

I-67

非対称断面を有するプレートガーダーのせん断耐荷力に関する実験的研究

関西大学工学部	正会員	三上	市藏
駒井鉄工㈱	正会員	播本	章一
駒井鉄工㈱	正会員	吉村	文達
関西大学大学院	学生員	○山里	靖

1. まえがき

近年、道路橋示方書の限界状態設計法の移行にともない、その基礎となる終局強度を統一的に表現する方法や限界状態に対する設計法が検討されている。しかし、上下非対称な断面を有するプレートガーダーの耐荷力に関する研究はまだ十分明らかにされていない。

著者らはSS41鋼製溶接プレートガーダーに繰り返しせん断荷重を与え、耐荷力実験を実施し、対称プレートガーダーおよび非対称プレートガーダーの耐荷力、斜張力場の形成などを比較、検討を行った。

2. 試験桁

試験は2体について実施した。桁の諸寸法を図-1に示す。Model S2（対称断面）はスパン1900mm、腹板高450mm、腹板厚3.2mm、フランジ幅100mm、フランジ厚10mmとし、Model U1（非対称断面）はフランジの寸法だけを変更し、上フランジ幅80mm、上フランジ厚10mm、フランジ幅260mm、

下フランジ厚14mmとした。腹板パネルはその両端にそれぞれ板厚14mmの2本の垂直補剛材を有する。腹板の端縁には、斜張力場の分力を負担できるように板厚14mmの補剛材を設けた。また、試験対象外のパネルには板厚8mmの垂直補剛材をとりつけ、局部座屈が生じないようにした。初期たわみは、道路橋示方書の許容誤差内の最大1mmであった。

3. 実験結果

Model S2 および Model U1 の荷重-桁の鉛直たわみ曲線をそれぞれ図-2、図-3に示す。Model S2 は、荷重 $P=15\text{tf}$ 付近において腹板の弾性座屈が生じ、斜張力場が発達し、フランジの塑性ヒンジが生じ、 $P=29.20\text{tf}$ で崩壊した。Model U1 は、同様の変形のち $P=10\text{tf}$ 付近において腹板の弾性座屈が生じ、 $P=29.50\text{tf}$ で崩壊した。

Model S2 および Model U1 の腹板パネルの残留たわみ分布を図-4、図-5に示す。両パネルともに1半波の斜めの変形が生じている。Model S2 および Model U1 の斜張力場の傾斜角は $\phi=22.62^\circ, 28.36^\circ$ 、

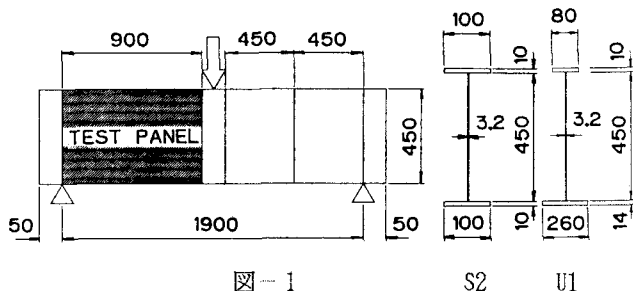


図-1

S2

U1

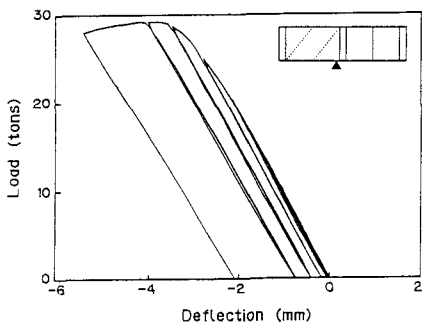


図-2

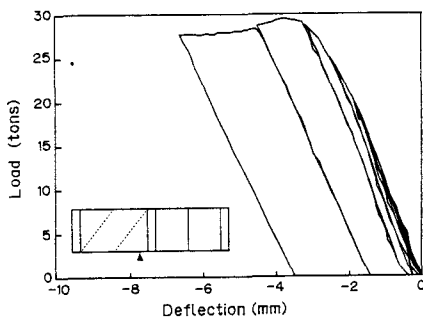


図-3

塑性ヒンジの位置は上フランジ $c_t = 34.50\text{cm}$, 23.29cm , 下フランジ $c_b = 38.58\text{cm}$, 39.02cm であった。この結果とOriginal Basler, Modified Basler, Poter-Rockey-Evans, 三上¹⁾の各理論値およびその比較を表-1に示す。腹板パネルのせん断座屈に対する境界条件は周辺単純支持とした。Model U1に関して、三上理論以外は上フランジと同じ断面をもつ対称プレートガーダーとして計算を行った。せん断耐力力に関しては実験値とよく一致しているが、斜張力場の傾斜角、フランジの塑性ヒンジの位置は誤差が大きく、フランジの剛性の影響が確かめられる。三上理論において、曲げ・せん断耐力力の実験値と理論値の比 $M_{ult}^{ex}/M_{ult}^{th}$ および $V_{ult}^{ex}/V_{ult}^{th}$ は表-2のようであり、それらの比を相関曲線とともに図示すると図-6のようになる。Model S2に比べModel U1の方が曲げの影響が大きいためせん断耐力力に対する誤差が生じるようである。

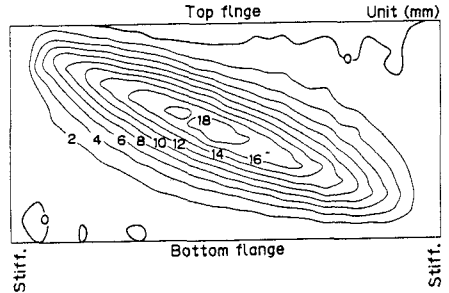


図-4

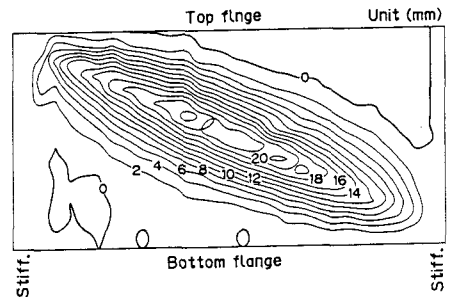


図-5

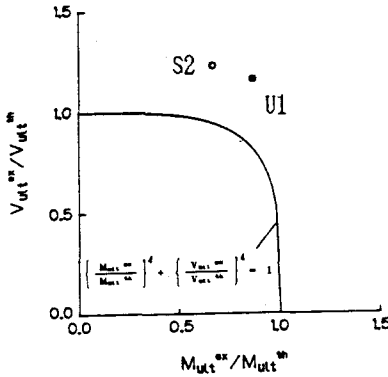


図-6

表-1

Model	Theory	c_t (cm)	c_b (cm)	ϕ (°)	V_{cr} (tf)	V_{ult} (tf)	$\frac{c_t^{th}}{c_t^{ex}}$	$\frac{c_b^{th}}{c_b^{ex}}$	$\frac{\phi^{th}}{\phi^{ex}}$	$\frac{V_{cr}^{th}}{V_{cr}^{ex}}$	$\frac{V_{ult}^{th}}{V_{ult}^{ex}}$
S2	Test	34.50	38.58	22.62	6.88	14.60	—	—	0.588	1.235	0.932
	①	0.00	0.00	13.30	8.50	13.60	—	—	0.798	1.235	0.931
	②	28.22	28.22	18.06	8.50	13.59	0.818	0.731	0.722	1.235	0.990
	③	27.91	27.91	16.34	8.50	14.45	0.809	0.723	0.722	1.235	0.990
	④	38.64	38.64	13.30	8.50	11.87	1.120	1.002	0.588	1.235	0.813
U1	Test	23.29	39.02	28.36	4.88	14.75	—	—	0.469	1.742	0.922
	①	0.00	0.00	13.31	8.50	13.60	—	—	0.628	1.742	0.911
	②	26.99	26.99	17.81	8.50	13.44	1.159	0.692	0.568	1.742	0.969
	③	26.65	26.65	16.12	8.50	14.29	1.144	0.683	0.568	1.742	0.969
	④	35.60	85.05	13.31	8.50	12.69	1.590	2.180	0.469	1.742	0.860

Note: ①=Original Basler ②=Modified Basler ③=Porter, et al. ④=Mikami

表-2

モデル	理論値		実験値				$\frac{M_{ult}^{ex}}{M_{ult}^{th}}$	$\frac{V_{ult}^{ex}}{V_{ult}^{th}}$	相関式との比率
	M_{ult}^{th} (tf・m)	V_{ult}^{th} (tf)	M_{ult}^{ex} (tf・m)	V_{ult}^{ex} (tf)	M_y (tf・m)	V_y (tf)			
S2	14.57	11.87	9.74	14.60	15.72	21.66	0.669	1.230	1.256
U1	11.36	12.69	9.83	14.75	14.45	21.65	0.865	1.162	1.242

参考文献 1)三上・木村・山里：構造工学論文集，土木学会，Vol.35A，1989.3.