

川崎製鉄技報
KAWASAKI STEEL GIHO
Vol.2 (1970) No.4

ハイブリット・プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する実験的研究
Experimental Study on Hybrid Plate Girders under Bending Moment

前田 幸雄(Yukio Maeda) 村田 勝弘(Katsuhiro Murata)

要旨 :

フランジに 58kg/mm² 級高張力鋼、ウェブに 50kg/mm² 級高張力鋼を使用した実物大のハイブリッド・プレートガーダーについて、破壊に至る各主要部材の挙動を実験によって確認した。実験結果の主たる特徴としては、(1) ホモジニアス・プレートガーダーに比して極限荷重における破壊は急激に起きる (2) 水平補剛材を圧縮フランジから 1/5 腹板高さへ配置した場合、腹板のたわみは防止され、耐荷力は梁理論による圧縮フランジ降伏モーメントより大きくなる (3) 圧縮フランジの形状を変化させ、フランジ自身の剛度を増加させると、極限耐荷力が大きくなること などが挙げられる。

Synopsis :

This paper describes an experimental research on the ultimate strength of hybrid plate girders. It has customarily been considered that the use of high strength steel for a compression flange of a plate girder is, not appropriate so far as the present design specification governs, under which the buckling strength of a plate girder is defined to be the function of its elastic rigidity. The compression flange of a plate girder is however, much more rigid in terms of buckling compared to that of a single plate, because the former is constrained with a continuous web. The previous study on plate girders worked in 1968 at Osaka University gives us an indication that the ultimate strength of plate girders under pure bending moment is governed by the yield strength of their compression flanges. This fact has led us to suppose that there might be a more rational design method, using high strength steels for main members of girders, and to make a plan of a more extensive research on hybrid plate girders with flanges of RIVER TEN 58 (SMA58) and web plates of RIVER TEN 50A (SMA 50A), of atmospheric corrosion resisting steel both. The specific emphasis among subjects was put on the following points, i.e., (1) the influence of slenderness ratio of web plate hybrid plate girders upon their ultimate strength, (2) the influence due to the variety of material properties, rigidity and flange shapes upon their ultimate strength, (3) the behavior of compression flanges with the various shapes of hybrid plate girders, and (4) the influence of horizontal stiffeners upon the deformations and stress distributions of web plates, and also upon the ultimate strength of girders. Remarkable phenomena observed through

the study are as follows: (1) the collapse of the hybrid plate girders occur more suddenly than that of homogeneous plate girders, (2) application of triangular shapes for compression flanges increase not only the rigidity of flanges themselves but their ultimate strength, (3) the initial deformation of a web plate, when its ratio with panel or height is less than 1/150, shows no deffective influence upon the ultimate strength of plate girders, (4) in case there are no longitudinal stiffeners, redistribution of stress on compression zone is similar to that of homogeneous girders, (5) the effective height of web plate with longitudinal stiffeners under bending moment is taller than without them, and (6) the flanges of hybrid plate girders, with β more than 200, bring forth the locally plastic buckling even it c/d (ratio of flange width over its thickness) is less than eight and a half.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

ハイブリット・プレートガーダーの曲げ

耐荷力に関する実験的研究

Experimental Study on Hybrid Plate Girders under Bending Moment

前田 幸雄* 村田 勝弘**

Yukio Maeda

Katsuhiro Murata

Synopsis:

This paper describes an experimental research on the ultimate strength of hybrid plate girders. It has customarily been considered that the use of high strength steel for a compression flange of a plate girder is not appropriate so far as the present design specification governs, under which the buckling strength of a plate girder is defined to be the function of its elastic rigidity. The compression flange of a plate girder is, however, much more rigid in terms of buckling compared to that of a single plate, because the former is constrained with a continuous web.

The previous study on plate girders worked in 1968 at Osaka University gives us an indication that the ultimate strength of plate girders under pure bending moment is governed by the yield strength of their compression flanges. This fact has led us to suppose that there might be a more rational design method, using high strength steels for main members of girders, and to make a plan of a more extensive research on hybrid plate girders with flanges of RIVER TEN 58 (SMA58) and web plates of RIVER TEN 50A (SMA 50A), of atmospheric corrosion resisting steel both.

The specific emphasis among subjects was put on the following points, i.e., (1) the influence of slenderness ratio of web plate hybrid plate girders upon their ultimate strength, (2) the influence due to the variety of material properties, rigidity and flange shapes upon their ultimate strength, (3) the behavior of compression flanges with the various shapes of hybrid plate girders, and (4) the influence of horizontal stiffeners upon the deformations and stress distributions of web plates, and also upon the ultimate strength of girders.

Remarkable phenomena observed through the study are as follows:

(1) the collapse of the hybrid plate girders occur more suddenly than that of homogeneous plate girders, (2) application of triangular shapes for compression flanges increase not only the rigidity of flanges themselves but their ultimate strength, (3) the initial deformation of a web plate, when its ratio with panel or height is less than 1/150, shows no defective influence upon the ultimate strength of plate girders, (4) in case there are no longitudinal stiffeners, redistribution of stress on compression zone is similar to that of homogeneous girders, (5) the effective height of web plate with longitudinal stiffeners under bending moment is taller than without them, and (6) the flanges of hybrid plate girders, with β more than 200, bring forth locally plastic buckling even if c/d (ratio of flange width over its thickness) is less than eight and a half.

* 大阪大学土木学科教授 工博

** 本社神戸建材部建材技術室掛長

1. 緒 言

プレートガーダーは鋼構造の他形式の橋梁に比較して、美観上、架設の容易さ、あるいは架設後の補修、防錆などにおいて優れており、近年溶接の発達とともにプレートガーダーを用いた長径間の橋梁が架設されている。Bergrade の Save 橋は径間 260m、腹板高 9.6m、腹板厚 14mm ($b/t = 685$) の鋼床板箱桁で 1956 年に架設されている。

プレートガーダーはその径間の増大とともに、重量を増していく。この欠陥を克服するために、高張力鋼を適宜に使用し、より経済的、合理的な設計を考える必要がある。しかしながら従来、高張力鋼を圧縮部材として使用することは、座屈耐力が弾性係数のみに関係するということから、現行の設計仕方書では許されていない。ところがプレートガーダーの圧縮フランジは、腹板によって連続的に拘束されていて、単独な板の座屈に比べて有利であり、また前年に行なわれた大阪大学の実験¹⁾においては、純曲げを受けるプレートガーダーの破壊は、圧縮フランジの降伏によって生じるという結果を得ている。したがってプレートガーダーの主要部材に高張力鋼を用いれば、より合理的な設計が可能になるのではないかという観点から、本実験はフランジに耐候性 SMA58、腹板に耐候性 SMA50 を用いたハイブリッドプレートガーダーの大型模型桁について静的な曲げ試験を行ない、その耐荷力、構成部材の挙動について研究を行なったものである。実験の主要目的を個条書きにすると下記のようになる。

1) ハイブリッドプレートガーダーの細長比の変化が耐荷力に及ぼす影響
2) フランジの材料、剛度、およびフランジ形状の変化が耐荷力に及ぼす影響
3) ハイブリッドプレートガーダーの圧縮フランジの挙動
4) 水平補剛材が、腹板のたわみ、応力分布、耐荷力に及ぼす影響

2. 実験桁および実験方法

2・1 実験桁

実験桁は全長 6,300mm の一本の桁とし、Fig. 1 に示すように、支点と載荷点の間の支持パネル

Table 1 Plate girder bridges with long span

	Type	Name of bridge	Site	Span (m)	Year of completion	Remarks
Highway bridges	Simple plate girder	Harlem river	New york	101	1951	
	Simple composite girder	Nihon bashi	Fukushima pref.	50.6	1962	Trapezoidal box girder
	Continuous composite girder	Nagara-gawa	Miye pref.	69.7	1963	
	Continuous plate girder	Biwako-ohashi	Shiga pref.	140	1964	Orthotropic box girder
	"	Save	Belgrade	261	1956	"
Railway bridges	Simple plate girder	Showa-dori	Sobu-line	45.2		
	Continuous plate girder	Fuji-gawa	Tokaido-line	63.5		
		Mosel	Germany	90	1955	
		Horchheimer	"	113		Box girder
		Britannia	Britain	140	1850	

と、載荷点の間の側方パネルおよび実験パネルとから成り立っている。

支持パネルは、実験パネルが全断面塑性になる時の荷重に対して、フランジ、腹板にいかなる座屈も生じないような断面を用いた。特に載荷点の補剛材には十分に大きな断面を用い、座屈や変形を生じないように設計してある。また圧縮側部分では、腹板の補剛効果を増すために、フランジと垂直補剛材、水平補剛材と垂直補剛材の交叉点を溶接した。

桁の寸法は **Table 2** に示す。桁は細長比によって以下のように3つの組み合わせに分けられる。

(a) B-3, B-6

細長比が200で、B-3 桁は圧縮フランジの形状がT型、B-6 桁はY型である。ともに、水平補剛材は1/5腹板高の両側に配置してある。

(b) B-1, B-4, B-7

細長比が250で、B-1 桁には水平補剛材がなく、B-4, B-7 桁には1/5腹板高さの両側に水平補剛材が配置されている。B-1, B-4 桁の圧縮フランジ形状はT型であり、B-7 桁はY型である。

(c) B-2, B-5, B-8

細長比が300で、B-2 桁には水平補剛材がな

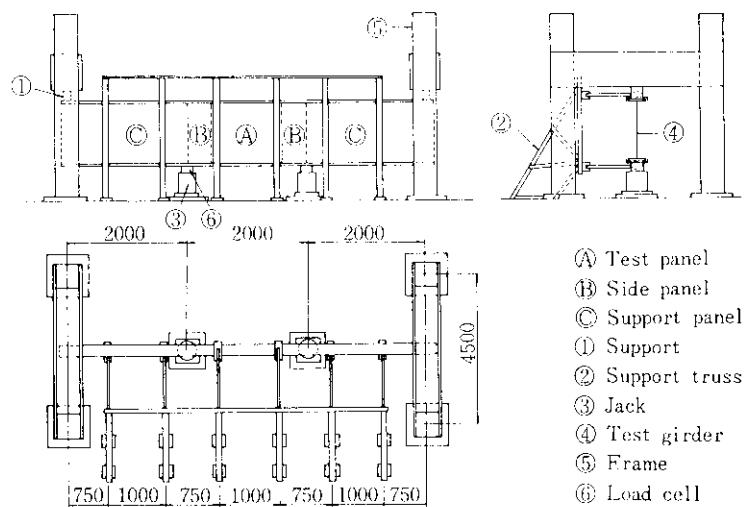
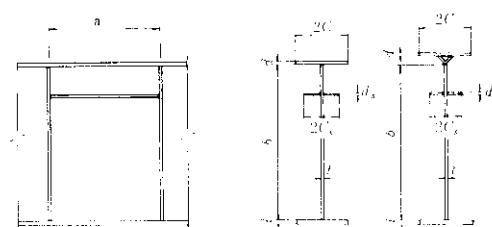


Fig. 1 Test set-up

Table 2 Cross-sectional dimensions

Specimen	Flange		Angle	Web thickness	Longitudinal stiffener	$\beta = \frac{b}{t}$	$\alpha = \frac{a}{b}$	$\rho = \frac{A_w}{A_t}$	c/d	C_s/ds
Compressionside	Tension side									
B-1	200×13	200×13	—	0.450	—	250	0.75	1.95	7.69	—
B-2	"	"	—	0.459	—	294	"	2.38	"	—
B-3	"	"	—	0.472	60×5	191	"	1.56	"	12
B-4	"	"	—	0.436	65×5	247	"	1.95	"	13
B-5	"	"	—	0.458	70×5	295	"	2.38	"	14
B-6	200×10	200×10	50×50×6	0.465	60×5	194	"	1.56	6.00	12
B-7	"	"	"	0.451	65×5	249	"	1.98	"	13
B-8	"	"	"	0.458	70×5	295	"	2.41	"	14

Unit (mm)



く、B-5, B-8 柄には1/5腹板高さの両側に水平補剛材が配置されている。B-2, B-5 柄の圧縮フランジ形状はT型であり、B-8 柄はY型である。

フランジについては、 c/d （幅厚比）をB-1～B-5 柄で7.69, B-6～B-8 柄で6.0とし、規定³⁾に定められた $c/d \leq 8.5$ 以内に設計して、塑性域においても座屈によって耐荷力が減少しないことを期待している。

水平補剛材の剛度はDIN4114に基いて最小剛度の計算を行ない、後座屈領域でもその効果が期待できるように、最小剛度の4～5倍程度の剛度

を有するように設計した。

また柄製作の時、溶接のために、腹板に過大の初期たわみを生じたので、B-3, B-6 柄を除いて、水平補剛材、垂直補剛材位置に線状加熱を行ない、ひずみ取りを行なった。加熱を行なった位置はFig.2に示す。

実験パネルの材料には、フランジ、フランジアンダルは耐候性鋼板SMA58 (RIVER TEN58)、腹板にはSMA50A (RIVER TEN50A)、補剛材にはSMA41 (RIVER TEN41)を用いた。機械的性質はTable 3に示す。

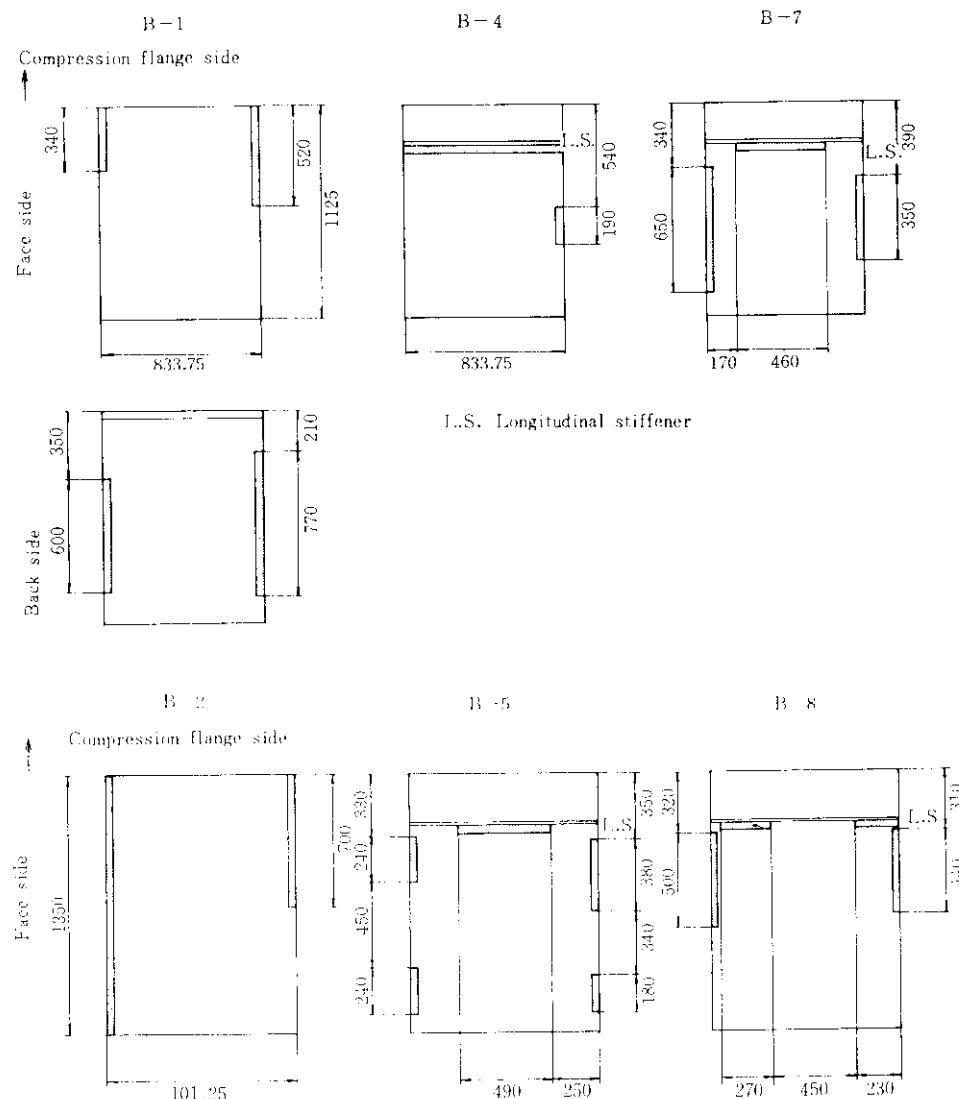


Fig. 2 Heated zones to take out big deformations due to fabrication

Table 3 Coupon test

Steel properties	Size (cm)	Sectional area (cm ²)	Gage length (cm)	Yielding load (t)	Collapse load (t)	Yielding stress (kg/cm ²)	Tensile strength (kg/cm ²)	Elongation (cm)	Rate of elongation (%)
SMA 58	A-1-1 4.035×1.294	5.221	20.03	25.8	31.5	4942	6033	3.14	15.68
	1-2 4.013×1.289	5.172	20.05	26.6	31.7	5142	6129	3.33	16.61
	1-3 4.003×1.235	5.143	20.02	27.2	32.1	5289	6241	3.28	16.38
SMA 58	2-1 3.963×0.974	3.864	20.03	19.9	23.7	5150	6134	3.52	17.57
	2-2 3.983×0.978	3.895	20.01	20.0	23.5	5135	6033	3.09	15.44
	2-3 3.965×0.976	3.870	20.03	20.0	23.4	5160	6047	2.69	13.43
SMA 50	3-1 1.498×0.469	0.702	7.63	3.60	4.40	5130	6263	1.62	21.23
	3-2 1.513×0.468	0.707	7.66	3.62	4.40	5120	6223	1.56	20.37
	3-3 1.515×0.469	0.710	7.60	3.54	4.36	4980	6141	1.66	21.84
SMA 58	4-1 1.503×0.602	0.904	7.64	4.78	5.46	5288	6040	1.58	20.68
	4-2 1.500×0.601	0.901	7.62	4.80	5.56	5327	6171	1.26	16.54
	4-3 1.513×0.605	0.914	7.66	4.79	5.60	5241	6127	1.16	15.14

2.2 実験方法

実験桁を Photo. 1 のように配置し、200 t フレームに支点をとり、単純支持とし、純曲げを与えるために、両支点より 2 m の位置に下方から載荷した。

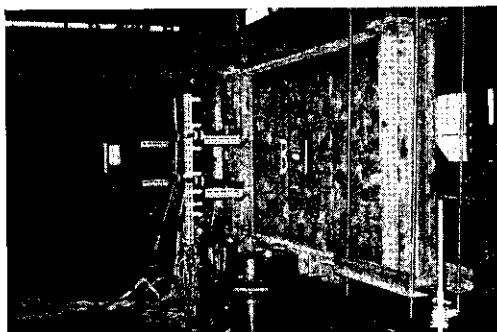


Photo. 1 General view of a girder test

また桁全体の横倒れを防止するために、上下フランジを径 70mm（肉厚 8 mm）のパイプを用いて、横倒れ防止トラスと連結した。連結点はピン結合とし、フランジの回転を拘束しない構造とした。

（1）載荷装置と載荷方法

200 t センターホール油圧ジャッキ（山本扛重機株式会社製、型番 20020）2 基を載荷用ジャッキとして用いた。また荷重は 200 t ロードセル

（日本橋梁製）を用いて検定した。

載荷段階は圧縮側腹板の縁応力が、降伏応力に達する時の荷重の 1/3 までを桁のならしのために載荷し、除荷した。除荷後の状態をひずみ、桁のたわみおよび腹板のたわみの 0 点として載荷を始め、その後は 5 t あるいは 10 t ごとに、最終荷重に達するまで載荷した。

（2）桁のたわみ測定

桁のたわみについては桁中央と載荷点にダイヤルゲージ測定点を設け、圧縮フランジ側にはフランジの回転あるいは水平方向の変位を測定するためのダイヤルゲージ測定点を設けた。測定には 30mm ダイヤルゲージ（尾崎製作所製）を用いた。

（3）腹板たわみ測定

Photo. 2 のように、両載荷点の補剛材間に 50×50mm の鋼管を 2 本水平方向に固定し、そのレール上にダイヤルゲージを付けたアンダーグルをマグネットスタ

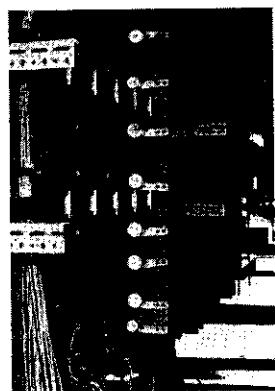


Photo. 2 Web deflection measuring device

ンドによって取り付けて、腹板の横方向へのたわみを測定した。このダイヤルゲージを取り付けたアングルはレールに沿って移動することができる構造で、実験パネル全域の腹板の横たわみを測定できる。

腹板の横たわみ測定には 20 mm ダイヤルゲージおよび 10 mm ダイヤルゲージ(尾崎製作所製)を用いた。

腹板の初期たわみは、桁を横倒しの状態で初期たわみ測定装置を用いて測定した。

腹板の横たわみは、測定点を 7 行 5 列、(B-1, 3, 4, 6, 7), 8 行 5 列 (B-2, 5, 8) 設けて測定した。

(4) ひずみの測定

フランジ、腹板、垂直補剛材、水平補剛材には、単軸電気抵抗線ひずみ計 PR-10、および三軸電気抵抗線ひずみ計 PR-10 (東京測器研究所製) を用い、接着剤としては CN、コーティングのためには N-36 を使用した。ひずみ測定には多点デジタルひずみ測定器 (SD5J) (共和電業製) を用いた。

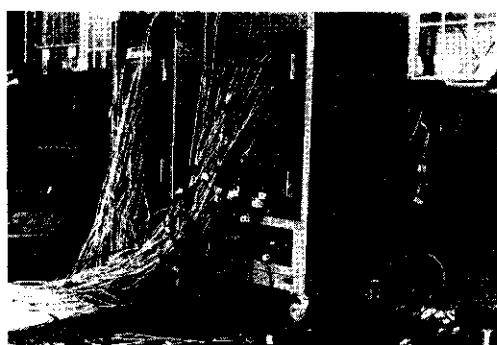


Photo. 3 Automatic strain measuring machine

腹板のひずみは車軸あるいは三軸ゲージを腹板の両側に貼付して測定した。

フランジおよび補剛材は単軸ゲージのみを用いて測定した。

測定点は圧縮フランジおよび圧縮側腹板に重点的に配置して、圧縮側の挙動を明らかにしようとした。

3. 実験結果および考察

3.1 桁の崩壊形式と極限荷重

桁の挙動を説明するにあたって使う座標は Fig. 3 のようとする。

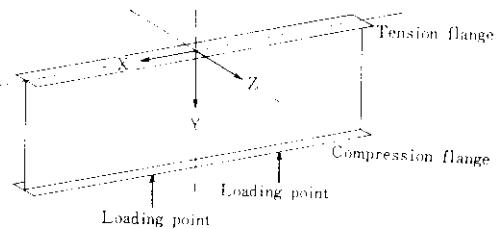


Fig. 3 Coordinate system

腹板の初期たわみおよび横たわみは、Z 軸の + 側から測定し、Z+ 方向へたわんでくる時を正とした。

フランジの水平方向の変位は Z- 側から測定してある。

Z の + 側を表側とし、Z の - 側を裏側とする。

各々の桁について、荷重と桁中央のたわみとの関係をプロットし、比較のために DIN4114 で計算した腹板座屈荷重 P_{cr}^{th} 、圧縮フランジ降伏荷重 P_{yf}^{th} 、全断面塑性時の荷重 P_p^{th} を Fig. 4 に示した。

極限荷重の定義については、最終荷重付近で、荷重を増加させなくても桁のたわみが徐々に増し、止まらなくなる時期をもって極限荷重とした。

以上のように本実験においてホモジニアスな桁と相違する挙動としては、桁の破壊形式が違っていること、すなわち極限荷重に達すると桁の破壊が急激に起つてることである。

ハイブリッドプレートガーダーでは、荷重を増加させて行き、フランジが降伏すると直ちにフランジによって拘束されていた塑性域腹板の塑性流れが急激に始まるということや、フランジ材料に SMA58 を用いているので、その延性が軟鋼に比して小さいことが、桁の破壊が急激に生じる原因と考えられる。

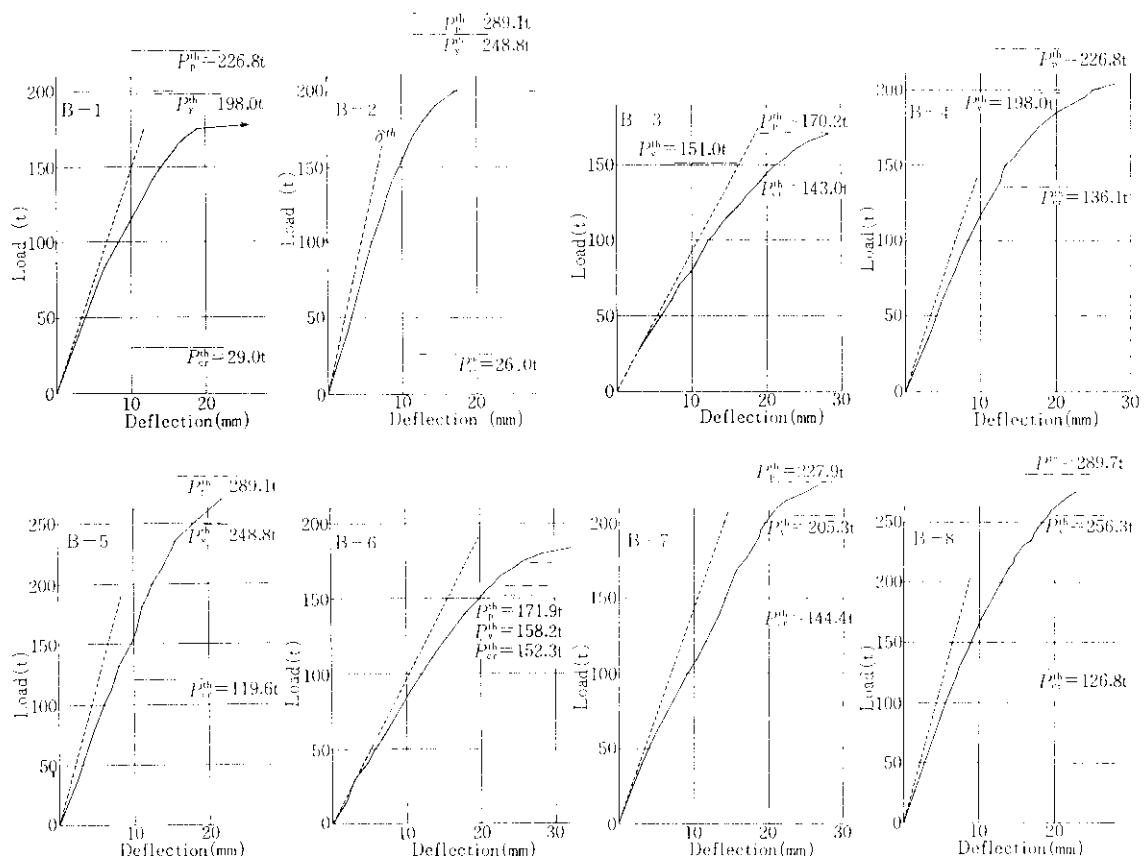


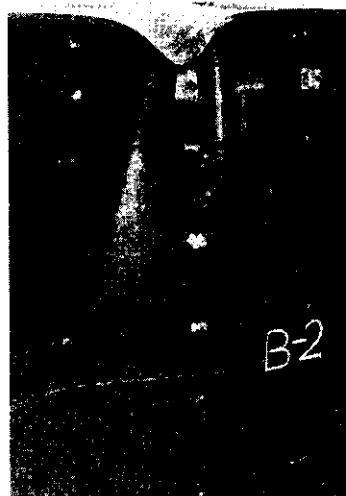
Fig. 4 Load vs deflection curve

B-1 実験パネルの圧縮フランジは、横倒れ防止装置で拘束された区間全域にわたって、ねじれ座屈を生じた (Photo. 4(a))。極限荷重は 175t であった。



(a) B-1

B-2 実験パネルの圧縮フランジは X+ 側の載荷点から 92.5cm のところに垂直座屈を生じ、フランジは 7cm 腹板へめり込んだ (Photo. 4(b))。最終荷重は 210t であった。



(b) B-2



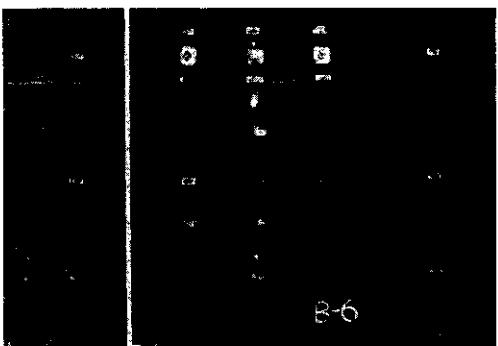
(c) B-3



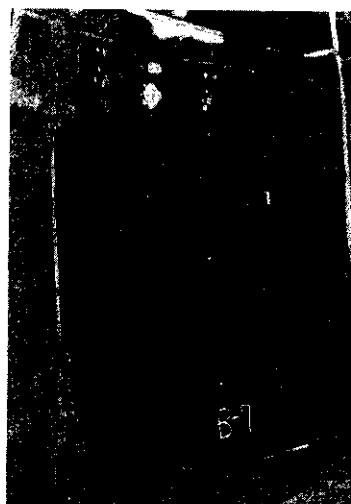
(d) B-4



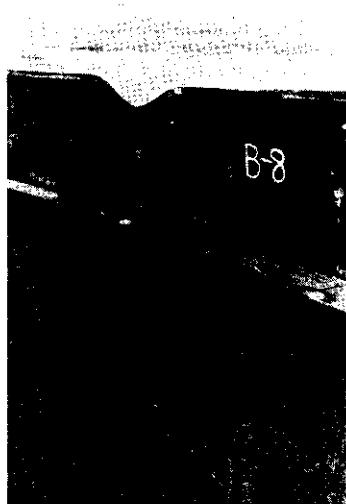
(e) B-5



(f) B-6



(g) B-7



(h) B-8

Photo. 4 Specimen after test

B-3 実験パネル外の側方パネルの圧縮フランジが横倒れ防止装置によって拘束された位置で、ねじれ座屈を生じた。なお圧縮フランジが破壊する時、ウェブとの溶接の熱影響部分において破断した (Photo. 4(c))。最終荷重は 175 t であった。

B-4 実験パネルの圧縮フランジが裏側 (Z-) へ水平座屈を起し、X+側の載荷点から 125cm のところに、表側 (Z+) に局部座屈を生じて崩壊した。フランジと腹板の溶接部に破断を生じた。また水平補剛材もフランジと同じ位置に局部座屈を生じた (Photo. 4(d))。

最終荷重は 210 t であった。

B-5 実験パネルの圧縮フランジが表側 (Z+) へ水平座屈を起し、X+側の載荷点から 850cm のところに Z- 側に局部座屈を生じ崩壊した。水平補剛材の挙動は B-4 と同じである (Photo. 4(e))。

最終荷重は 265 t であった。

B-6 実験パネルの圧縮フランジ (フランジアングルを含む) が表側 (Z+) へ水平座屈を起し、X+側載荷点より 84cm のところの裏側 (Z-) に局部座屈を生じ崩壊した。水平補剛材は、表側の方はフランジと同じ曲率で水平方向へ張り出し、裏側の方はフランジの局部座屈と同じ位置で座屈を生じた。フランジアングルには局部的な変形は生じなかった。腹板の変形は、水平補剛材によって 2 つの部分に分けられ、圧縮側パネルでは数個の半波形を引張側パネルでは 1 つの大きな波形を生じた (Photo. 4(f))。

最終荷重は 185 t であった。

B-7 実験パネルの圧縮フランジ (フランジアングルを含む) が表側 (Z+) へ水平座屈を起し X+側載荷点より 91cm のところの裏側 (Z-) に局部座屈を生じ崩壊した。水平補剛材は B-6 と同じ挙動を示した。フランジアングルは水平方向へ変形を生じた (Photo. 4(g))。

最終荷重は 230 t であった。

B-8 実験パネルの圧縮フランジ (フランジアングルを含む) が裏側 (Z-) へ水平座屈を起し、X+側載荷点から 82cm のところの表側 (Z+) に局部座屈を生じ崩壊した。水平補剛材の挙動は B-6, B-7 桁と同じであった。フランジアングルに局部変形はなかった (Photo. 4(h))。

Table 4 Summary of test results

Specimen	P_{ex} (t)	M_{ex} (t·m)	Mode of failure	Location of failure
B-1	175	175	T.B	Total section of compression flange
B-2	210	210	V.B	92.5cm
B-3	175	175	T.B	50cm
B-4	210	210	L.B	125cm (Z+side)
B-5	265	265	L.B+T.B	85cm (Z-side)
B-6	185	185	L.B	84cm (Z-side)
B-7	230	230	L.B	91cm (Z-side)
B-8	280	280	L.B	82cm (Z+side)

T.B. : Torsional buckling

V.B. : Vertical buckling

L.B. : Lateral buckling



Load point

最終荷重は 280 t であった。

以上の結果は Table 4 に要約して示す。

3.2 圧縮フランジの座屈

(1) 垂直座屈

Toprac⁴⁾はハイブリッドプレートガーダーについてフランジのたわみを \sin 級数で表わし、さらに腹板をバネとして置き換えたモデルを考えてフランジの座屈応力を次式により求めた⁴⁵⁾。

$$\sigma_c = \sigma_{cr} \left[1 + m^2 \frac{1 - \nu^2}{K\alpha^2} \left(\frac{d}{t} \right)^2 + \frac{1}{m^2} \cdot \frac{12(1 - \nu^2)}{K\alpha^4} \cdot \frac{\xi}{1 + \xi} \cdot \alpha^2 \beta^2 \cdot \frac{A_w}{A_c} \right] \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 1)$$

$$\text{ただし } \sigma_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{d}{L} \right)^2$$

σ_{cr} : 座屈荷重

ν : ポアソン比

d : 圧縮フランジの厚さ

t : 腹板厚

ξ : E_y/E

α : アスペクト比 a/b

β : 細長比

A_w : 腹板断面積

A_c : 圧縮フランジ断面積

フランジのたわみの波数 m は波の数が m から $(m + 1)$ へ移行する限界から

$$\gamma = m^2(m^2 + 1)$$

ただし

$$\gamma = \frac{\xi}{1+\xi} \cdot \frac{12}{\pi^4} \cdot \frac{A_w}{A_f} \cdot \alpha^4 \beta^2 \left(\frac{t}{d} \right)^2$$

$$m=1 \quad \gamma < 36$$

$$m=2 \quad 36 \leq \gamma \leq 144$$

$$m=3 \quad 144 \leq \gamma \leq 400$$

と考えた。

(3.1) 式はフランジの応力を、断面の形状によって与えられる数値で表わしたところが特色である。

本実験桁について計算を行なうと（ただし $\xi = 0.1$ とする）

$$B-1, B-4 \quad \gamma = 51.8 \quad m=2$$

$$B-2, B-5 \quad \gamma = 91.0 \quad m=2$$

$$B-3 \quad \gamma = 26.5 \quad m=1$$

この結果を(3.1)式へ代入して求めた σ_r は Table 5 に示す。この結果、B-1, B-4 桁の垂直座屈応力

Table 5 Flange buckling stress

Specimen	Vertical buckling stress (kg/cm ²)	Torsional buckling stress (kg/cm ²)	Lateral buckling stress (kg/cm ²)	Limit value of V.B* (β)
B-1	3389	5170	5116	325
B-2	5176	"	"	359
B-3	4993	"	"	290
B-4	3389	"	"	325
B-5	5176	"	"	359
B-6	—	5150	5047	290
B-7	—	"	"	325
B-8	—	"	"	359

* V.B. : Vertical buckling

が水平座屈、ねじれ座屈応力に比べて低い値を示しているが、実際に垂直座屈を起さないのは B-1, B-4 桁の細長比が垂直座屈を起さない範囲にあるからである。

K. Basler⁶⁾によれば、腹板の座屈によって、腹板が負担できなくなった応力が圧縮フランジへ再分配されることから、プレートガーダーの破壊は圧縮フランジの破壊する時であると考えた。そこで

1) 圧縮フランジは何らかの剛性を腹板方向に

有しない

2) 腹板は単純支持の板として取り扱う

という仮定に基き、圧縮フランジの彎曲による垂直分力と腹板の座屈応力との釣合から、垂直座屈を起さない限界値を求める式を導いた。

$$\beta = \frac{b}{t} < \sqrt{\frac{\pi^2 E}{24(1-\nu^2)} \cdot \frac{A_w}{A_f} \cdot \frac{1}{\sigma_r \varepsilon_f}} \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 2)$$

$$\varepsilon_f = \frac{1}{E} (\sigma_y + \sigma_r)$$

$$\nu = 0.3$$

$$\pi = 3.14 \text{ とする}$$

$$\beta = \frac{b}{t} < \sqrt{\frac{0.475 E}{\sigma_f(\sigma_y + \sigma_r)}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_f}} \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 3)$$

(3.3) 式によって垂直座屈を起さない限界値を求めることができる。

本実験に用いた SMA58 材の降伏点は ASTM A441 と ASTM A514 の中間の値を示しているので、残留応力は $0.2\sigma_y$ と $0.35\sigma_y$ の間の値と推定されるが、以後の解析では残留応力が最大に残っているものと仮定して $\sigma_r = 0.35\sigma_y$ を用いる。(3.3) 式は $\sqrt{A_w/A_f}$ と残留応力 σ_r がパラメータとなるが、 σ_r については $\sigma_r = 0.36\sigma_y$ と仮定する。計算結果は Table 5 に示す。

この結果 B-1, B-4 ($\beta = 250$) の垂直座屈を起さない β の限界値は 325 であり、実験結果においても、B-1 はねじれ座屈、B-4 は水平座屈を起した。

B-2, B-5 ($\beta = 300$) の限界値は 359 であったが、B-2 桁が垂直座屈を起し、B-5 桁は水平およびねじれ座屈を起した。

B-3 桁 ($\beta = 200$) の限界値は 290 であり、実験では水平座屈を起した。

ここで注目されるのは B-2 桁 ($\beta = 300$) が限界値以内であるのに垂直座屈を起したことである。

しかしこの場合、圧縮フランジの断面が全般的に降伏に達してから垂直座屈が起っているので極限モーメントの過大な減少はなかった。

垂直座屈を起した原因としては、B-2 桁は水平補剛材を配置していないので、載荷とともに腹板の横たわみが増加して、腹板の垂直方向の剛度が減少していたためと思われる。

水平補剛材を配置した場合は、腹板のたわみが制限されるので腹板の剛度は減少せず、圧縮フランジの腹板へのめり込み（垂直座屈）は起らない。またB-6, B-7, B-8桁のように圧縮フランジの形状をY型にした場合は、フランジ自身の剛度が増加して垂直座屈は完全に防止される。

(2) 水平座屈

I型ビームが水平座屈を受ける場合、その抵抗は2つの部分から成り立っている。それはSt. Venantのねじり抵抗と反りねじり抵抗である。

St. VenantのねじりはIビームを構成する各部材のねじりによって生ずるものであり、反りねじりは、フランジの水平方向の曲げによって生ずるものである。

プレートガーダーが純曲げを受ける場合は、引張りフランジが横方向へたわまないので、St. Venantのねじりは無視される。したがってプレートガーダーの場合は、断面が引張りフランジの回りを回転する現象となる。

K. Basler⁶⁾は次の式を提案している。

$$0 < \lambda < \sqrt{2} \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4} \quad (3 \cdot 4)$$

$$\lambda > \sqrt{2} \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (3 \cdot 5)$$

ただし

$$\lambda = \frac{L}{r} \sqrt{\frac{\epsilon_y}{\pi^2}} \quad (3 \cdot 5)'$$

ϵ_y ：降伏ひずみ

$$r = \sqrt{\frac{I_t}{A_f + 1/6 A_w}} \quad (3 \cdot 5)''$$

さらに、Cooper⁸⁾は、水平補剛材がある場合について考察し、水平座屈に影響を及ぼす要因は r （断面2次半径）のみであるとして、水平補剛材の断面2次モーメント、断面積を考慮した。

腹板の断面を無視すると

$$A_f = 2Cd$$

$$A_s = 2C_s d_s$$

$$I = \frac{1}{3} (C^3 d + C_s^3 d_s^3)$$

となる

2C: 圧縮フランジの幅

2C_s: 水平補剛材の幅

A_s: 水平補剛材断面積

A_f : 圧縮フランジ断面積

したがって

$$r = \frac{C}{\sqrt{3}} \sqrt{1 + (C_s/C)^2} \frac{A_s}{A_f} \quad (3 \cdot 6)$$

この結果 $C_s > C$ の時、すなわち水平補剛材の突出幅がフランジの突出幅より大きい時にのみ、水平座屈に影響があり、 $C < C_s$ の場合は何ら影響がない。

ハイブリッドプレートガーダーの場合は、Toprac⁴⁾によれば腹板はフランジより先に降伏するから、腹板の影響はないものとして (3・5)''式の $1/6 A_w$ を無視して

$$r = \sqrt{\frac{I_t}{A_f}} \quad (3 \cdot 7)$$

とした。

また、非弾性領域においては残留応力を考慮して次の式を提案している。

$$\lambda > \lambda_p \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (3 \cdot 8)$$

$$0 < \lambda < \lambda_p \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1 - (1 - \mu) \mu \lambda^2 \quad (3 \cdot 9)$$

$$\mu = \frac{\sigma_r}{\sigma_y}$$

σ_r ：残留応力

$$\lambda = \frac{L}{r} \sqrt{\frac{\epsilon_y}{\pi^2}} \quad (3 \cdot 10)$$

(3・9)式は $\mu = 0.5$ とすれば (3・4) 式と一致する。

ここで前に仮定したように $\sigma_r = 0.35\sigma_y$ とする

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_y - \sigma_r}} \quad (3 \cdot 11)$$

(3・11)式は弾性領域と非弾性領域の限界値であり (3・8)式より得られる。

(3・11)式において $\sigma_r = 0.35\sigma_y$ とすると

$$\lambda_p = 1.24$$

したがって (3・8)式、(3・9)式は

$$\lambda > 1.24 \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (3 \cdot 8)'$$

$$0 < \lambda < 1.24 \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1 - 0.228\lambda^2 \quad (3 \cdot 9)'$$

となる。計算結果は Table 5, Fig. 5 に示す。

Fig. 5においては水平座屈を生じたB-4, 5, 6, 7, 8桁の実験値をプロットしたが、計算結果とよく一致している。

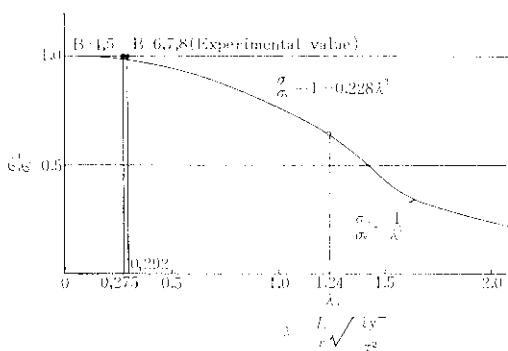


Fig. 5 Lateral buckling of flange plate

(3) ねじれ座屈

腹板のフランジに対する拘束を無視して、長い、ヒンジ結合された板の座屈として取り扱う場合、フランジの座屈に影響する唯一のパラメータは c/d (フランジの幅厚比) である。

弾性領域では、板の座屈応力は

$$\sigma_{cr} = K \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{d}{c}\right)^2$$

したがって

$$\lambda > \lambda_p \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 12)$$

$$\text{ただし} \quad \lambda = \frac{c}{d} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\varepsilon_y}{K\pi^2}} \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 13)$$

非弾性領域では Haaijer と Thürlimann¹⁰⁾ の遷移曲線を考えると

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_r}{\sigma_y}\right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{st}}{\lambda_p - \lambda_{st}}\right)^n \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 14)$$

λ_{st} : ひずみ硬化時の λ の値

n : 指数

指数 n を決定するには、(3・14) 式が $\lambda = \lambda_p$ の位置で (3・12) 式で与えられた弾性曲線に接し $\lambda = \lambda_{st}$ の位置で $\sigma/\sigma_y = 1$ に接する条件から

$$n = \frac{2(\lambda_p - \lambda_{st})}{(\lambda_p^2 - 1)\lambda_p} \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 15)$$

また λ_p は (3・11) 式から

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_y - \sigma_r}} = 1.24 \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 16)$$

λ_{st} の決定は Haaijer と Lay¹¹⁾ の解から

$$\sigma_y = \left(\frac{d}{c}\right)^2 G_t \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 17)$$

G_t : 非弾性領域におけるせん断弾性係数

(3・16) を (3・13) へ代入すると

$$\lambda_{st} = \sqrt{\frac{12G_t(1-\nu^2)}{K\pi^2 E}}$$

$$K = 0.425$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$\lambda_{st} = 0.0011 \sqrt{G_t}$$

Haaijer によれば G_t は鋼材に関係なく、ほぼ一定の値をとるものとして、ASTM A 7 鋼で $G = 0.168 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ としている。

$$\lambda_{st} = 0.45 \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 18)$$

(3・16), (3・18) を (3・15) に代入して n を求めると

$$n = 2.37$$

そこで(3・14)式において、残留応力を $\sigma_r = 0.35\sigma_y$ と仮定すると、非弾性領域における座屈曲線が得られる。

$$0.45 = \lambda_{st} < \lambda < \lambda_p = 1.24$$

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1 - 0.35 \left(\frac{\lambda - 0.45}{0.79}\right)^{2.37} \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 19)$$

計算結果は Table 5, Fig. 6 に示す。Fig. 6 にはねじれ座屈を生じた B-1, B-3 柄の実験値をプロットしたが、計算結果とよく一致している。

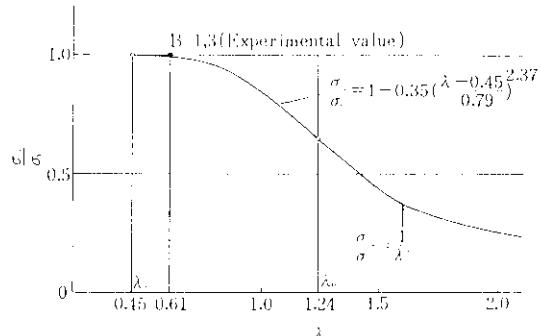


Fig. 6 Torsional buckling of flange plate

(4) 水平座屈とねじれ座屈の限界値

水平座屈とねじれ座屈の座屈応力を比較することによって両者の限界値を求めることができる。

弾性領域において、ねじれ座屈を起きぬ限界は (3・8)' 式と (3・12) 式から

$$\frac{r^2}{I^2} \times \sqrt{\frac{\varepsilon_y}{\pi^2}} < \frac{K\pi^2}{12(1-\nu^2)\varepsilon_y} \left(\frac{d}{c}\right)^2 \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 20)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{2}{3}} c \quad \dots \dots \dots (3 \cdot 21)$$

$$K = 0.425$$

$$\varepsilon_y = 2485 \times 10^{-6}$$

$$\nu = 0.3$$

として

$$\frac{L}{c} > 2.93 \times \frac{c}{d} \quad \text{ただし} \quad \frac{c}{d} > 15 \quad \dots(3 \cdot 22)$$

非弾性領域においてねじれ座屈を起さぬ限界は (3.9)' と (3.19) から

$$1 - 0.228 \lambda^2 > 1 - \left(\frac{\lambda - 0.45}{0.79} \right)^2 \quad \dots(3 \cdot 21)$$

(3.21) 式を代入して

$$\frac{L}{c} > 59.6 \left(0.08 \times \frac{c}{d} - 0.45 \right)^{1.19} \quad \dots(3 \cdot 23)$$

$$\text{ただし} \quad \frac{c}{d} < 15$$

(3.22), (3.23) 式を表わしたのが, Fig. 7 であり, 各桁の値をプロットしてある。この結果か

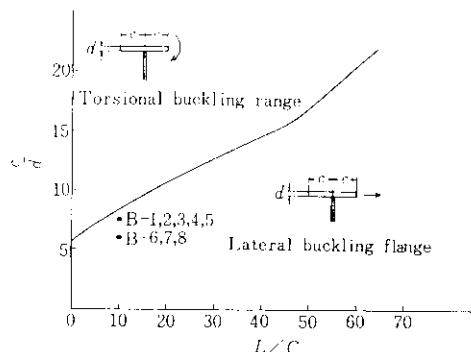


Fig. 7 Boundary between lateral and torsional buckling of flange

ら, 理論的にはすべての実験桁が水平座屈を起すことになるが, 実験で水平座屈が起ったのは, B-4, 5, 6, 7, 8 桁で B-1 と B-3 がねじれ座屈 (ただし B-3 はテストパネル外で破壊), B-2 が垂直座屈を起こしている。

特に, 水平補剛材を有しない B-1 桁と B-2 桁が, それぞれねじれ座屈, 垂直座屈を起こしたことが注目される。水平補剛材がない場合, 腹板は荷重の増加とともに, 単一のカーブのたわみに移行して増加して行くので, 圧縮側フランジに対する腹板の拘束は減少して, 圧縮フランジが单一の板としての挙動を示すようになる。

したがってフラットなフランジは垂直方向およびねじれに対する剛度が小であることから, 垂直座屈, ねじれ座屈を生じるものと考えられる。

一般に, 圧縮フランジの 3 つの破壊形式のなかで, 垂直座屈のみは座屈の方向が垂直方向であってねじれ座屈および水平座屈とは明らかに異なるが, 水平座屈とねじれ座屈は明確に分離できるものではない。実験においても, フラットなフランジは特に, 水平座屈とねじれ座屈の分離が困難であった。

(5) 圧縮フランジの形状が座屈に及ぼす影響 フランジの x 軸, y 軸に関する断面 2 次モーメントは Table 6 に示す。

ねじれ剛度は, T型フランジでは

$$J = \frac{1}{3} (2c)d^3 \quad \dots(3 \cdot 24)$$

Y型断面の場合

$$J = J_o + J_c \quad \dots(3 \cdot 25)$$

J_o : 開断面部のねじり抵抗

J_c : 閉断面部の "

$$J_c = 2\bar{q}F$$

$$\bar{q} = \frac{2F}{\phi \frac{ds}{t'}} = \frac{4F^2}{\phi \frac{ds}{t'}} \quad \dots(3 \cdot 26)$$

\bar{q} : ねじり関数

F : 閉断面の面積

t' : 部材の厚さ

$$J_o = \sum \frac{1}{3} (c')d'^3 \quad \dots(3 \cdot 27)$$

計算結果は Table 6 に示す。

Table 6 Stiffness of compression flange

Specimen	Flange (compression side)	Angle	Moment of Inertia		Stiffness of torsion J
			$I_{tx} (\text{cm}^4)$	$I_{ty} (\text{cm}^4)$	
B-1	200×13	—	3.66	867	14.65
B-2	"	—	"	"	"
B-3	"	—	"	"	"
B-4	"	—	"	"	"
B-5	"	—	"	"	"
B-6	200×10	$50 \times 50 \times 6$	55.56	747	56.80
B-7	"	"	"	"	"
B-8	"	"	"	"	"

フランジの形状をT型からY型に変えることによって垂直方向の断面2次モーメントは約15倍増加する。

したがって、フランジの形状をY型にすることは垂直座屈防止に対し有利である。このことはY型フランジのB-6, 7, 8桁が垂直座屈を生じなかつたことからも立証された。

次に、水平方向の剛度はT型からY型にすることによって約0.86倍に減少する。ねじり抵抗はT型からY型にすることによって約4倍増加する(Table 6)。

この結果、Y型フランジのB-6, 7, 8桁はねじり抵抗が増加しているので水平座屈のみを起こしている。

これに反し、B-1~5桁はフランジがT型であるために、B-2桁は垂直座屈、B-1, B-3桁はねじれ座屈、B-4桁は水平座屈、B-5桁は水平、ねじれの合成した座屈を起こしている(Table 4)。

極限耐荷力も、T型断面のフランジではB-4桁が全般の傾向からはずれて、やや小さい耐荷力を示す結果であるのに対し、Y型断面では β の増大とともに極限荷重とフランジ降伏モーメントの比は減少するが、その減少率は線型的である。

以上のように、プレートガーダーの耐荷力は、圧縮フランジの座屈によって決定されることを考えると、フランジの形状を変化させることによって、フランジ自身の剛度を増し、その安定性を確保することはきわめて重要である。

また、本実験においては、フランジの突出幅と厚さの比 c/d をB-1~5桁では7.69, B-6~8桁では6.0として $c/d \leq 8.5$ としたが、いずれも極限荷重では局部塑性座屈を生じた。

3.3 圧縮フランジのひずみ分布

Fig. 8に圧縮フランジ断面の応力分布を示す。フランジの応力分布は最終荷重の40~60%までは一様な分布を示すが、その後は全般的に水平方向に曲げを受けて、分布は一様でなくなってくる。

B-2桁とB-8桁は同じような応力分布を示しているが、フランジアングルのないB-2桁は垂直座屈を起こし、フランジアングルのあるB-8桁は垂直方向のフランジ自身の剛性が増しているので垂直座屈を起こさず水平座屈を起こした。

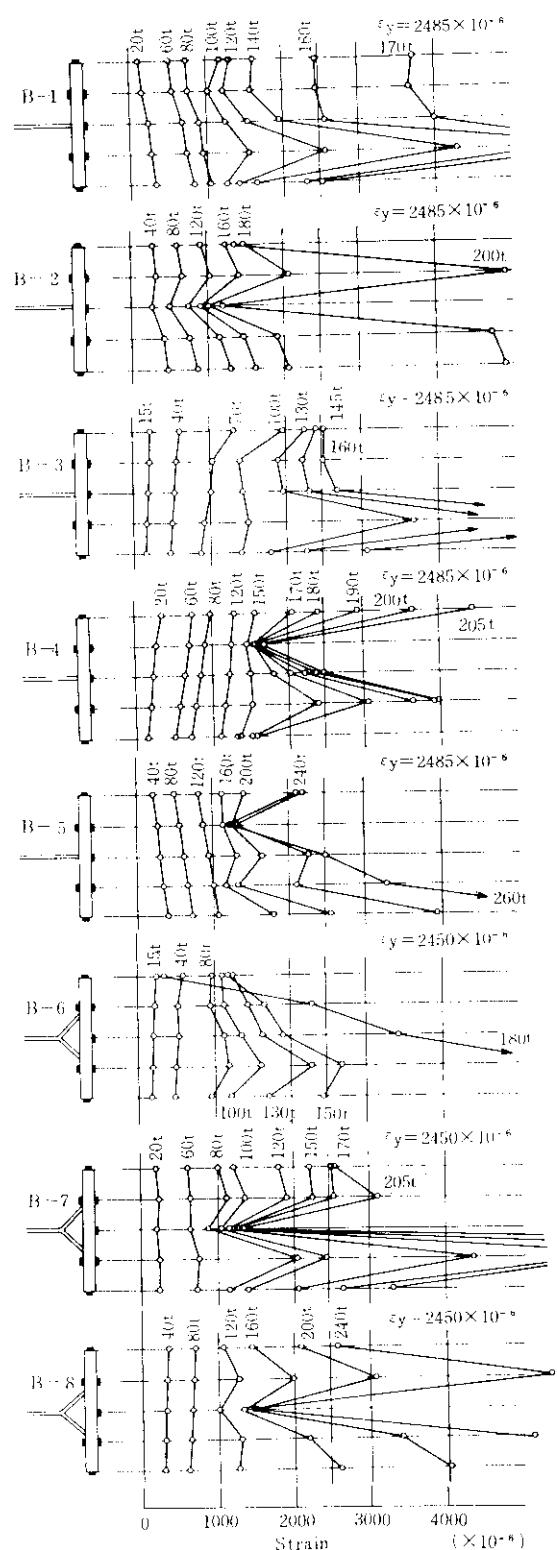


Fig. 8 Strain distribution of compression flange

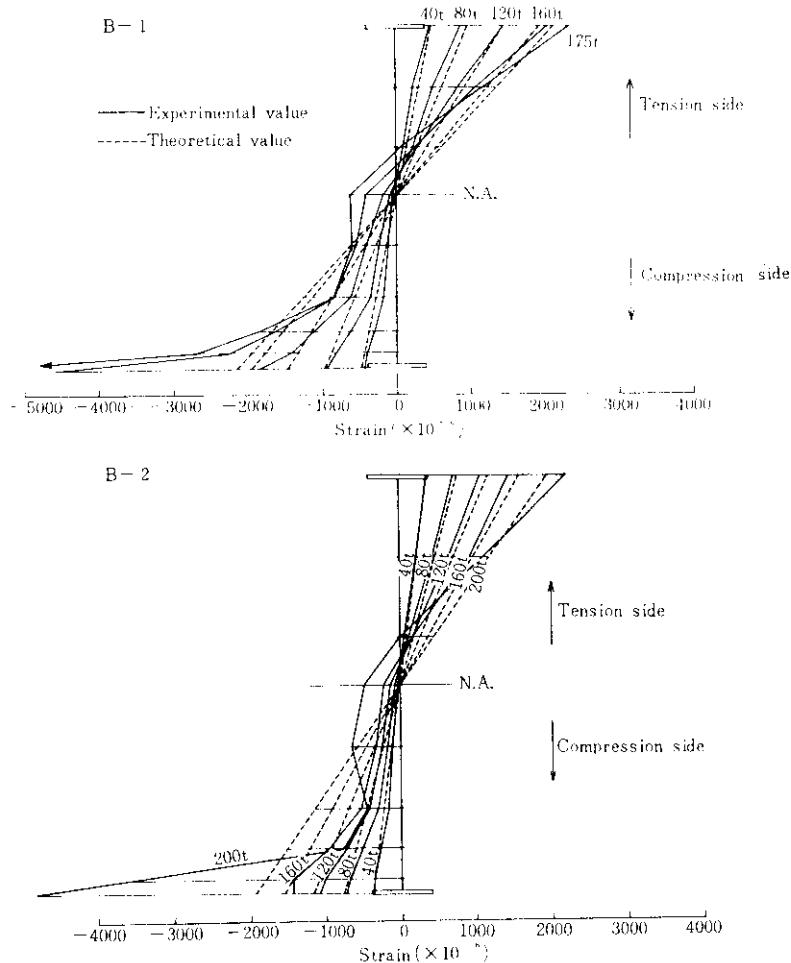
3.4 断面の垂直ひずみ分布

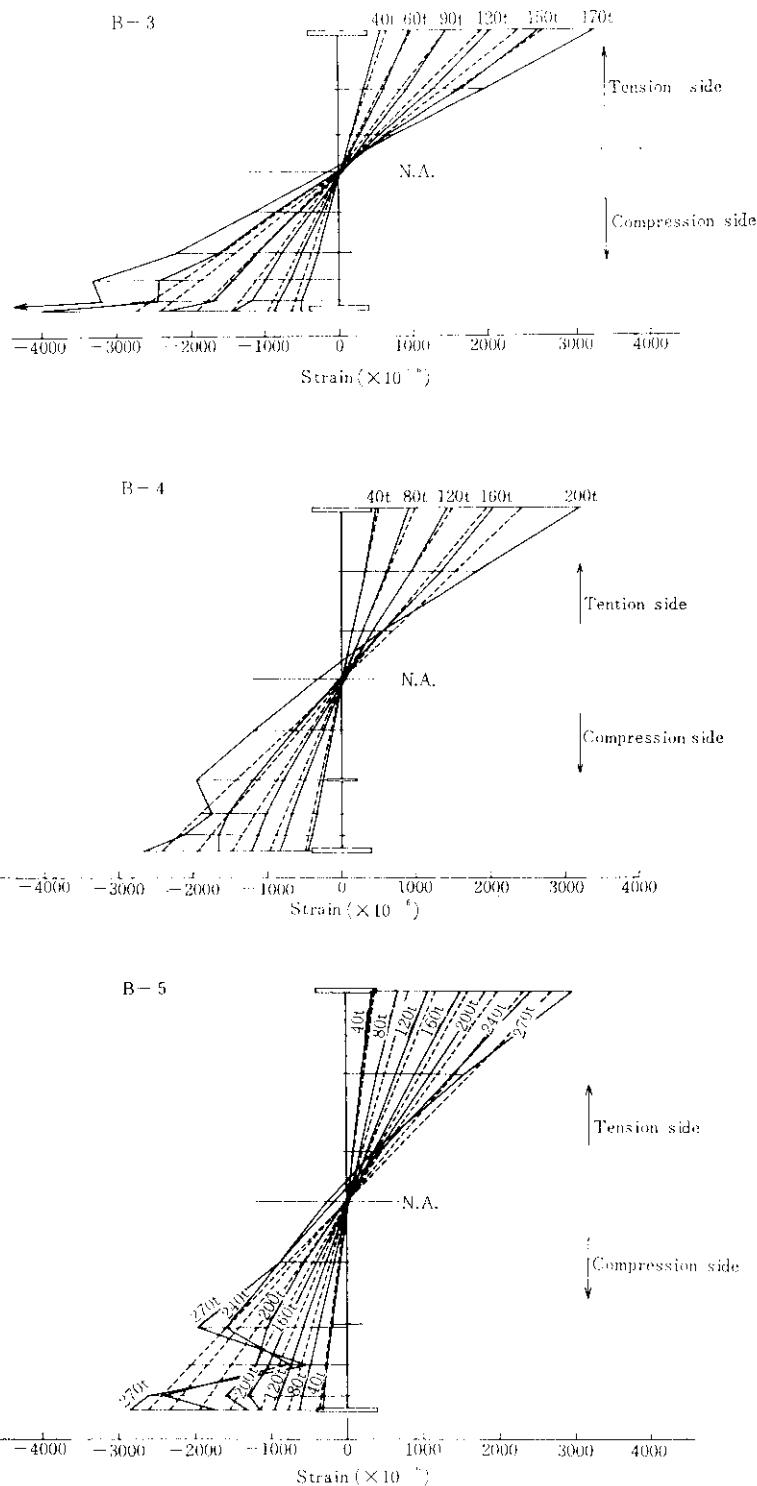
Fig. 9 にテストパネル中央の応力分布を示す。実線が実験値で、破線が梁理論による理論値($\sigma = M/I \cdot y$)を示す。

水平補剛材を配置していない桁においては載荷の初期から、ホモジニアスな桁と同様に応力の再分配が起こっている。また、圧縮側の腹板のたわみが、載荷の初期から急激に増大するため、その部分が軸力を負担しなくなる。したがって、中立軸の引張側への移動が大きい。B-1 桁($\beta=250$)で $0.13b$, B-2 桁($\beta=300$)で $0.12b$ 程度、極限荷重で、中立軸が引張側へ移動している。このため B-1, B-2 桁では極限荷重において、圧縮フランジではそのひずみが降伏ひずみを超えており、引張フランジは弾性範囲になっている。

これに対し、水平補剛材を配置した場合は、圧縮側腹板のたわみが制限されて、B-3, B-6 桁では($\beta=200$)応力再分配の現象はまったく見られず、極限荷重に達しても全断面が有効に働き、中立軸の引張側への移動もきわめて小さく約 $0.06b$ である。

しかしながら、B-4, B-7 桁($\beta=250$), B-5, B-8 桁($\beta=300$)など、細長比が大きくなかった場合には、水平補剛材によって区切られた圧縮側パネルのたわみが局部的に増大し、圧縮応力を負担しない部分ができる、その負担できなくなった応力が、圧縮フランジと水平補剛材部分に再分配される現象が起こっている。中立軸の移動は、B-4, B-7 桁で約 $0.06b$, B-5, B-8 桁で約 $0.07b$ 程度である。





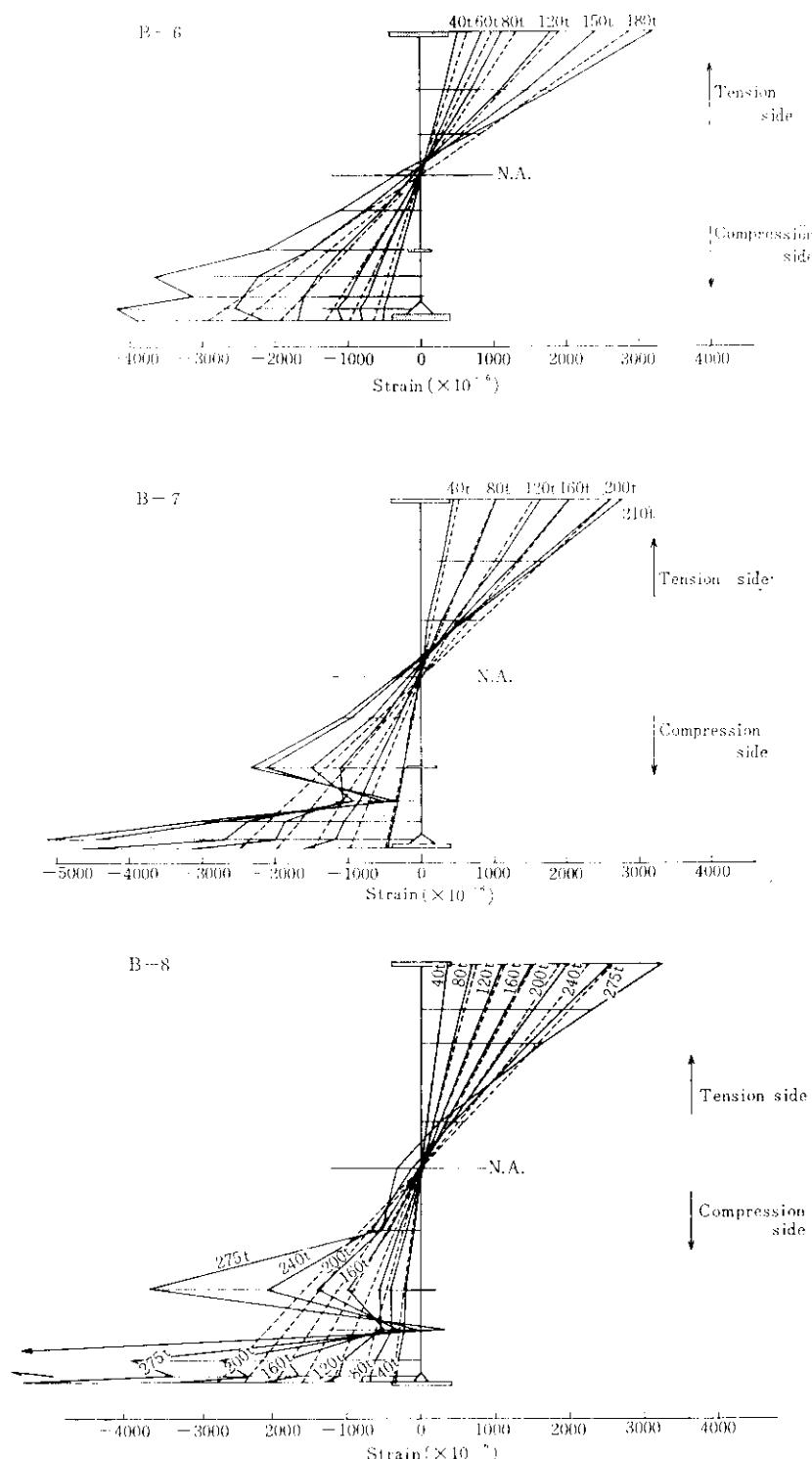


Fig. 9 Cross-sectional bending strain distribution

3.5 腹板のたわみ

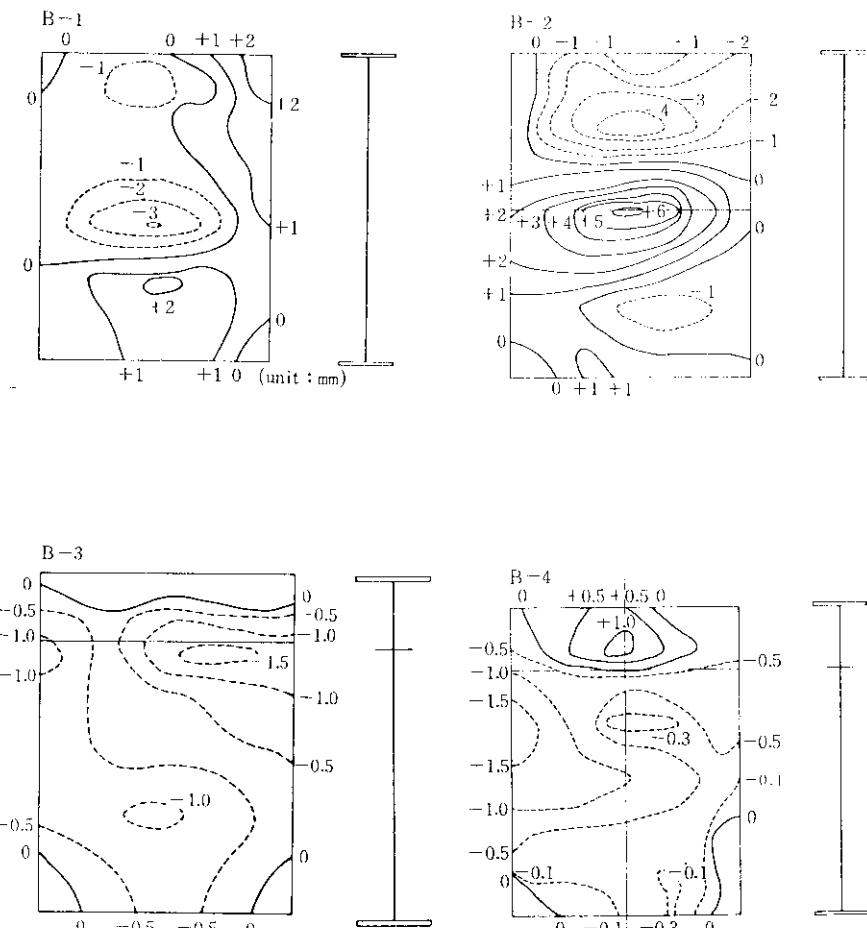
(1) 初期たわみ

B-3, B-6 柱以外の柱は補剛材位置に線状加熱を行ない、ひずみ取り加工を行なった。初期たわみは Fig. 10 に示す。柱中央断面のたわみのカーブ数は Table 7 に示す。

初期たわみの最大値は $\beta=200$ および 250 の柱で腹板厚さの 0.3~0.7 倍程度であり、 $\beta=300$ の柱においては B-2 柱で 1.38 倍、B-8 柱で 1.60 倍であった。腹板の初期たわみの制限は “Standard Specifications for Welded Highway and Railway Bridges” によれば $\beta > 150$ の場合、初期たわみ

W_i と補剛されてない腹板の長さ（腹板高さあるいは水平補剛材間隔のうちで大なる方をとる）の比が 1/150 以下でなければならない。 $\beta < 150$ の場合は 1/120 以下となる。本実験の柱は全部 W_i/b が 1/150 以下になっている。

最終耐荷力に対する初期たわみの影響について考察する。B-2, B-8 柱はともに初期たわみが腹板厚の 1.38 倍、1.60 倍であったが、耐荷力の極端な減少はなかった。また水平補剛材が配置された場合については、当初の初期たわみが荷重の増加とともにわずかに増加するだけであり、耐荷力減少に及ぼす影響は小さいものと考えられる。



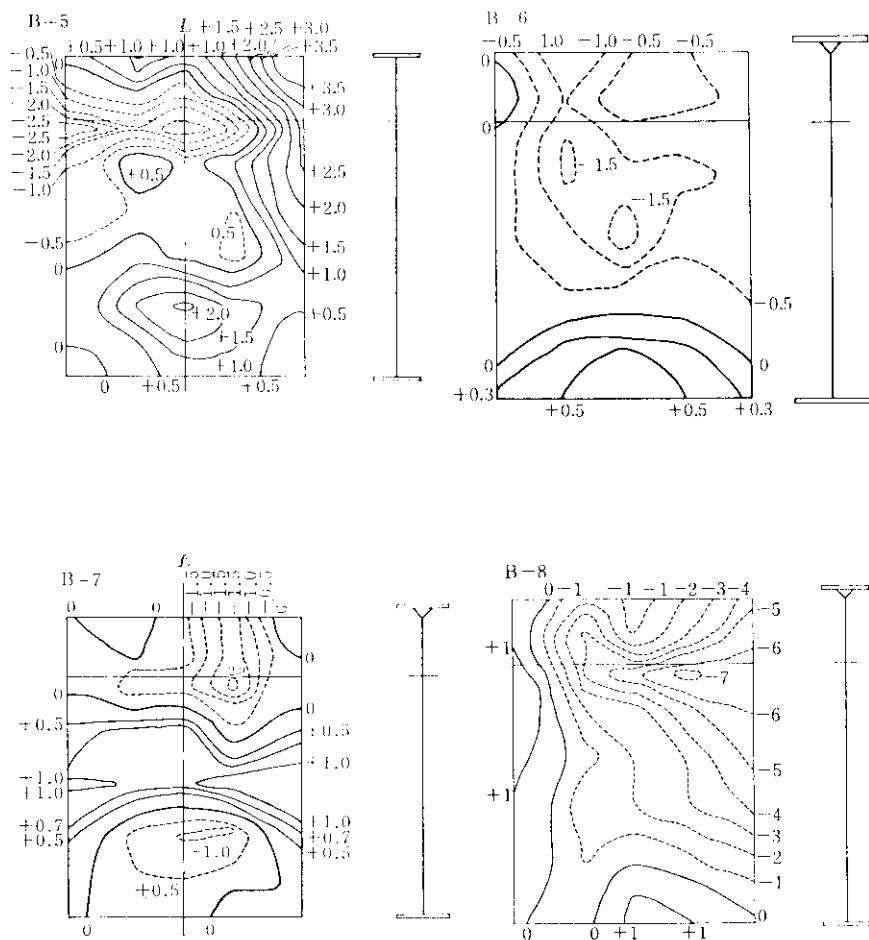


Fig. 10 Initial deflection

Table 7 Web deflections

	β	Web thickness (t)	Initial deflection (W_i)	W_i/t	Ultimate load deflection (W)	W/t	b/W_i	No. of curvature
B-1	250	4.50	-3.09	0.69	-16.58	3.68	364	2
B-2	294	4.59	6.33	1.38	-12.67	2.76	213	2
B-3	191	4.72	-1.77	0.38	2.29	0.49	508	1
B-4	247	4.56	-1.38	0.30	-9.05	1.98	815	2
B-5	295	4.58	-2.69	0.59	8.47	1.85	502	2
B-6	194	4.65	-1.80	0.39	4.94	1.06	500	1
B-7	249	4.51	-1.92	0.43	10.08	2.24	586	3
B-8	295	4.58	-7.33	1.60	-10.57	2.31	184	1

Unit (mm)

b : Web depth
 W_i : A maximum
 initial out-of-straightness of
 test panel
 t : Thickness of
 web

(2) 腹板のたわみ

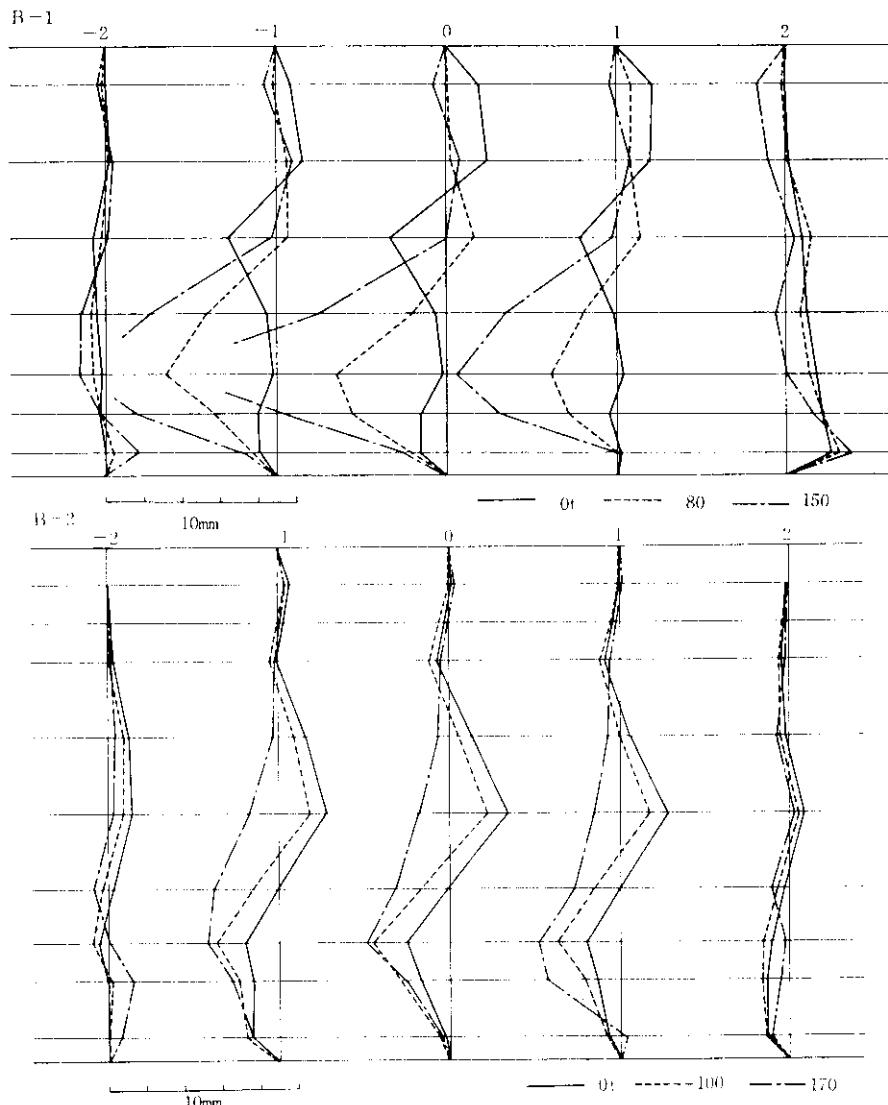
腹板のたわみの形と状態は Fig. 11 に示す。図中で 0t の時が、腹板の初期たわみの形である。

一般に圧縮側腹板は初期たわみが増大し、引張側腹板は減少する傾向がある。

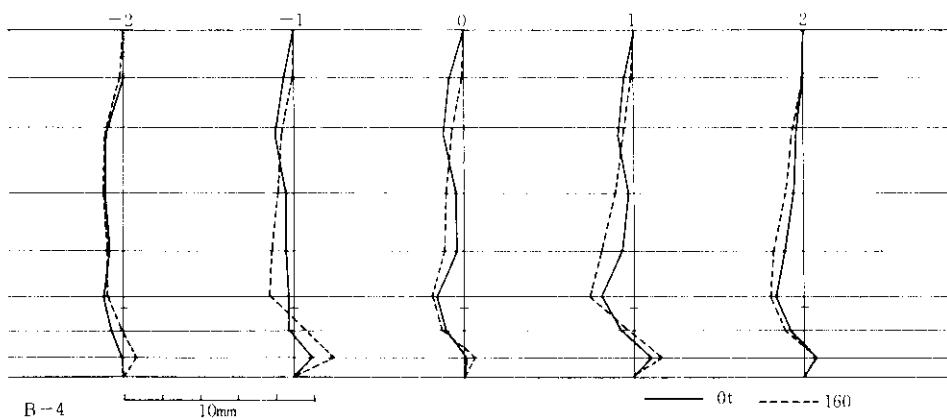
水平補剛材のない B-1, B-2 柱のたわみの増加は載荷と同時に急激に起こり、最終荷重付近でのたわみは腹板厚の 3~4 倍程度になっている。これに対し水平補剛材を配置した場合は、たわみの増加率が小さく、最終荷重付近になってから急激に増加する。その時のたわみの最大値は腹板厚の 0.5~1 倍であり、 β が大きくなつくると 2 倍程度になる。また Fig. 11 から判るように、腹板の

たわみは初期たわみが徐々に増大するため、明確に座屈点を求めるることは困難である。水平補剛材を配置した場合には圧縮側パネルと引張側パネルにたわみの形が分離され、たわみの増加も小さいので座屈点はさらに不明確になっている。水平補剛材のない柱では、初期たわみの形がダブルカーブになっているが、荷重が増すにつれて圧縮たわみが急激に増大して最終的には単一のカーブに移行している (Fig. 11, 12)。

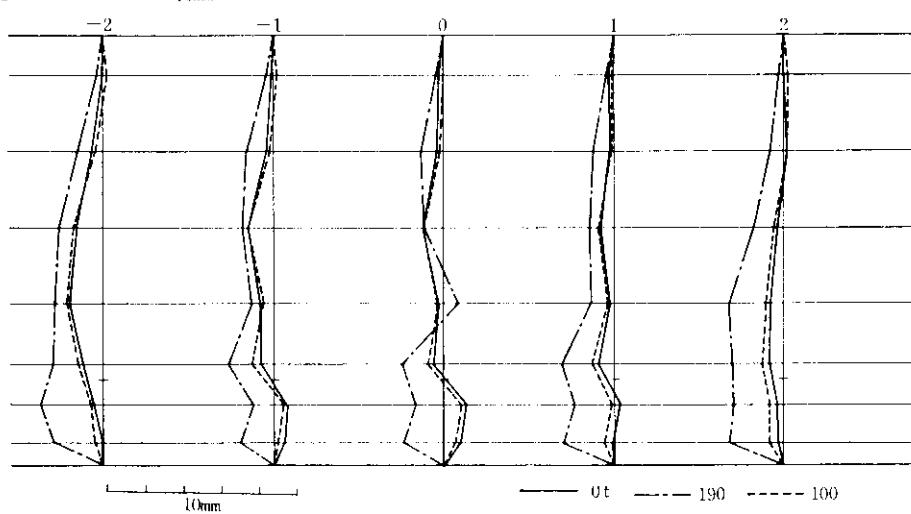
これに反し、水平補剛材のある場合、ほとんどの柱において、最終的なたわみの形は初期たわみの増大した形となっている。



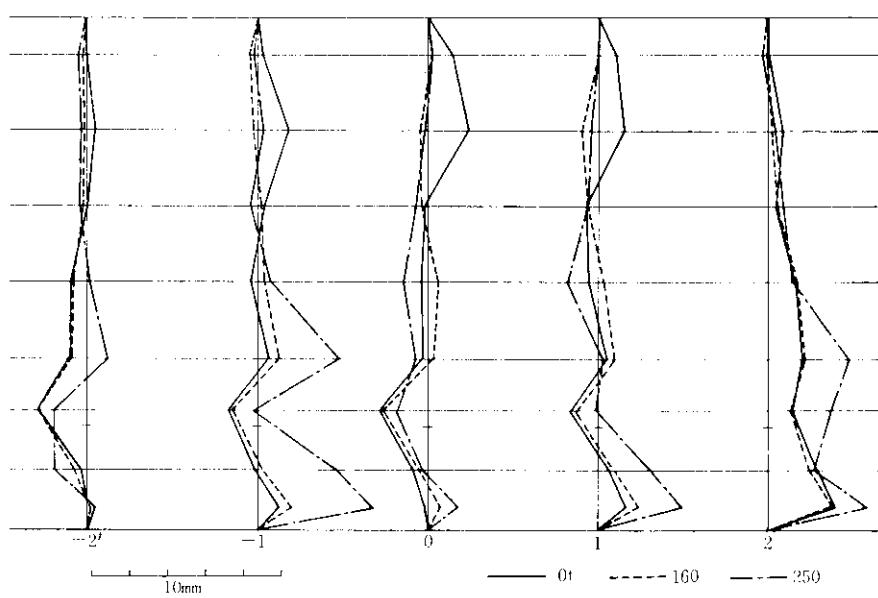
B-3



B-4



B-5



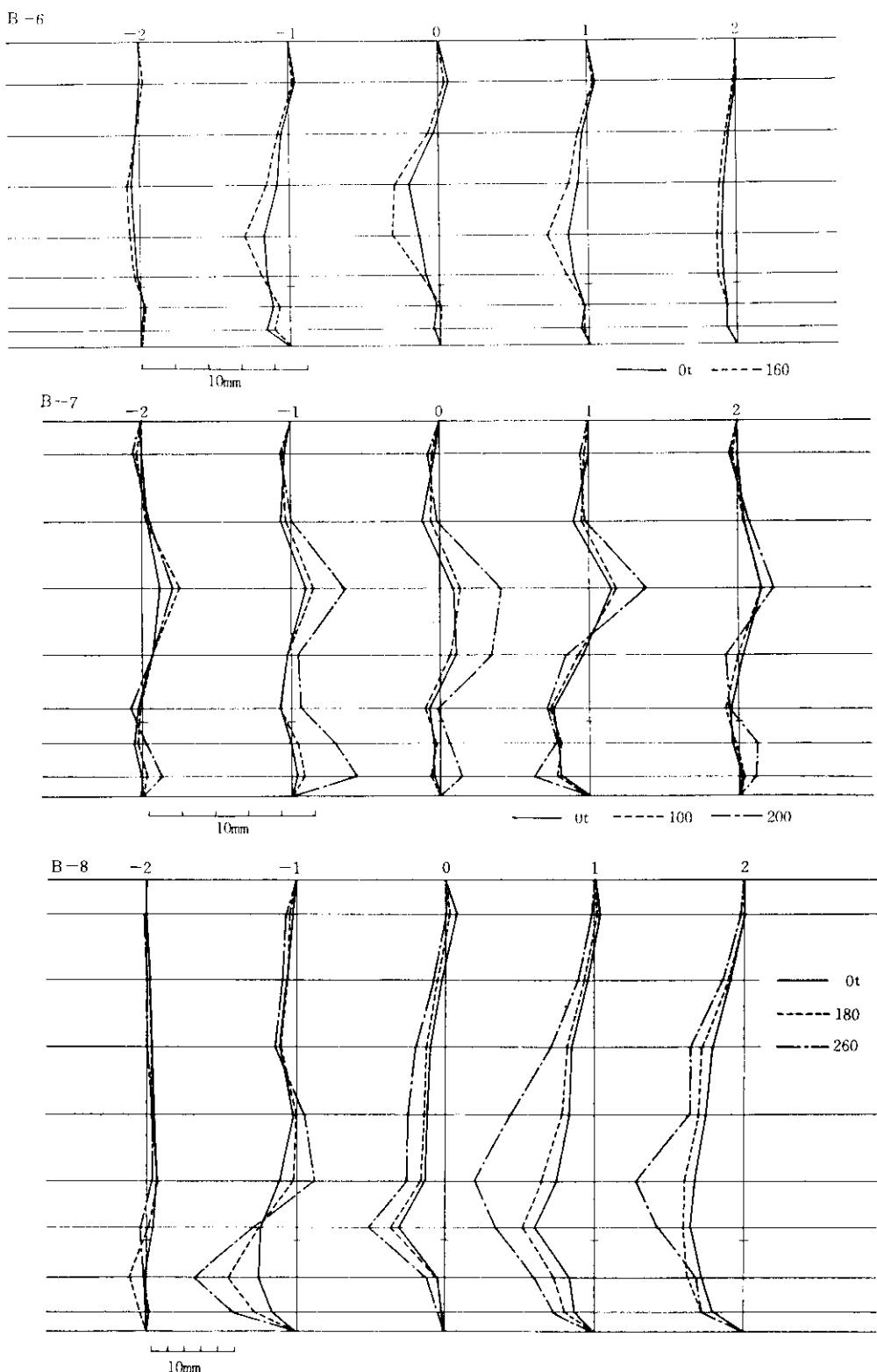
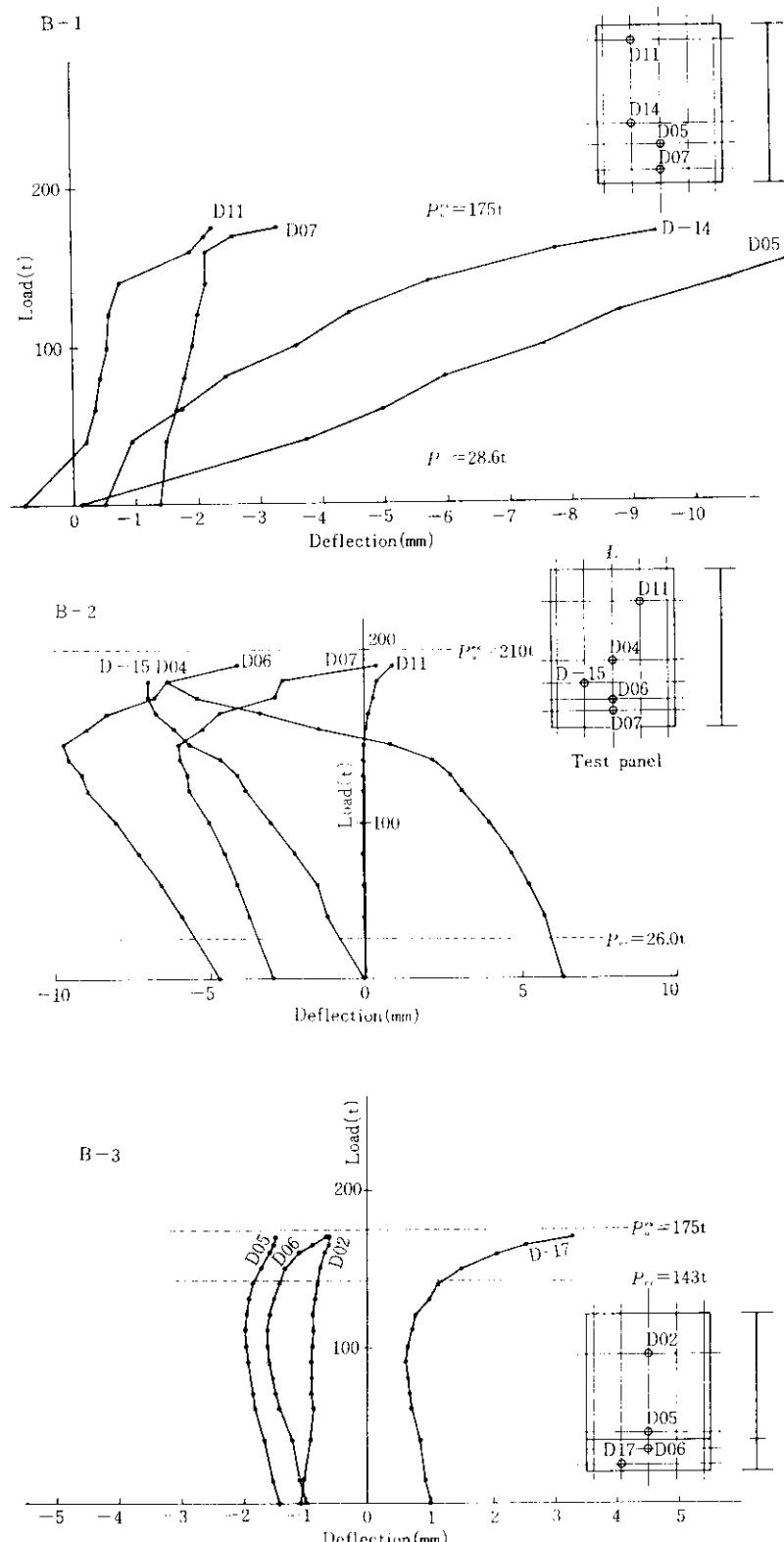
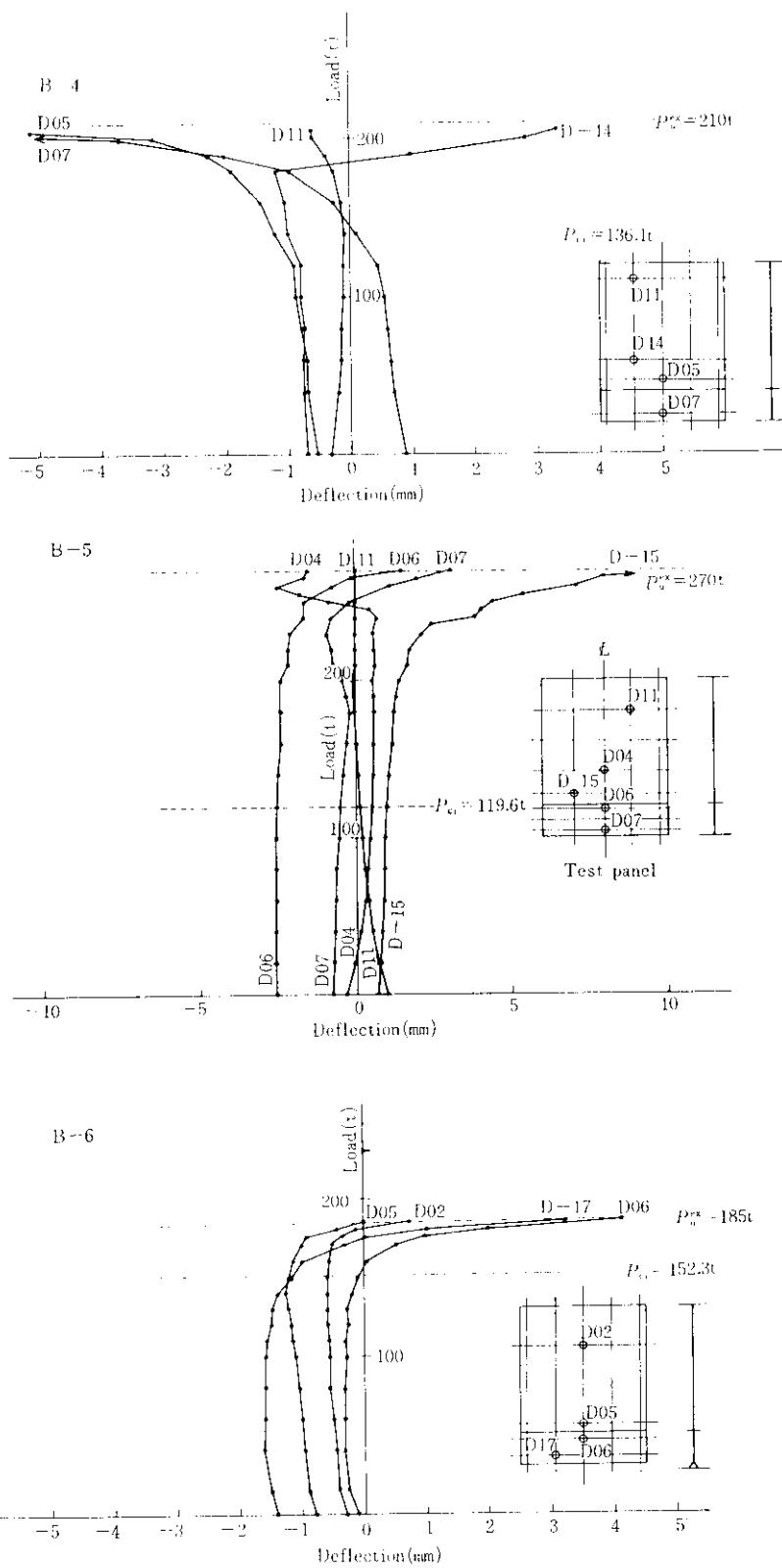


Fig. 11 Lateral web deflection plots





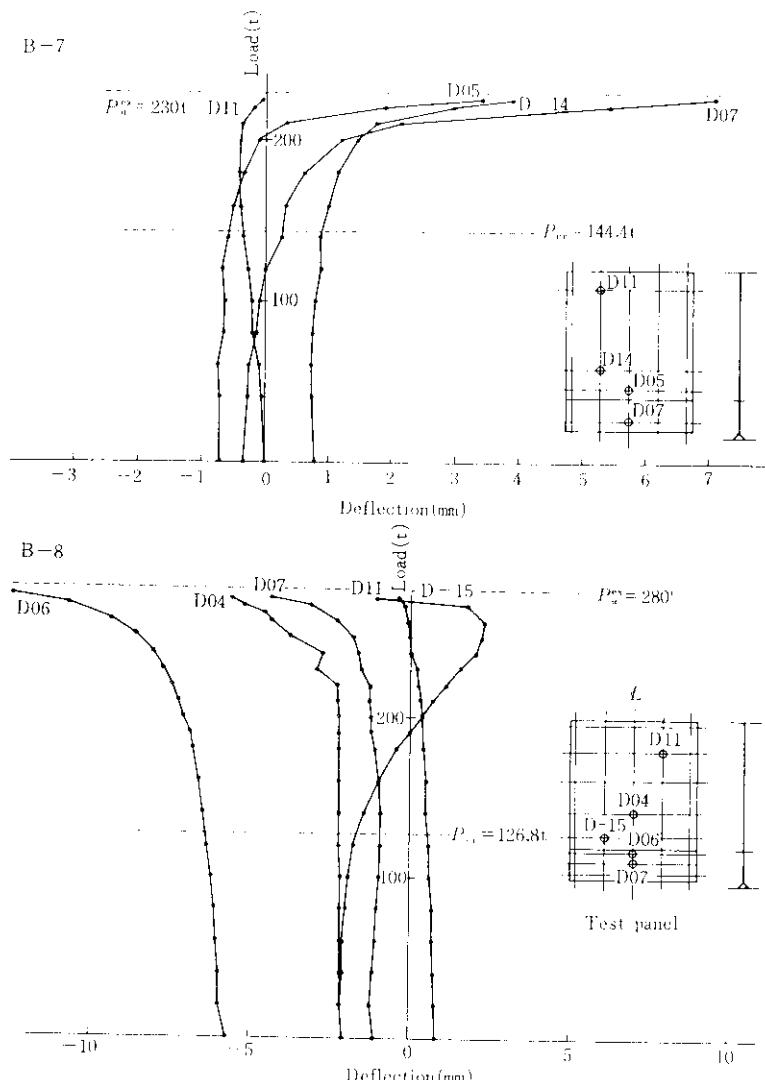


Fig. 12 Load vs lateral web deflection

3・6 補剛材のひずみ

本実験では水平補剛材は腹板の後座屈領域でも、その効果が期待できるように、最小剛度の約4~5倍の剛度を有するように設計してある。

水平補剛材のひずみは荷重とともに増加し、最終荷重付近では降伏ひずみを超えている。水平補剛材と垂直補剛材の交点を溶接しない場合¹⁾は水平補剛材が腹板のたわみにつれて回転し、ひずみの増加がほとんどなかったのに比べると今回の結果は著しく異なっている。

また極限荷重では、フランジと同じ形式で座屈

しており、さらにひずみが降伏ひずみに達していることは、垂直、水平補剛材の交点を溶接することによって、水平補剛材が圧縮力を受けている結果と考えられる。水平補剛材のひずみは荷重とともに増加するが、その増加はわずかで、全桁とも極限荷重で 500×10^{-6} 程度である。

3・7 腹板の有効幅

板が面内に曲げを受けると、軸方向の変位が生じ歪の分布は非線型となる。このために桁の極限曲げモーメントはかなり低下する。この歪分布が非線型となる現象は、ハイブリッドプレートガーダー

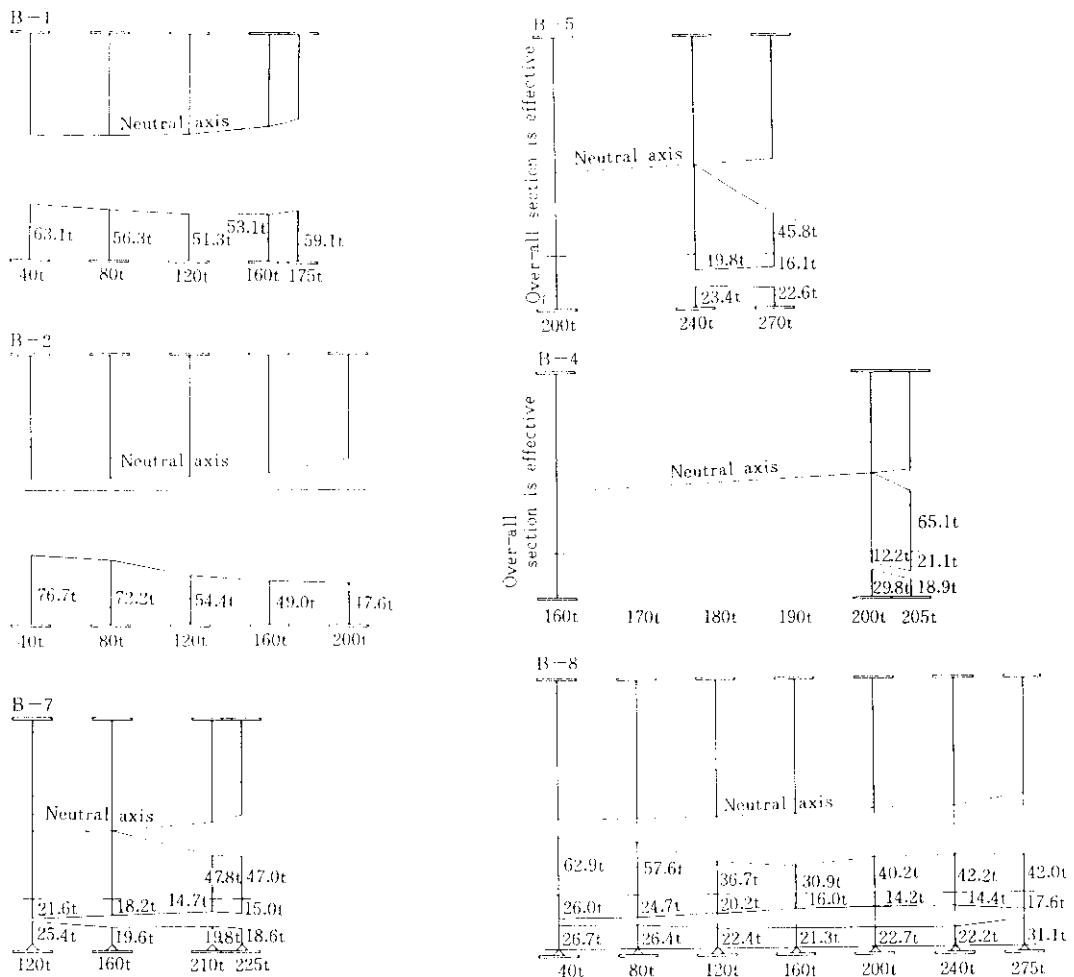


Fig. 13 Effective width of web plate

ダーハの腹板においても現われたので、その影響を定量的に把握するために有効幅を考えた⁸⁾。

その結果は Fig. 13 に示すように、水平補剛材のない場合は B-1 桁で 58 t, B-2 桁で 36 t (t : 腹板厚) であり、ホモジニアスな場合に K. Basler が提案した有効幅は 30 t ハイブリッドプレートガーダーでも妥当な値と考えられる。

水平補剛材のある場合は B-3, B-6 桁 ($\beta=200$) では、全断面が有効であり、 β が増すにつれて減少するが、Fig. 13 のように水平補剛材の属する腹板が有効になってくる。この結果から、圧縮フランジの座屈すなわち垂直、水平、ねじれ座屈のどれかを起こす時であり、圧縮フランジの応力がわかれば、崩壊荷重を予見することができる。崩壊荷重は L/r , c/d , A_w/A_f , b/t がパラメータとして考えられ、 L/r , c/d は水平座屈、ねじれ座屈に影響し、 A_w/A_f , b/t が極限曲げモーメントに影響するとされていた。

3・8 耐荷力

プレートガーダーの最終耐荷力は、圧縮フランジの座屈すなわち垂直、水平、ねじれ座屈のどれかを起こす時であり、圧縮フランジの応力がわかれば、崩壊荷重を予見することができる。崩壊荷重は L/r , c/d , A_w/A_f , b/t がパラメータとして考えられ、 L/r , c/d は水平座屈、ねじれ座屈に影響し、 A_w/A_f , b/t が極限曲げモーメントに影響するとされていた。

今回の実験によれば、水平補剛材を配置することによって、同じ細長比でも、極限曲げモーメントは $\beta=250$ で 1.2 倍、 $\beta=300$ で 1.3 倍程度増加している。

Table 8 Test results (ultimate load vs reference load)

	Slenderness ratio	Longitudinal stiffener	Flange angle	$M_{y^{\text{th}}}$ (t·m)	$M_{p^{\text{th}}}$ (t·m)	$M_{cr^{\text{th}}}$ (t·m)	Lower Panel	Upper Panel	$M_{ex}/M_{p^{\text{th}}}$	$M_{ex}/M_{p^{\text{th}}}$	$M_{ex}/M_{cr^{\text{th}}}$
B-1	250	—	—	198.0	226.8	28.6			0.88	0.77	6.12
B-2	294	—	—	248.8	289.1	26.0			0.84	0.73	8.07
B-3	191	60×5	—	151.0	170.2	143.0	145.7		1.16	1.03	1.22
B-4	247	65×5	—	198.0	226.8	136.1	151.9		1.06	0.93	1.54
B-5	295	70×5	—	248.8	289.1	119.6	133.5		1.07	0.92	2.22
B-6	194	60×5	50×50×6	158.2	171.9	152.3	153.9		1.17	1.08	1.21
B-7	249	65×5	n	205.3	227.9	144.4	155.5		1.12	1.01	1.59
B-8	295	70×5	n	256.3	289.7	126.8	138.2		1.09	0.97	2.21

$M_{y^{\text{th}}}$: Yielding moment of compression flange, $M_{p^{\text{th}}}$: Plastic moment of over-all section

$M_{cr^{\text{th}}}$: Buckling moment of web

Fig. 14 は $M_{y^{\text{th}}}$ で極限曲げモーメントを無次元化した値を示してある。

ホモジニアスな桁では K. Basler の実験式^⑥ がある。

$$\sigma_u = \sigma_y \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_t} (\beta - \beta_0) \right] \quad \dots \dots (3 \cdot 28)$$

$$\text{ただし } \beta_0 = 5.7 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad \dots \dots (3 \cdot 29)$$

この式を本実験に適用すると

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 5,220 \text{ kg/cm}^2$$

(3.29) 式に代入する。

$$\beta_0 = 114$$

したがって (3.28) 式は

$$\sigma_u = \sigma_y \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_t} (\beta - 114) \right] \quad \dots \dots (3 \cdot 28)'$$

Fig. 13 からわかるように、ハイブリッドプレートガーダーにおいても水平補剛材のない桁には (3.28)' 式が適用できる。

B-2 桁は最終荷重で垂直座屈を起こしたがこの場合は、圧縮フランジの断面が降伏してから起つていて、極限曲げモーメントの減少は見られない。水平補剛材を有する桁の極限曲げモーメントは $M_{y^{\text{th}}}$ より大きく、さらにフランジ形状を Y型にした場合はフランジ自身の剛度が増加するために、極限モーメントは T型フランジの場合より大きくなっている。

そこで、水平補剛材を配置し、かつフランジ形状をフラットなものから Y型に変えて、その剛度を増加しておけば、B-6, B-7, B-8の実験結果から次の実験式が導かれる。

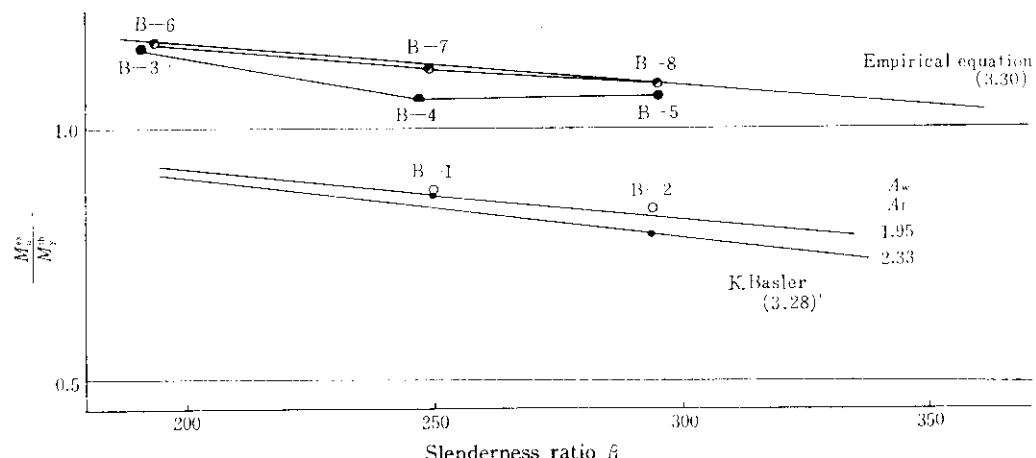


Fig. 14 β vs ultimate load ($M_{ex}/M_{y^{\text{th}}}$)

$$\frac{M_{u}^{ex}}{M_{y}^{th}} = -0.000796 \beta + 1.322 \quad \dots \dots (3 \cdot 30)$$

β : 細長比

この結果から $\beta=405$ までは $M_u^{ex}/M_{y}^{th} > 1$ という結果を得る(Fig. 14)。

次に DIN4114 によって計算された腹板座屈荷重モーメントで極限曲げモーメントを無次元化すると Fig. 15 のようになる。

と同程度である。

水平補剛材を圧縮フランジから 1/5 腹板高さへ配置した場合、腹板のたわみは防止され、耐荷力は梁理論で計算した圧縮フランジ降伏モーメントより大きくなる。したがって適切な寸法を有する補剛材で、その本数と補剛位置を考慮して腹板を補剛するならば、全断面塑性モーメント近くまで耐荷力を向上させることが可能で

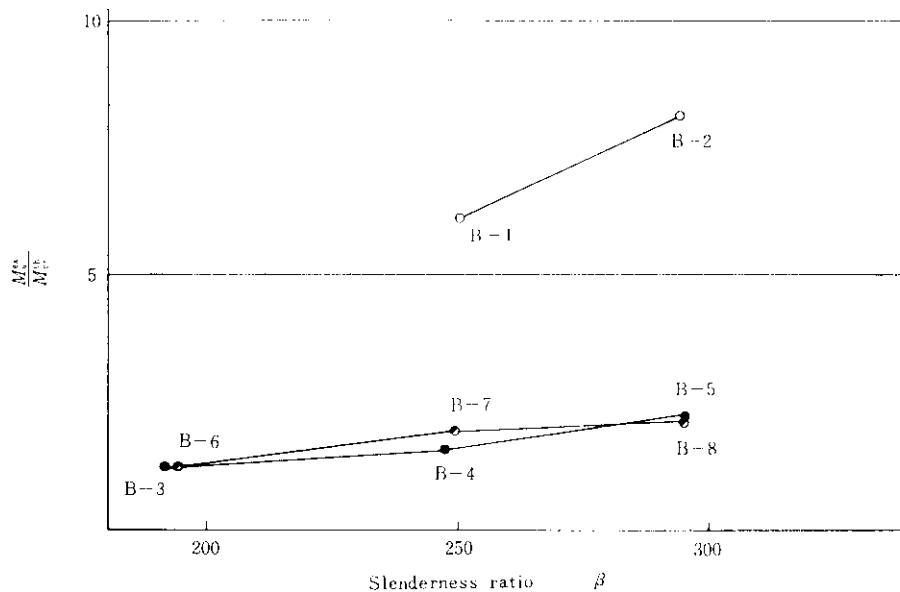


Fig. 15 β vs ultimate load (M_u^{ex}/M_{y}^{th})

水平補剛材を有しない場合は極限曲げモーメントの B-1 柄で 6 倍、B-2 柄で 5 倍となっており、水平補剛材を配置した場合は $\beta=200$ で 1.2 倍、 $\beta=300$ で 2.2 倍となっている。したがって、 $\beta=200$ 以下であれば腹板座屈を基準として設計しても大きな差はないが、 $\beta=200$ 以上になれば β が増すにつれて差が大きくなつて行くので不経済な設計となる。

4. 結論

- 1) ハイブリッドプレートガーダーの破壊はホモジニアスプレートガーダーに比較して、極限荷重において急激に起こる。
- 2) 水平補剛材のない場合、細長比(β)の増加に伴う耐荷力の減少率はホモジニアスなガーダー

ある。

- 3) 圧縮フランジの形状を変化させることは、フランジ自身の剛度を増加させて、極限耐荷力を向上させる。
- 4) 腹板の初期たわみはパネルの寸法(腹板高さあるいは垂直補剛材間隔のどちらか大きい値)と初期たわみの最大値との比が 1/150 以下であれば、耐荷力に有害な影響はないと思われる。
- 5) 水平補剛材のない場合、圧縮側においてホモジニアスな柄と同様に応力の再分配が生じる。水平補剛材のある場合、 $\beta=200$ においては、再分配が起らなかったが、 $\beta=250, 300$ のように細長比が大きくなると、水平補剛材で区切られた圧縮側パネルにおいて、応力を負担しない部分が生じて、応力の再分配を起こす。
- 6) 腹板の有効幅は、水平補剛材のない場合はホ

モジニアスなガーダーと同様に、圧縮フランジに接続する腹板の約40~50t (t : 腹板厚) であるが、水平補剛材のある場合は、圧縮側腹板で有効幅は増加する。

- 7) 水平補剛材は腹板のたわみの増加率を減少させる。また垂直補剛材との交点を溶接することによって、水平補剛材は軸力を受ける。
- 8) $\beta=200$ 以上のハイブリッドプレートガーダーはフランジの幅厚比 $c/d \leq 8.5$ にしても、極限荷重で塑性局部座屈を生じる。

あとがき

大阪大学では昭和43年にSM50材を用いたホモ

ジニアスプレートガーダーの実験、今回はフランジに SMA58 腹板に SMA50 材を混用したハイブリッドプレートガーダーの実験を行なった。いずれも支間 6~8m の大型模型橋であって、プレートガーダーとしての耐荷力、フランジ、腹板、補剛材の挙動はある程度明らかにされてきたが、腹板座屈の問題あるいは形状、材料（特に高張力鋼を使用する場合）を変化させたフランジの座屈の問題など、個々について未だ不明の点が多く今後の理論的、実験的研究が望まれる。

最後に、本実験の橋製作を行なって頂いた酒井鉄工所、実験場を貸して頂いた三菱重工神戸研究所、測定人員について配慮頂いた三菱重工鉄構部橋梁設計課の各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 大阪大学：プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する実験的研究、(1968)
- 2) K. C. Rockey. and D. M. A. Leggett : Proc. Inst. Civ. Engs., 21 (1962)
- 3) 日本溶接協会 塑性設計研究委員会 鋼構造物塑性設計規準、(1967)
- 4) H. S. Lew, and A. A. Toprac : S. F. R. L. Tech. Report, (1958), 550, [Texas University]
- 5) S. P. Timoshenko and J. M. Gere : Theory of Elastic Stability, (1961), [Mc Graw-Hill]
- 6) K. Baster and Thurlmann : Proc. ASCE, ST6. (1961)
- 7) G. Haaijer : Proc. ASCE, EMZ, (1957)
- 8) 関西橋梁鉄骨溶接研究会：プレートガーダーの耐荷力に関する理論と実験、(1965)
- 9) 関西橋梁鉄骨溶接研究会：プレートガーダーの座屈に関する調査と研究、(1969)