

[122] T形梁のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比の影響

正会員 狩野 芳一 (明治大学工学部)
 正会員 ○岩崎 真志保 (明治大学大学院)

1. まえがき

この研究は、壁式構造の壁柱・壁梁のように、直交部材と一体となってT形断面を構成する部材のせん断耐力に及ぼすフランジの効果を検討したものである。

従来、柱形と一体になった耐震壁については、柱形の大きさおよび補強量が耐震壁のせん断耐力に著しく影響することが指摘されている。T形梁については、PLacas-Regan⁽¹⁾、広沢⁽²⁾、大久保⁽³⁾⁽⁴⁾、松崎ら⁽⁵⁾によってフランジがせん断耐力を増加させることが認められ、せん断耐力に対するフランジの有効幅や耐力の算定方法が提案されている。

しかし、フランジの有効幅については極く限定された範囲とするものや曲げに対する有効幅に等しいと仮定するものなどまちまちであり、フランジの位置による効果の相異等については明らかにされていない。

前報では、フランジがせん断に対して補強されていない場合、せん断耐力に対するフランジの有効厚は $0.15d \sim 0.2d$ 程度、有効幅は片側について有効厚の1.5倍程度であることを示した。また、フランジの効果はフランジが圧縮側にあるときと引張側にあるときとで異なることを明らかにしたが、せん断スパン比が変化する場合についてなお疑問が残ることを述べた。本報は、前報の結果を参考にし、フランジ幅 30 cm 、厚さ 6 cm と一定にし、フランジが圧縮側にある場合と引張側にある場合とに分けて、それぞれせん断スパン比を変えてその影響を検討したものである。

2. 実験内容

試験体の形状及び配筋を表1及び図1に示す。図1はせん断スパン比1.74の場合の例であるが、配筋状態は各試験体同一である。フランジが圧縮の場合と引張の場合とに分けて効果を検討するため試験体は単純梁形式とした。また、逆対称モーメント加力の場合との相異を少なくするため、両端及び中央には剛なスタブを設け、フランジ内はせん断に対して本質的に無補強とした。

試験体に用いたコンクリートの強度及び鉄筋の性質を表1及び表2に示した。鉄筋のうちD16及びD19はSD35のJIS規格品である。せん断補強に用いた4φの鉄筋は明瞭な降伏点を持つように特別に注文した丸鋼線である。

加力装置及び測定装置を図2に示した。中央載荷点及び端スタブの支持点ではウェブ上下面に加圧板が直接当ら

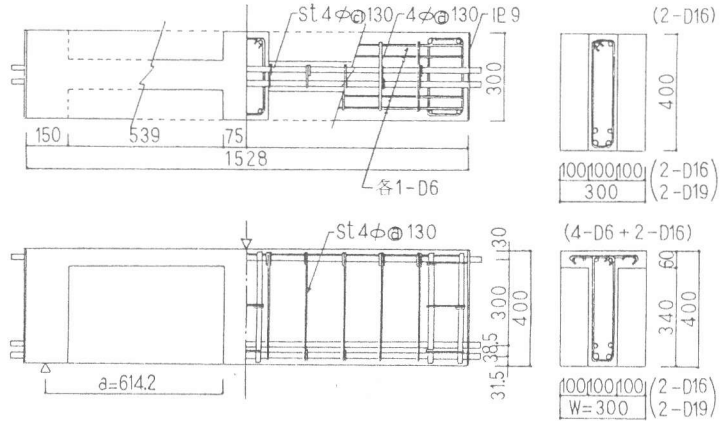


図1. 試験体形状・配筋

表1. 試験体形状、コンクリート強度

試験体	a (cm)	d (cm)	W (cm)	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)	寸法 (mm)
R-1.2	42.36	35.3	10	221.9	25.6	9
R-1.74	61.42	"	"	220.5	23.4	10
R-2.0	70.60	"	"	223.3	23.1	11
R-2.28	80.48	"	"	224.7	22.7	12
Tc-1.2	42.36	"	30	226.4	26.4	10
Tc-1.74	61.42	"	"	225.2	26.0	10
Tc-2.0	70.60	"	"	219.6	25.3	9
Tc-2.28	80.48	"	"	222.9	23.7	13
Tt-1.74	61.77	35.5	"	220.1	23.1	10
Tt-2.28	80.94	"	"	223.2	27.5	11

R-1.2
 ↓ フランジ厚 $t = 6\text{ cm}$
 矩形 セン断スパン比
 Tc : T形梁フランジ圧縮
 Tt : T形梁フランジ引張

表2. 鉄筋の力学的性質

公称径	σ_y (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)	$E_y \times 10^4$
4φ	2574	3741	1.93	1336
D6	3877	5419	1.70	2281
D16	3837	5752	1.83	2091
D19	3735	5578	1.77	2110

ないようにし、圧縮破壊域及び主筋のダボ作用に対する拘束を避けた。中央スタブに対する材端の変位及び回転角を変位計で測定したほかウェブ対角線上に想定した潜在ひび割れに沿う位置でのあばら筋のひずみ、及び主要な位置における主筋のひずみをW.S.G.で測定した。

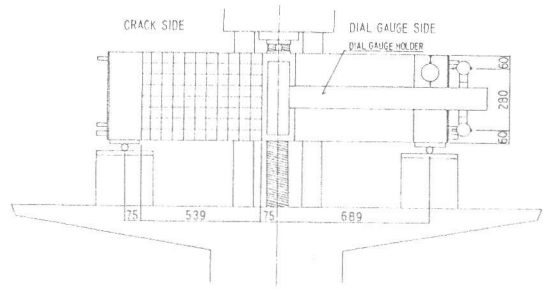


図2. 加力装置・測定装置

3. 実験結果

3.1 耐力に関する一覧図表

表3に斜めひび割れ発生荷重 Q_c 及び最大荷重 Q_u を一覧し、図3に破壊直後のひび割れ状態、図4に荷重-変形曲線を示す。また、図5にせん断スパン比と斜めひび割れ耐力及び最大耐力の関係を示した。図には、形状・配筋・コンクリート強度がほぼ等しい前報の結果も記入した。 $Tc-20$ 試験体は、試験体の養生条件が不適当で実際のコンクリート強度とシリンダーの圧縮強度とが違っていたと思われるので、以下点線のように線形補間して議論をすすめる。

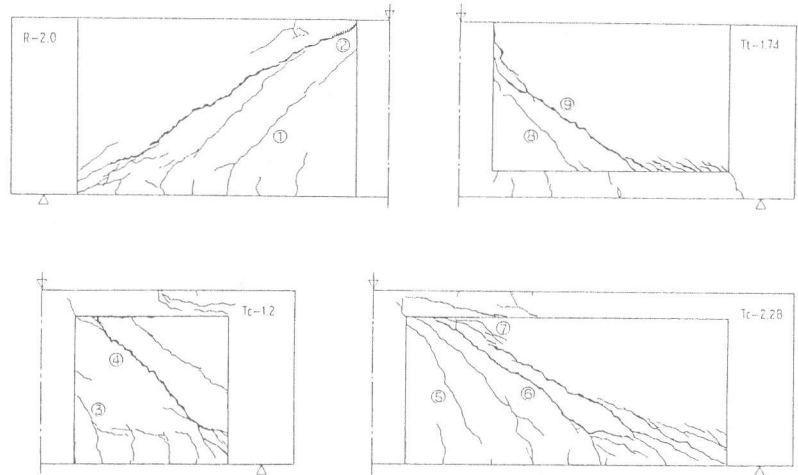


図3. 最大荷重直後のひび割れ状態

3.2 破壊経過

〔R-2.0〕 $\tau = 1.0.9$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)で①のせん断ひび割れが発生した。 $\tau = 1.6.6$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)であばら筋の降伏がはじまり、最大荷重以前にスタブ付根上部を除いてあばら筋は全測定点で降伏した。最大荷重は $\tau = 2.4.3$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)、部材角は $1/200$ で、②で示す圧縮ゾーンで圧縮せん断すべりを生じて破壊したので圧縮破壊と区分した。

〔Tc-1.2〕 $\tau = 1.1.8$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)で③の曲げせん断ひび割れが発生した。 $\tau = 1.4.3$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)であばら筋の降伏がはじまり、最大荷重以前で全あばら筋が降伏した。フランジ側面には、 $\tau = 2.1.2$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)でひび割れが発生し、 $\tau = 2.5.5$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)、部材角 $1/180$ に達したときフランジのひび割れが広がり、既存の④のせん断ひび割れがフランジ中央面まで貫通して破壊し、以後耐力は急激に低下した。

〔Tc-2.28〕 $\tau = 9.3$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)で⑤のせん断ひび割れが発生した。 $\tau = 1.4.3$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)であばら筋の降伏がはじまり、最大荷重以前に、スタブ付根部を除きひび割れ近傍の測定点では全あばら筋が降伏した。最大荷重 $\tau = 2.4.3$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)、部材角 $1/160$ でフランジ側面にひび割れが生じ、それと同時に既存の⑥のひび割れがフランジ中央部上面まで貫通し、⑦の部分には圧壊が生じた。

〔Tt-1.74〕 $\tau = 1.2.7$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)で⑧のせん断ひび割れが発生した。 $\tau = 2.0.4$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)であばら筋の降伏がはじまり、最大荷重以前において全あばら筋が降伏した。最大荷重 $\tau = 2.2.8$ ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)、部材角 $1/150$ で⑧のせん断ひび割れが中央スタブに達した後、スタブとウェブの付根の部分でスリップを伴いながら⑧のひび割れがスタ

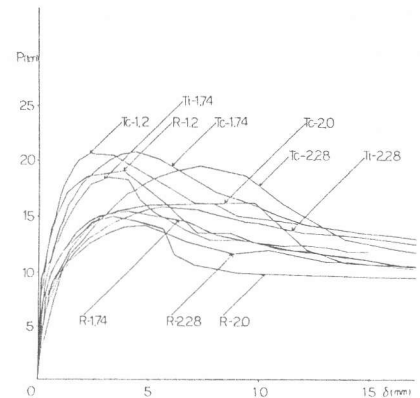


図4. 荷重-変形曲線

ブ内部の上面に貫通した。スタブ内のウェブ圧縮域には、船底形の破断面が生じた。

4. 考 察

4.1 セン断ひび割れ耐力 Q_c

表3で見るとおり、せん断ひび割れ発生耐力に関しては、フランジが圧縮側にある場合はフランジの効果はほとんどなく、フランジが引張側にあるものは、長方形梁に対する強度比 K_c が 1.2~1.3 でフランジの効果が認められた。これは前報の結果と一致する。せん断スパン比が変化した場合、フランジが圧縮側にあるものは強度比 K_c の変化は少なく、フランジが引張側にあるものではせん断スパン比が大きくなると、強度比 K_c が小さくなる傾向を示した。

表3には大野、荒川の長方形梁に対するひび割れ耐力算定式を準用した式(式1)による計算値を示した。

$$Q_c = \{ 0.085 K_c (F_c + 500) / (M / Q_d + 1.7) \} b e j \dots \dots \dots (1)$$

記号：文献6による

計算値① Q_c は、梁幅 $b e$ をウェブ幅としたもの、② Q_c は、T形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面(以下等価長方形断面とよぶ)に置換して求めたものである。実験値は、フランジ圧縮の場合は① Q_c と適合し、フランジ引張の場合は② Q_c に適合しており、前報における指摘と一致した。

4.2 セン断終局耐力 Q_u

図5で見るとおり、せん断スパン比 1.2 の場合は、フランジの有無による耐力の差はわずかである。しかし、せん断スパン比を増すと、フランジが圧縮のT形梁の耐力変化はゆるやかであるのに対し、逆T形梁及び長方形梁の耐力は急速に低下する。これは、軸方向圧縮力とせん断力との組合せ応力下における圧縮域コンクリートの見分けのせん断耐力が、圧縮域の主引張破壊で決まるような範囲ではあまり変化しないが、圧縮せん断すべりを生ずるような圧縮応力の大きい範囲では急速に低下するという性質に対応するものと理解される。

せん断スパン比 1.74 以上の範囲では、図6に示すように長方形梁に対する強度増大率 K_u は、フランジ圧縮のT形梁のほうが逆T形梁より大きく、前報での指摘と一致した。しかし、その値は前報での値より小さい。これは、図5に示したように、主として長方形梁の耐力が前報の場合より高くなった事によるものといえる。

せん断スパン比の変化による K_u の変化はT形梁と逆T形梁とで異なり、逆T形梁の場合はせん断スパン比の増加に伴い強度増大率 K_u は減少する傾向となった。図5に表れた傾向を参照するとT形梁の強度増大率は、せん断スパン比 2.0~2.5 前後で最も大きく、更にせん断スパン比を増していくと、かえって低下する傾向を持つものと予測される。

表3. 斜めひび割れ耐力 Q_c ・最大耐力 Q_u

試験体	Q_c (ton)	K_c	(1) Q_c (ton)	(1) Q_c (1) Q_c	(2) Q_c (ton)	(2) Q_c (2) Q_c	Q_u (ton)	K_u	(1) Q_u (ton)	(1) Q_u (1) Q_u	(2) Q_u (ton)	(2) Q_u (2) Q_u	(3) Q_u (ton)	(3) Q_u (3) Q_u	試験
R-12	4.63	1.00	4.63	1.00	—	—	9.50	1.00	10.14	0.94	—	—	—	—	STS
R-174	4.00	—	3.90	1.03	—	—	7.70	—	7.71	1.00	—	—	—	—	SC
R-20	3.56	—	3.64	0.95	—	—	7.50	—	7.02	1.07	—	—	—	—	SC
R-228	3.50	—	3.36	1.04	—	—	7.05	—	6.36	1.11	—	—	—	—	SC
Tc-12	5.00	1.08	4.66	1.07	6.06	0.82	10.25	1.08	10.02	1.01	12.30	0.83	12.05	0.85	ST
Tc-174	4.38	1.10	3.93	1.11	5.10	0.86	10.38	1.35	7.74	1.34	9.32	1.11	9.15	1.13	ST
Tc-20	3.56	1.00	3.62	0.98	4.71	0.76	8.10	1.08	6.94	1.17	8.34	0.97	8.24	0.98	ST
Tc-228	3.75	1.07	3.38	1.11	4.39	0.85	9.75	1.38	6.39	1.53	7.66	1.27	7.58	1.29	ST
Tt-174	5.25	1.31	3.93	1.34	5.11	1.03	9.25	1.20	7.91	1.17	9.52	0.97	9.38	0.99	STS
Tt-228	4.25	1.21	3.41	1.25	4.43	0.96	7.88	1.12	6.58	1.20	7.90	1.00	7.81	1.01	SC

SC：圧縮ゾーンのせん断圧縮破壊をしたもの
 ST：圧縮ゾーンが斜め引張破壊をしたもの
 STS：スタブとウェブ間面との間でのスリップを伴いながら圧縮ゾーンが斜め引張破壊をしたもの

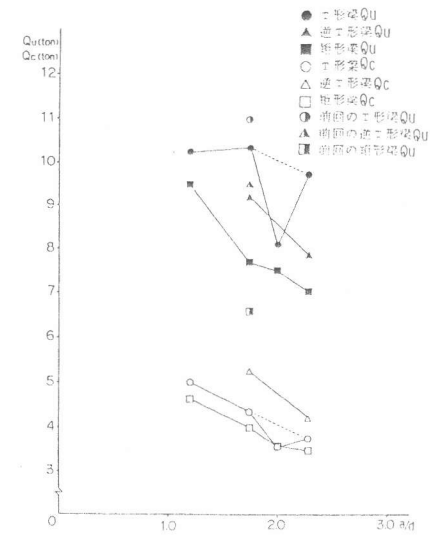


図5. セン断スパン比と $Q_c \cdot Q_u$ の関係

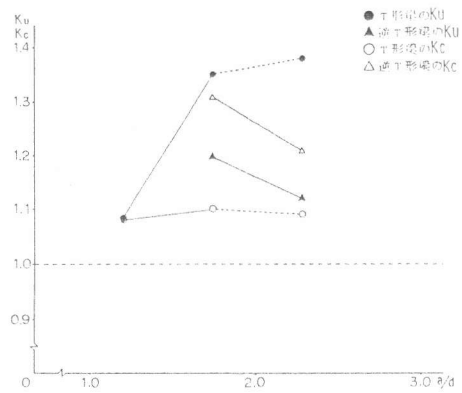


図6. フランジによる強度増大率

4.3 既往の耐力算定式の適合性

T形梁のせん断耐力を算定するための実用式としては
広沢が提案した修正大野・荒川式、及び PLacas-Regan
の式がある。

〔修正大野・荒川式〕(平均値式)

$$Q_u = [K_u \cdot K_p (180 + F_c) \frac{0.115}{M/Qd + 0.115} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot f_{wy}}] b_e \cdot j \dots (2)$$

記号：文献6による

〔PLacas-Regan式〕

■ Shearing

$$nQ_u = 2(d' - t) b' \cdot P_w \cdot s_{\sigma_{wy}} + 4.25 t (b' + 15.24) F_c^{1/3} \dots (3)$$

■ Shear compression

$$sQ_u = 4.13 (P_t \cdot F_c)^{2/9} \cdot (P_w \cdot s_{\sigma_{wy}})^{1/3} \cdot (Q_d/M)^{1/3} \cdot (b/b')^{1/3} b d \dots (4)$$

■ Wed crushing (あばら筋と材軸のなす角が90°の場合)

$$wQ_u = 0.133 (25 + 500 P_w) \sqrt{F_c} b d \dots (5)$$

〔記号〕 d' (圧縮線からあばら筋定着端までの距離), d (有効せい), b' (ウェブ幅), t (フランジ厚), P_t (引張鉄筋比, %単位)

P_w (あばら筋比), F_c (コンクリート圧縮強度, kgf/cm²単位), s_{σ_{wy}} (あばら筋降伏強度, kgf/cm²単位),

修正荒川式と実験値との比較を表3に示す。(1)Q_uはb_eをウェブ幅としたもの、(2)Q_uは等価長方形断面の幅を用いた、(3)Q_uはT形梁の有効幅を建築学会RC規準の規定による曲げに対する有効幅として等価長方形断面としたものである。せん断スパン比1.74以上では、前報同様、フランジ圧縮のT形梁に対しては計算値(2)が比較的よく適合するが、耐力を過小評価している。逆T形梁に対しては計算値(2)または(3)が適合した。長方形梁の耐力は、せん断スパン比2以上では荒川式に対してやや高目となった。

PLacas-Regan式との比較を表4に示す。s₁Q_uは圧縮域の幅bをウェブ幅としたもの、s₂Q_uは全幅、s₃Q_uは曲げに対する有効幅をとったものである。計算耐力はnQ_uにより定まり、実験で観察された破壊形式と一致したが、耐力の算定値はどの試験体についても過小であった。

4.4 単純梁形式と逆対称モーメント加力形式の比較

図7に、松崎の既発表実験および1983年度実験の結果ならびに大久保の実験結果を示した。実験は何れも逆対称加力で、T形梁の強度増大率Kuは1.1~1.2程度である。松崎の実験の破壊状況を観察すると、せん断スパン比2以上であばら筋補強がありせん断破壊した試験体は、何れもフランジが引張に働いている側で破壊して居り、逆対称加力梁の耐力は逆T形梁の耐力に支配されたと考えると、本実験の結果と整合する。

5. むすび

以上の結果を総合して以下の結論を得た。(1)T形梁のせん断耐力につき、前報の結論が裏付けられた。(2)せん断スパン比が耐力に及ぼす影響は、フランジ圧縮の場合は逆T形梁、長方形梁より少ない。(3)逆対称加力梁のせん断耐力はフランジ引張側で支配されると思われる。従って、フランジ効果はあまり大きくなるない。

〔謝辞〕本報執筆に当り、未発表の実験資料を御提供下さった松崎博士に深く感謝します。また、本実験を卒論として担当した河辺、佐藤、水嶋の諸君、ならびに高木助手の協力に感謝します。

〔文献〕1. PLacas, A. Regan, ACI Jour. 1971. 10
2. 広沢雅也他：「8階建て壁式構造に関する技術基盤の研究開発」8FW委報告、日本建築センター
3. 大久保全隆他：第2回JCI年次講演会講演論文集、P. 445
4. 大久保全隆他：日本建築学会九州支部研究報告 昭和55. 2

表4. PLacas-Regan式による算定結果

試験体	Q _c (ton)	cQ _c (ton)	Q _c cQ _c	Q _u (ton)	nQ _u (ton)	Q _u nQ _u	s ₁ Q _u (ton)	Q _u s ₁ Q _u	s ₂ Q _u (ton)	Q _u s ₂ Q _u	s ₃ Q _u (ton)	Q _u s ₃ Q _u	wQ _u (ton)	Q _u wQ _u	破壊形式
Tc-12	5.00	4.07	1.23	10.25	7.09	1.45	9.74	1.05	10.95	0.94	10.81	0.95	19.63	0.52	nQ _u
Tc-174	4.38	4.06	1.08	10.38	7.08	1.46	8.60	1.21	9.66	1.07	9.58	1.08	19.58	0.53	..
Tc-20	3.56	4.02	0.89	8.10	7.05	1.15	8.16	0.99	9.17	0.88	9.10	0.89	19.33	0.42	..
Tc-220	3.75	4.04	0.93	9.75	7.07	1.38	7.84	1.24	8.81	1.11	8.75	1.11	19.48	0.50	..

記号	フランジ厚 (cm)	フランジ幅 (cm)	せん断スパン比 (有効せい)	実験者名
○	4	20	0.48	松崎
△	4	40	..	(文献5)
□	4	6.0
●	4	2.0	0.32	松崎
▲	4	4.0	..	(今年度)
×	6	2.0	..	(文献1)
■	8	2.0
◇	4	3.0	0.31	大久保
◆	4	4.0	..	(文献4)
◇	4	6.0

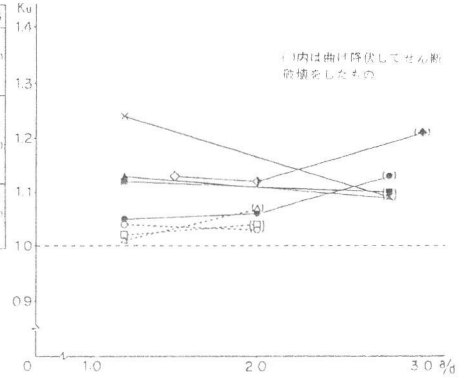


図7. 逆対称加力実験による強度増大率