

# 論文 せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート T 型梁のせん断耐力の評価

岡本 大<sup>\*1</sup>・川村 力<sup>\*1</sup>・服部 尚道<sup>\*1</sup>・酒谷 弘行<sup>\*2</sup>

**要旨：**一般に，RC 棒部材のせん断補強筋により受け持たれるせん断耐力  $V_s$  はトラス理論に基づき算定されるが，T 型 RC 梁のようにアーチ的な耐荷機構が卓越する場合には，せん断補強筋が降伏に至らないことも考えられ，その場合には  $V_s$  を過大評価する恐れがある。本研究では，T 型 RC 梁に関するせん断実験を行い，せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力  $V_c$  および  $V_s$  に関する検討を行った。その結果，検討を行った範囲の T 型梁については，アーチ的な耐荷機構は卓越するものの，せん断補強筋は降伏しており，フランジの影響を考慮した  $V_c$  とトラス理論による  $V_s$  の和によってせん断耐力が算定できることを確認した。

**キーワード：** T 形断面，梁部材，せん断補強筋，せん断耐力，圧縮域コンクリート

## 1. はじめに

土木学会コンクリート標準示方書<sup>1)</sup> (以下，土木学会示方書と記す) や鉄道構造物等設計標準<sup>2)</sup> に示されるように，土木分野では RC 棒部材のせん断耐力  $V_s$  を，せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力  $V_c$  と，せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力  $V_s$  の和として算定するのが一般的である。ここで， $V_c$  の算定式は，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，現状では 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，矩形断面に対する算定式を準用している。T 型梁の  $V_c$  については，これまでの研究<sup>3)</sup>においても，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することを確認しており，これは，斜めひび割れが発生してもすぐには圧縮縁フランジを貫通せず，アーチ的な耐荷機構を形成するためと考えられた。

一方， $V_s$  は，トラス理論に基づき，せん断補強筋が降伏すると仮定して算定されるが，アーチ的な耐荷機構が卓越する場合にはせん断補強筋が降伏に至らないことも考えられ，その場合には  $V_s$  を過大評価する恐れもある。

本研究では，せん断スパン比が 2.5~4.0 の T

型 RC 梁に関するせん断実験を行い，せん断補強鉄筋の降伏の有無を確認し，トラス理論に基づく  $V_s$  算定方法を T 型 RC 梁に適用することの妥当性を検証した。また，圧縮縁フランジの影響を考慮した  $V_c$  算定方法に関する検討を行い，せん断耐力の算定方法についても考察を加えた。

## 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，図-1 に示すように，せん断補強筋を用いない試験体 (C シリーズ) とせん断補強筋を有する試験体 (H シリーズ) の双方について実施した。試験体のうち，TIC と T1H というように，試験体番号の数字が同一であるものは，断面の形状，せん断スパン等の外形寸法が同一のものである。

実験のパラメータは，表-1 に示すように圧縮縁フランジ幅  $b_f$  とウェブ幅  $b_w$  の比  $b_f/b_w$ ，せん断スパン比  $a/d$ ，フランジ厚さ  $t_f$  として，合計 8 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  $b_w=150\text{mm}$ ，桁高  $h=400\text{mm}$ ，有効高さ  $d=350\text{mm}$ ，

\*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 鉄建建設 (株) エンジニアリング本部 技術センター 工修

表-1 実験のパラメータ

No.	h (mm)	d (mm)	b <sub>w</sub> (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	a (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (mm <sup>2</sup> )	a/d	A/A <sub>r</sub>	b <sub>f</sub> /b <sub>w</sub>	せん断補強筋
T1C	400	350	150	750	100	875.0	120000	60000	2.50	2.00	5.00	なし
T2C	400	350	150	450	200	875.0	120000	60000	2.50	2.00	3.00	
T3C	400	350	150	450	200	1137.5	120000	60000	3.25	2.00	3.00	
T4C	400	350	150	750	100	1137.5	120000	60000	3.25	2.00	5.00	
T5C	400	350	150	450	200	1400.0	120000	60000	4.00	2.00	3.00	
T1H	400	350	150	750	100	875.0	120000	60000	2.50	2.00	5.00	D10-ctc300
T4H	400	350	150	750	100	1137.5	120000	60000	3.25	2.00	5.00	
T5H	400	350	150	450	200	1400.0	120000	60000	4.00	2.00	3.00	

h: 断面高さ, d: 有効高さ, b<sub>w</sub>: ウェブ幅, b<sub>f</sub>: フランジ幅, t<sub>f</sub>: フランジ厚さ, a: せん断スパン長, A: 全断面積 (=①+②+③), A<sub>r</sub>: 矩形部分の断面積 (=②)

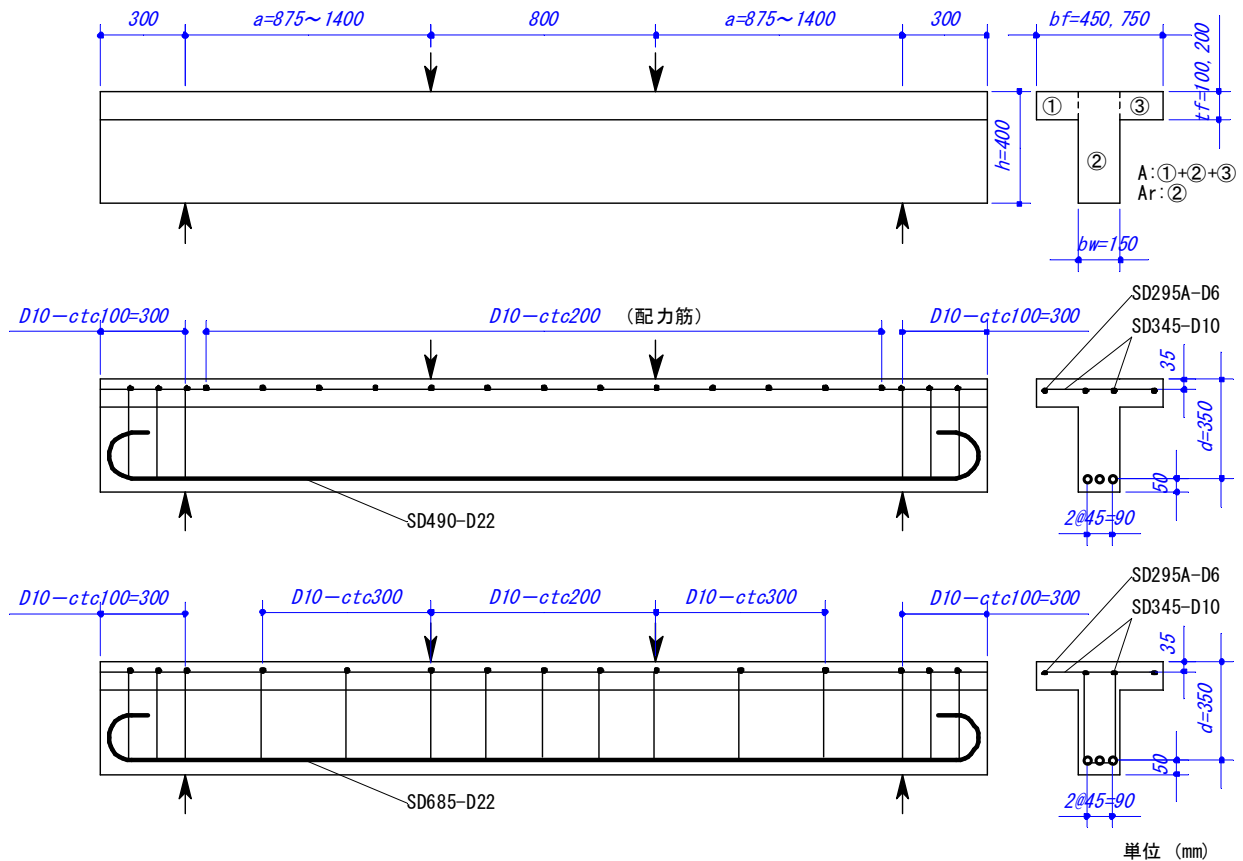


図-1 試験体諸元

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  $A/A_r$  一定とした。

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。

せん断補強筋を有する H シリーズでは、せん

断補強筋として D10 を 300mm 間隔で配置した。せん断補強比は、矩形断面で計算して  $p_w=0.32\%$  となる。

## 2.2 使用材料

各試験体に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果の一覧を表-2 および表-3 に示す。H シリーズの軸方向鉄筋には、確実にせん

断破壊を生じさせるように、SD685を用いた。

### 2.3 荷重方法と測定項目

荷重は、スパン中央2点荷重とし、試験体が破壊に至るまで変位制御にて静的に一方単調荷重した。

実験では、荷重、鉛直変位、引張鉄筋ひずみ、せん断補強筋ひずみおよび圧縮縁コンクリート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 せん断耐力の実験値と計算値の比較

表-4に、実験結果と耐力計算結果の一覧を示す。

表-4に示す $V_{c,cal}$ の値は、土木学会示方書等に示される $V_c$ 算定式の原式である二羽らの式<sup>4)</sup>を用いて、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ものである。 $V_{s,cal}$ は、

土木学会示方書に示される式を用いて算定した。 $V_{y,cal}$ は、 $V_{c,cal} + V_{s,cal}$ として求めた。なお、表中に示す実験値は、実験により得られた荷重荷重の1/2とし、せん断耐力の計算値と比較することとした。

Cシリーズにおける $V_{c,exp}$ は、実験における最大荷重より求めた。Hシリーズにおける $V_{c,exp}$ は、それぞれ対応するCシリーズの試験体(例えば、T1Hの場合はT1Cが対応する)の $V_{c,exp}$ をコンクリート圧縮強度 $f'_c$ の比の1/3乗で補正したものである。 $V_{y,exp}$ は、各シリーズとも実験における最大値とし、 $V_{s,exp}$ は、 $V_{y,exp}$ から前述の方法で求めた $V_{c,exp}$ を減じたものとした。

Cシリーズの $V_c$ に関して実験値と計算値を比較すると、計算値は実験値を過小に評価しており、フランジの厚さが厚いほどこの傾向が強かった。

次に、Hシリーズの $V_s$ について見ると、 $V_s$ に

表-2 鉄筋の強度特性

使用部位	規格・径	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
引張鉄筋	SD490-D22	544	194000	708	Cシリーズ
	SD685-D22	711	189700	906	Hシリーズ
圧縮鉄筋	SD345-D10	370	180000	511	Cシリーズ
		405	182500	556	Hシリーズ
圧縮鉄筋 (フランジ内)	SD295A-D6	334	177000	477	Cシリーズ
		319	171500	472	Hシリーズ
せん断補強筋	SD295A-D10	351	177500	487	Hシリーズ

表-3 コンクリートの強度特性

No.	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
T1C	33.5	2.7	3.17
T2C	34.4	2.5	3.32
T3C	36.4	2.8	3.61
T4C	36.6	2.9	3.29
T5C	39.5	3.6	3.08
T1H	30.8	2.4	2.44
T4H	29.1	2.4	2.40
T5H	28.9	2.4	2.45

表-4 せん断耐力の実験結果と計算結果の一覧

No.	$V_{c,cal}$ (kN)	$V_{s,cal}$ (kN)	$V_{y,cal}$ (kN)	$V_{c,exp}$ (kN)	$V_{s,exp}$ (kN)	$V_{y,exp}$ (kN)	$V_{c,exp}/V_{c,cal}$	$V_{s,exp}/V_{s,cal}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal}$
T1C	74.9	-	-	98.2	-	98.2	1.31	-	1.31
T2C	75.5	-	-	114.2	-	114.2	1.51	-	1.51
T3C	69.6	-	-	126.2	-	126.2	1.81	-	1.81
T4C	70.3	-	-	78.2	-	78.2	1.11	-	1.11
T5C	66.6	-	-	104.7	-	104.7	1.57	-	1.57
T1H	72.8	50.8	123.6	95.5	85.7	181.2	1.31	1.69	1.47
T4H	64.6	50.8	115.4	72.4	84.8	157.2	1.12	1.67	1.36
T5H	60.0	50.8	110.8	94.4	73.3	167.7	1.57	1.44	1.51

$V_{c,cal}$ :  $V_c$ の計算値,  $V_{s,cal}$ :  $V_s$ の計算値,  $V_{y,cal}$ :  $V_y$ の計算値  
 $V_{c,exp}$ :  $V_c$ の実験値,  $V_{s,exp}$ :  $V_s$ の実験値,  $V_{y,exp}$ :  $V_y$ の実験値

についても計算値は実験値を過小評価する傾向を示した。ここで、表-4 に示す  $V_{s,exp}$  は、C シリーズの  $V_{c,exp}$  を基に求めた値であるので、 $V_s$  の評価をする際に圧縮縁フランジの影響を考慮していると考えられる。これより、T 型 RC 梁のせん断耐力算定時に圧縮縁フランジの影響を考慮した  $V_c$  を用いた場合でも、 $V_c$  と  $V_s$  の重ね合わせが可能であると考えられる。なお、 $V_s$  が過小評価されている理由としては、せん断補強筋の存在により、C シリーズよりも相対的に斜めひび割れ幅が減少し、その結果増加した骨材の噛み合わせにより受け持たれるせん断耐力が  $V_{s,exp}$  に加味されている可能性が考えられる。

### 3.2 せん断力-変位関係

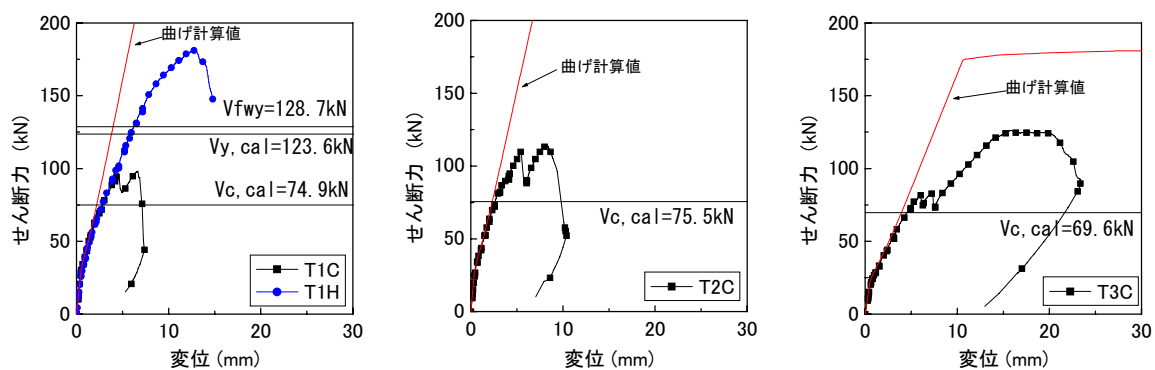
図-2(a) ~ (e) に各試験体に作用するせん断力と変位の関係を示す。なお、C シリーズおよび H シリーズで形状が同一の試験体については同じ図中に示した。また、図中には、表-4 に示

される  $V_{y,cal}$  および  $V_{s,cal}$  の他、せん断補強筋がはじめて降伏ひずみに達した時点のせん断力  $V_{fwy}$ 、および曲げ理論に基づくせん断力-変位関係の計算値を示した。

各試験体ともに、概ね、 $V_{c,cal}$  に達するまでは、計算値と実験値が良く整合しており、 $V_{c,cal}$  に到達する直前に、せん断変形を無視した曲げ理論による計算値と実験値の乖離が始まっている。これは、斜めひび割れの発生に起因して、試験体のせん断変形成分の増加割合が大きくなっていることを意味しており、T 型 RC 梁においても  $V_{c,cal}$  は斜めひび割れ発生荷重を精度良く評価できていると言える。

C シリーズの各試験体とも、せん断ひび割れの拡大とともに変位が増加し、荷重の増減を伴う不安定な荷重履歴を示すものの、最終的には計算値を上回るせん断耐力を発揮している。

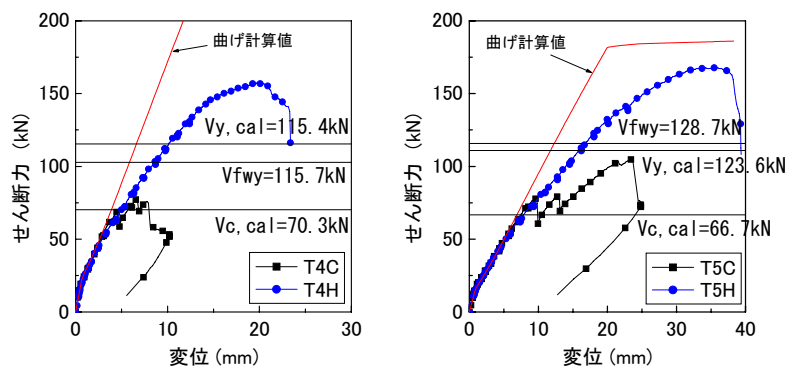
一方、H シリーズは、せん断補強鉄筋を有して



(a) T1C, T1H

(b) T2C

(c) T3C



(d) T4C, T4H

(e) T5C, T5H

図-2 せん断力-変位関係

いるために、C シリーズに見られるような不安定な荷重履歴は示さず、計算値よりも高いせん断耐力を発揮している。そして、いずれ試験体においても、せん断補強筋は最大耐力に至る前に降伏ひずみに達しており、トラス理論を用いる上での前提条件が成立していると言える。

### 3.3 破壊モード

破壊状況の例として、a/d が最も小さく、破壊荷重が最も大きい T1H の破壊状況を図-3 に示す。

いずれの試験体も引張鉄筋は降伏しておらず、破壊はウェブに発生した斜めひび割れが一旦フランジ下縁で止まり、その後荷重の増加に伴いフランジ内にまで進展し、最終的には図-3 に示すように斜めひび割れが圧縮縁に貫通することにより耐力低下を生じた。このとき、コンクリートが圧壊するような現象は観察されなかった。

また、表-5 に示す各試験体で測定された圧縮縁コンクリートひずみの最大値を見ても、圧壊と思われるようなひずみは発生していなかった。

以上より、今回実験を行った T 型 RC 梁の破壊モードは、せん断圧縮破壊ではなく、フランジの影響によりアーチ的な耐荷機構が矩形断面梁よりも有効に作用した後のせん断引張破壊と考えられる。

### 4. せん断耐力算定方法に関する考察

T 型 RC 梁の破壊モードがせん断引張破壊であると考えられるため、T 型 RC 梁の  $V_c$  (以下、 $V_{cT}$  と記す) の算定は矩形断面の  $V_c$  に、フランジの張り出し部分 (図-1 の①+③) の圧縮域コンクリートでの応力伝達により発揮されるせん断力  $V_{Fcom}$  を付加し、式(1)で求めることを考えた。

$$V_{cT} = V_c + V_{Fcom} \quad (1)$$

また、3.1 節より、 $V_{cT}$  とトラス理論による矩形断面の  $V_s$  の重ね合わせが可能であると考えられるので、せん断補強筋を有する場合の T 型 RC 梁のせん断耐力  $V_{yT}$  は、式(2)で算定できるものとした。

$$V_{yT} = V_{cT} + V_s \quad (2)$$



図-3 最終ひび割れ状況 (T1H)

表-5 圧縮縁コンクリートひずみ

No.	左せん断スパン ( $\mu$ )	等曲げ区間 ( $\mu$ )	右せん断スパン ( $\mu$ )
T1C	-78	-342	-133
T2C	-159	-598	-195
T3C	-293	-907	-320
T4C	-218	-360	-206
T5C	-413	-1196	-482
T1H	-80	-822	-90
T4H	-109	-979	-79
T5H	-450	-2034	-481

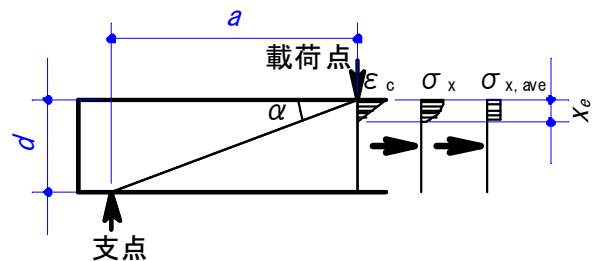


図-4  $V_{Fcom}$  の算定

ここで、 $V_{Fcom}$  は、以下の手順で算出した。

- (1) 最大耐力の実験値と各試験体のせん断スパンから、斜めひび割れが貫通した荷重点付近の断面に作用している破壊時の曲げモーメントを算出する。
- (2) 曲げ理論に基づいて、破壊時曲げモーメントから、T 型断面における中立軸深さ  $x$  と圧縮縁ひずみ  $\epsilon_c$  を求める。
- (3)  $x$  を、佐藤らの論文<sup>5)</sup>に示される式(3)により、斜めひび割れの影響を考慮した中立軸深さ  $x_e$  に補正する。なお、帯筋を用いないので、式中の  $p_w$  は 0 として計算した。

$$x_e = \frac{1 - e^{-\left(\frac{a}{d}\right)}}{1 + 3.2^{-0.12(p_w \cdot E_w)} \cdot 0.4} \cdot x \quad (3)$$

ここに、 $p_w$  : せん断補強筋比、

$E_w$  : せん断補強筋のヤング係数

- (4) 求めた  $x_e$  と  $\epsilon_c$  を用いて、圧縮域コンクリートにおけるひずみ分布を図-4 に示す三角形分布に仮定する。

- (5) 土木学会示方書に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、圧縮域コンクリートの応力分布を計算し、軸方向の平均圧縮応力  $\sigma_{x,ave}$  を求める。
- (6) 図-4 に示すように、主応力の角度  $\alpha$  を、文献 5) に示される式(4)によるものと仮定し、これにより算定した  $\alpha$  と、 $\sigma_{x,ave}$  から式(5)を用いてせん断応力  $\tau_{xy}$  を算定する。

$$\tan \alpha = \left(\frac{a}{d}\right)^{-1} \quad (4)$$

$$\tau_{xy} = \frac{\tan 2\alpha \cdot \sigma_{x,ave}}{2} \quad (5)$$

- (7) 算定した  $\tau_{xy}$  より、式(6)を用いて  $V_{Fcom}$  を算定する。

$$V_{Fcom} = (b_f - b_w) \cdot x_e \cdot \tau_{xy} \quad (6)$$

以上の方法による計算値と実験値の比較を表-6 に示す。計算値は、概ね実験値を評価できており、これは、 $V_{Fcom}$  を考慮することで T 型 RC 梁のせん断耐力を算定できる可能性を示している。しかし、フランジ幅が 750mm の試験体については、計算値は実験値を過大に評価する結果となった。この原因として、本計算では  $V_{Fcom}$  算定時に  $b_f$  全幅を有効として計算しているが、実際には、 $V_{Fcom}$  が考慮できるフランジ幅に限界があることが考えられる。今後は、T 型 RC 梁のせん断に関する圧縮縁の有効幅についても検討することが必要と考える。

## 5. まとめ

T 型 RC 梁のせん断耐力に関する検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 今回実験を行った T 型 RC 梁の破壊モードは、せん断圧縮破壊ではなく、フランジの影響によりアーチ的な耐荷機構が矩形断面梁よりも有効に作用した後のせん断引張破壊と考えられる。
- (2) すべての試験体でせん断補強筋は降伏しており、T 型 RC 梁のせん断耐力算定時に圧縮縁フランジの影響を考慮した場合でも、 $V_c$

と  $V_s$  の重ね合わせが可能であった。

- (3) T 型 RC 梁のせん断耐力は、矩形断面に対する算定方法に、フランジの張り出し部分の圧縮域コンクリートでのせん断応力伝達を加味しすることで概ね算定できると思われる。ただし、せん断に関するフランジの有効幅について適切に評価する必要がある、今後の検討課題と考えられる。

表-6 実験値と計算値の比較

No.	$V_{Fcom}$ (kN)	$V_{cT}$ (kN)	$V_{yT}$ (kN)	$V_{c,exp}$ (kN)	$V_{y,exp}$ (kN)	$V_{c,exp}/V_{cT}$	$V_{y,exp}/V_{yT}$
T1C	85.29	235.0	-	196.5	-	0.84	-
T2C	80.19	231.2	-	228.4	-	0.99	-
T3C	85.94	225.1	-	252.4	-	1.12	-
T4C	63.36	203.9	-	156.5	-	0.77	-
T5C	69.97	203.2	-	209.5	-	1.03	-
T1H	-	228.5	330.1	-	362.4	-	1.10
T4H	-	188.2	289.8	-	314.4	-	1.08
T5H	-	205.9	307.5	-	335.4	-	1.09

## 参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造的な性能照査編），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），丸善，2004 年 4 月
- 3) 岡本大，谷村幸裕，渡辺忠朋，藤田郁美：T 型断面を有する 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, 2004.
- 4) 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，No.372 /V-5, pp167-176, 1986
- 5) 佐藤靖彦，上田多門，角田與史雄：せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価，土木学会論文集，No.520/V-28, pp157-169, 1995.8.