

## 局所荷重を受ける桁の耐荷力

## ULTIMATE STRENGTH OF GIRDERS UNDER PATCH LOADING

森脇良一\*・滝本哲四郎\*\*・三村裕一\*\*\*

By Yoshikazu MORIWAKI, Tetsushiro TAKIMOTO

and Yuichi MIMURA

## 1. ま え が き

桁に局所荷重が作用する場合、通常はその作用断面に垂直補剛材を設けるが、張出し工法による桁の送り出しの場合とか、まくらぎを直接受ける鋼鉄道橋の縦桁、支承上のダイヤフラムなどの場合、垂直補剛材を細かな間隔で設けることができないことがある。このとき、桁の腹板座屈強度ならびに桁の耐荷力が局所荷重に対して一体どの程度あるのか評価し設計する必要が生じる。

この種の設計規準としては、外国では AISC<sup>1)</sup>、BS 5400<sup>2)</sup>、DIN-DASt Ri 012<sup>3)</sup> 等がある。DIN は腹板座屈許容応力度を基準としており、AISC は腹板の許容座屈荷重と許容降伏荷重のうち小さい値を許容荷重としている。また、BS 5400 は桁の耐荷力をもとに限界状態設計法にのっとった規準となっている。わが国では、鋼鉄道橋設計標準<sup>4)</sup>のまくらぎを直接受ける桁の腹板の幅厚比規定に、クリッピングも考慮に入れたとの表現がみられるのみで、ほとんど規準化されていないように思われる。

一般に、クリッピングとよばれる局所荷重による腹板の座屈に関する解析は、応力が複雑であることから厳密な解を得ることは困難であるが、Ritz 法を使った点集中縁荷重を受ける板の座屈解析が八巻<sup>5)</sup>によってなされ、また、有限要素法を使った解析が Rokey<sup>6)</sup>によってなされている。また、応力分布をモデル化し Galerkin 法を使った解析が Khan<sup>7)</sup>によって試みられている。

一方、局所荷重を受ける桁の耐荷力の研究としては、Bergfelt<sup>8)</sup>、Hovik<sup>9)</sup>をはじめ、Rokey<sup>10)</sup>、Skaloud<sup>11)</sup>、Granholt<sup>12)</sup>、Dubas<sup>13)</sup>、Herzog<sup>14)</sup> ほか数多くの実験的

および解析的研究がある。耐荷力の算定法としては実験的なものが多いが、1979年にASCEに発表したRoberts<sup>15)</sup>の算定法は崩壊のメカニズムを考えた塑性解析であり、物理的意味づけの明確なものとして注目される。しかしながら、Robertsの算定法では腹板の座屈強度は一切考慮されていない。

ところで、比較的薄い腹板をもつ桁が、曲げモーメントやせん断力を受ける場合の耐荷力は、腹板の座屈強度と腹板座屈後の耐荷余力との和として精度よく推定されることがこれまでの研究で知られており<sup>16)</sup>、<sup>17)</sup>、局所荷重を受ける場合も、耐荷力の算定に腹板の座屈強度の寄与を考慮する必要があるのではないかと考えられる。Robertsの耐荷力算定値が実験値に対し、平均16%程度控えめな値となるのも、腹板の座屈強度をなんら考慮していないことが1つの原因ではなからうかと考えられる。

そこで、本報告では、まず局所荷重を受ける桁がどのように挙動して最終的な崩壊に至るかを確かめる目的で実施した載荷実験について報告し、次に腹板の座屈解析について述べ、さらにRobertsの算定法を腹板の座屈強度を考慮して修正した耐荷力算定法について述べる。また、耐荷力算定法については、今回の実験結果も含め従来の各研究者による実験結果との比較、および各算定法による計算結果とも比較し検討を加える。

## 2. 実 験

## (1) 実験の概要

実験の主たる目的は、桁が局所荷重下でどのように挙動するかを確かめることである。実験桁はI形断面のPI-1と箱形断面のPB-1、PB-2の計3体とした。載荷条件は、局所荷重が崩壊の支配要因となるように設定した。また、局所荷重の載荷幅は、送り出し工法や、支承

\* 正会員 工博 (株)神戸製鋼所貯槽システム室部長

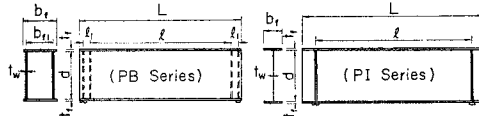
\*\* 正会員 工学 (株)神戸製鋼所構造研究所研究員

\*\*\* 正会員 工修 (株)神戸製鋼所構造研究所研究員

**Table 1** Dimensions of Test Girders and Loading Types.

Dimension Item	$b_f$	$b_{f1}$	$d$	$t_w$	$t_f$	$L$	$l$	$l_1$	$c^*$	Loading Type
	(mm)									
Girder No.										
PB-1	479	430	653	5.80	11.91	2 300	2 000	100	260	
PB-2				4.30						
PI-1	200	—	560	4.60	12.27	1 980	1 680	0	400	

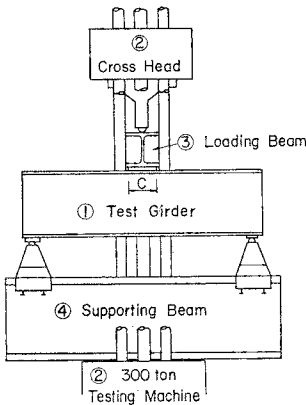
\*c Width of Loading Area



上のダイアフラムの問題を考へて、これまであまり実験として行われていない比較的幅の広いものとした。実験桁の諸元、載荷形式および載荷幅については **Table 1** に、使用した鋼材の機械的性質については **Table 2** にそれぞれ示す。載荷は **Fig. 1** に示すような装置で行った。また、載荷中の腹板の面外変位、フランジの垂直変位、フランジと腹板のひずみを、変位計とひずみゲージを用いて測定した。

(2) 実験結果と考察

まず、各実験桁の腹板座屈荷重と耐荷力の実験値とを **Table 3** に示す。ここに、座屈荷重は  $P-\delta^2$  法<sup>1)</sup>により推定した値であり、耐荷力は載荷荷重の最大値である。なお、箱形断面の桁 PB-1 と PB-2 の座屈荷重は 2 枚の腹板の平均値で示している。次に、載荷時の腹板の面外変形と面内主応力の結果の一例を **Fig. 2** と **Fig. 3** にそれぞれ示す。これらはいずれも実験桁 PI-1 の結果である。



**Fig. 1** Loading Apparatus.

**Table 2** Mechanical Properties of Materials.

Thickness (mm)	Yield Stress (kgf/mm <sup>2</sup> )	Tensile Strength (kgf/mm <sup>2</sup> )	Elongation (%)
11.91	44.0	55.4	21.4
5.80	49.3	59.2	20.3
4.30	49.1	60.2	20.1
12.27	51.7	61.8	35.2
4.60	60.3	70.5	23.4

Note : 1 kgf/mm<sup>2</sup>=9.8 N/mm<sup>2</sup>

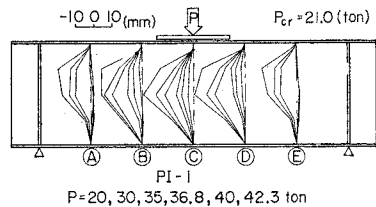
**Table 3** Test and Theoretical Results.

Girder No.	Experimental Values		Ratios of Experimental Value to Theoretical one		
	Buckling Load (t)	Ultimate Load (t)	Buckling Load		Ultimate Load
			$P_{cr}^e/P_{cr}^c$ *1	$P_{cr}^e/fP_{cr}^c$ *1	
PB-1	77.0	116.0	2.44	0.97	1.01
PB-2	31.0	74.0	2.40	0.95	1.06
PI-1	21.0	42.3	1.96	0.71	0.81

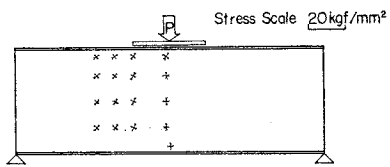
\*1  $P_{cr}^e, fP_{cr}^c$  are the author's theoretical buckling loads according to S.S and F.S boundary condition respectively

\*2  $P_{st}^e$  is the author's theoretical ultimate load

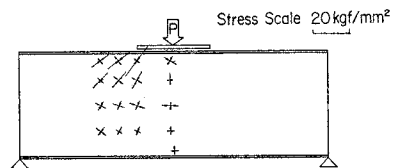
Note : 1 t=9.8 kN



**Fig. 2** Web Deflection at each Sections. (1 t=9.8 kN)



(a) PI-1 (Membrane Stress) P=10 ton



(b) PI-1 (Membrane Stress) P=30 ton

**Fig. 3** Stress Distribution of Web. (1 t=9.8 kN, 1 kgf/mm<sup>2</sup>=9.8 N/mm<sup>2</sup>)

**Fig. 2** の面外変形の結果から、座屈荷重 21 t (206 kN) から 35 t (343 kN) までは載荷幅の下方およびその近

傍の断面 ③, ④, ⑤ での変形が大きく, 座屈変形が腹板のある限られた領域で生じていることがわかる. また, 荷重が 37 t (363 kN) 以上になると面外たわみが腹板のほぼ全領域に拡大しているのがわかる. 次に面内主応力では, 座屈が生じるまでの状態の Fig. 3(a) をみると, 腹板が局所荷重を一応安定に支持していることがわかるが, 座屈後の状態 Fig. 3(b) では座屈変形の比較的大きな載荷点直下の腹板部分における鉛直方向の圧縮応力が増大せず, この部分で局所荷重を支持する能力が減少していることがわかる. それに代わり, 載荷幅の端部直下とその近傍, すなわち座屈変形の比較的小さな部分の

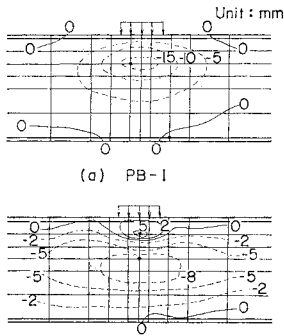


Fig. 4 Web Deflection after Collapse.

応力が増大し, これらの部分で座屈後の局所荷重の増加分が支持されることがわかる. 次に, Fig. 4 に PB-1 と PB-2 の崩壊後の残留変形を, また Photo 1 に PI-1 の崩壊後の写真を示す. PB-2 と PI-1 はともに載荷点直下のフランジに近い腹板部分で局所的な面外塑性変形を生じると同時に, フランジに 4 個

の塑性関節を生じて崩壊に至った. 一方 PB-1 はフランジには 4 個の塑性関節が生じたが, 他の 2 体でみられたような腹板の局所的な面外塑性変形はみられず, それまでに生じていた座屈変形がそのまま増大し, フランジとフランジに近い腹板部分が鉛直下方に沈むよ

うに変位して崩壊した. Roberts は崩壊モードを 2 種類想定している. その 1 つは, Fig. 5(a) に示すごとく腹板に 3 本の塑性関節線, 上フランジに 4 個の塑性関節を生じるモード (a) であり, 他の 1 つは Fig. 5(b) に示すごとく腹板が面内で塑性化し上フランジに 4 つの塑性関節を生じるモード (b) である. PB-2 と PI-1 は Roberts のいうモード (a), PB-1 はモード (b) に類似の崩壊モードと考えられる.

このような実験結果を Roberts の理論と比較すると, 崩壊時のメカニズムに関しては彼の理論は実験観察結果とよく一致するが, 腹板の座屈前後での桁の局所荷重支持の機構の変化を考慮していない. したがって, この点を明確化することによって, より精度の高い耐力算定式を導くことが可能であると著者らは考えた.

### 3. 腹板の座屈強度

桁の耐力を推定するうえで重要な因子となる腹板の座屈強度に関しての一解析を行う.

#### (1) 解析手法

桁の腹板には, Fig. 6 に示すような局所荷重が唯一の支配的な外力として作用する仮想的な状態を考え, 腹板内の応力と座屈たわみ関数を以下のごとく仮定して Galerkin 法を用いて解析する.

応力の仮定:  $y$  方向 (鉛直方向) の軸応力度  $\sigma_y$  のみを考えこれを次のように仮定する.

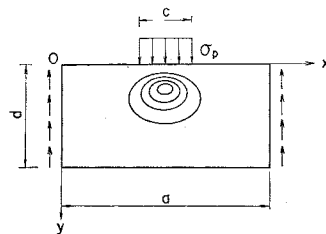


Fig. 6 Model of Web Plate under Patch Loading.

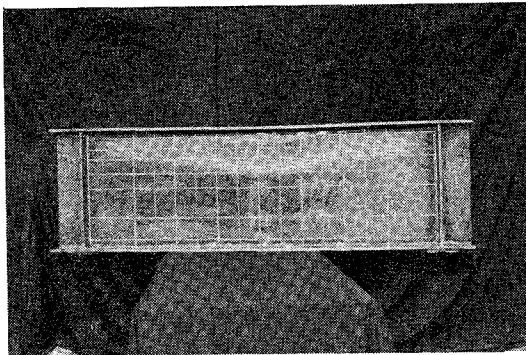


Photo 1 Collapse Appearance of PI-1.

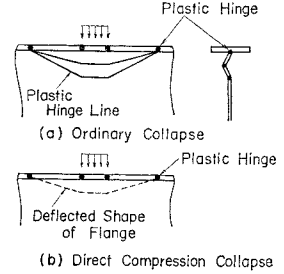


Fig. 5 Roberts Collapse Models.

$(a-c)/2 \leq x \leq (a+c)/2$  の領域において、

$$\sigma_y = \sigma_p \left(1 - \frac{y}{d}\right) \dots\dots\dots (1)$$

上記以外の領域においては  $\sigma_y = 0$

座屈たわみ関数の仮定：座屈による面外変形  $w$  を次のように仮定する。

(i) 周辺単純支持（以下 S.S と略称）の場合

$$w = \sin \frac{\pi x}{a} \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi}{d} y \dots\dots\dots (2 \cdot a)$$

(ii) 上下辺固定・左右辺単純支持（以下 F.S と略称）の場合

$$w = \sin \frac{\pi x}{a} \sum_{n=1}^{\infty} A_n \left( \cos \frac{n-1}{d} \pi y - \cos \frac{n+1}{d} \pi y \right) \dots\dots\dots (2 \cdot b)$$

ここに、 $\sigma_p$  は局所荷重により生じる腹板縁応力度（局所応力度）、 $c$  は載荷幅、 $t_w$  は腹板厚さ、 $d$  は腹板高さ、 $a$  は腹板長さ、 $A_n$  は未定係数である。

板が面外に微小変形したときの面外方向のつり合い方程式は次式で与えられる。

$$f(x, y) = D \left( \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) - t_w \sigma_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $D$  は板の面外曲げ剛性である。

Galerkin 法を用いると式 (3) の左辺、関数  $f(x, y)$  を全領域で平均的に零とする条件は次式となる。

S.S の場合

$$\int_0^a \int_0^d f(x, y) \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{r\pi}{d} y dx dy = 0, (r=1, 2) \dots\dots\dots (4 \cdot a)$$

F.S の場合

$$\int_0^a \int_0^d f(x, y) \sin \frac{\pi x}{a} \left( \cos \frac{r-1}{d} \pi y - \cos \frac{r+1}{d} \pi y \right) dx dy = 0, (r=1, 2) \dots\dots\dots (4 \cdot b)$$

上記の式 (4) に、式 (1) と式 (2) を代入することによって得られる連立方程式の未定係数  $A_1, A_2$  に関する係数行列式を零とおくと座屈条件式が求められる。これを  $\sigma_p$  について解くことにより座屈応力度  $\sigma_{per}$  が次式で与えられる。

$$\sigma_{per} = k_p \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_w}{d} \right)^2 \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $E$  は縦弾性定数、 $\nu$  はポアソン比であり、座屈係数  $k_p$  は次式となる。

$$k_p = \frac{B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{A \left( \frac{c}{a} + \frac{1}{\pi} \sin \frac{c}{a} \pi \right)} \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 $A, B, C$  の値は以下のとおりである。

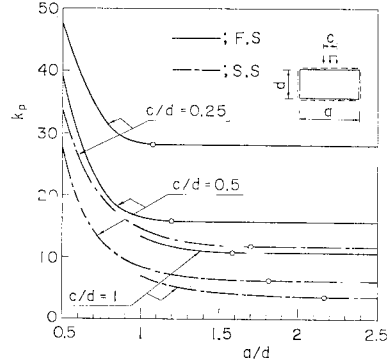


Fig. 7 Relationships between Buckling Coefficient  $k_p$  and Aspect Ratio  $a/d$ .

S.S の場合： $A = 3.48 \alpha^8$

$$B = 5 \alpha^4 + 16 \alpha^6 + 20 \alpha^8$$

$$C = (1 + \alpha^2)^2 (1 + 4 \alpha^2)^2$$

F.S の場合： $A = 39.91 \alpha^8$

$$B = 38 \alpha^4 + 160 \alpha^6 + 488 \alpha^8$$

$$C = (3 + 8 \alpha^2 + 16 \alpha^4) (2 + 20 \alpha^2 + 82 \alpha^4)$$

ここに、 $\alpha$  は腹板のアスペクト比  $a/d$  である。

解析結果の一例として座屈係数  $k_p$  とアスペクト比  $a/d$  との関係を Fig. 7 に示す。図中の○印は  $k_p$  の極小値を表わしている。 $c$  と  $d$  を一定としたとき  $k_p$  の極小値を与える  $a$  の値を  $a_{cr}$  とすると、この  $a_{cr}$  は近似的に次式で与えられる。

S.S の場合

$$\frac{a_{cr}}{d} = \begin{cases} 0.1(d/c) + 1 + c/d; & 0 \leq d/c < 1 \\ 1.5 + 0.6(c/d); & 1 \leq d/c \end{cases}$$

F.S の場合

$$\frac{a_{cr}}{d} = \begin{cases} 0.1(d/c) + 0.45 + c/d; & 0 \leq d/c < 3 \\ 1 + 0.25(c/d); & 3 \leq d/c \end{cases}$$

ところで、アスペクト比  $a/d$  がこの  $a_{cr}/d$  より大なる領域では、 $k_p$  の値は  $k_p$  の極小値と等しいとする。これは座屈たわみ関数  $w$  の項数を2項としているために必要な処理である。ここで上記の  $a_{cr}$  の物理的意味について考えてみる。いま仮に、 $c$  と  $d$  を一定として  $a$  をしだいに大きくする場合、アスペクト比が  $a_{cr}/d$  以下の場合には腹板の全域に座屈波形が広がるが、 $a_{cr}/d$  を越える場合には座屈波形は腹板全域に及ばず、 $a_{cr}$  で表わされる領域に制限されることを意味している。

いま、アスペクト比  $\alpha$  が1で、 $c$  が限りなく小さい場合すなわち集中荷重が作用する場合を例にとると、式 (6) で与えられる座屈係数  $k_p$  は境界条件周辺単純支持のとき  $k_p$  としては無限大となるが  $k_p \cdot c/a$  の値は3.45となる。この数値は、Rockey ら<sup>9)</sup>の有限要素法による解析結果の数値  $k_p \cdot c/a = 3.24$  のきわめて近い値となっている。

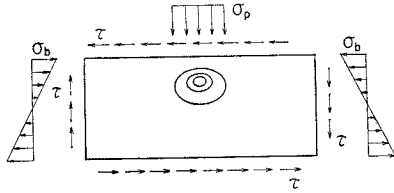


Fig. 8 Ordinary Stresses Acting on Web Plate.

(2) 複合荷重下の座屈強度

Fig. 8 に示すように 局所荷重のほかに曲げモーメントやせん断力が複合して作用する一般的な場合の座屈強度については, Bagchi ら<sup>30)</sup> の有限要素法による解析結果を参考にして次式が成立するときに座屈を起こすと著者らは考えた.

$$\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{pcr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{bcr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \dots\dots(7)$$

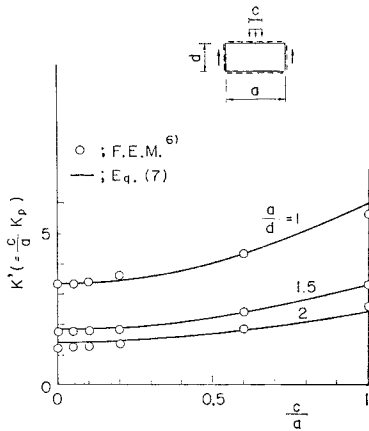


Fig. 9 Relationships between Buckling Coefficient  $k'$  and Parameter  $c/a$ .

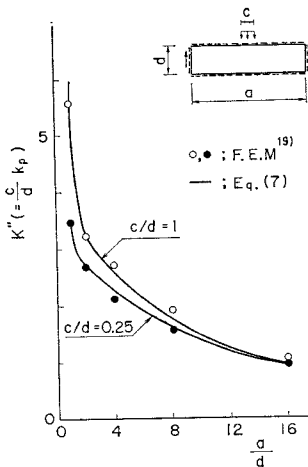


Fig. 10 Relationships between Buckling Coefficient  $k''$  and Aspect Ratio  $a/d$ .

ここに,  $\sigma_{pcr}, \sigma_{bcr}, \tau_{cr}$  はそれぞれ局所応力度  $\sigma_p$ , 曲げ応力度  $\sigma_b$ , せん断応力度  $\tau$  が単独で存在するときの座屈応力度である.

さて, 式 (5) と式 (7) を使って得られた解析結果を, 従来の解析値と比較した例を Fig. 9 および Fig. 10 に示す. Fig. 9 は Rockey ら<sup>9)</sup> の解析値との比較, Fig. 10 は Khan ら<sup>19)</sup> の文献に載っている解析値と比較したものである. これらはいずれも周辺単純支持の条件のもとで座屈係数は彼らの表示に合わせたものである. これらの図から, 本解析結果が有限要素法による解析結果と広範囲な領域で良好に一致することが知られる.

4. 耐荷力算定法と算定結果の検討

(1) 耐荷力算定法

前述の実験より得られた知見をもとにして, 局所荷重下の桁の耐荷力  $P_u$  は腹板の座屈強度  $P_{cr}$  と腹板の座屈後強度  $P_w$  およびフランジの塑性強度  $P_f$  の和として次式で与えられるとした.

$$P_u = P_{cr} + P_w + P_f \dots\dots(8)$$

ここに,  $P_{cr}$  は前述した解析により計算される弾性座屈応力度  $\sigma_{pcr}$  をもとに次式で与えられる値である.

$$P_{cr} = \bar{\sigma}_{pcr} c_0 t_w \dots\dots(9)$$

ただし,  $c_0$  はフランジの存在による載荷幅  $c$  の補正值で, フランジの厚さが  $t_f$  のとき  $c_0 = c + 2t_f$  である. また  $t_w$  は腹板厚さであり,  $\bar{\sigma}_{pcr}$  は腹板の弾塑性座屈応力度で, 周辺単純支持の場合に以下の式で計算されるものとする.

$$\bar{\sigma}_{pcr} = \begin{cases} \sigma_{pcr} & ; \sigma_{pcr} \leq 0.8 \sigma_{yw} \\ \sigma_{yw} - 0.16 \sigma_{yw}^2 / \sigma_{pcr} & ; \sigma_{pcr} > 0.8 \sigma_{yw} \end{cases} \dots\dots(10)$$

ここに,  $\sigma_{yw}$  は腹板の材料降伏点である.

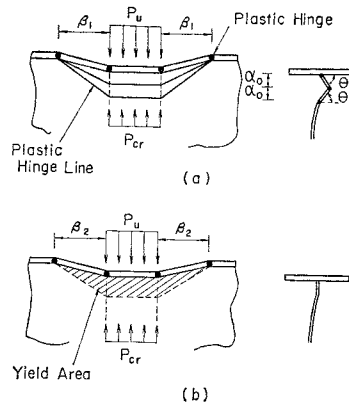


Fig. 11 Proposed Collapse Models.

次に、座屈後の耐荷余力  $P_w, P_f$  について述べる。これらの値は、崩壊時のメカニズムをどう考えるかに依存する。本論文では、2. で述べた崩壊モード (a) と (b) のそれぞれについて、Roberts のモデルを腹板の座屈強度を考慮して修正した Fig. 11 の (a) と (b) に示すモデルを仮定した。

崩壊モード (a) では、腹板の座屈強度分  $P_{cr}$  が載荷直下の腹板部分で支持されるとし、座屈後の耐荷余力分が、Roberts<sup>15)</sup> のような腹板に3つの塑性関節線とフランジに4つの塑性ヒンジを生じるメカニズムとしてモデル化した。また崩壊モード (b) では、腹板の座屈強度分  $P_{cr}$  はモード (a) と同様に扱うが、座屈後の耐荷余力分についてはこれが Fig. 11 (b) の図中斜線を施した腹板部分を面内で塑性化し、同時にフランジに4つの塑性ヒンジを生ぜしめるメカニズムとしてモデル化した。このようなモデル化のもとに、メカニズムの状態での外力仕事の増分と内部ひずみエネルギーの増分とを等しいとおくことにより、腹板座屈後の強度を求め、これをフランジの抵抗力成分  $P_f$  と腹板の抵抗力成分  $P_w$  に分解することによって、 $P_w$  と  $P_f$  はそれぞれ以下の式で与えられる。

(i) 崩壊モード (a) に対しては次の式となる。

$$P_w = \frac{2M_w}{\alpha_0 \cos \theta} \{2\beta_1 + c_0(1 - \bar{\sigma}_{pcr}^2 / \sigma_{yw}^2) - \eta\} \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$P_f = 4M_f / \beta_1 \quad \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 $\beta_1$  はフランジの塑性関節線の距離、 $\theta$  は腹板の塑性変形角度、 $\alpha_0$  は腹板の塑性関節線間の距離、 $\eta$  は座屈後の腹板抵抗力  $P_w$  の鉛直成分のみにより面内塑性化する腹板幅で塑性関節線長  $2\beta_1$  の補正長である。また、 $M_f$  はフランジの塑性モーメント、 $M_w$  は腹板の単位長さ当たりの塑性モーメントである。これらの各値を求めるための数式を順に以下に示す。

$\beta_1$  は  $P_u$  を最小化する条件により、 $\theta$  はメカニズム形成前後の変位の等価性から、また  $\alpha_0$  は実験とのパラメータ分析によりそれぞれ以下のごとく与えられる。

$$\beta_1 = \sqrt{M_f \alpha_0 \cos \theta / M_w} \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$\theta = \cos^{-1} \{2\xi / (1 + \xi^2)\}, \quad \xi = \frac{4EM_w t_f}{\sigma_{yf} M_f} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$\alpha_0 = dt_w \sigma^* / (18 t^* \sigma_{yf}) + 0.13 c_0 \quad \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 $\sigma^*$  は  $30.6 \text{ kgf/mm}^2 (300 \text{ N/mm}^2)$ 、 $t^*$  は  $2.5 \text{ mm}$  である。

ただし、式 (13) で計算された  $\beta_1$  の値が  $0.5(a - c_0)$  を超える場合は、フランジの塑性ヒンジ位置が鉛直スチフナーを越えない条件から、次の式をそれぞれ用いるものとする。

$$\beta_1 = 0.5(a - c_0) \quad \dots\dots\dots(16)$$

$$\theta = \cos^{-1} (\sqrt{1 - r^2}), \quad r = 1 - \{\beta_1^2 \sigma_{yf} / (4 \alpha_0 t_f E)\} \quad \dots\dots\dots(17)$$

また、 $\eta$  は式 (11) の左辺を  $\eta \sigma_{yw} t_w$  に置き換えて、これを  $\eta$  について解くことにより次式で与えられる。

$$\eta = \frac{2\beta_1 + c_0(1 - \bar{\sigma}_{pcr}^2 / \sigma_{yw}^2)}{1 + 2\alpha_0 \cos \theta / t_w} \quad \dots\dots\dots(18)$$

また、 $M_f$  と  $M_w$  はそれぞれ次式で与えられる。

$$M_f = \sigma_{yf} b_f t_f^2 / 4 \quad \dots\dots\dots(19)$$

$$M_w = \sigma_{yw} t_w^2 / 4 \quad \dots\dots\dots(20)$$

ここに、 $\sigma_{yf}, \sigma_{yw}, t_f, t_w, b_f, d$  はそれぞれフランジと腹板の材料降伏点、板厚および板幅を表す。

(ii) 崩壊モード (b) に対しては次の式となる。

$$P_w = \sigma_{yw} t_w \beta_2 \quad \dots\dots\dots(21)$$

$$P_f = 4M_f / \beta_2 \quad \dots\dots\dots(22)$$

ただし、

$$\beta_2 = 2\sqrt{M_f / (\sigma_{yw} t_w)} \quad \dots\dots\dots(23)$$

である。

以上の式で計算される (a), (b) 両崩壊モードの耐荷力  $P_u (= P_{cr} + P_w + P_f)$  のうち、小さい方の値が真の耐荷力  $P_u$  を与えるものとする。

(2) 解析結果と考察

本報告で紹介した実験桁3体と Roberts<sup>15)</sup> の論文で紹介されている88体の実験桁の合計91体の耐荷力実験値  $P_u^e$  と、本算定法による算定値  $P_u^c$  とを比較した。両者の相関を Fig. 12 に示す。縦軸は無次元化した算定値、横軸は無次元化した実験値である。なお、無次元化に用いた  $P_{yw}$  は  $\sigma_{yw} c_0 t_w$  である。同図にはまた無次元化した腹板座屈強度の算定値  $P_{cr}^c$  を●印で示している。本図より、耐荷力に関し算定値と実験値がよい相関を示すことと、桁のプロポーションによっては腹板座屈後の耐荷余力が相当期待し得ることがわかる。

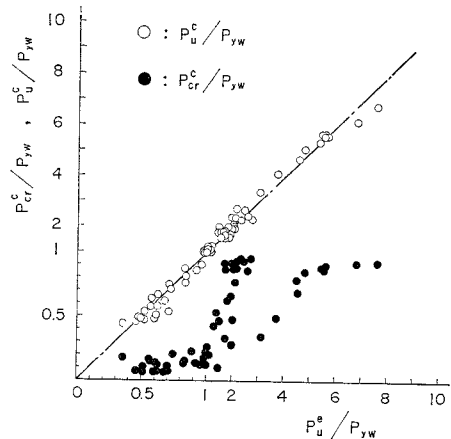


Fig. 12 Comparison of Theoretical Ultimate Loads with Experimental Ones.

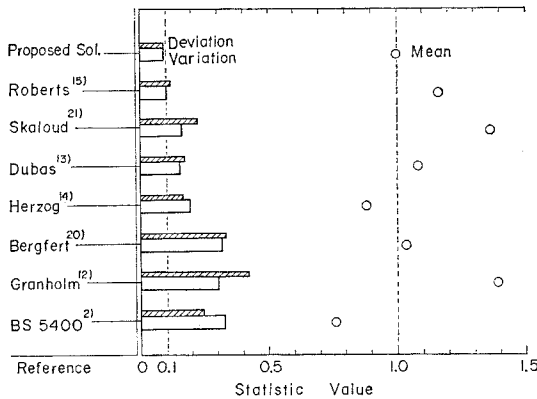


Fig. 13 Statistic Values for the Ratios of Experimental Value to Theoretical One.

次に、これまでの各研究者の提案した耐荷力算定法による算定値が実験値をどの程度いい表わしているかを Fig. 13 に示す。本図では、算定値  $P_u^e$  に対する実験値  $P_u^e$  の比の値を標本（標本数 91 個）とし、その統計量を図示した。本図より本論文で提案する算定法が、標準偏差や変動のうえからも、また平均値のうえからも実験値を精度よく推定していることがわかる。Roberts の算定値は、標準偏差は本論文の算定法のそれと同程度であるが、平均して実験値の約 16% 控えめな値を算定している。一方 BS 5400 における Patch loading に関する限界強度式による算定値は、平均して実験値の約 30% 程度高いめの値を算定し、しかも標準偏差も他の算定法に比較し相当大で、桁のプロポーションによっては問題があるように思われる。

次に、Fig. 14 は、Skaloud ら<sup>14)</sup>によって得られた耐荷力実験値と各計算値とを比較したものである。実験桁の諸元は図中に示すとおりであり、実験でのおもな変動パラメーターはフランジの剛性である。また、同図 (a) は  $t_w=2.5$  mm,  $a=1000$  mm, 同図 (b) は  $t_w=3.0$  mm,  $a=2000$  mm に対してのものである。図中に○印で示した実験結果から、フランジの塑性モーメント  $M_f$  が大きくなるに従って、耐荷力が増大する様子がわかる。各研究者の算定法のうち、本論文の算定法と Roberts および Dubas の算定法が比較的好く実験結果をいい表わしている。BS 5400 の算定式はフランジの剛性が大きくなると、現実の値に対し相当過大な値を算定するように思われる。

次に、本報告で紹介した比較的広い載荷幅の実験桁 3 体の耐荷力実験値と各算定法による算定値との比較を Fig. 15 に示す。PB-1 と PB-2 は箱形断面の桁であるが、各算定法のパラメーターに合致するように Fig. 16 に示すごとく 2 個の I 形断面の桁の合計として計算した。これらの実験値に対しては、本論文の算定法と

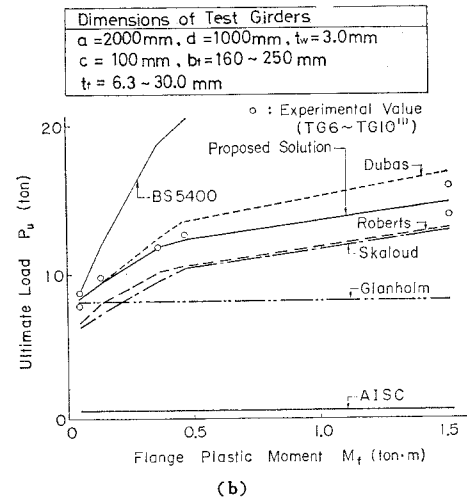
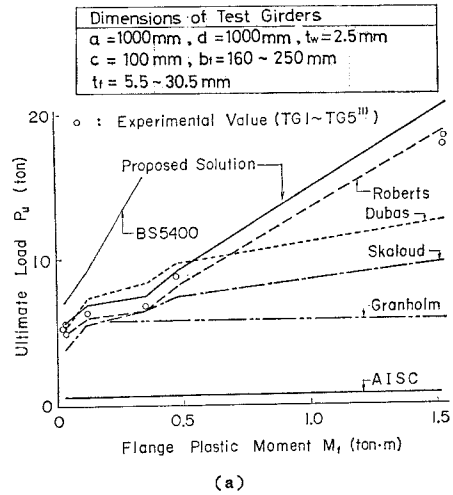


Fig. 14 Comparison of Various Theoretical Values with Experimental Ones. ( $1t=9.8$  kN,  $1t\cdot m=9.8$  kN·m)

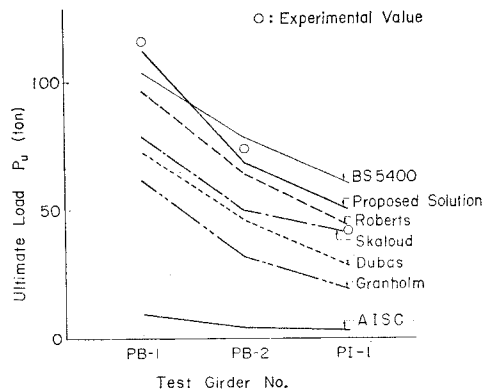


Fig. 15 Comparison of Various Theoretical Values with Author's Experimental Ones. ( $1t=9.8$  kN)

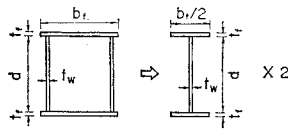


Fig. 16 Substitution for the Box Girders.

Table 4 Ranges of Test Girders Dimensions.

Parameter	Range	Parameter	Range	Unit
$t_f/t_w$	1.87 ~ 12.40	$t_w$	2.0 ~ 5.8	mm
$b_f/t_f$	2.03 ~ 29.09	$t_f$	4.97 ~ 30.0	
$d/t_w$	74.8 ~ 400.0	$a$	500 ~ 9 800	
$a/d$	1.0 ~ 14.0	$d$	300 ~ 1 000	
$c/d$	0.0 ~ 0.71	$c$	0 ~ 400	
$c/a$	0.0 ~ 0.24			
$\sigma_{yw}/\sigma_{yf}$	0.65 ~ 1.41	$\sigma_{yw}$	19.6 ~ 62.8	kgf/mm <sup>2</sup>
$M_f/M_w$	296 mm ~ 33 600 mm	$\sigma_{yf}$	23.0 ~ 53.9	

Note : 1 kgf/mm<sup>2</sup> = 9.8 N/mm<sup>2</sup>

Roberts および BS 5400 の算定法が比較的精度よく推定している。

なお、本章で比較対象とした 91 個の実験桁のプロポーションに関する各種パラメーターおよび寸法の範囲を Table 4 にまとめて示す。

## 5. あとがき

局所荷重を受ける桁に関する実験とそこから得た知見をもとにして、局所荷重に対する桁の耐荷力の算定法を提案し、従来の実験結果と比較してその精度と適用範囲について検討した結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 桁が局所荷重を受ける場合、腹板が座屈してもそれが直接崩壊につながることなく、プロポーションによっては腹板座屈後の耐荷余力が相当期待し得る。

(2) 腹板の座屈の前と後では局所荷重を支持する機構が異なる。この機構の相違を考慮したうえで、Roberts の理論を修正することにより、精度のよい耐荷力算定法を提案することができた。

(3) 本論文で提案した算定法による耐荷力算定値と実験値との比は、標本数 91 個に対し、平均値 1.00、標準偏差 0.095 であり、従来の Roberts をはじめとする各種の算定法に比べて最も精度よく実験値を推定する。

(4) 本論文で提案する算定法の適用範囲は比較対象した実験桁の寸法から以下の範囲で十分適用し得ると考えられる。

$$75 < d/t_w < 400, 1 < a/d < 14, c/a < 0.24$$

$$c/d < 0.71, 0.65 < \sigma_{yw}/\sigma_{yf} < 1.41,$$

$$296 \text{ mm} < M_f/M_w < 33\,600 \text{ mm}$$

## 参考文献

- American Institute of Steel Construction : Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, New York, 1978.
- British Standards Institution : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, 1982.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbau : Beulsicherheits nachweise für Platten, DAST-Richtlinie 012, Stahlbau Verlag GmbH, 1978.
- 土木学会 : 鋼鉄道橋設計標準解説, 技報堂, pp. 171 ~ 175, 1974 年.
- Yamaki, N. : Buckling of a Rectangular Plate under Locally Distributed Forces Applied on the Two Opposite Edges, Inst. High Speed Mech., Tôhoku Univ., Vol. 3, pp. 71 ~ 87, 1953.
- Rockey, K.C. and D.K. Bagchi : Buckling of Plate Girder Webs under Partial Edge Loadings, Int. J. Mech. Sci., Vol. 12, pp. 61 ~ 76, 1970.
- Khan, M.Z., et al. : Buckling of Plates with Partially Loaded Edges, Proc. of ASCE, ST 3, Vol. 103, 1977.
- Bergfelt, A. : Studies and Tests on Slender Plate Girders without Stiffeners—Shear Strength and Local Web Crippling—, International Association for Bridge and Structural Engineering, London, pp. 67 ~ 83, 1971.
- Bergfelt, A. and J. Hovik : Shear Failure and Local Web Crippling in Thin Walled Plate Girders—Experiments 1966 ~ 1969, Chalmers Univ. of Technology, Inst. Skr. S 70, 1970.
- Rockey, K.C. : The Behaviour of Plates When Subjected to In-plane Patch Loading, Bridge Section, Department of Transport, London, 1977.
- Skaloud, M. and P. Novak : Post-buckled Behaviour of Webs under Partial Edge Loading, Acad. Sci. Rep. Prague, Issue 3, 1975.
- Granhölm, C.A. : Light Girders. Girders with Slender Flanges and Web, Chalmers Univ. of Technology, Inst. Skr. S 76, 1976.
- Dubas, P. and E. Gehri : Behaviour of Webs under Concentrated Loads Acting between Vertical Stiffeners, European Convention of Constructional Steelworks, Commission 8.3, Zurich, 1975.
- Herzog, M. : Die Kruppellast Sehr Dunner Vollwand-trägerstege nach Versuchem, Stahlbau, No. 1, pp. 26 ~ 28, 1974.
- Roberts, T.M. and K.C. Rockey : A Mechanism Solution for Predicting the Collapse Loads of Slender Plate Girders When Subjected to In-plane Patch Loading, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol. 67, pp. 155 ~ 175, 1979.
- Ostapenko, A. and C. Chern : Unsymmetrical Plate Girders under Shear and Moment, Fritz Eng. Laboratory Report No. 328. 9, Lehigh Univ.
- 小松定夫・森脇良一・藤野眞之・滝本哲四郎 : 組合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度, 土木学会論文報告集, 第 321 号, pp. 1 ~ 14, 1982 年 5 月.
- 吉識雅夫 : 圧縮を受ける 矩形平板の座屈限界の決定法の一試案, 応用力学, 第 1 巻, 第 3 号, 1948 年.
- Khan, M.Z. and A.C. Walker : Buckling of Plates Subjected to Localized Edge Loading, The Structural Engineer, Vol. 50, No. 6, pp. 225 ~ 232, 1972.



- 20) Bergfelt, A : The Behaviour and Design of Slender Webs under Partial Edge Loading, In Steel Plated Structures, P.J. Dowling et al. (eds). Crosby Lockwood Staples, London, pp. 486~502, 1976.
- 21) Skaloud, M. and M. Drdacky : Ultimate Load Design of Webs of Steel Plate Girders, Part 3, Webs and Concentrated Loads, Stav. Čas., X3, 1975.
- 22) Chatterjee, S. : Design of Webs and Stiffeners in Plate and Box Girders, The Design of Steel Bridges, edited by Rockey, K.C. et al., GRANADA, pp. 189~214, 1981.
- 23) 池田 肇 : 鋼橋の送出し架設工法, 土木学会誌, Vol. 66, pp. 19~23, 1981年2月.
- 24) Kutzelnigg, E. : Beulwerte nach der linearen Theorie für längsversteifte Platten unter Längsrandbelastung, Stahlbau, No. 3, pp. 76~84, 1982.
- 25) 能町純雄・角田与史雄・高橋義裕 : 等分布上縁載荷による単純支持 I 形断面部材の弾性安定, 土木学会論文報告集, 第 323 号, 1982 年 7 月.
- 26) Roberts, T.M. and C.K. Chong : Collapse of Plate Girders under Edge Loading, Proc. of ASCE, Vol. 107, ST 8, pp. 1503~1509, August, 1981.
- 27) Parkes, E.W. : The Stresses in a Built-up Girder Subjected to a Concentrated Load, Philosophical Trans. of the Royal Society of London. Series A, Vol. 247, pp. 379~387, 1955.
- 28) Zetlin, L. : Elastic Instability of Flat Plates Subjected to Partial Edge Loads, Proc. of ASCE, Vol. 81, No. 795, pp. 1~24, 1955.
- 29) Drdacky, M. and R. Novotny : Partial Edge Load-Carrying Capacity Tests of Thick Plate Girder Webs, Acta Tech., Praha, No. 5, pp. 614~620, 1977.
- 30) Bagchi, D.K. and K.C. Rockey : Web Plate Buckling under Combined Transverse Edge Patch Loading Longitudinal Moment and Shear, Proc. of IABSE. (1983.2.18・受付)
-