

プレートガーダー支点上補剛材の耐荷力特性に関する実験的研究

大阪市立大学工学部 正員 中井 博 大阪市立大学大学院 学生員○阪野 雅則

1 まえがき プレートガーダーの支点上補剛材は、わが国の道路橋示方書(JSHB とよぶ)によると、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されている。しかしながら、後座屈強度を期待した設計を行う場合、図-1(a)に示す張力場の発生に伴い支点上補剛材は軸方向圧縮力のほか張力場による分力としての著しい曲げ作用も同時に受ける。そのため、支点上補剛材の耐荷力を正しく評価しておく必要がある。英国の鋼橋設計指針(BS5400とよぶ)では、支点上補剛材を図-1(b)に示すはり-柱として取扱う設計法が提示されている。本研究は、JSHB および BS5400 の設計方法に従って製作された供試体で耐荷力実験を行い、それらの崩壊挙動および終局強度を明らかにするものである。

2 実験供試体の製作 BS5400 において腹板のせん断力 $\tau = P/A_w$ が座屈強度 τ_{cr} の 80 %、すなわち

$$\tau_0 = 0.8 \tau_{cr} = 0.8 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 k$$

$$k = 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} \quad (\alpha \geq 1), \quad k = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} \quad (\alpha < 1) \quad \dots\dots(1) \quad a, b$$

P : 作用荷重, $A_w = b t_w$: 腹板の断面積, E : ヤング係数, a : 垂直補剛材間隔,
 $\alpha = a/b$: アスペクト比

を越えたとき、張力場の発生に伴う横荷重 q_h

$$q_h = b t_w \sigma_{t1} \cos \theta \quad \dots\dots(2)$$

による曲げモーメント M_y

$$M_y = \frac{q_h b^2}{10} = \frac{\sigma_{t1} t_w \cos \theta b^2}{10} = \frac{(\tau - \tau_0) t_w b^2 \cos \theta}{10} \quad \dots\dots(3)$$

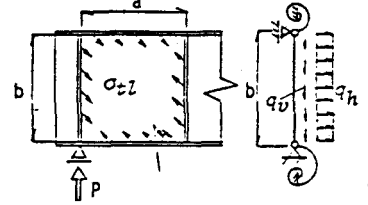
が作用するものとしている。ここに、

$$(\tau - \tau_0) b t_w = (P/A_w - \tau_0) = \sigma_{t1} b t_w \sin \theta \cos \theta \quad \dots\dots(4)$$

とする。

以上の考え方に基づいて JSHB と BS5400 に従い、アスペクト比 $\alpha = 1.0$ の供試体 2 体について、それぞれ許容限度一杯の設計をした。実験供試体は荷重装置の制約のため、スパン 30 ~ 40 m ぐらいの I 桁実橋を 1/2 に縮小した。表-1 には寸法諸元を示す。

3 実験方法 実験橋は、図-2に示すように両端を単純支持し、中間を油圧ジャッキ 1 台により点荷し、その反力がローラーとソールプレートとを通して支点上補剛材に作用するようにした。



(a) 腹板の張力場 (b) BS5400 に従う柱モデル

図-1 腹板の張力場の柱モデル

表-1 実験供試体の寸法諸元

寸法諸元 供試体	腹板高 b(mm)	補剛材 間隔 a(mm)	腹板厚 t _w (mm)	フランジ・ 板幅×板厚 b _f (mm)×t _f (mm)	支上補剛材・ 板幅×板厚 b _s (mm)×t _s (mm)
No.1 (JSHB)	800	800	4.5	280×14	55×9
No.2 (BS5400)	800	800	4.5	280×14	65×6

No.1

No.2

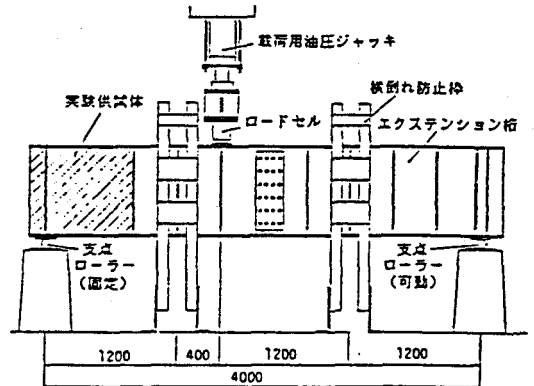


図-2 荷重装置 (mm)

4 実験結果と考察 図-3にNo.1桁支点上補剛材の各荷重段階における圧縮ひずみ分布と曲げひずみ分布とを示す。圧縮ひずみ ϵ_c は、終局状態に至るまではほぼ三角形分布を示している。ところが、曲げひずみ ϵ_b は、低荷重段階ではほとんど発生していないが、終局荷重近くに至ると張力場により著しく増大し、支点上補剛材の中央付近において最大となっていることがわかる。

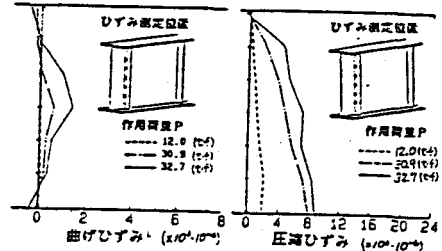


図-3 支点上補剛材のひずみ分布

表-2 腹板の座屈荷重および耐荷力の実験値と計算値

供試体	計算値		実験値		実験値/計算値	
	V_{ult} (ton)	V_{cr} (ton)	V_{ult} (ton)	V_{cr} (ton)	$\frac{V_{ult}}{V_{cr}}$	$\frac{V_{ult}}{V_{cr}}$
No. 1 (JSHB)	31.2	18.7	32.7	21.5	1.048	1.15
No. 2 (BS5400)	34.8	17.9	33.6	21.0	0.966	1.17

表-2に、腹板のせん断座屈荷重および端腹板パネルのせん断耐荷力の実験値と計算値とを示す。ここで、座屈荷重の計算値は式(1)に示す平板理論により、せん断耐荷力はRokeyによる張力場理論を用いて算定した。座屈荷重の実験値はNo.1桁およびNo.2桁では計算値より15%程度高かった。一方、端腹板パネルのせん断耐荷力の実験値はNo.1桁およびNo.2桁とも計算値とほぼ一致している。

上述の支点上補剛材の圧縮ひずみが三角形分布をすることから、はり-柱モデルが軸方向圧縮力 $q(y)$ 、すなわち

$$q(y) = q_v(L-y) \quad \dots\dots(5)$$

のみを受ける場合の有効座屈長を図-4に示すモデルと境界条件とを考へて、Galerkin法によって解析した。その結果、有効座屈長は

$$l = 0.707 b \quad \dots\dots(6)$$

となり、Sia (スイスの鋼橋設計指針)と一致した。

つぎに、はり-柱モデルが、軸方向圧縮力 P と曲げモーメント My を受ける場合、一般に

$$\frac{P}{A_{eff}\sigma_u} + \frac{\beta My}{W_{eff}\sigma_y} \leq 1 \quad \dots\dots(7)$$

A_{eff} : はり-柱の有効断面積, σ_u : 非弾性座屈応力,

W_{eff} : はり-柱の有効断面に関する断面係数, β : 等価モーメント係数

を満足すべきである。 P と My とは、端腹板パネルの終局強度および腹板の座屈強度 V_{cr} を用い、式(3),(4)に従い計算した。そして、実験値を整理して終局状態における腹板の有効幅 (No.1桁に対し15.2, No.2桁に対し5.7)を用い、はり-柱の有効断面積および断面係数を算出した。また、前述の有効座屈長 l を用いて非弾性座屈応力 σ_u を求めた。以上の数値を用いて、 $\beta = 0.6$ として図-5の相関曲線に実験値をプロットしてみた。この図から、桁は終局状態においてこの相関式に内側に位置して安全側の設計となっているが、No.1桁は危険側になっていることがわかる。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、この点を十分に配慮する必要がある。

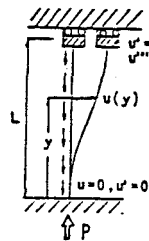


図-4 はり-柱モデルが軸方向圧縮力 $q(y)$ を受けるときの座屈モード

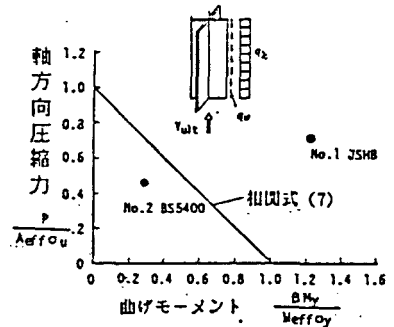


図-5 BS5400 の設計相関図