

吳高専 正眞 中野 修治
愛媛大学 正眞 見澤 繁光

1. まえがき 鉄筋コンクリートT形断面のフランジ部は、連続梁の内部支点付近など負の曲げを受けるとき引張りとなる。負の曲げを受けるT形断面に関しては、Josef Eibl等の研究がある。Josef Eiblは片持梁の実験を行ない、フランジ部を単純化したトラスモデルとみなし、せん断力の釣合によりフランジ部の面内せん断応力そして横方向鉄筋応力を求めている。この実験結果は、負の曲げを受ける鉄筋コンクリートT形断面のフランジ部つけ根に働く面内せん断力が、横方向鉄筋応力に及ぼす影響が大きいことを示している。そこで著者等は鉄筋コンクリートT形断面の張出梁の実験を行ない、縦及び横方向鉄筋応力、フランジ部つけ根に働く面内せん断応力、そしてひびわれ形状を調べた。この結果にもとづき、フランジ部をシャイバとみなし、ひびわれ発生後の釣合条件式及びひびきみの適合条件式より、横方向鉄筋応力そして終局荷重を求め、実験値と比較した。

2. 実験方法及び供試体 供試体は左右両側の張出梁として中央で支持し、H形鋼により両端載荷した。供試体はモルタルで作製し、長さ110cmの型式A、長さ130cmの型式Bの計6種類である。フランジ部の厚さは、A3, A4が5cm、他は4cmである。コンクリートの平均圧縮強度は46.4 kg/cm²、鉄筋はA3, A4の片翼形鉄筋を用い、平均降伏点応力は3200 kg/cm²であった。図1に型式A1の鉄筋配置図を示す。供試体端の載荷点領域は、補強のため鉄筋を密に配置した。

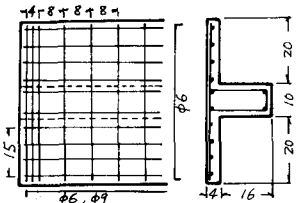


図1 型式A1の鉄筋配置図 (cm)

3. 実験結果 型式A1のひびわれ状態を図2に示す。最初のフランジ部の横方向ひびわれ①は、おおよそ1.08tの荷重で支点上に現われた。これに次いで支点領域近くのひびわれは横方向に生じ、スパン中央付近の最初の斜ひびわれ②は約4.0tで、載荷点近くの斜ひびわれ③は約4.36tで生じた。4.63tの荷重で、大きな音とともに花輪状のひびわれが載荷点領域のまわりに急激に生じた。これ以後新しいひびわれは生じず、支点領域のひびわれ幅の増大により、4.95tでコンクリートの圧壊により曲げ破壊した。図3に縦及び横方向鉄筋応力を示す。縦方向鉄筋L1~L3は荷重1.91tで急激に増大し、2.85tで降伏した。また、横方向鉄筋のフランジ部つけ根におけるQ1~Q3, Q5の応力は、約1.74tで引張りとなった。

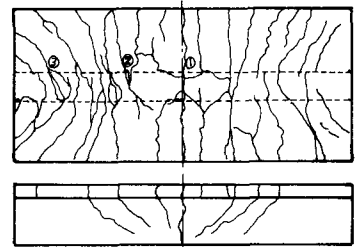


図2 型式A1のひびわれ状態

型式A3, A4は、フランジ部に翼形鉄筋D10を用いた。両供試体とも鉄筋径が大きくかぶり小さかったために、載荷点領域のまわりの花輪状のひびわれにより、急激に破壊した。型式A4は約1.05tで支点上に横方向ひびわれが生じ、最初の斜ひびわれは約5.25tで現われた。図4に縦及び横方向鉄筋応力を示す。縦方向鉄筋応力L3, L4は約1.52tで増大し、約3.55

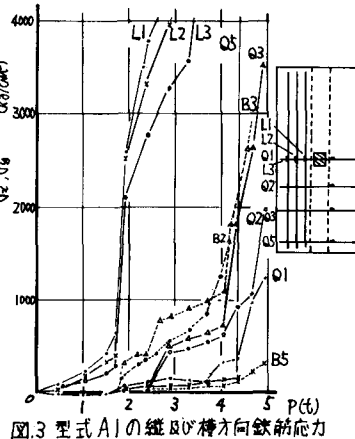


図3 型式A1の縦及び横方向鉄筋応力

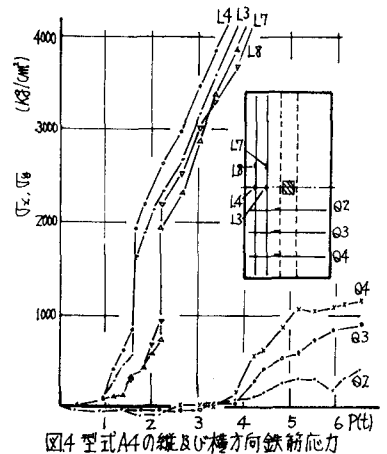


図4 型式A4の縦及び横方向鉄筋応力

てで降伏した。また横方向鉄筋が引張りに転じたのは、Q2, Q4が2.55t, Q3が3.20tであった。

4. 理論解析 図5(a)に、フランジ部にひびがはいった鉄筋コンクリートT形断面を示す。フランジ部を厚さが d 、幅が b の鉄筋コンクリート板とみなし、フランジ部の全縦方向鉄筋量を $A_{s,x}$ 、そして単位幅あたりの横方向鉄筋量を $a_{s,y}$ とする。ひびわれ方向は縦方向と角 φ をなし、コンクリートによる圧縮力 D_b の方向は縦方向と角 α をなすとする。この角 α は、フランジ部つけ根に働く面内せん断力 $Q_y = Q_d$ 及びひびわれに沿うせん断力 H により、ひびわれ方向 φ と一致しない。縦及び横方向鉄筋応力を σ_x, σ_y とすれば、それぞれの鉄筋筋に垂直断面の単位長さあたりの鉄筋力は、 $Z_x = A_{s,x} \sigma_x / 2b$ 、 $Z_y = a_{s,y} \sigma_y$ である。

縦方向に単位幅あたり N_1 の引張外力が働くフランジ部シャイブに関して、3個の釣合条件式がある。図5(b)にひびわれに沿う断面の、図5(c)にひびわれに垂直な断面の内力(Z_x, Z_y, D_b, H, Q_y)と外力(N_1)間の釣合いを示す。これよりそれぞれ縦及び横方向、そしてひびわれ方向の釣合条件式を求めた。またひび開の直合条件式として、単位体積あたりのひび開のエネルギーを考えた。以上4式より、ひびわれ間のコンクリートの引張力を無視して近似的に $H=0$ とおき、コンクリートの圧縮力の方向 α 、縦方向引張外力 N_1 、そして横方向鉄筋力 Z_y を求めた。ただし縦方向鉄筋力 Z_x は引張りを正、 D_b は圧縮を正、そして H と Q_y は図5に示した方向を正とする。

$$\sin 2\alpha = \frac{2\{-X^2 Z_x \cot \varphi + Z_y Q_d (1 + X^2)\}}{\lambda X Q_d \tan^2 \varphi} \quad (1) \quad N_1 = Z_x + Q_d (\cot \varphi - \frac{Z_y}{X} \cos^2 \alpha) \quad (2)$$

$$Z_y = \frac{(Z_x - N_1) + \frac{X^2 Z_x}{Z(\frac{1}{2} X \tan^2 \varphi \sin 2\alpha - \frac{1}{2} X^2 \delta^2)}}{1 - \frac{\sin^2 \varphi \tan^2 \varphi \sin 2\alpha}{2 \cos^2 (\varphi - \alpha)}} \cdot \frac{\sin 2\varphi \sin 2\alpha}{4 \cos^2 (\varphi - \alpha)} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} X &= \cos^2 (\varphi - \alpha) + \cos^2 \varphi \cos^2 \alpha - \frac{1}{2} \tan \varphi \sin 2\varphi \sin 2\alpha \\ Y &= \cot \varphi \cos^2 \varphi - \tan \varphi \sin^2 \varphi, \quad Z = \cot \varphi \cos^2 \varphi + \frac{1}{2} \sin 2\varphi \\ V &= \frac{A_{s,x} E_s}{2bdE_b}, \quad \lambda = \frac{A_{s,x}}{2ba_{s,y}}, \quad \delta = \frac{A_{s,x} E_s}{2bdE_b} \end{aligned}$$

ここに、 E_s, E_b はそれぞれ鉄筋及びコンクリートのヤング係数である。また、コンクリートが負担するとし面内せん断能力 q は、実験より得た横方向鉄筋引張能力発生時の荷重を用いて求めた。

5. 比較検討 終局荷重の理論値及び実験値の比較を行なった。終局時に縦方向鉄筋は降伏点応力であるとし、(1), (2)式よりフランジ部が負担する縦方向引張外力を求め、ウェブ部の抵抗力を考慮して終局荷重を求めた。表1に、終局荷重の実験値及び理論値との比較を示す。また参考のために、フランジ部の横方向鉄筋はせん断補強筋として働くとし、複鉄筋断面の梁とみなして求めた終局荷重値も示す。著者等の理論値は、実験値よりも平均6.8%小さかった。これは、縦方向鉄筋能力の値及びフランジ部つけ根に働く面内せん断力の取り方、そしてひびわれに沿って働くせん断力 H を無視したことによるとと思われる。型式A1の横方向鉄筋能力の測定値Q2, Q3そしてQ5に対応する(3)式より求めた理論値B2, B3そしてB5を図3に点線で示す。また表1に、横方向鉄筋引張能力発生時の面内せん断能力 q と、コンクリートの圧縮強度 f_c の比を示す。本実験では q/f_c は $1/40 \sim 1/65$ となった。なおJosef Eiblは $1/49$ の値を実験より得ている。

<参考文献> リJosef Eibl, "Versuche an Stahlbetonplatten-balken mit gezogener Platte", Beton- und Stahlbetonbau, 7/1979.

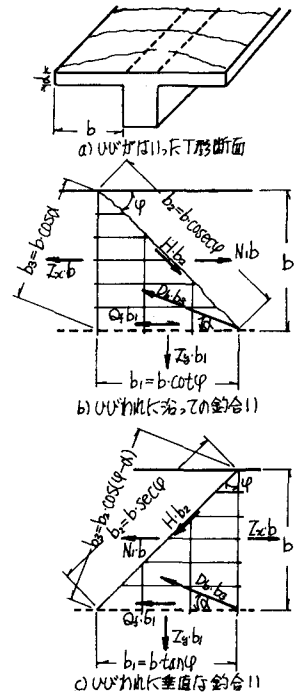


図5 フランジ部の釣合状態

表1 実験値と理論値の比較、及び面内せん断能力

試体 No.	終局荷重 (t)			横方向鉄筋引張能力発生時		
	実験値	実験値 理論値	実験値 理論値	P (t)	$q (kg/cm^2)$	$\frac{q}{f_c}$
A1	4.954	1.10	0.89	1.74	11.28	51.1
B1	4.228	1.18	0.96	1.43	8.77	47.4
A2	4.028	1.07	0.90	1.91	11.07	47.1
B2	2.822	1.15	0.85	1.25	6.63	73.9
A3	6.151	0.92	0.99	1.50	7.05	73.9
A4	6.502	0.99	0.93	2.55	11.88	49.0