

# 折れ板断面鋼桁の終局強度

パシフィックテクノカレッジ学院 正員 永田勉  
 琉球大学 正員 矢吹哲哉  
 琉球大学 正員 有住康則

## 1. はじめに

ここでは、橋梁構造物の使用を目的とした、I形断面のウェブ部にデザイン線ともなる折れ鋼板材を用いた鋼桁の強度特性について、実験により検討を行った結果を報告する。折れ板断面桁及び比較の為、通常I形断面についても、模型桁を製作して耐荷力実験を行い、その強度について検討した。

## 2. 折れ板鋼桁の耐荷力実験

I形断面桁の崩壊様式の区分<sup>1)</sup>を基に、崩壊の主要因が、断面を構成する板要素の局部座屈、部材全体の横倒れ座屈、及び局部座屈と横倒れ座屈との連成座屈となるようなI形断面桁(図-1 TYPE-A)とこれらの桁のウェブ部を折り曲げた折れ板断面桁(図-1 TYPE-B)を製作し、耐荷力実験を行った。折れ板断面桁のウェブの折り曲げ位置は、道路橋示方書<sup>2)</sup>で規定されている水平補剛材を一段用いる場合の取り付け位置とした。折れ角は、今回は一例として、5°を採用した。表-1に、供試体の断面諸量を示す。表-1中、 $\bar{\lambda}_{flange}$ はフランジの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{web}$ はウェブの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{beam}$ は部材細長比パラメータで、それぞれ次式のように定義される。

$$\bar{\lambda}_{flange} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_Y}{0.425\pi^2 E}}, \quad \bar{\lambda}_{web} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_Y}{23.9\pi^2 E}},$$

$$\bar{\lambda}_{beam} = \sqrt{\frac{M_p}{M_E}} \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_Y$ は材料試験で得られた降伏応力度、 $M_E$ は弾性横倒れ座屈モーメント、 $M_p$ は全塑性曲げモーメントである。

載荷方式を図-2に示す。供試体の両端に加力ジャッキを設置し、加力ジャッキに同等の2点集中荷重を載荷することによって、供試体に等曲げモーメントを作用させた。

### 1) 折れ板断面桁とI形断面桁の比較

図-3に曲げモーメントとスパン中央部の鉛直変位の関係を示す。又、載荷実験終了後の桁の変形状態を写真1~3に示す。TYPE-B1桁では、図-3(a)から明らかなように、 $M/M_p=0.62$ 付近で変位が増大し、 $M/M_p=0.85$ で最大曲げモーメントに達した後、急激に強度が低下している。又、写真-1より明らかなように、TYPE-B1桁は、側方へ倒れこむ横倒れ座屈崩壊を呈しており、TYPE-A1桁よりも高い荷重レベルで不安定現象を起こしている。TYPE-B2桁では、図-3(b)から明らかなように、 $M/M_p=0.6$ 付近から徐々に変位が増大し、 $M/M_p=0.78$ で最大曲げモーメントに達し、崩壊に至っている。又、写真-2より明らかなように、TYPE-B2桁は、圧縮フランジに局部的な座屈と桁の側方への変形が見られることから、連成座屈崩壊を呈しており、TYPE-A2桁よりも高い荷重レベルで不安定現象を起こしている。TYPE-B3桁では、図-3(c)から明らかなように、 $M/M_p=0.53$ 付近で圧縮フランジの局部変形により剛性が低下し、 $M/M_p=0.64$ で最大曲げモーメントに達し、崩壊に至っている。又、写真-3より明らかなように、TYPE-B3桁は、圧縮フランジに複数の局部座屈波が見られることから、局部座屈崩壊を呈しており、TYPE-A3桁よりも強度上昇が見られる。しかし、TYPE-B1及びTYPE-B2の桁ほど終局強度の上昇は見られなかった。これは、TYPE-B3桁の崩壊の主要因が圧縮フランジの局部座屈である為と考えられる。

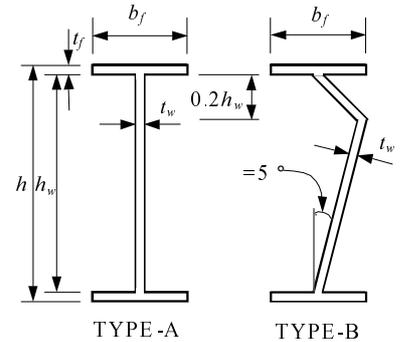


図-1 供試体の断面形状

表-1 供試体の断面諸量

TYPE	A1	A2	A3	B1	B2	B3
$\sigma_Y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3393	3745	3336	3590	4042	3949
Web	$h_w$ (cm)	48.8	49.1	49.36	48.8	49.1
	$t_w$ (cm)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	$\bar{\lambda}_{web}$	0.721	0.757	0.715	0.741	0.787
Flange	$b_f$ (cm)	10	14	20	10	14
	$t_f$ (cm)	0.6	0.45	0.32	0.6	0.45
	$\bar{\lambda}_{flange}$	0.540	1.060	2.010	0.556	1.101
$\bar{\lambda}_{beam}$	0.879	0.618	0.430	0.829	0.607	0.434

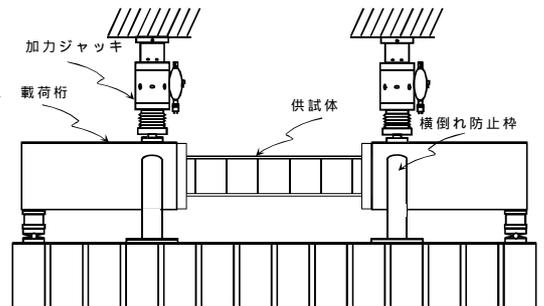


図-2 載荷装置

キーワード 折れ板、耐荷力、横倒れ座屈、局部座屈、連成座屈

連絡先: 〒903-0213 沖縄県西原町千原1番地 TEL 098-895-8664 FAX 098-895-8677

2) 折れ板による補剛効果  
表-2に、実験によって得られた供試体の  $M_{max}/M_p$ 、 $M_{max}/M_T$ 、崩壊モード及び強度増加率を示す。表-2より明らかなように、ウェブ部を折り曲げることにより、TYPE-B1桁で14%、TYPE-B2桁で16%、TYPE-B3桁で8%の強度増加が得られた。この結果より、横倒れ座屈に対する折れ板の補剛効果が確認された。



写真-1 崩壊モード TYPE-B1



写真-2 崩壊モード TYPE-B2 写真-3 崩壊モード TYPE-B3

表-2 载荷実験結果

TYPE	A1	A2	A3	B1	B2	B3
$M_{max}/M_p$	0.741	0.673	0.592	0.845	0.781	0.639
$M_{max}/M_T$	0.922	0.830	0.727	1.058	0.970	0.789
崩壊モード	横倒れ座屈	連成座屈	局部座屈	横倒れ座屈	連成座屈	局部座屈
強度増加率(%)				14	16	8

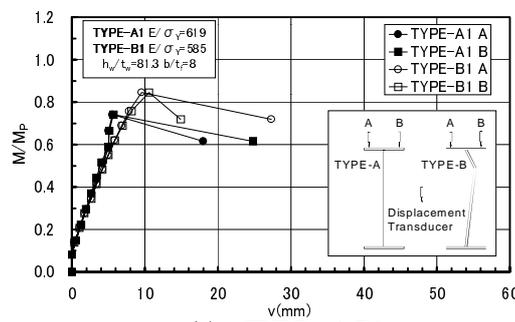
### 3. 载荷実験結果と解析結果の比較

実験結果に対して、アイソパラメトリックシェル要素モデルによる弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析<sup>3)</sup>を行った。解析式は、Updated Lagrangian法による増分理論を用いて評価し、材料非線形挙動は、von Misesの降伏条件式及びPlandtl-Reussの塑性流れ理論に従うものとした。数値解析法では、変位増分法とNewton-Raphson法を併用して収斂計算を行った。図-4に、曲げモーメントとスパン中央部の鉛直変位の関係を示す。図から明らかなように、本解析結果は、折れ板断面桁の耐荷力特性を的確に評価していると言えよう。

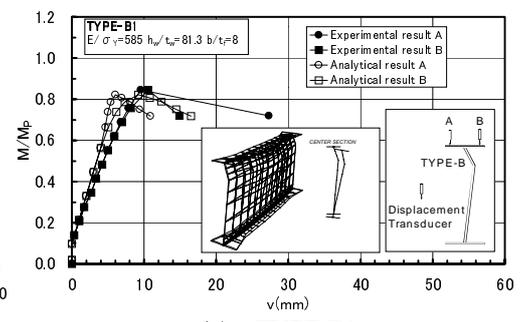
### 4. 結論

本研究で得られた結果より、折れ板断面鋼桁の終局強度は、I形断面桁のそれを上回り、ウェブ断面の「折れ」による補剛効果が確認できた。

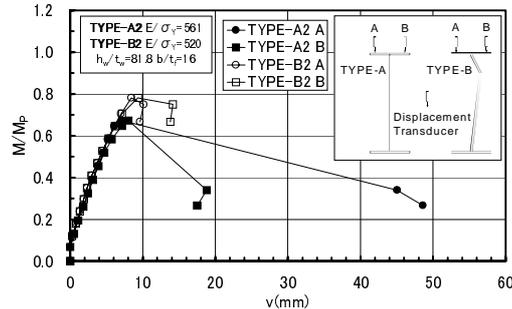
今後の課題として、設計係数の決定を統計的に可能とする数多くの実測資料の蓄積及び実構造に対する側方拘束に関する検討が必要である。



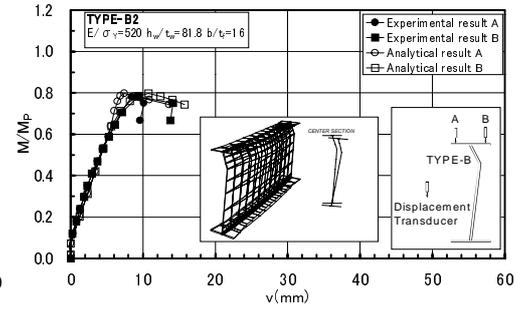
(a) TYPE-A1, B1



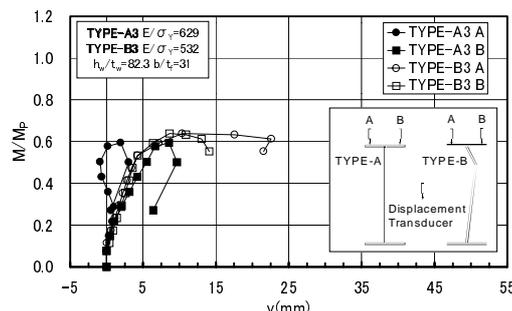
(a) TYPE-B1



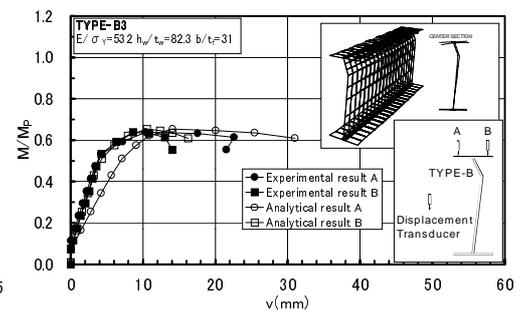
(b) TYPE-A2, B2



(b) TYPE-B2



(c) TYPE-A3, B3



(c) TYPE-B3

図-3 実験による  
曲げモーメント - 変位関係

図-4 解析による  
曲げモーメント - 変位関係

### 参考文献

- 1) 矢吹哲哉・有住康則: 溶接I形断面鋼桁の曲げ圧縮強度評価、土木学会第51回年講概要集、平成8年;
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)、平成6年2月;
- 3) YABUKI・ARIZUMI・YASHIRO: ULTIMATE STRENGTH AND ITS PRACTICAL EVALUATION OF CYLINDRICAL STEEL SHELL PANELS UNDER VARIOUS COMPRESSIONS, J. Struct. Mech. Earthquake Eng., April 1994