

T型断面梁のせん断耐力に関する実験的研究

Experimental study on shear capacity of T-shaped beam

北武コンサルタント(株) ○正会員 齊藤 聡彦 (Akihiko Saitou)
北武コンサルタント(株) 正会員 藤田 郁美 (Ikumi Fujita)
北武コンサルタント(株) 正会員 渡辺 忠朋 (Tadatomo Watanabe)
(財)鉄道総合技術研究所 正会員 佐藤 勉 (tutomu Satou)
(財)鉄道総合技術研究所 正会員 谷村 幸裕 (Yukihiro Tanimura)

1. はじめに

既往のせん断耐力算定式は、矩形断面を用いた実験結果に基づくものである。

しかし、実際の構造部材は、RC T型断面桁等圧縮フランジを有するT型断面形状を有するものもある。これらの部材のせん断耐力は、部材のせん断耐力を安全側に評価するためにフランジの影響を無視して矩形断面として扱われているのが実態である¹⁾。

そこで、T型断面梁のせん断耐力を明らかにするために、T型断面梁供試体を用いて載荷実験を行い、既往のせん断耐力算定手法によるせん断耐力の比較検討を行った。

以下に、その概要を示す。

2. 実験概要

2.1 供試体および諸元

本実験で用いたRC T型断面梁供試体の形状および諸元をそれぞれ図-1および表-1に示す。

供試体は、ウェブ幅150mm、高さ400mm、有効高さ350mmのT型断面の単純梁供試体で、軸方向引張鉄筋はD22を3本、軸方向圧縮鉄筋はD10を2本配置した。

パラメータはフランジの断面形状とし、フランジ幅を150mm、300mm、450mm、750mm、フランジ厚を100mm、200mmと変化させた。また、せん断スパン比 a/d は2.5~5.5とした。

2.2 載荷方法

載荷装置により鉛直載荷を行い、載荷はスパン中央2点対称載荷とした。

載荷方法は引張鉄筋のひずみが 500×10^{-6} 、 1000×10^{-6} で除荷し、その後単調増加させた。

2.3 測定項目および方法

測定項目は鉄筋およびコンクリートのひずみ、たわみについて行くとともに、ひび割れ性状の観察を行った。また、ひび割れ発生荷重、破壊（最大）荷重の記録も行った。

各荷重段階において荷重は荷重計で測定し、ひずみおよび変位はデジタルひずみ測定器で測定した。

2.4 使用材料

使用材料を表-2に示す。

表-2 使用材料

セメント		早強ポルトランドセメント
骨材	粗骨材	八王子産砕石
	細骨材	相模川水系
混和剤		ボソリスNo.70
鉄筋	D22	SD345
	D10	SD345
	D6	SD295A

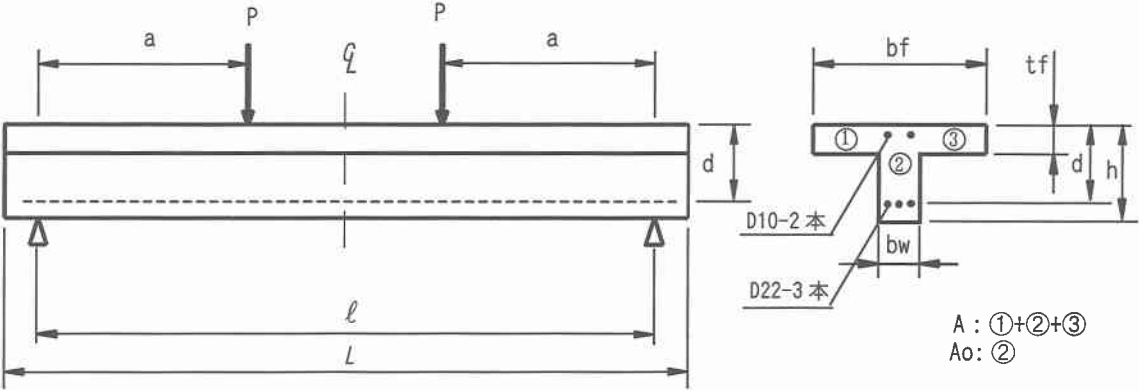


図-1 供試体の形状（T型）

表－1 供試体諸元

(単位：mm)

N o	断面形状	b_w	b_f	t_f	h	d	L	l	a/d	軸方向引張鉄筋	軸方向圧縮鉄筋	軸方向組立筋	フランジ配力筋
1-1	矩形	150	150	—	400	350	420	360	4.00	D22-3本	D10-2本	—	—
2-1	T型	150	300	200	400	350	420	360	4.00	D22-3本	D10-2本	—	D10ctc 200mm
2-2	T型	150	300	200	400	350	420	307.5	3.25	D22-3本	D10-2本	—	D10ctc 200mm
2-3	T型	150	300	200	400	350	420	220	2.50	D22-3本	D10-2本	—	D10ctc 200mm
3-1	T型	150	450	100	400	350	420	360	4.00	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上フランジ*	D10ctc 200mm
4-1	T型	150	750	200	400	350	420	360	4.00	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上フランジ*	D10ctc 200mm
4-2	T型	150	750	200	400	350	420	307.5	3.25	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上フランジ*	D10ctc 200mm
4-3	T型	150	750	200	400	350	420	220	2.50	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上フランジ*	D10ctc 200mm
5-1	I型	150	300	100	400	350	420	360	4.00	D22-3本	D10-2本	—	D10ctc 200mm
5-2	I型	150	300	100	400	350	420	220	2.50	D22-3本	D10-2本	—	D10ctc 200mm
7-1	I型	150	750	100	400	350	420	360	4.00	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上下フランジ*	D10ctc 200mm
8-1	T型	150	450	100	400	350	315	255	2.50	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上フランジ*	D10ctc 200mm
8-2	T型	150	450	100	400	350	525	465	5.50	D22-3本	D10-2本	D6-2本 上フランジ*	D10ctc 200mm

b_w ：ウェブ幅， b_f ：フランジ幅， t_f ：フランジ厚， h ：桁高， d ：有効高， L ：桁長， l ：スパン

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊状況

供試体N o.2-1, 2-3, 4-1, 4-3 の最大荷重時のひび割れ状況を図－2 に示す．各供試体ともスパン中央付近で曲げひび割れが発生している．

供試体N o.2-1 は $t_f=200\text{mm}$ ， $a/d=4.0$ であり，ひび割れの発生状況は，荷重載荷位置直下より，フランジ部分では 30° 方向に斜めひび割れが発生し，ウェブ上端よりウェブ下端にかけて 45° 方向にひび割れが生じている．

これに対し，せん断スパン比が 4.0 で同様であるが， $t_f=750\text{mm}$ の供試体N o.4-1 では，フランジ部分で荷重載荷位置よりほぼ鉛直方向に斜めひび割れが発生し，ウェブ部分では供試体N o.2-1 と同様な方向にひび割れが発生している．

また， $t_f=200\text{mm}$ ， $a/d=2.5$ である供試体N o.2-3 のひび割れ発生状況は，荷重載荷位置よりウェブ下端まで 45° の一定の角度でひび割れが生じている． $a/d=2.5$ で同様の供試体N o.4-3 でもフランジ部分とウェブ部分ではほぼ一定の方向でひび割れが生じている．

N o.5-1 および 8-1 の供試体は，荷重載荷位置より支点方向に向かって斜めひび割れが貫通した．

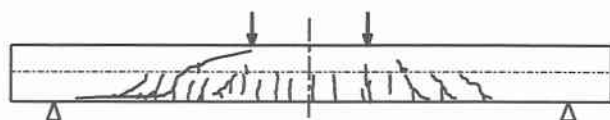
3.2 破壊荷重

各供試体の破壊荷重を表－3 に示す．破壊モードは，各供試体ともに降伏荷重の計算値よりも破壊荷重が小さく，せん断破壊となっている．

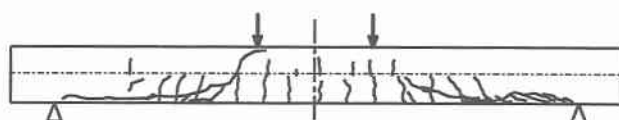
表－3 破壊荷重 (単位：kN)

N o	断面形状	P_c	P_{cs}	V_{test}	P_y (計算値)
1-1	矩形	11.25	45.00	61.3	96.0
2-1	T型	17.50	42.50	71.0	103.0
2-2	T型	20.00	52.50	70.0	125.0
2-3	T型	22.50	40.00	141.0	157.0
3-1	T型	17.50	35.00	42.5	102.0
4-1	T型	15.00	42.50	81.5	109.0
4-2	T型	25.00	50.00	85.0	133.0
4-3	T型	23.75	52.50	171.3	169.0
5-1	I型	21.25	42.50	76.3	104.0
5-2	I型	25.00	47.50	100.0	158.0
7-1	I型	42.50	55.00	93.8	109.0
8-1	T型	27.50	52.50	135.0	168.0
8-2	T型	7.50	30.00	51.0	76.0

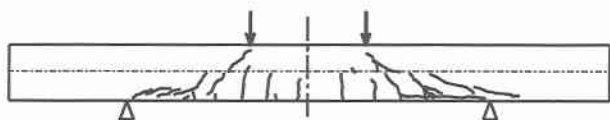
P_c ：ひび割れ発生荷重， P_{cs} ：せん断ひび割れ発生荷重
 P_y ：降伏荷重



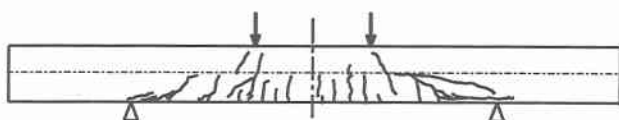
供試体 No. 2-1 ($t_f=200\text{mm}$, $a/d=4.0$)



供試体 No. 4-1 ($t_f=750\text{mm}$, $a/d=4.0$)



供試体 No. 2-3 ($t_f=200\text{mm}$, $a/d=2.5$)



供試体 No. 4-3 ($t_f=750\text{mm}$, $a/d=2.5$)

図-2 ひび割れ図

4. 既往のせん断耐力算定手法との比較

本実験結果を用いて、既往のせん断耐力算定方法の検討を行うこととした。既往のせん断耐力算定式として、二羽らが提案している式 (1) ²⁾ を用いた。文献 1) に従い、フランジの影響は無視して矩形断面としてせん断耐力を算定した。

$$V_{cal} = 0.94 (0.75 + 1.4d/a) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_w \cdot d \quad (1)$$

ただし、 $a/d \geq 2.5$ の場合

V_{cal} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の

せん断耐力 (kgf)

f'_c : コンクリートの圧縮強度

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \leq 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_c} \leq 1.5$$

d : 有効高さ (cm)

p_c : せん断引張鋼材比

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (cm^2)

表-4 にせん断耐力の計算値 (V_{cal}) を示す。また、ウェブの断面積に対する全断面積の割合 A/A_o およびウェブの幅に対するフランジ幅の割合 b_f/b_w の値を示す。

表-4 せん断耐力の計算値と実験値

(V_{test}/V_{cal}), A/A_o , b_f/b_w

No	a/d	V_{cal} (kN)	V_{test} (kN)	V_{test}/V_{cal}	A/A_o	b_f/b_w
1-1	4.00	57	61.3	1.07	1.00	1.0
2-1	4.00	59	71.0	1.20	1.50	2.0
2-2	3.25	60	70.0	1.16	1.50	2.0
2-3	2.50	58	141.0	2.41	1.50	2.0
3-1	4.00	45	42.5	0.94	1.50	3.0
4-1	4.00	60	81.5	1.37	3.00	5.0
4-2	3.25	61	85.0	1.40	3.00	5.0
4-3	2.50	59	171.3	2.92	3.00	5.0
5-1	4.00	59	76.3	1.28	1.25	2.0
5-2	2.50	57	100.0	1.75	1.25	2.0
7-1	4.00	60	93.8	1.57	2.00	5.0
8-1	2.50	66	135.0	2.03	1.50	3.0
8-2	5.50	50	51.0	1.02	1.50	3.0

5. 考察

5.1 フランジの影響

せん断耐力の実験値と計算値の比 (V_{test}/V_{cal}) と、 A/A_o との関係を示したものが、図-3, 4, 5 である。この結果、右上がりのグラフとなることより、ウェブの断面積に対する全断面積比が大きい方が、せん断耐力は計算値よりも実験値が大きくなる傾向がある。

供試体 No. 4-3 の実験値は、計算値の 3 倍程度の値となっている。また、 A/A_o が小さい供試体 No. 2-2 では、実験値は計算値とほぼ同程度の値であった。

V_{test}/V_{cal} と b_f/b_w の関係を示した図-6, 7, 8 によると、ウェブ幅に対するフランジ幅の割合が大きい方が、計算値よりも実験値の方が大きな値を示している。

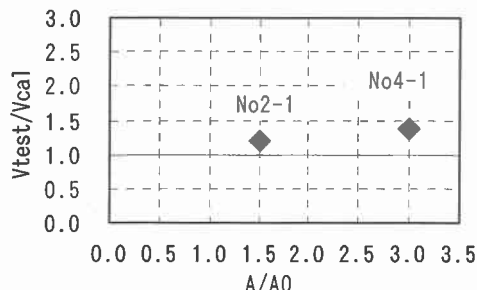


図-3 V_{test}/V_{cal} - A/A_o の関係 ($a/d=4.00$, $t_f=20$)

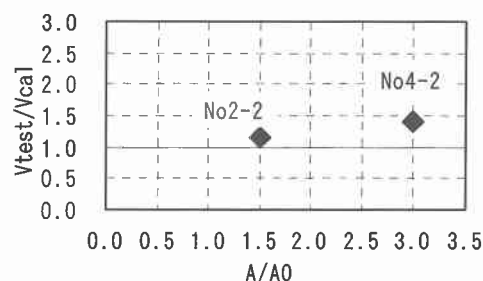


図-4 V_{test}/V_{cal} - A/A_o の関係 ($a/d=3.25$, $t_f=20$)

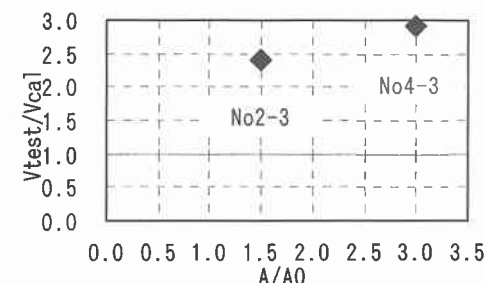


図-5 V_{test}/V_{cal} - A/A_o の関係 ($a/d=2.50$, $t_f=20$)

5.2 セン断スパン比の影響

V_{test}/V_{cal} と a/d の関係を図-9, 10 に示す. この供試体No.3-1, 8-1, 8-2 はともにT型断面である.

$a/d=2.5$ における実験値は計算値の2倍程度となっている. $a/d=4.0, 5.5$ の供試体においては計算値と同程度の実験値が得られた.

図-11, 12 に示すI型断面である供試体No.5-1, 5-2 においても同様に, a/d が小さい場合は, 計算値よりも実験値が大きくなり, a/d が大きい場合は, 計算値と実験値が同程度の値となった. これより, フランジ形状の影響は, セン断スパン比によって異なると考えられる.

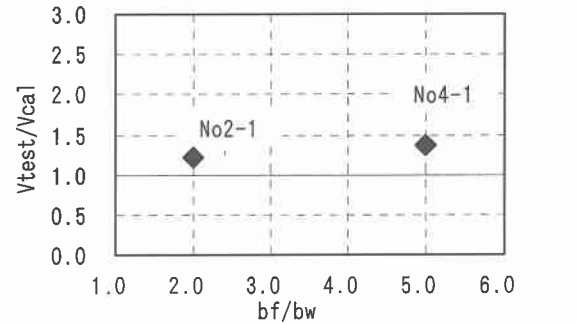


図-6 V_{test}/V_{cal} - b_f/b_w の関係($a/d=4.0, t_f=20$)

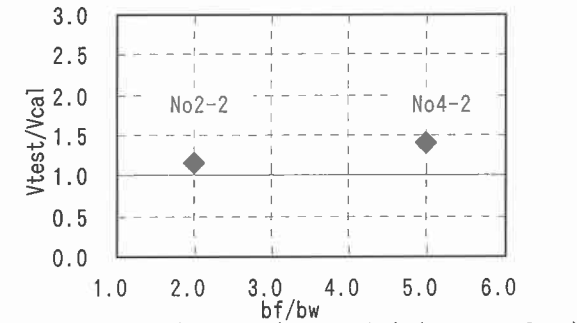


図-7 V_{test}/V_{cal} - b_f/b_w の関係($a/d=3.25, t_f=20$)

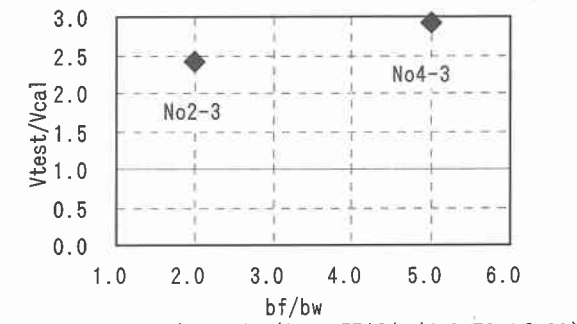


図-8 V_{test}/V_{cal} - b_f/b_w の関係($a/d=2.50, t_f=20$)

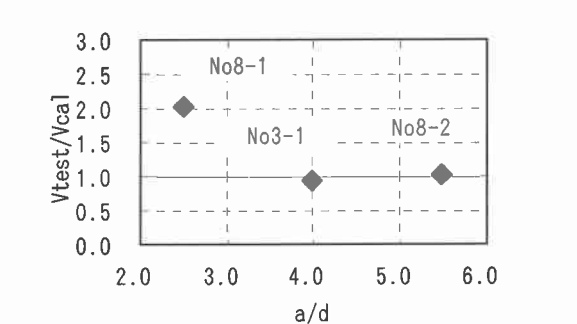


図-9 V_{test}/V_{cal} - a/d の関係($A/A_0=1.5, t_f=10$)

6. 結論

T型断面梁供試体を用いて載荷実験を行い, 既往のセン断耐力算定手法によるセン断耐力の比較検討を行った.

その結果, T型断面梁のウェブに対するフランジ幅および厚さの比率が大きいきければ, セン断耐力はセン断耐力算出式で計算した値よりも実験値の方が大きくなる傾向がある. ウェブに対するフランジ幅および厚さの比率が小さければ計算値と実験値はほぼ同程度の値となった.

また, セン断スパン比が小さい範囲において, セン断耐力は計算値よりも実験値の方が大きくなる. しかし, セン断スパン比が大きい範囲では, ほぼ計算値と実験値が一致する.

以上の結果より, $A/A_0, b_f/b_w, a/d$ の違いにより V_{test}/V_{cal} が影響を受けている.

参考文献

- 1) 土木学会: コンクリート標準示方書(設計編), 平成8年
- 2) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫: セン断補強鉄筋を用いないRC梁のセン断強度式の再評価 土木学会論文報告集, 第372号/V-5, p. 167~176, 1986年8月

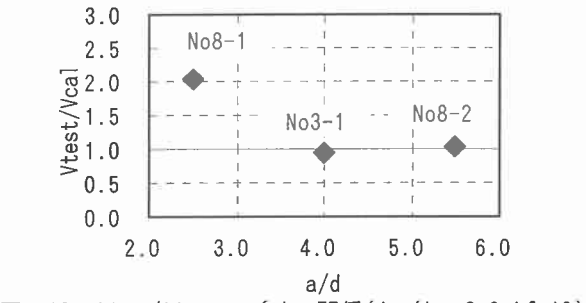


図-10 V_{test}/V_{cal} - a/d の関係($b_f/b_w=3.0, t_f=10$)

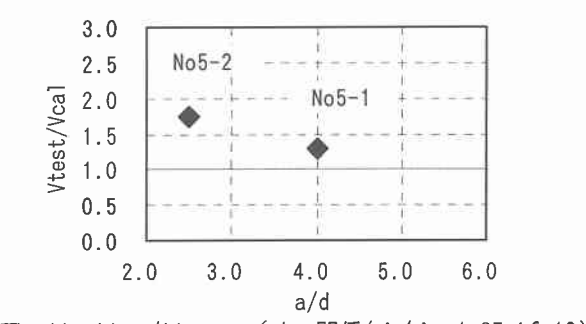


図-11 V_{test}/V_{cal} - a/d の関係($A/A_0=1.25, t_f=10$)

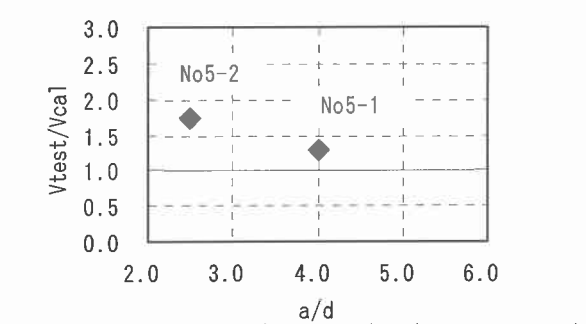


図-12 V_{test}/V_{cal} - a/d の関係($b_f/b_w=2.0, t_f=10$)