を示した。この傾向は、圧縮縁フランジ幅、フランジ厚さがともに最大である T4-1 において最も顕著に認められた。

なお、以上のように耐力低下時に急激に斜めひび割れが進展していることと、表-4 に示すように、いずれの試験体についても曲げ降伏荷重の計算値に対してせん断耐力の実験値は下回っていることから、各試験体の破壊モードは、せん断破壊と判定した。

3.3 せん断ひび割れ発生荷重

図-3 には、せん断スパン比 a/d とせん断ひび割れ荷重の実験値 $V_{cr, exp}$ の関係を、図-4 に a/d とせん断耐力の実験値 $V_{y, exp}$ との関係を示す。コンクリート圧縮強度が各試験体で異なるために定量的な評価は難しいが、図-4 に示すようにせん断耐力の実験値は a/d の大きさによって、試験体間で大きく異なっている。これに対して、せん断ひび割れ発生荷重は図-3 に示すように、各試験体とも概ね同一であり、 a/d 、および A/A_r に

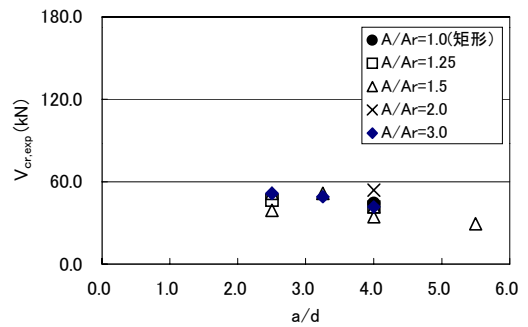


図-3 a/d と $V_{cr,exp}$ の関係

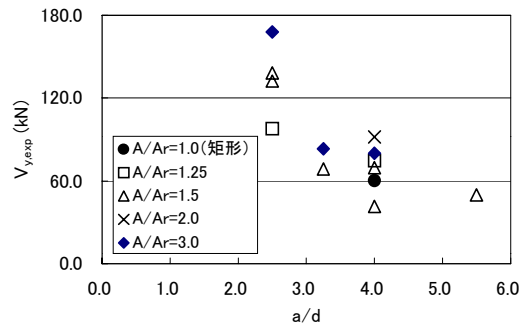


図-4 a/d と $V_{y,exp}$ の関係

よる影響は小さかった。このことは、 b_f/b_w に関しても同様な傾向であった。

3.4 実験値と計算値の比較

(1) 圧縮縁フランジの影響

せん断耐力の実験値 $V_{y,exp}$ とせん断耐力の計算値 $V_{y,cal}$ の比, $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ に圧縮縁フランジが及ぼす影響として, フランジを無視した矩形部分の断面積 A_r に対する全断面積 A の比 A/A_r と $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の関係を図-5 に, ウェブ幅 b_w に対するのフランジ幅 b_f の比 b_f / b_w と $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の関係を図-6 に示す。

これらの図を見ると, A/A_r や b_f / b_w が大きくなると, 幾分 $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ も大きくなる傾向を示しており, $a/d=3.25$, $a/d=4.0$ の場合に関しては, A/A_r , b_f / b_w が小さい領域において $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ が 1.2 程度, 大きい領域においては $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ が 1.4 程度となっている。

(2) a/d の影響

$V_{y,exp} / V_{y,cal}$ と a/d の関係を図-7 に示す。図-7 より, $a/d=5.5$ の試験体に関しては, $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値が 1.0 程度を示しており, 概ね矩形断面と同様な値になっている。これに対して, $a/d=2.5$ の試験体については, $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値が 2.0~3.0 程度を示しており, a/d が小さくなるにつれて $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値が大きくなる傾向を示している。言い換えれば, 計算値が実験値を過小評価する傾向が強くなっている。

また, a/d の影響は, A/A_r や b_f / b_w よりも顕著であった。

なお, $a/d=2.5$ の場合に $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値に変動が見られる理由としては, 圧縮縁フランジの形状の影響が考えられる。図-7 において $a/d=2.5$ の場合を見ると, A/A_r が大きくなるにつれて $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値も大きくなっている。また, 図-8 には, $a/d=2.5$, $A/A_r=1.50$ の場合について, フランジ厚さ t_f に対する b_f の比 b_f / t_f と $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の関係を示す。これを見ると, フランジの面積が等しい場合には, b_f / t_f の値が小さい方が $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値が大きくなっており, フランジが同一断面積の場合には, 厚さの影響の方が大きいようである。

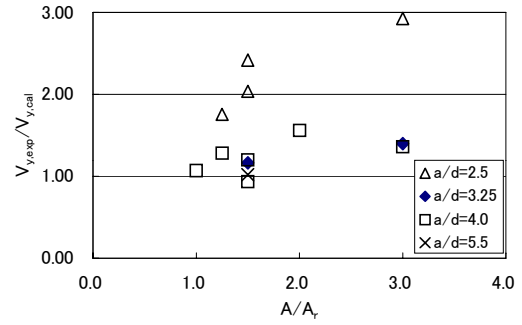


図-5 $V_{y,exp}/V_{y,cal}$ と A/A_r の関係

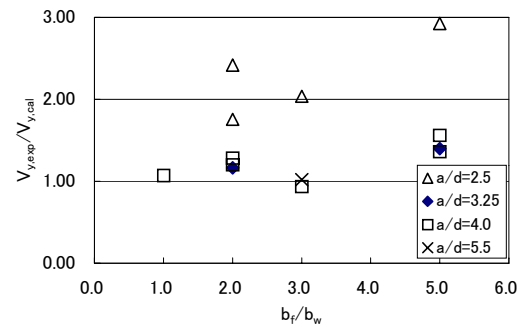


図-6 $V_{y,exp}/V_{y,cal}$ と b_f/b_w の関係

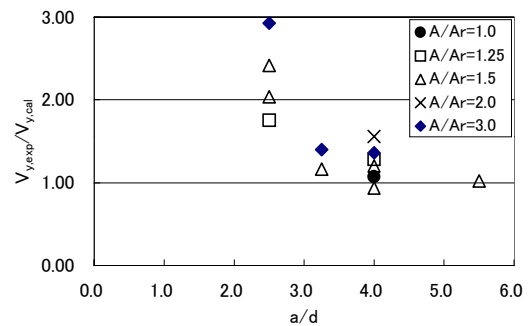


図-7 $V_{y,exp}/V_{y,cal}$ と a/d の関係

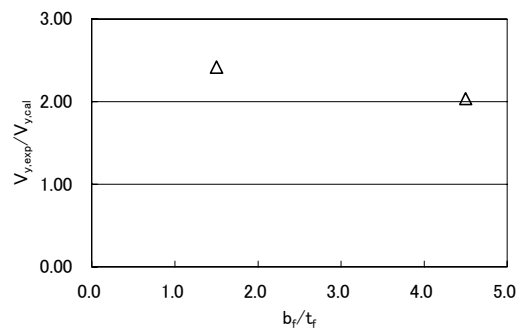


図-8 $V_{y,exp}/V_{y,cal}$ と b_f/t_f の関係
($a/d=2.5$, $A/A_r=1.50$)

4. せん断耐力に関する考察

一般に、せん断補強鉄筋を用いない梁のせん断耐荷機構は、式(6)に示すようにビーム作用 $jd(dT/dx)$ とアーチ作用 $T(d(jd)/dx)$ により表される。

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(Tjd) = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad (6)$$

ひび割れた梁におけるビーム作用は、鉄筋の付着力 dT/dx 、軸方向鉄筋のダウエル作用、骨材のかみ合わせによる摩擦力等により構成される。本検討でせん断耐力の算定に用いた(1)式において、(3)、(4)式で表される補正係数 β_a 、 β_p は、有効高さによる影響ならびに軸方向鉄筋比が大きいほど曲げひび割れ幅が小さくなることに起因してダウエル作用や骨材のかみ合わせ等により受け持たれるせん断力が増加することを考慮するための係数であり、ビーム作用に関する補正係数と考えられる。

梁のせん断耐荷機構において、載荷荷重が小さい領域ではビーム作用により受け持たれるせん断力の割合が多く、載荷荷重が大きい領域では、ひび割れ等により軸方向鉄筋とコンクリートの付着が徐々に失われるためアーチ作用により受け持たれる割合が大きくなる。終局付近において付着が失われた状況では $jd(dT/dx)=0$ となり、せん断力はすべてアーチ作用により受け持たれることとなる。アーチ作用により期待できるせん断抵抗の大きさは、せん断スパン比に起因した圧縮束の傾きに支配される斜め圧縮強度で決まるとされている。式(1)の a/d に関する補正項 $(0.75+1.4d/a)$ は、 a/d が小さくなるとせん断耐力が増加する傾向を表し、せん断スパン比が小さくなるとアーチ作用が有効に働くことを表していると考えられる。

今回の検討において適用した(1)式は a/d による補正項を有しているにもかかわらず、特に a/d が小さい領域において実験結果を過小評価する傾向を示した。これより、圧縮縁フランジは擬似的に a/d が小さくなるような働きをし、アー

チ作用によるせん断耐力の寄与分を増大させる効果があると考えられる。

アーチ作用の破壊状況の一つとしては、ビーム作用が消失した後の斜めひび割れの進展によりコンクリートの圧縮域が減少し、これが載荷点付近にまで達する事により圧縮力を保持するのに十分な圧縮ゾーンが確保できなくなることがあげられる。圧縮縁フランジを有している場合には斜めひび割れの進展が抑制されるため、アーチ作用が有効に作用したと考えられる。

5. まとめ

T形断面を有する梁に関して、既往のせん断耐力算定式による評価を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 矩形断面梁を対象とした既往のせん断耐力算定式は、実験結果を過小評価する。
- (2) A/A_r や b_f/b_w が大きくなると、 $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ も大きくなる傾向を示した。
- (3) a/d が小さくなるにつれて $V_{y,exp} / V_{y,cal}$ の値が大きくなる傾向を示し、その傾向は A/A_r や b_f/b_w よりも顕著であった。
- (4) 圧縮縁フランジは擬似的に a/d が小さくなるような働きを示し、アーチ作用によるせん断耐力の寄与分を増大させると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造的能照査編），2002年
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）SI単位版，丸善，1999.
- 3) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5pp167-176，1986