

大阪市立大学 工学部 正員 中井 博
 大阪市立大学 工学部 正員 北田 俊行
 川崎重工業(株) 技研 正員 大南 亮一
 日立造船(株) 陸橋設計 正員 ○福本 和弘

1. まえがき

道路橋示方書(以下、JSHBとよぶ)における垂直補剛材の必要剛比は、弾性座屈理論によって求められる必要最小剛比の2倍以上の値が確保されている。これは、腹板が座屈した後にも、垂直補剛材が上下フランジと共に枠組を構成する部材として十分な強度を持つことが期待されているためである。本研究では曲線桁の垂直補剛材に着目し、まず、それらの挙動特性を実験により明らかにした。つぎに、上述の直線桁の場合と同様に、桁の終局状態に至るまで十分な強度を持ったための必要剛度を、垂直補剛材のはり-柱モデルにPerry-Robertson法を適用して算定し、その設計法について考察した。

2. 実験による垂直補剛材の挙動

曲線桁の垂直補剛材の挙動を明らかにするため、曲率半径が10mで、JSHB規定の約0.5倍の垂直補剛材剛比を有する模型桁(No.1)、および約1.0倍のものを有する模型桁(No.2)のせん断耐力実験を行った。図1は、No.1桁の各荷重段階における垂直補剛材の軸方向ひずみ分布を示したものである。このひずみ分布から、垂直補剛材は曲率中心に向う横荷重を受けていることがわかる。また、 $V/V_p = 0.68$ では垂直補剛材の自由端すでに降伏ひずみ($\epsilon_y = 1.4 \times 10^{-3}$)に達し、桁の終局状態($V/V_p = 0.78$)に至るまでに崩壊した。図2は、No.1、No.2桁のフランジにおける軸方向ひずみ分布を各荷重段階で示したものである。No.2桁のフランジでは垂直補剛材が連続桁の中間支点的な役割を果たしているが、No.1桁では垂直補剛材が崩壊したため支持されていないことがわかる。ちなみに、No.1桁の終局強度はNo.2桁のそれ($V/V_p = 0.90$)に比べ約3%も低下した。

3. はり-柱モデル

曲線桁の終局状態においては、腹板に生じる斜張が場が平面的にみても、図3に示すように垂直補剛材間を折れ線と結んだ面内に生じると考えることができる。すると、Misesの降伏条件から得られる斜張が場応力 σ_t 、すなわち

$$\sigma_t = -\frac{3}{2} \tau_{cr} \cos 2\theta + \sqrt{\sigma_{yw}^2 + \tau_{cr}^2 \left(\frac{9}{4} \cos 2\theta - 3 \right)} \quad (1)$$

は図4に示すように各種の成分に分解され、曲率中心に向う分力も生じることになる。

つぎに、垂直補剛材が腹板の有効幅を考慮したT型断面のはり-柱モデルに仮定でき

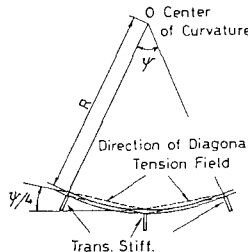


図3. 斜張が場の発生する面

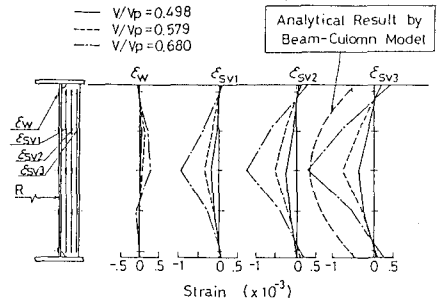
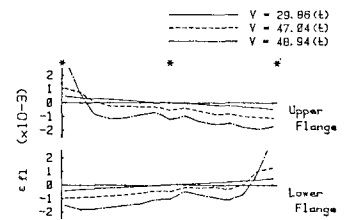
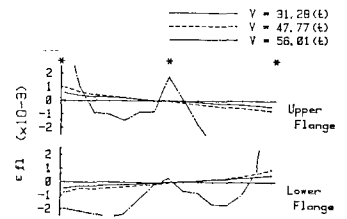


図1. 垂直補剛材の軸方向ひずみ分布(No.1桁)



(a) S10(0.5-178-12-0.5-0.0)
(Girder No.1)



(b) S10(0.5-178-12-1.0-0.0)
(Girder No.2)

*: stiffener position

図2. フランジの軸方向ひずみ分布

るとすると、はり-柱モデルには図5に示す

ような3種類の力が作用する。これらの力は、

$$\left. \begin{aligned} F_v &= \sigma_t \cdot C \cdot \sin^2 \theta \\ g_v &= \sigma_t \cdot t_w \cos \theta \sin \theta \\ g_h &= \sigma_t \cdot t_w \cos^2 \theta \sin(\psi/4) \end{aligned} \right\} \text{---(2)}_{a \sim c}$$

ここに、Cは垂直補剛材からフランジの塑性ヒンジに至る距離、 t_w は腹板厚、 ψ は中心角である。また、はり-柱モデルの境界条件は、図1に示したひずみ分布から両端で単純支持とした。

4. 垂直補剛材の終局強度

前述のNo.2桁の実験結果を詳細に検討した結果、桁の終局状態とはほぼ同時にこの垂直補剛材が崩壊していることがわかった。一方、No.2桁のはり-柱モデルに対しGalerkin法を適用し、たわみによる2次効果も考慮した変形解析結果では、桁の終局状態において垂直補剛材は図6に示した初期降伏く断面のどこかが降伏すること意味する)の相関曲線上にあることがわかった。したがって、ここでは図6の初期降伏曲線を垂直補剛材の終局強度とした。

5. 曲線桁の垂直補剛材の設計法

はり-柱モデルが降伏曲線上に位置する断面の剛比を r_{reg}^c とし、JSHBによる必要剛比 r_{reg}^{JSHB} との比を $\beta (= r_{reg}^c / r_{reg}^{JSHB})$ とする。実橋の諸元に基づいた数値計算を行い、この β 値を曲率パラメータ $\alpha (= \Delta^2 / R \cdot t_w \sqrt{1 - \mu^2})$ とアスペクト比 α の関数として表わしたものを図7に示す。同図から α 、および β が大きくなるほど β も大きくなることわかる。また、 $\alpha < 0.69$ の範囲では $\beta \leq 1.0$ となり、JSHBの必要剛比で十分な強度が得られることになる。図7の結果をもとにして曲線桁の終局状態における垂直補剛材の必要剛比を図中の一点鎖線の放物線で近似すると、腹板片側に垂直補剛材がある場合には、次式で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} r_{reg}^c &= \beta \cdot r_{reg}^{JSHB} \text{---(3)} \\ \beta &= 1.0 + (\alpha - 0.69) \{ 9.38\alpha - 7.67 - (1.49\alpha - 1.78)Z \} \\ &\quad , (0.69 \leq \alpha \leq 1.0) \\ \beta &= 1.0 , (\alpha < 0.69) \end{aligned} \right\} \text{---(4)}_{a,b}$$

また、腹板の両側に垂直補剛材を使用する場合には、 β は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \beta &= 1.0 + (\alpha - 0.65) \{ 12.69\alpha - 10.42 - (1.99\alpha - 2.49)Z \} \\ &\quad , (0.65 \leq \alpha \leq 1.0) \\ \beta &= 1.0 , (\alpha < 0.65) \end{aligned} \right\} \text{---(5)}_{a,b}$$

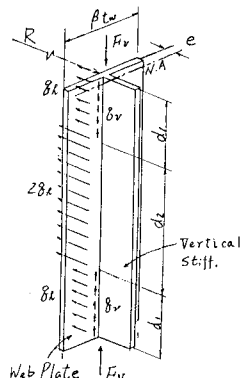
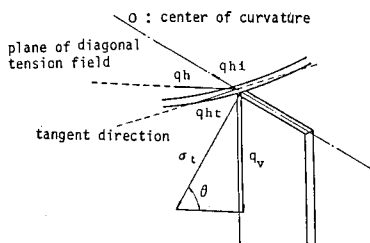


図5. 垂直補剛材と作用荷重に対するはり-柱モデル

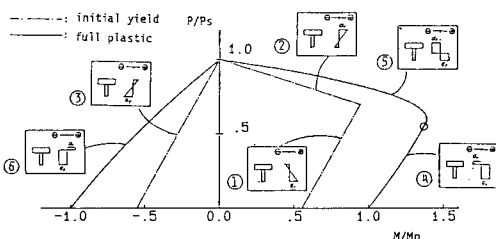


図6. 初期降伏と全塑性相関曲線

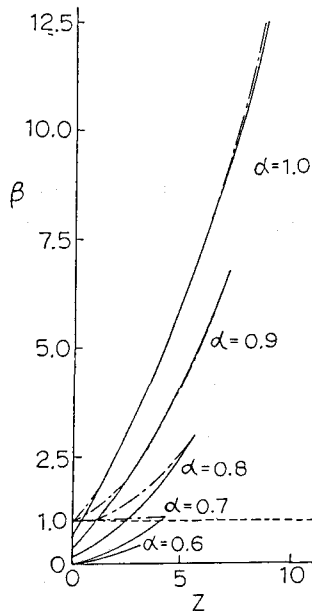


図7. パラメータ β と Z との関係