

プレート・ガーダー端支点上補剛材の 耐力の実験と解析*

An Experimental and Analytical Study on Ultimate Strength of
End Transverse Stiffener in Plate Gider Bridges

中井 博**、絵田完治***、阪野雅則****

By Hiroshi NAKAI, Kanji SOUDA and Masanori SAKANO

This paper presents a study on the ultimate strength and the corresponding design method of transverse stiffeners at the end of plate girder bridges. In order to know the collapse behaviors and the ultimate strength of end transverse stiffeners, the experimental studies are conducted by using two model girders which are designed according to the design codes JSHB and BS5400, part 3. Then, it is shown that the end transverse stiffeners should be designed as a beam-column subjected to not only axial compression due to the reaction from the supports, but also lateral force due to the propagations of diagonal tension field in a case where the buckling of web plate at the end of plate girders is predominant.

1. まえがき

プレート・ガーダーの端支点上補剛材は、わが国の道路橋示方書¹⁾(以下、JSHBとよぶ)によると、単に支点から伝達される軸方向圧縮力のみを受ける柱として設計している。しかしながら、端腹板パネルが弾性座屈を起こし、その後張力場が発生するプレート・ガーダーの場合、端支点上補剛材には軸方向圧縮力のほか、腹板の張力場による分力が支点上補剛材に横荷重として作用する。そのため、支点上補剛材は軸方向圧縮力と同時に著しい曲げ作用を受け、はり一柱としての挙動を呈する。したがって、このような作用を受ける端支点上補剛材では、その耐力を正しく評価する必要がある。

これら支点上補剛材の実験的・理論的研究は、数多く行われており、Basler²⁾、Hoglund、Calladine³⁾、Rockey⁴⁾、らによる研究が挙げられる。そのうち、Rockeyは張力場に基づく解析を行い、実験的研究によってもその妥当性を検討している。

英国の鋼橋設計指針 BS5400 part3⁵⁾(以下 BS5400 とよぶ)では、これらの研究に基づき、端支点上補剛材を軸方向圧縮力と曲げモーメントとを同時に受けるはり一柱として解析し、終局限界状態における安全性照査法が提示されている。また、スイスの鋼構造物規準 Sia⁶⁾においても同様な設計基準が示されている。

一方、建設省監修の土木構造物標準設計⁷⁾を BS5400 の指針に準じて照査してみれば(ただし、荷重係数

* 昭和60年度土木学会関西支部で概要を報告済み。

** 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3丁目3番138号)

*** 松尾橋梁株式会社 設計部 次長 (〒551 大阪市大正区鶴町3丁目4番18号)

**** 工修 松尾橋梁株式会社 設計部 (〒551 大阪市大正区鶴町3丁目4番18号)

や部分安全係数は JSHB に従う（以下、BS5400 による設計という）若干の端支点上補剛材で上述のよう
なはり一柱的挙動を呈する範囲内に入り、危険側となるものが見受けられた。

本研究は、端支点上補剛材の崩壊挙動や終局強度を調べるため、JSHB の設計法および BS5400 による設
計法で製作された供試体によって耐荷力実験を実施したものである。これらの結果から、端腹板パネルの座
屈荷重や終局強度を知るとともに、終局限界状態における端支点上補剛材の崩壊状態をできるだけ忠実に表
わすはり一柱モデルについて考察する。さらに、このモデルに対する軸方向圧縮力と曲げモーメントに関す
る相関曲線を示し、これによって端支点上補剛材をより安全で合理的に設計するための検討を行うものであ
る。

2. 実験供試体

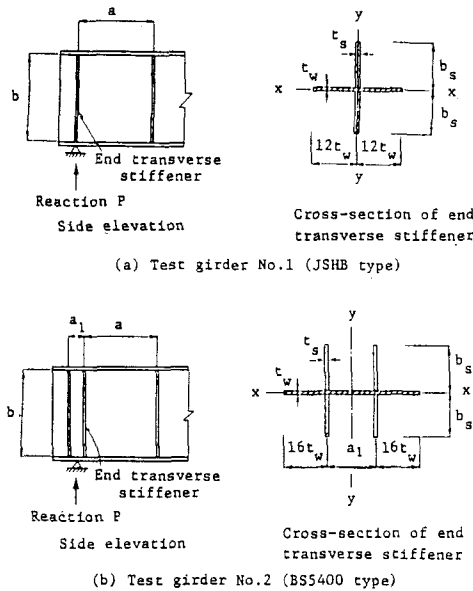


Fig. 1 End transverse stiffener

際、後者では荷重係数を JSHB に従って 1.7 とし、また $\gamma_m \cdot \gamma_{FL}$ を 1.0 に取った。上記のように、試設計
されたものを 1/2 の寸法に縮小し、実験供試体とした。Table 1 に寸法諸元を示す。

Table 1. Dimension of test girder

Test girder	b (mm)	a (mm)	t _w (mm)	b _f (mm) × t _f (mm)	b _s (mm) × t _s (mm)	a/b	b/t _w
No.1 (JSHB)	800	800	4.5	280 × 14	55 × 9	1.0	178
No.2 (BS5400)	800	800	4.5	280 × 14	65 × 6	1.0	178

Table 2. Yield stress σ_y (kgf/cm²)

Test girder	Web plate	Flange plate	End stiffener	Other stiffener
No.1 (JSHB)	32.7	41.9	30.3	30.3
No.2 (BS5400)	32.7	41.9	34.9	30.3

(1) 実験供試体の設計

JSHB においては、Fig.1 (a) に示すように、端支
点上補剛材を含め、腹板の一部が協力する十字断面を
有する柱部材として設計している。その際、柱の有効
座屈長としては桁高を b とすると、両端固定の柱に相
当する有効座屈長 $l = 0.5b$ を採用している。

一方、腹板の後座屈強度を期待した場合の BS5400
による設計法では、Fig.1 (b) に示すように、端支
点上補剛材と腹板の有効幅 $32t_w + a_1$ ($\leq 24t_w$) と
を含めた断面を持ち、有効座屈長を $l = b$ とするはり
一柱部材として設計している。

本実験においては、土木構造物標準設計⁷⁾で示され
たスパン 30m 程度のプレート・ガーダー橋を対象にし、
その桁高を 1.6m、垂直補剛材間隔を $a = 1.6$ m、また
支点反力を $P = 81.0$ ton と仮定して、端支点上補剛
材を JSHB の設計法および BS5400 による設計法に基づ
き、限度ぎりぎりに納まるような設計を試みた。その

(2) 実験供試体の機械的性質
および初期不整

鋼材の機械的性質を調べるため、
材料試験を行った。それぞれの供試
体の各部材に対する下降伏点 σ_y を

Table 2 に示す。そして、弾性係数は $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、せん断係数は $G = 8.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、またポアソン比は $\mu = 0.3$ であった。

Fig.2 には各供試体の初期たわみの測定結果を示す。この図から、腹板の初期たわみは No.1、No.2桁に対して、それぞれ $b/180$ 、 $b/78$ (JSIB の製作基準では $b/250$) であった。また、端支点上補剛材の初期たわみは No.1、No.2桁に対して、それぞれ、 $b/570$ 、 $b/720$ (JSIB の製作基準では柱と考えると $b/1000$) であった。

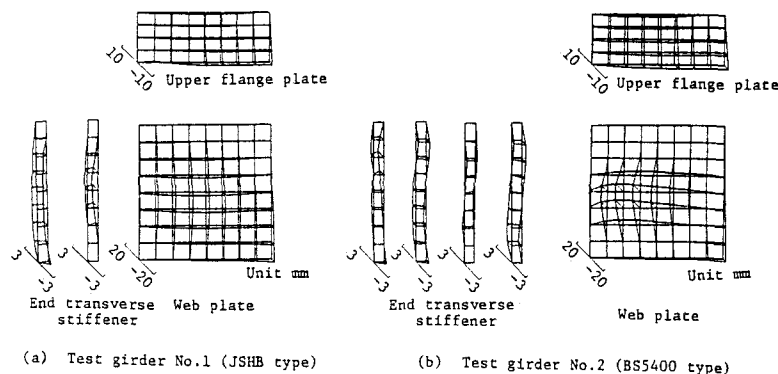


Fig. 2 Measured initial deflections in test girders

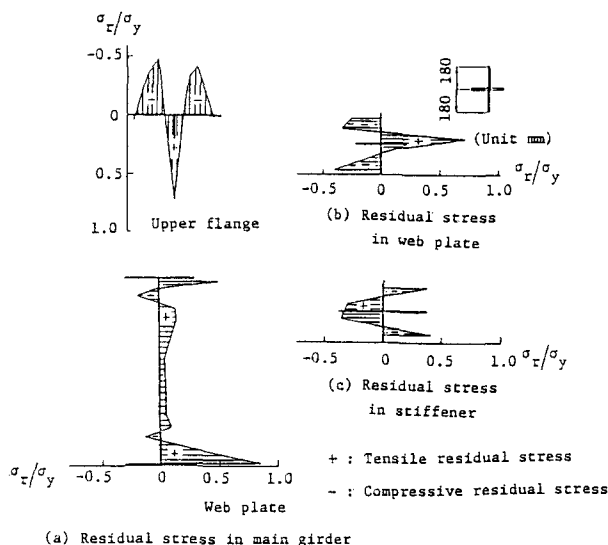


Fig. 3 Measured residual stresses in test girders

3. 実験方法

実験桁は、Fig.4 に示すように、両端で単純支持し、約 $1/3$ 点を 1 台の油圧ジャッキで載荷し、その支点反力が端支点上補剛材に作用するようにした。端支点上補剛材には、下フランジおよびソールプレートを介してローラー支承から線荷重が作用するようになっており、実際の橋梁をできるだけ再現するようにした。油圧ジャッキ下端に取り付けたロードセルで載荷荷重を測定したが、支点反力はてこの原理から算出するこ

この図より、腹板および端支点上補剛材の初期たわみはどちらも JSIB 規定よりもかなり大きいことがわかる。これは、板厚が実橋の $1/2$ 程度であり、かなり薄いため初期たわみが大きく発生したものと考えられる。

また、実験供試体と同一の溶接条件で残留応力測定供試体を別途製作し、腹板、フランジおよび端支点上補剛材の残留応力を測定した。その代表的な結果を Fig. 3 に示す。この図から、溶接箇所では、ほぼ降伏点 σ_y に達する引張残留応力が生じ、またそれらから離れた断面で $(0.2 \sim 0.3)\sigma_y$ 程度の圧縮残留応力が生じていることがわかる。

とにした。実験供試体は、高力ボルトによりダミー桁と接合し、実験供試体の交換が容易にできるようにした。また、横倒れ座屈を防止するため、図示の位置に横倒れ防止枠を設けた。

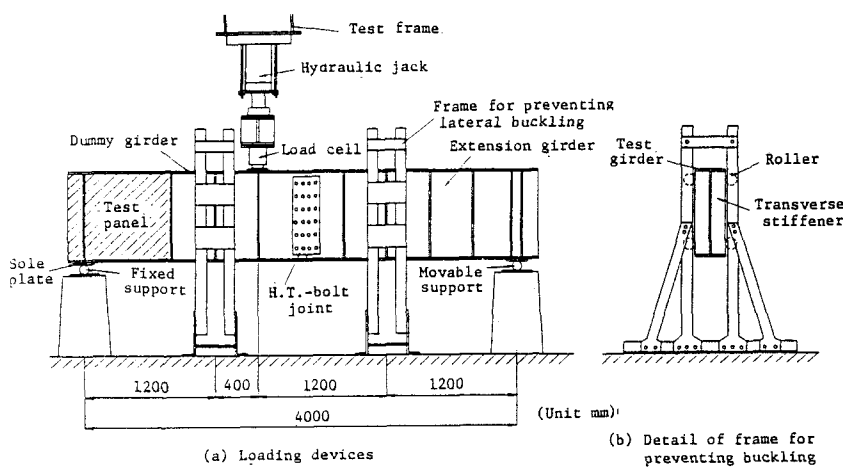


Fig. 4 Loading devices

4. 実験結果とその考察

(1) 端腹板パネルのせん断座屈荷重

a) 平板理論によるせん断座屈荷重

腹板のせん断座屈応力度 τ_{cr} は、周知のとおり次式で与えられる¹⁰⁾。

$$\tau_{cr} = \frac{k_{\tau} \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \dots\dots(1)$$

ここに、 k の値としては、アスペクト比 $\alpha = a/b \leq 1.0$ の範囲で、以下の2つのものを考えてみた。

$$\left. \begin{array}{l} \text{腹板の周辺単純支持：} \quad k_s = 4.00 + 5.34/\alpha \\ \text{フランジ辺固定、垂直補剛材辺単純支持：} \quad k_c = 5.34/\alpha^2 + 2.31/\alpha - 3.44\alpha + 8.99 \end{array} \right\} \dots\dots(2) \text{ a, b}$$

したがって、腹板が非弾性座屈を起こさない場合、腹板のせん断座屈荷重 V_{cr} は、

$$V_{cr} = \tau_{cr} A_w \dots\dots(3)$$

$A_w = t_w b$; 腹板の断面積, t_w ; 腹板板厚, b ; 桁高で算定することができる。

b) 腹板の座屈荷重の実験値と計算値との比較

Fig.5は、荷重 P と腹板の面外変位 δw との関係を、 $P - \delta w^2$ 曲線としてプロットしたものである。腹板の座屈荷重は、この $P - \delta w^2$ 曲線の勾配が急変する点より求めることができる。これとともに、腹板の表裏のひずみが分岐する点を調べることにより推定することもできる。これらの荷重－ひずみ曲線を Fig.6に示す。

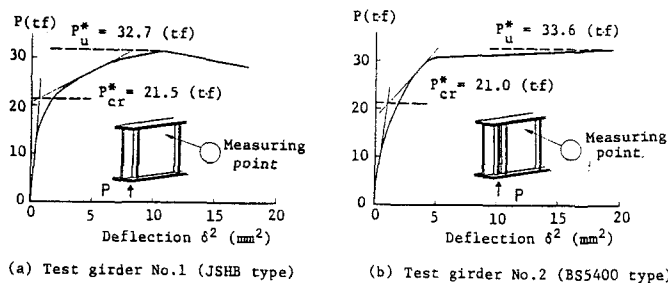


Fig. 5 Relationships between reactional force P and deflection of web δ^2

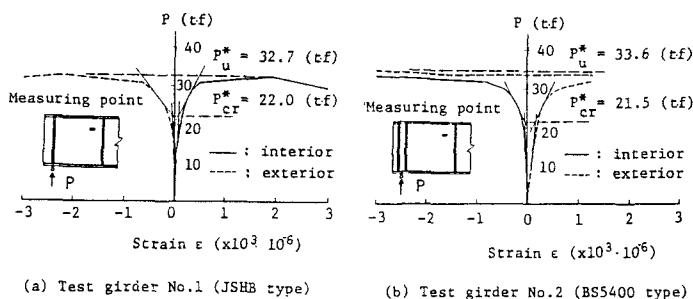


Fig. 6 Relationships between reactional force P and strain of web ε

以上のたわみとひずみとから、腹板の座屈荷重を判断した。実験結果と上述の平板理論による計算結果とをTable 3 に示す。

Table 3. Test and analytical result of buckling strength

Test girder	Test results V_{cr}^s (ton·f)	Analytical results		Ratio	
		$V_{cr}^{s(1)}$ (ton·f)	$V_{cr}^{s(2)}$ (ton·f)	V_{cr}/V_{cr}^s	V_{cr}/V_{cr}^c
No.1	21.5	18.7	26.4	1.15	0.81
No.2	21.0	17.9	25.3	1.17	0.83

1) $V_{cr}^s = \{k_s \pi^2 E / 12 (1 - \mu^2)\} (t_w/b)^2 A_w$
 2) $V_{cr}^c = \{k_c \pi^2 E / 12 (1 - \mu^2)\} (t_w/b)^2 A_w$

これらの結果を比較すると、腹板の座屈荷重の実験値は周辺単純支持とした計算値 V_{cr}^s よりも15%程度高く、フランジ辺固定で垂直補剛材辺単純支持とした計算値 V_{cr}^c より20%近く低く、どちらかといえば周辺単純支持としたものに近かった。また、周辺単純支持としてその座屈応力 τ_{cr} の80%を座屈荷重とするBS5400の考え方は、あまりにも安全側すぎるように思われる。

(2) 端腹板パネルのせん断耐荷力

Table 4. Test and calculated results of ultimate strength

Test girder	Test result (1)	Calculated result (2)	Ratio (1)/(2)
	V_{ult}^s (ton·f)	V_{ult} (ton·f)	V_{ult}^s/V_{ult}
No.1 (JSHB type)	32.7	31.2	1.048
No.2 (BS5400 type)	33.6	34.8	0.966

端腹板パネルのせん断耐荷力の実験値と、Rockeyによる張力場理論⁸⁾に従って算定した計算値とをTable 4 に示す。これらの結果より、各供試体に対する実験値と計算値との比は、約1.05～0.97で、両者はほぼ等しくなった。

(3) 端支点上補剛材の挙動

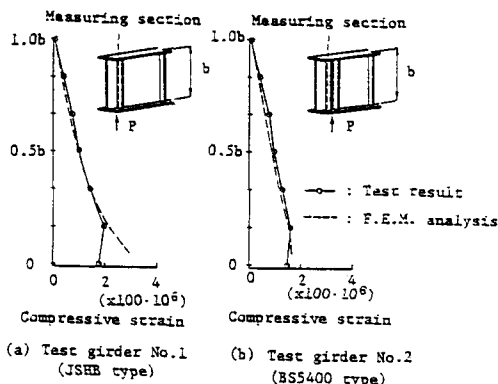


Fig. 7 Compressive strain distributions in web plates adjacent to end transverse stiffener ($P=10 \text{ t.f}$)

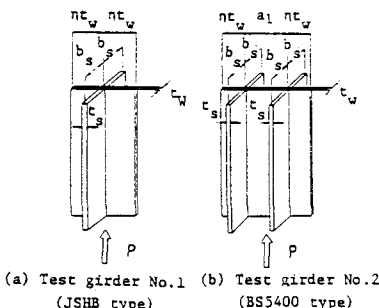


Fig. 8 Column models consist of end stiffener and web plates

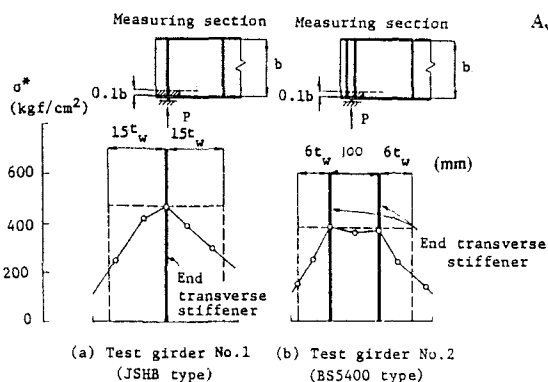


Fig. 9 Stress distributions in web plates at section 0.1 b ($P=10 \text{ t.f}$)

a) 弾性挙動

Fig.7に各供試体の弾性荷重載荷時の端支点上補剛材の圧縮ひずみ分布を示す。また、NASTRAN を用いた F.E.M. 解析によって得られた結果も図中にプロットする。この図から、端支点上補剛材の圧縮ひずみは、各供試体とも F.E.M. 解析結果とよく一致しており、桁高方向にほぼ三角形分布を呈していることがわかる。

b) 腹板の協力幅

端支点上補剛材を Fig.8に示すような柱モデルに置換した場合の腹板の協力幅 ηt_w について、実験データを基にして検討してみる。Fig.9は、その一例として、端支点上補剛材下端 0.1 b 近傍における軸方向圧縮応力分布を示したものである。この図より No.1 桁では、端支点上補剛材の応力が最大で、両

側腹板の応力はそれより離れるとかなり減少している。また、

No.2 桁では2本の端支点上補剛材およびその間の腹板の応力が最大で、ほぼ等しく、それら両側の腹板の応力は著しく減少する傾向にある。

いま、これらの圧縮ひずみ ϵ^* が実測されていれば、その時の作用反力 P とのつり合いから、腹板の協力幅 ηt_w は、

$$P = E\epsilon^* A_{eff} = E\epsilon^* (A_{stiff} + A_{web}) \quad \dots\dots(4)$$

より推定することができる。ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_{stiff} &= 2 t_s b_s : \text{for test girder No.1} \\ &= 4 t_s b_s : \text{for test girder No.2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(5) \text{ a,b}$$

$$\left. \begin{aligned} A_{web} &= 2 t_w \eta : \text{for test girder No.1} \\ &= (2\eta + a_1) t_w : \text{for test girder No.2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(6) \text{ a,b}$$

Fig.10 は、腹板の協力幅係数 η を種々変化させ、 $P^* = E\epsilon^* A_{eff}$

と作用反力 P との比 P^*/P が作用反力によってどのように変動するかを示したものである。作用反力が小さいときには、 $P^* = P$ となる協力幅は相当大きい、終局状態付近になると、断面の一部が塑性化し、協力幅は小さくなることわかれる。そして、 $P^* = P$ となるためには、No.1桁で $\eta = 15$ 、No.2桁で $\eta = 6$ 程度の値となった。ちなみに、JSHB で

は $\eta = 12$ 、BS5400 では $\eta = 16$ と定めている。

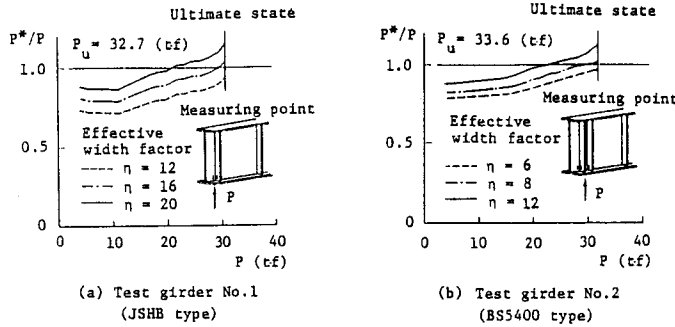


Fig. 10 Variations of P^*/P due to η

(4) 崩壊に至る挙動

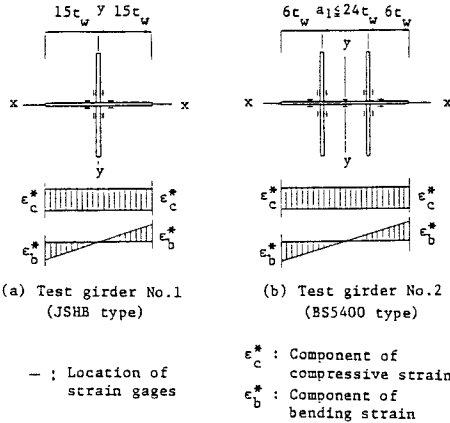


Fig. 11 Compressive and flexural strain distributions in beam-column model

まず、各供試体の端支点上補剛材の各断面Fig.11に示すように貼付したひずみゲージから、圧縮ひずみ成分 ϵ_c^* と曲げひずみ成分 ϵ_b^* を求めた。そして、上述の柱としての断面積 A_{eff} および $y-y$ 軸に関する断面係数 W_{eff} とヤング率 E とを乗じ、端支点上補剛材に作用する軸方向圧縮力 P^* および曲げモーメント M^* 、すなわち

$$\left. \begin{aligned} P^* &= E \epsilon_c^* A_{eff} \\ M^* &= E \epsilon_b^* W_{eff} \end{aligned} \right\} \dots\dots(7) \text{ a, b}$$

を求めた。そして、 P^* を後述の有効座屈長を用いて JSHB の柱としての耐荷力 P_u ($= \sigma_y A_{eff}$) で無次元化し、また M^* を降伏モーメント M_y ($= \sigma_y W_{eff}$) で無次元化した。これら P^*/P_u および M^*/M_y の値を各荷重段階にわたってプロットしたものを Fig.12 に示す。

これらの図から、まず軸方向圧縮力は終局状態に至る寸前まで、Fig.7 に示した弾性実験結果と同様に、桁高方向に三角形分布を呈している。そして、終局状態に至るとかなり乱れた分布をする。

また、曲げモーメント分布は、腹板が座屈するまでの低荷重段階では、それほど大きくないが、崩壊直前の荷重段階に至ると、急激に増大する。また、終局状態における曲げモーメントは、各供試体において端支点上補剛材中央付近で最大となっているが、上下フランジ取付点においても若干の曲げモーメントが発生しており、上端における回転が拘束されていることがわかる。

つぎに、Fig.13 は、代表的な荷重段階における各供試体の端支点上補剛材のウェブ面内変位形状を示す。これらの図から、低荷重段階では、各供試体とも支点上補剛材の上部ほどスパン中央側への変位が大きくなっていることがわかる。これは、桁全体が弾性的に変位したものと考えられる。ところが、終局荷重付近になると、腹板の張力場の発達に伴い端支点上補剛材が腹板パネルに引き込まれ、No.1桁および No.2 桁とも端支点上補剛材の上部 $1/4$ 付近において最大面内変位が生じている。しかしながら、上フランジ取付点

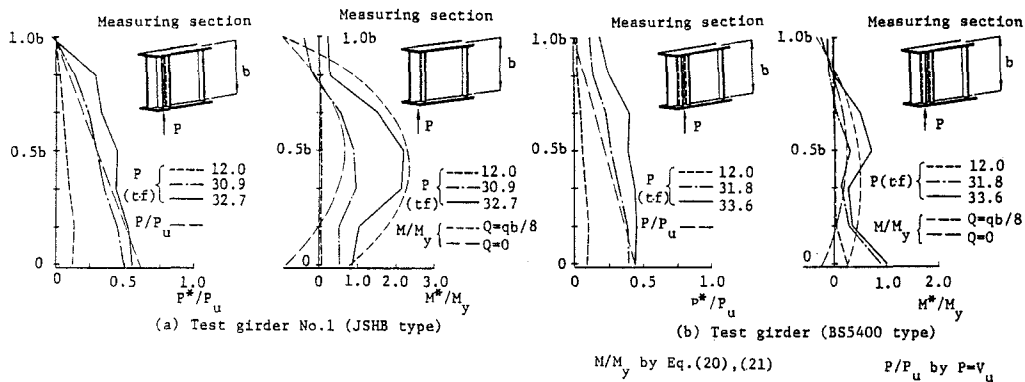


Fig. 12 Induced compressive force and bending moment in end transverse stiffener

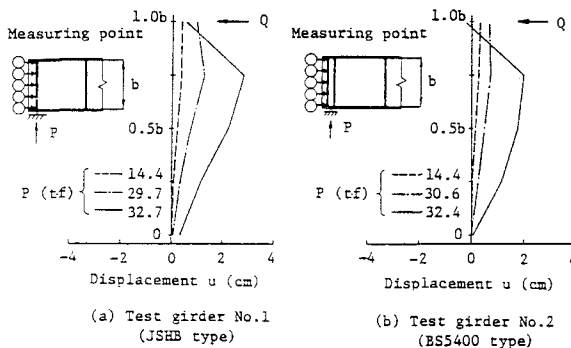


Fig. 13 Deflection curve for end stiffener

における変位は逆に小さくなるという傾向を呈している。これは終局状態において上フランジから端支点上補剛材の変位をほとんどゼロにするような水平反力Qが作用したのではな

5. はり一柱モデルによる端支点上補剛材の耐荷力評価

実験結果を参照にし、端支点上補剛材をはり一柱モデルに置換した解析を通じ、その耐荷力についてに検討を試みる。

(1) 有効座屈長

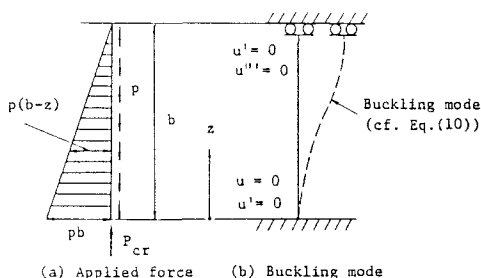


Fig. 14 Applied force and buckling mode of beam-column model

端支点上補剛材をはり一柱モデルに置換えたときの有効座屈長を検討する。弾性実験および破壊実験結果から、端支点上補剛材に作用する軸方向圧縮力は、終局状態に至るまでは、ほぼ上端でゼロ、下端で最大となることがわかった。したがって、Fig.14 (a)に示すように、はり一柱モデルの軸方向zに沿って変化する圧縮力

$$P_z = p(b-z) \quad \dots\dots(8)$$

が作用すると考えることができる。

また、端支点上補剛材の面内変位uは、上で考察したように、下フランジ取付点ではほとんど現われ

ず、上フランジ取付点で発生するいわゆる一端固定、他端自由のような挙動を呈している。ただし、両端の回転が拘束されて端支点上補剛材上下フランジ取付点においても曲げモーメントが生じる。これらのことより、柱モデルの境界条件としては、

$$[u]_{z=0} = 0, \quad \left[\frac{du}{dz}\right]_{z=0} = 0, \quad \left[\frac{du}{dz}\right]_{z=b} = 0, \quad \left[\frac{d^3u}{dz^3}\right]_{z=b} = 0 \quad \dots\dots(9) \quad a \sim d$$

とし、Fig.14 (b) に示すようなはり一柱モデルを考えた。さて、この有効座屈長を求めるために、座屈モードを

$$u = u_0 \left(\cos \frac{\pi z}{b} - 1 \right) = u_0 \xi \quad \dots\dots(10)$$

と仮定する。すると、この柱の座屈時の全ポテンシャルエネルギー Π は、ひずみエネルギーを U 、位置エネルギーを V とすれば、次式で表わされる。

$$\Pi = U + V = -\frac{1}{2} \int_0^b EI \left(\frac{d^2u}{dz^2} \right)^2 dz - \frac{1}{2} \int_0^b p (b-z) \left(\frac{du}{dz} \right)^2 dz \quad \dots\dots(11)$$

そこで、ポテンシャルエネルギーの停留原理 $\frac{\partial \Pi}{\partial u} = 0$ より、分布荷重強度 $p = p_{cr}$ を求めれば、

$$p_{cr} = \frac{\int_0^b EI \xi''^2 dz}{\int_0^b (b-z) \xi'^2 dz} = \frac{\pi^2 EI}{(0.707b)^2 b} \quad \dots\dots(12)$$

となる。したがって、両端で一定の座屈荷重 P_{cr} (Fig.14 (a) 参照)

$$P_{cr} = p_{cr} b = \frac{\pi^2 EI}{(0.707b)^2} \quad \dots\dots(13)$$

を受ける柱に換算すれば、有効座屈長 l は、

$$l = \beta b = 0.707b \quad \dots\dots(14)$$

となる。ちなみに、有効座屈長係数 β は、JSHB で 0.5、BS5400 で 1.0、また、スイスの Sia では 0.7 にとっており、式(14)の結果は Sia に近い値である。

(2) 終局状態におけるはり一柱モデルの有効断面

実験結果を参照にし、終局状態におけるはり一柱モデルの断面 (Fig.8 参照) の有効幅係数 η を No.1 桁では 15、No.2 桁では 6 とする。

(3) はり一柱モデルに作用する断面力

Fig.15 に示す張力場による応力が腹板が座屈した後に生じれば、次式に示される σ_t による合力

$$T = \sigma_t b t_w \cos \theta, \quad H = \sigma_t b t_w \cos^2 \theta, \quad V = \sigma_t b t_w \sin \theta \cos \theta \quad \dots\dots(15) \quad a \sim c$$

が、はり一柱モデルに作用する。ここで θ は、張力場の角度で Basler による次式を適用する。

$$\theta = \tan^{-1} \{ \sqrt{1 + (b/a)^2} - b/a \} \quad \dots\dots(16)$$

式(15)に示される鉛直力 V は、後座屈強度 P_p とつり合う。すなわち、

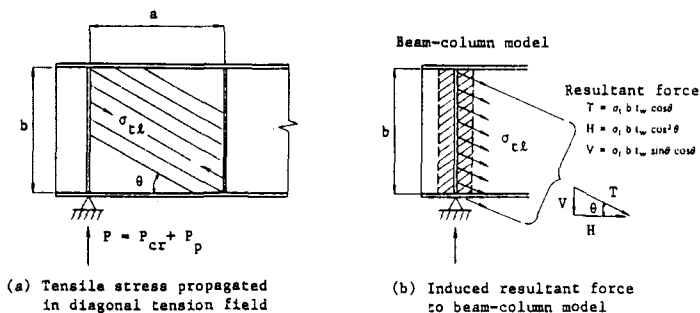


Fig. 15 Applied lateral force to beam-column model

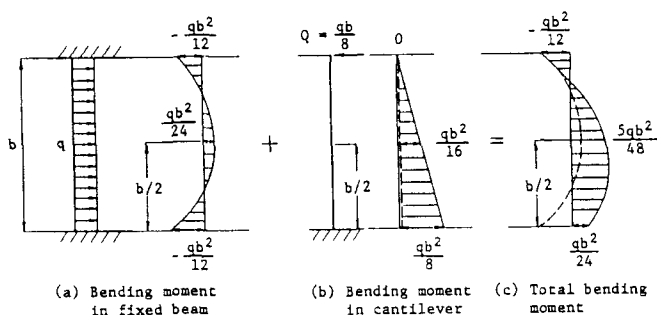


Fig. 16 Bending moment diagram in beam-column model

(9) に示す境界条件を有する片持ばりの上端の変位をゼロにするような集中荷重 Q

$$Q = ql/8 \quad \dots\dots(19)$$

を Fig.16 (b) に示す片持ばりに作用させると、その曲げモーメント図は Fig.18 (b) のようになる。したがって、合曲げモーメントは Fig.16 (c) に示されるようになり、次式で表わされる。

$$M = kqb^2 \quad \dots\dots(20)$$

ここで、 $Q = 0$ に対して：

$$\left. \begin{aligned} k &= -1/12, \text{ (upper and lower end)} \\ &= 1/24, \text{ (mid-span)} \end{aligned} \right\}$$

$Q = qb/8$ に対して：

$$\left. \begin{aligned} k &= -1/12, \text{ (upper end)} \\ &= 5/48, \text{ (mid-span)} \\ &= 1/24, \text{ (lower end)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(21) \text{ a} \sim \text{e}$$

である。

Rockey の理論に基づき $P = Vu$ と仮定し式(20)および式(21) a～e を用いて M を計算し、各供試体の P/P_u と M/M_y とを Fig.12 にプロットした。この図より、式(21) c～e は実験結果に一致する傾向にあることがわかる。

$$P_p = (\tau - \tau_{cr}) t_w b \quad \dots\dots(17)$$

$\tau = P/A_w$; 腹板のせん断応力

となり、はり一柱モデルに作用する分布横荷重 q は、式(15) c と式(17) より σ_t を消去して式(15) b から次式のようなになる。

$$q = (\tau - \tau_{cr}) t_w \cot \theta \quad \dots\dots(18)$$

上式の右边かっこ内の第2項は、BS 5400 では $0.8 \tau_{cr}$ としているが、ここでは前節に述べたように実験結果に従って τ_{cr} を用いる。

いま、分布横荷重 q によるはり一柱モデルに生じる曲げモーメントを考える。はり一柱モデルの両端が固定支持されていれば、曲げモーメント図は Fig.16 (a) に示されるように容易にプロットできる。つぎに、終局状態においては、Fig.13 に示したように端支点上補剛材上端の変位がゼロであることから、式

(4) はり一柱モデルによる実験供試体の耐荷力照査

はり一柱の安全性の照査式は、次式のように表わされる。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_y \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right)} \leq 1 \quad \dots\dots(22)$$

ここに、

$$P_u = \sigma_u A_{eff} \quad , \quad M_y = \sigma_y W_{eff} \quad \dots\dots(23) \text{ a, b}$$

ここで、JSHB の柱の耐荷力曲線に基づいて σ_u は求められるものとする。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_u}{\sigma_y} &= 1.0 & , & \quad (\lambda \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545\lambda & , & \quad (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ &= \frac{1}{0.733 + \lambda^2} & , & \quad (\lambda > 1.0) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(24) \text{ a} \sim \text{c}$$

ただし、

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r} \quad ; \text{無次元化細長比} \quad \dots\dots(25)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A_{eff}}} \quad ; \text{有効断面の弱軸まわりの断面回転半径} \quad \dots\dots(26)$$

σ_y ; 鋼材の降伏点

I_{eff} ; 有効断面の弱軸まわりの断面モーメント

l ; 有効座屈長 (式(14)参照)

A_{eff} ; 有効断面の断面積 (Fig.11参照)

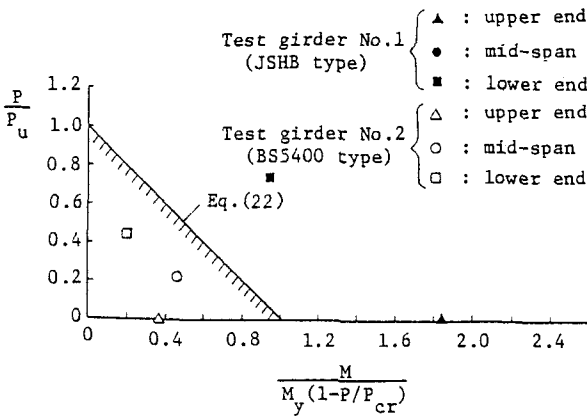


Fig. 17 Interaction curve $P/P_u \sim M/M_y$ for beam-column model of end transverse stiffener

また、式(22)の左辺第2項の分母における係数 $(1 - P/P_{cr})$ は、軸力による曲げモーメント M の拡大係数である (P_{cr} は式(13)参照)。

式(22)による Fig.17 に示す相関図を用いて、実験供試体の端支点上補剛材の耐荷力照査を行ってみた。図中に $P = V_u$ 、 $Q = 0$ として各供試体のはり一柱モデルに対する計算値 (P/P_u 、 M/M_y) をプロットすると、JSHB に従う端支点上補剛材は、 $P/P_u \sim M/M_y$ 相関図を走ってしまっており、危険側であることがわかる。一方、BS5400 に準じて設計された端支点上補剛材は安全側にあることがわかる。

今後、限界状態設計法で、しかも後座屈強度を期待したアスペクト比の大きい

端支点上補剛材は、BS5400のように多補剛のものを使用し、十分な耐荷力を持たせた設計を行うことが必要になるとと思われる。

6. まとめ

本文は、プレート・ガーダー端支点上補剛材の耐荷力を調べるため、まず JSHB に従う実験桁 (No.1桁) と、BS5400 に準じた実験桁 (No.2桁) とを製作し、破壊実験を行った。これらの結果を種々な角度より整理し、合理的な設計法を探るための検討を行った。この種の耐荷力の問題では、初期不整による影響があるので、多数の供試体によって、追認すべき点多々あるが、本文で得られた結論を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 腹板のせん断座屈荷重は、No.1桁およびNo.2桁のいずれも平板の弾性座屈理論値より15%高い結果となった。
- (2) 端腹板パネルのせん断耐荷力は、Rockey の張力場理論による計算値とほぼ等しい結果を与えた。
- (3) 端支点上補剛材の面内変位は、張力場の影響によっていずれの桁も端支点上補剛材上部 $1/4$ 付近で最大となった。
- (4) 端支点上補剛材に発生する軸方向圧縮ひずみは、終局状態に至るまでほぼ三角形分布を呈し、曲げひずみは終局状態において端支点上補剛材中央付近で最大となった。
- (5) 実測された変位とひずみの分布から、はり一柱モデルの有効座屈長 l は、端支点上補剛材の長さを b とすると、 $l = 0.71 b$ と計算された。
- (6) 一方、はり一柱モデル腹板の有効幅は、荷重の増大に伴い小さくなることがわかった。そして、終局状態付近における有効幅係数 η は、No.1 桁では $\eta = 15$ 、No.2 桁では $\eta = 6$ となった。
- (7) これらの結果に基づいて、端支点上補剛材をはり一柱モデルに置換し、耐荷力照査を行うための方法を検討した。そして、 $P/P_u \sim M/M_y$ 相関図を用いて検討した結果、No.2 桁は相関図の内側に位置し安全側の設計となるが、No.1 桁は危険側となった。したがって、後座屈強度を期待した限界状態設計法を今後検討していく場合、この点を十分考慮する必要があると考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II. 鋼橋編，丸善，昭和55年 2月
- 2) Basler, K. : Strength of Plate Girder in Shear, Proc. of ASCE, ST7, Vol.87, Oct., 1961, pp.151~180
- 3) Calladine, C.R. : A Plastic theory for collapse of plate girders under combined shearing force and bending moment, The Structural Engineer, Vol.51, No.4, Apr., 1973 pp.147~154
- 4) Huslid, J.M., Rockey, K.C. : The influence of end post rigidity on the collapse behaviour of plate girders, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, June, 1979, pp.285 ~312
- 5) British Standards Institution : BS5400, Steel, concrete and composite bridge, Part 3. Code of practice for design of steel bridges, Apr., 1982
- 6) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss standard Sia, Steel structures, 1979
- 7) 全日本建設技術協会 建設省制定：土木構造物標準設計，第23~28巻，数値表，その1~4，昭和54年 3月
- 8) Porter, D.M., Rockey, K.C., Evans, H.R. : The behaviour of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.53, No.8, Aug., 1975, pp.313~ 325
- 9) Rockey, K.C., Skaloud, M. : The ultimate load behavior of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.50, Jan., 1972
- 10) 中井博，北田俊行，大南亮一，福本和弘：曲線プレート・ガーダーのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第350号，pp.281~290，昭和59年10月

(1985年10月18日受付)