

2 主並列桁橋（側道橋）の補剛設計法に関する基礎的研究

A STUDY OF STABILITY DESIGN FOR TWIN PARALLEL GIRDERS WITH CROSS BEAMS

西田 進*・福本 隣士**

By Susumu NISHIDA and Yuhshi FUKUMOTO

To accommodate for the increase of traffic volume on load way bridges, side way bridges have been constructed in parallel with old bridges. Most bridges of this type have parallel beams connected by cross beams and comparatively large L/B ratio. Side way bridges of this type have the hazard of overall buckling at the erection stage. In order to accommodate this hazard, the following investigations and studies are carried out. First, the design data of existing side way bridges are surveyed. Next, simplified formulas for overall buckling strength are derived and the required stiffness γ^* is proposed. And, parallel beams under one or two equal concentrated loads are tested to investigate the ultimate load behavior. The value of γ^* is examined by experiments. The design recommendations are lastly proposed as a results of study.

Keywords: beam, bridges, stability, ultimate strength

1. ま え が き

都市部では交通量の急激な増大に伴い、歩行者の安全を守るため、現橋の脇に新しく側道橋を設けることが行われている。この歩行者専用の側道橋は幅員が2m前後と狭いうえに、支間は河川管理上から現橋の支間に一致させることが多く、比較的スレンダーな構造となっている。また、強固な横行あるいは対傾構がある場合には、横荷重に対する十分な剛性と抵抗があると考えられ、上下横構を省略する場合もある。このような側道橋は一般にRC床版で結合されたII型断面の挙動を示し、横倒れ座屈に対して安定な構造である。しかし、床版コンクリートが硬化する前の状態では並列桁構造と考えねばならず、設計時に固定点間座屈に対する検討とともに、鋼構造架設計指針¹⁾に示すように橋桁全体としての横倒れ座屈に対する検討も行わねばならない。

並列桁の固定点間座屈と全体座屈に関する研究は、Timoshenkoの単純支持かつ等曲げが作用する並列桁のスパン中央部を対傾構で拘束した場合の横倒れ座屈解析

に始まるようである²⁾。彼は座屈モードの対称性から、固定点間座屈強度に相当する座屈強度を求めている。福本・久保は横構・対傾構を有する並列桁の研究^{3),4)}を行い、並列桁の実験結果より、中間対傾構のみでは横補剛点で並列桁の面外変位拘束はできなく、並列桁のねじれ変形を拘束することによって座屈強度は向上すると報告している。小松・西村^{5),6)}らもこの点に注目し、側道橋プレートガーダーの実橋資料調査を行い、その補剛特性を形状パラメーターおよび力学パラメーターを用いて評価するとともに、2主並列桁の連成座屈強度に対して精度のよい近似式を与えている。また、伊藤・野上⁷⁾らは座屈前の変形を考慮した2主桁下路プレートガーダー橋の全体座屈強度の誘導方法を定式化して座屈荷重の近似式を求め、日本国有鉄道および東京都立大学で行われた弾性座屈実験結果と比較し、よい一致をみている。

一方、並列桁の横断面形全体に対して断面剛の仮定を適用すると並列桁は1本のはりとなる。この考え方から全体横倒れ座屈強度を求め、この限界値を安全率を考慮した橋桁の支間と主桁間隔の比に置き換えたものが鋼鉄道橋設計標準の規定 $L/B \leq 20$ である⁸⁾。この方法を用いてRC床版を有する上路プレートガーダーの架設時の安全性を検討したのが文献9)であり、全体横倒れ座屈に対する照査方法を提案しているのが文献10)であ

* 正会員 工博 金沢工業大学教授 土木工学科
(〒921 金沢南局区野々市町扇ヶ丘)

** 正会員 Ph. D., 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科
(〒464 名古屋区千種区不老町)

る。この研究成果のもとに、プレートガーダー側道橋の実物大の横倒れ座屈実験¹¹⁾も行われた。

このように並列桁の固定点間座屈、全体座屈および補剛システムの剛度評価に関する有意義な研究は数多く行われた。しかし、これらの研究成果はスレンダーな2主並列桁の補剛設計に適用するには実験データが不十分と思われる。

本研究は、このような観点から、まず、2主並列桁橋の実橋資料調査を行うとともに、2主並列桁の座屈モードの考察から2主並列桁の全体座屈強度に関する簡易推定式を誘導し、横桁の必要剛比 γ^* の概算値を求める。次に、2主並列桁橋モデルの耐荷力実験を行って、実験結果から横桁の2主並列桁に対する補剛効果を確認する。最後に、2主並列桁橋の補剛設計法について一提案を行う。

2. 2主並列桁橋の実橋資料調査

(1) H形鋼およびCT形鋼を用いた桁橋の実験資料調査

側道橋および農道橋に用いられているスレンダーな2主並列桁の実橋資料調査は、小松・西村らによって行われ⁵⁾、彼らは形状パラメーターおよび力学パラメーターを用いて整理し、その分布特性を報告している。ここでは、価格が低廉で工期を短縮できるH形鋼およびCT形鋼を用いた桁橋の実橋資料調査を行い、それを参考にして、2主並列桁橋モデルの形状寸法を決定する。実橋調査資料として、製鉄メーカー3社の設計資料を取り寄せたが内容的にはほぼ同様なので、以下にA社の設計資料¹²⁾から得た実橋資料調査結果を示す。

Fig. 1はH形桁橋(図中の○印は1等橋, ●印は2等橋)およびCT形鋼を用いた桁橋(△印は1等橋, ▲印は2等橋)のスパン長と主桁間隔の比 L/B と桁のねじり定数比 $\alpha = l\sqrt{GK_T/EI_w}$ の関係を示す。なお、固定点間距離 l の値が2主並列桁内で異なる場合は最大のも

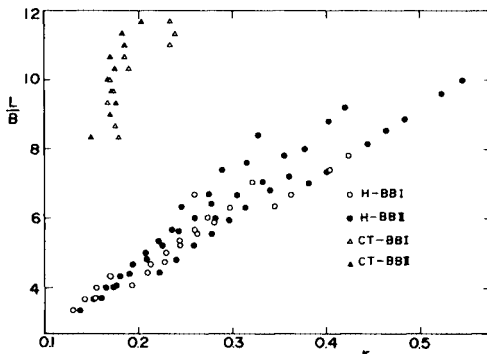


Fig. 1 L/B versus α Relationship of H-BB-C and CT-BB-C.

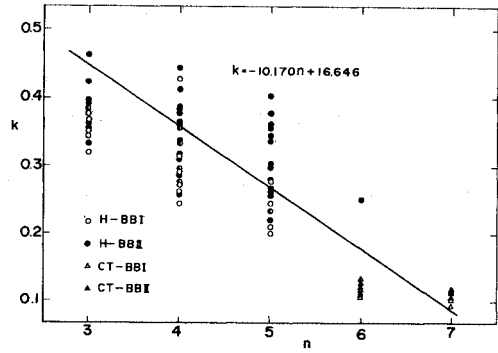


Fig. 2 k versus n Relationship of H-BB-C and CT-BB-C.

のを用いた。図より、両者には高い正の相関があるが、同一 L/B 値に対して、H形桁橋の α 値はCT形鋼を用いた桁橋の α 値に比べて極端に大きい。これはCT鋼を用いた桁橋は横桁に加えて横構も取り付けられているためであり、この場合の α 値が小さいのは横構の2主並列桁へのねじり拘束効果を期待しているためである。

Fig. 2は横桁と主桁の弱軸回りの曲げ剛比 $k = I_{yc}/BI_y$ と横桁本数(対傾構を含む) n との関係を表わす。ここに、 I_y, I_{yc} :主桁および横桁の弱軸回りの断面二次モーメントを示す。なお、実橋資料では荷重分配横桁および端横桁の I_{yc} は中間横桁の I_{yc} より当然大きく、この場合小さい方の値を用いた。したがって、 $n > 3$ の場合はすべて中間横桁の I_{yc} 値を用いた。図より、横桁本数の増加に伴い、曲げ剛比 k は減少する傾向にあることがわかる。横桁間隔は6m以内に制限され、かつ実橋資料の l 値はこれに近いことから、H形鋼を用いた横桁本数の少ない、したがってスパン長の小さい2主並列桁は固定点間座屈と全体座屈の連成を避けるため、相対的に剛性の大きい横桁を用いているものと思われる。

Fig. 1および2より、横桁のみ有する2主並列H形桁橋のねじり定数比 α 値と曲げ剛比 k 値はともに大きく、全体横倒れ座屈に対して相当の余裕があるものと思われる。このことを検討するため、3.では簡易解析により横桁の必要剛比 γ^* を推定し、4.では横桁のみ有する2主並列桁の耐荷力実験結果から横桁の補剛効果を確認する。

(2) 並列桁の補剛規定

道路橋の横補剛に関する規定は、「道路橋示方書・II鋼橋編」¹³⁾の5・1(1)において対傾構・横構を設けるのを原則としている。なお、横構については同8・8・2(1)において、上路プレートガーダー橋で、床版と桁が結合されていて、桁の横倒れなどの変形に耐えられる場合は上横構を省略することができ、支間が25m以下で強固な対傾構がある場合は下横構も省略できるとなっている。

また、鉄道橋の横補剛に関する規定は、「鋼鉄道橋設計標準」⁸⁾において、対傾構・横構を設けるのを原則としている。ニーブレスを使用した下路プレートガーダーの主桁上フランジの固定に対する剛性および強度の検算に関する規定 13.5 は、次のようになっている。

$$K = \frac{8A\sigma_{ca}}{l} \dots\dots\dots (1)$$

$$H = \frac{A\sigma_c}{100} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 K ：U形構造の剛度、 A ：上フランジの断面積、 σ_{ca} ：主桁の許容曲げ圧縮応力度、 l ：主桁フランジの仮定した座屈長さ、 H ：強度を検算するための水平力、 σ_c ：上フランジに作用する曲げ縁圧縮応力度である。

鉄道橋の全体座屈に関する規定 5.2 では主桁間隔を支間の 1/20 以上とするのを標準とし、側道橋の場合、土木研究所資料¹⁰⁾において $L/B < 18$ の場合、全体座屈に対して安全であるとしている。

3. 理論解析

2主並列H形桁橋の簡易横倒れ座屈解析は最も基本的な等曲げが作用する場合について行い、等曲げ以外の作用荷重に対する全体横倒れ座屈強度の推定は換算荷重係数¹⁴⁾を用いて評価するものとする。

(1) 基準ばね定数

ねじり拘束ばね定数 $K_{\phi m}$ なるばねが m 個配置されているのは座屈時のポテンシャルエネルギー π_B は

$$\pi_B = \frac{1}{2} \int_0^L \{ EI_y (u'')^2 + EI_\omega (\phi'')^2 + GK_T (\phi')^2 \} dz - 2M_0 \int_0^L u' \phi' dz + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m K_{\phi m} \phi_i^2 \dots\dots\dots (3)$$

にて与えられる。ここに、 EI_y 、 EI_ω および GK_T は主桁の弱軸回りの曲げ剛性、そり剛性および St. Venant のねじり剛性を表わし、 z は部材軸方向座標を、 L はスパン長を表わす。いま、等曲げ M_0 のみが作用する単純ばりの面外変位 u およびねじり角 ϕ として次の sin の半波形を仮定する。

$$u = c_1 \sin \frac{\pi}{L} z, \quad \phi = c_2 \sin \frac{\pi}{L} z \dots\dots\dots (4 \cdot a, b)$$

Restraint	Beam	Fully Braced	Spring Constants
ϕ -Restraint			$K_{\phi 1} = \frac{3\pi^2 GK_T}{4l} \left(1 + \frac{5\pi^2}{4l^2} \right)$
u-Restraint			$K_{u1} = \frac{3\pi^2 EI_y}{16l^3} \left(1 + \frac{4\pi^2}{\pi^2 + 4\pi^4} \right)$
ϕ -Restraint			$K_{\phi 2} = \frac{3\pi^2 EI_y}{8l} \left(1 + \frac{4\pi^2}{\pi^2 + 4\pi^4} \right)$

Fig. 3 Spring Constants $K_{\phi 1}$, K_{u1} and $K_{\phi 2}$.

	Figure	Buckling Shape	Spring Constants
Cross Beam			$K_u = \frac{2EA_c}{B}$
			$K_{\phi} = \frac{2Ely_c}{B}$ $K_{\phi} = \frac{6El_x}{B}$
Sway Bracing			$K_u = \frac{4EA_c}{B}$
			$K_{\phi} = \frac{4Ely_c}{B}$ $K_{\phi} = \frac{3E(4l_{xc} + Ach^2)}{B}$

Fig. 4 Equivalent Spring Constants of Cross Beam and Sway Bracing.

上式を式 (3) に代入して整理し、ばねが等間隔に m 個配置 (ただし、部材両端のばねは数に含めない) されている場合について、ポテンシャルエネルギー最小の原理¹⁴⁾を適用すると次の座屈モーメントを得る。

$$M_E = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \left\{ GK_T + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L^2} + \frac{(m+1)K_{\phi m} L}{\pi^2} \right\}} \dots\dots\dots (4)$$

等間隔に m 個配置されたばね拘束点で節を有する座屈モードに対応する、いわゆる固定点間座屈強度 $M_{E\phi}$ と式 (4) を等置し、固定点間距離 $l = L/(m+1)$ を用いて整理する (Fig. 3 の上部に $m=1$ の場合を示す) と次のねじり拘束ばね定数

$$K_{\phi m} = \frac{(m+1)^2 - 1}{(m+1)^2} \frac{\pi^2 GK_T}{l} \left\{ 1 + \frac{(m+1)^2 + 1}{(m+1)^2} \frac{\pi^2}{x^2} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

を得る。 $K_{\phi m}$ は m に対してはほぼ一定なので $K_{\phi 1}$ を基準

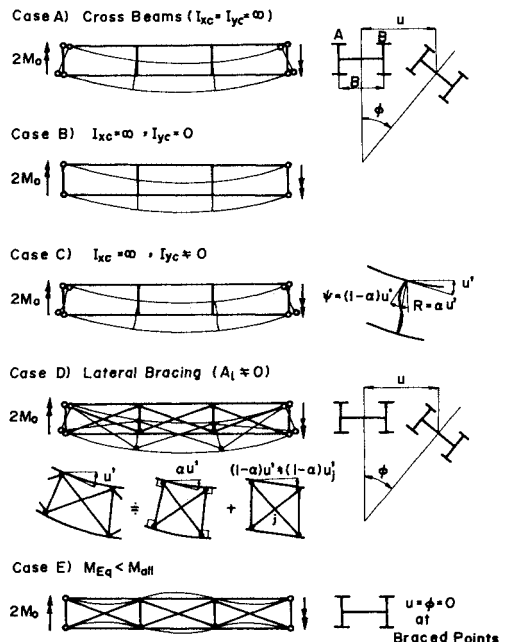


Fig. 5 Assumed Buckling Modes of Parallel Beams.

ねじり拘束ばね定数とする。

同様に、横変位拘束ばね定数 K_{u1} および横たわみ角拘束ばね定数 $K_{\theta 2}$ を求めると Fig. 3 のように整理できる。なお、横桁および対傾構の各ばね定数への換算は、本研究で行った 2 主並列桁橋モデルの耐荷力実験での座屈変形モードを参考にして、Fig. 4 に示す式を用いて評価し、Fig. 3 と 4 に示す K 値の関係を 3. で述べる。

(2) 2 主並列桁の全体横倒れ座屈強度推定式

2 主並列桁全体としての座屈変形に対する横桁の剛性評価は Fig. 5 に示す変形モデルにより行う。なお、横桁の強軸回りの断面二次モーメント I_{xc} は式 (5) にて要求される値より十分大きく、全体座屈に際して横桁取付け部の横断面形は Fig. 5 の右側に示すように剛体変形するものとする。

横桁の剛性 EI_{yc} が極端に大きい場合、2 主並列桁は図中のケース A) のように座屈する。これを 2 主並列桁のモード I の全体横倒れ座屈と名づける。座屈時の変形として次の座屈変形を仮定する。

$$\left. \begin{aligned} u_A = u_B = u = c_1 \sin \frac{\pi}{L} z \\ \varphi_A = \varphi_B = \varphi = c_2 \sin \frac{\pi}{L} z \\ w_B = -w_A = \frac{B}{2} u' = c_1 \frac{\pi B}{2L} \cos \frac{\pi}{L} z \\ v_B = -v_A = \frac{B}{2} \sin \varphi = c_2 \frac{B}{2} \sin \frac{\pi}{L} z \end{aligned} \right\} \dots\dots(6 \cdot a \sim d)$$

ここに v および w は座屈時の主桁の鉛直変位および軸変位を、 B は主桁間隔を表す。両主桁の断面形状はすべて同じだとすると 2 主並列桁全体としてのポテンシャルエネルギー π_B は

$$\begin{aligned} \pi_B = & \frac{1}{2} \int_0^L \{ EI_y (u'')^2 + EI_\omega (\varphi'')^2 + GK_T (\varphi')^2 + EI_x (v'')^2 \\ & + EA (w')^2 + 2 M_0 v'' - 2 M_0 u' \varphi' \}_A dz \\ & + \frac{1}{2} \int_0^L \{ EI_y (u'')^2 + EI_\omega (\varphi'')^2 + GK_T (\varphi')^2 \\ & + EI_x (v'')^2 + EA (w')^2 + 2 M_0 v'' - 2 M_0 u' \varphi' \}_B dz \\ = & \left\{ \frac{\pi^4 EI_y}{2L^3} + \frac{\pi^4 EAB^2}{8L^3} \right\} c_1^2 + \left\{ \frac{\pi^2 GK_T}{2L} + \frac{\pi^4 EI_\omega}{2L^3} \right. \\ & \left. + \frac{\pi^4 EI_x B^2}{8L^3} \right\} c_2^2 - \frac{\pi^2 (2 M_0)}{2L} c_1 c_2 \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

となる。ここに、 EA および EI_x は主桁の軸剛性および強軸回りの曲げ剛性を表す。ポテンシャルエネルギー最小の原理より、モード I の全体横倒れ座屈強度を求めると次式を得る。

$$M_{ai}^{\textcircled{0}} = 2 M_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left(2 I_y + \frac{AB^2}{2} \right) \left[2 GK_T + \frac{\pi^2 E}{L^2} \left(2 I_\omega + \frac{I_x B^2}{2} \right) \right]}$$

側道橋に用いられている H 形桁橋の $2 I_\omega$ 値は $I_x B^2 / 2$ 値に比べて十分小さく、 $2 I_\omega$ 値の全体横倒れ座屈強度に及ぼす影響は無視できる。

$$M_{ai}^{\textcircled{0}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left(2 I_y + \frac{AB^2}{2} \right) \left[2 GK_T + \frac{\pi^2 EI_x B^2}{2 L^2} \right]} \dots\dots\dots(8)$$

一方、横桁の I_{yc} が零の場合、2 主並列桁はケース B) のように座屈する。これをモード II の全体横倒れ座屈と名づける。この場合はケース A) において $w \equiv 0$ とおくことにより求まる。

$$M_{ai}^{\textcircled{0}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 EI_y}{L^2} \left[2 GK_T + \frac{\pi^2 EI_x B^2}{2 L^2} \right]} \dots\dots\dots(9)$$

$I_{xc} = \infty$ 、 $I_{yc} \neq 0$ の場合、2 主並列桁はケース C) のように座屈し、横桁には曲げ変形と部材回転角 R が生じる。主桁の横方向たわみ角 u' の部材回転角への分配率を α_1 とし、この値を $\partial \pi_B / \partial \alpha_1 = 0$ より定めると次式を得る。

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \beta_1}, \beta_1 = \frac{\pi^2 AB^3}{48 I_{yc} L \sum_{i=1}^n \cos^2 \pi / L z_i} \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 z_i は横桁取付け部の z 座標値を表わし、 n は部材端部を含む全横桁本数である。これより、横桁の弾性変形を含む全体横倒れ座屈強度は式 (11) となる。

$$M_{ai}^{\textcircled{0}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left(2 I_y + \alpha_1 \frac{AB^2}{2} \right) \left[2 GK_T + \frac{\pi^2 EI_x B^2}{2 L^2} \right]} \dots\dots\dots(11)$$

なお、ケース C) の横桁およびケース D) の横構の座屈時のポテンシャルエネルギーは曲げ変形あるいは軸変形によるもののみを考慮する。

横桁の $I_{xc} = \infty$ 、 $I_{yc} = 0$ かつ軸剛性のみ有する X タイプの横構を有する場合、2 主並列桁は Fig. 5 のケース D) のように座屈する。各パネルの面外座屈変形を図中に示すような両主桁の曲げと軸方向変位のみ引き起こす曲げ変形と横構部材の伸縮のみ引き起こすせん断変形に分離できるものと仮定する。 u' の曲げ変形への分配率を α_2 とし、 $(1 - \alpha_2)$ なる分配率を有するせん断変形を横構の交点 j で代表させるとケース C) の場合と同様に、次の横構の弾性変形を含む全体横倒れ座屈強度 $M_{ai}^{\textcircled{0}}$ を得る。

$$M_{ai}^{\textcircled{0}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left(2 I_y + \alpha_2 \frac{AB^2}{2} \right) \left[2 GK_T + \frac{\pi^2 EI_x B^2}{2 L^2} \right]} \dots\dots\dots(12)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \beta_2}, \beta_2 = \frac{\pi^2 A \lambda^3}{8 A_i l^2 L \sum_{j=1}^m \cos^2 \pi / L z_j} \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 λ および A_i は横構部材の部材長および断面積を表わし、 m および z_j は横構の組数およびその交点の

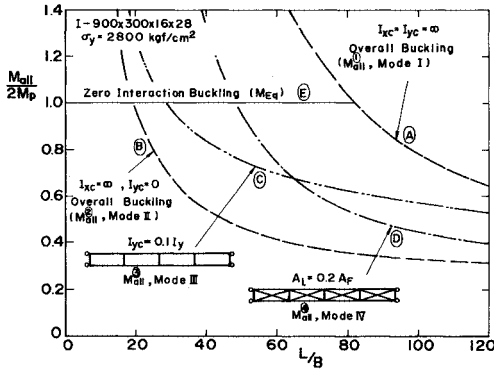


Fig. 6 Buckling Strength Curves of Parallel Beams.

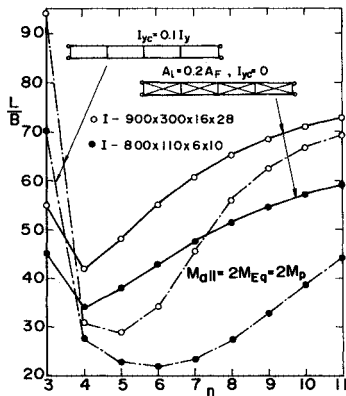


Fig. 7 Limiting L/B versus η Relationship of Parallel Beams.

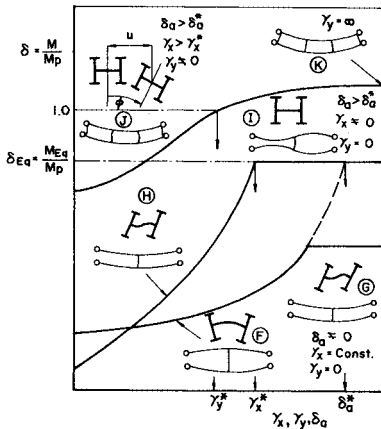


Fig. 8 Required Stiffness δ_a^* , γ_x^* and γ_y^* .

z 座標を示す。

Fig. 6 は固定点間座屈強度 M_{Eq} が一定値 M_p を保ち、かつ、H-900×300×16×28 mm の断面を有する 2 主並列桁の全体座屈強度とスパン長/主桁間隔比の関係を表わす。ここに、 M_p : 主桁強軸回りの全塑性モーメントである。なお、用いた鋼材の降伏応力は $\sigma_y=274$

MN/m² (2800 kgf/cm²), ヤング係数は $E=2.06 \times 10^5$ MN/m² (2.1×10^6 kgf/cm²) とする。図より、剛性の小さい横桁 ($I_{xc} = \infty, I_{yc} = 0$) のみ有する 2 主並列桁はモード II の全体座屈強度曲線より小さな L/B の領域では固定点間座屈強度の概念が適用できる。また $M_{III}^{\text{III}} = 2M_p$ より限界 L/B 値を求めると断面寸法によって異なるが、 $L/B=20$ 近傍の値となる。一方、③より L/B の大きな領域で固定点間座屈強度を確保するには横桁あるいは横構を用うればよいが、その最大値は $M_{III}^{\text{III}} = 2M_{Eq}$ に対応する L/B 値である。

Fig. 7 は、固定点間座屈強度 M_{Eq} を一定 M_p とした場合、横桁のみ有するあるいは横構を有する 2 主並列桁に固定点間座屈強度の概念が適用できる限界 L/B 値を示す。ただし、横桁の弱軸回りの断面二次モーメント I_{yc} は、主桁の I_y の 0.1 倍、横構の断面積 A_t は圧縮フランジ断面積 A_f の 0.2 倍とする。図より $n=3$ を除いて、横桁より横構を用いて 2 主並列桁を補剛した方が全体横倒れ座屈に対してより効果的なことがわかる。しかし、本研究の対象とする取付けが簡単な横桁のみ有する 2 主並列桁も、通常の L/B 値に対して、固定点間座屈強度が全体横倒れ座屈強度を下回ることはない。

(3) 横桁の必要剛比 γ^* の考え方

3.(1) 節で導いた K_u/K_{u1} および $K_\phi/K_{\phi1}$ と横倒れ座屈モーメント M_E の関係および 3.(2) 節で導いた I_{yc} と全体横倒れ座屈強度 M_{III}^{III} の関係を図示すると Fig. 8 のようになる。ただし、 K_u/K_{u1} , $K_\phi/K_{\phi1}$ および I_{yc} は主桁各軸回りの剛性で無次元化した剛比 δ_a, γ_x および γ_y を用いてそれぞれ表わすものとする。ここに、 $\delta_a = EA_c/EA$: 横桁の軸剛比、 $\gamma_x = EI_{xc}/EI_x$, $\gamma_y = EI_{yc}/EI_y$: x および y 軸回りの横桁の曲げ剛比を示す。いま γ_x を一定にして、 δ_a を増大すると座屈モードは図中の⑥から③へ変化する。 $M_E = M_{Eq}$ とするこの座屈モード変化点の δ_a を必要軸剛度 δ_a^* と定義する。次に $\delta_a > \delta_a^*$ として、 γ_x を増大すると座屈モードは図中の④から①に変化し、このモード変化点の γ_x が x 軸回りの必要曲げ剛度 γ_x^* となる。次に $\delta_a > \delta_a^*$ および $\gamma_x > \gamma_x^*$ として γ_y を増大すると、座屈モードは④から⑥になめらかに変化し、前者のような分岐点はない。このことと、全体横倒れ座屈④に対する安全率を固定点間座屈①の安全率より大きくするため、ここでは H 形断面ばりの理論上の最高強度である全塑性モーメント M_p と横桁の弾性変形を含む全体横倒れ座屈強度 M_{III}^{III} を等しくする γ_y を y 軸回りの必要まげ剛比 γ_y^* と定義する。

上記 γ^* の定義より、 δ_a^*, γ_x^* および γ_y^* を求め、主桁の断面定数との比として表現すると次の式 (14)~(16) を得る。

$$\delta_a^* = \frac{EA_c}{EA} = \frac{\pi^4 I_y G K_r B}{8 E I_{\omega} A l} \cdot \frac{1+5 \pi^2/4 \kappa^2}{4 \kappa^2+3 \pi^2} \dots\dots\dots(14)$$

$$\gamma_x^* = \frac{E I_{xc}}{E I_x} = \frac{3 \pi^2 G K_r B}{8 E I_x l} \cdot \frac{4 \kappa^2+5 \pi^2}{4 \kappa^2} \dots\dots\dots(15)$$

$$\gamma_y^* = \frac{E I_{yc}}{E I_y} = \frac{\pi^2 A B^3}{48 I_y L \sum_{i=1}^n \cos^2 \pi/L z_i} \times \frac{1}{(\pi^2 E/M \rho)^2 \cdot A I_x / 16 \cdot (B/L)^4 - 1} \dots\dots\dots(16)$$

ただし、 γ_y^* を求める際、 $I_y \ll \alpha_1 A B^2/4$ の仮定を用いた。側道橋に対する δ_a^* および γ_x^* 値は非常に小さい値であり、通常の横桁はこの値を十分確保している。 γ_y^* についてはすべての横桁が必ずしもこの値を十分確保しているとはいえない。このことより、実験に用いた2主並列桁橋モデルの横桁は、この γ_y^* に注目して断面寸法を定めた。

4. 2主並列桁橋モデルの耐力力実験

(1) 実験方法および供試体

試験桁には圧延I形鋼(材質SS41, I-100×50×5×7mm)を使用し、単桁および2主並列桁の実験を行った。実験は試験桁の初期変形の測定後、静的試験用骨組内にセットし、載荷装置を用いて圧縮フランジに1点集中荷重あるいは2点集中荷重を作用させて行く。荷重は理論座屈荷重か面外変形が急激に大きくなるまで100~200kgfずつ増加させて桁の変位およびひずみを測定し、その後は荷重増分を細かくし、不安定状態に達すると変位制御により座屈後の変形を測定する。

Table 1は実験に使用した供試体の種類とその耐力力および初期変形を示す。表中の $(P_u)_{ex}$ は実験耐力力、 $(P_p)_{cal}$ は塑性強度、 $\lambda_{E\sigma} = \sqrt{M_p/M_{E\sigma}}$ 、 $\lambda_{all}^{\textcircled{1}} = \sqrt{2 M_p/M_{all}^{\textcircled{1}}}$ および $\lambda_{all}^{\textcircled{2}} = \sqrt{2 M_p/M_{all}^{\textcircled{2}}}$ はそれぞれ固定点間座屈強度

Table 1 Twin Parallel Beams and the Test Data.

Series No.	$(P_u)_{ex}$	$(P_p)_{cal}$	$\lambda_{E\sigma}$	$\lambda_{all}^{\textcircled{1}}$	$\lambda_{all}^{\textcircled{2}}$	ν_0	ν_0	ϕ_0
PA3-300/20	2.94	3.37	0.704	0.596	0.831	○	○	○
PA3-505/20	1.37	2.00	0.945	0.834	1.278	○	○	○
PB4-300/20	2.39	2.52	0.725	0.640	0.927		○	○
PB4-495/20	0.95	1.53	0.991	0.882	1.407		○	○
PB4-495/10	0.59	1.53	0.991	0.946	1.607		○	○
PB4-600/20	0.67	1.26	1.106	0.980	1.625		○	○
PB7-495/20	1.05	1.53	0.935	0.825	1.407	○	○	○
PB7-600/20	1.00	1.26	0.725	0.917	1.625		○	○
PB4'-445/20	1.05	1.42	0.670	0.823	1.248	○		○
PB4'-445/20B	0.68	1.42	0.670	1.198	1.248	○	○	
PB4'-445/20C	0.80	1.42	0.670	1.154	1.248	○	○	
PB4'-600/20	0.75	1.05	0.817	0.975	1.575	○		
PB4'-600/20B	0.32	1.05	0.817	1.484	1.575	○	○	
SA-125	4.07	4.04	0.831	Initial Def.		ν	σ	
SA-300	0.92	1.68	1.264	u_{Max}/L		0.000407	0.000450	
SA-505	0.39	1.00	1.608	v_{Max}/L		0.000197	0.000128	
SB-125	2.48	3.03	0.928	$\phi_{Max}^d/2L$		0.000206	0.000196	
SB-205	1.16	1.85	1.062					
SB-300	0.64	1.26	1.224					

$\sigma_y = 3020 \text{ kgf/cm}^2$

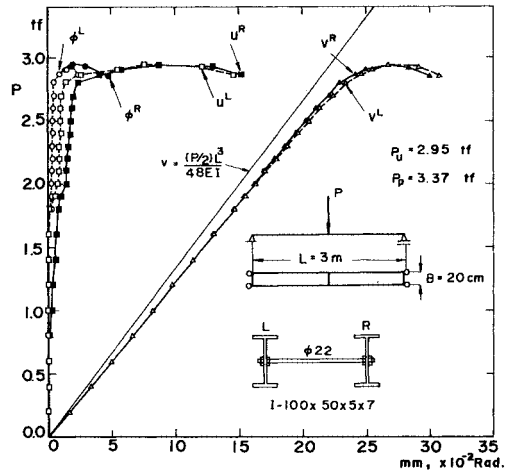


Fig.9 Load versus Deflection Relationship (PA 3-300/20).

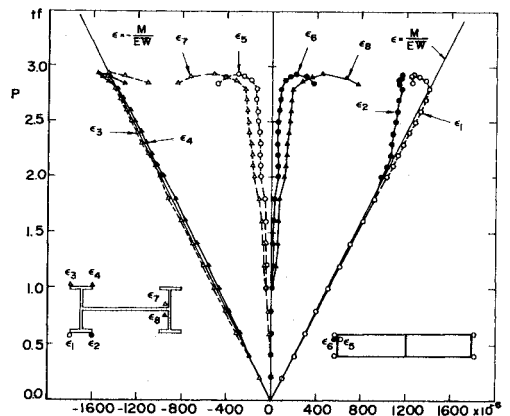


Fig.10 Load versus Strain Relationship (PA 3-300/20).

$M_{E\sigma}$ 、横桁の弾性変形を含む全体横倒れ座屈強度 $M_{all}^{\textcircled{1}}$ および横桁の弱軸回りの曲げ剛性を無視した場合の全体横倒れ座屈強度 $M_{all}^{\textcircled{2}}$ を正規化した細長比を表わす。なお、各座屈強度の計算にあたって、断面寸法は公称値を、降伏応力度はフランジの静的引張試験から得た $\sigma_y = 296 \text{ MN/m}^2$ (3020 kgf/cm²) を、横倒れ座屈強度の計算の際等曲げに換算する荷重係数は文献14)に示されている数値を与える。供試体の表示例としてPB4'-600/20BではPは並列桁(Sは単桁)、次のBは2点集中荷重(Aは1点集中荷重)、4'は横桁本数が4本で固定点間距離が最適補剛間隔0.4L、0.2L、0.4L('なしは等間隔に配置)、600はスパン長、20は主桁間隔、最後のBは横桁の種類(記号なし:φ22mm鉄筋, B:φ10mm鉄筋, C:φ10mm鉄

筋を上下5cm間隔に2本配置を表わす。なお、横桁は主桁のウェブ中心にボルト接合した。また、表の右側には実験に使用した2主並列桁の初期変形の平均値 μ および標準偏差 σ を、○印は両主桁の各初期変形が同符号（同方向）の場合を表わす。表より、2主並列桁の耐力力への影響の大きい初期水平変位 u_0 および初期ねじり角 ϕ_0 は両主桁とも必ずしも同方向ではないことがわかる。なお、その無次元化した最大値は十分小さい値である。

(2) 2主並列桁の荷重・変形挙動

Fig. 9 はスパン長が3mで、単一集中荷重が作用する2主並列桁の作用荷重と載荷点変位の関係を示す。図中 v は鉛直変位、 u は水平変位、 ϕ はねじり角を示す。実験耐力力は $P_u=2.95$ tf と塑性強度 $P_p=3.37$ tf をやや下回る値となったが、図中の荷重・変形挙動に2主並列桁の座屈挙動の特徴が明瞭に現われている。

Fig. 10 は Fig. 9 の並列桁の作用荷重 P と実測ひずみの関係を示す。図中の $\epsilon_1 \sim \epsilon_4$ は主桁中央部のフランジ4端のひずみを表わし、座屈直前までは線形理論によるひずみ $\epsilon = M/EW$ にほぼ一致し、その後、曲げひずみに座屈変形によるひずみ加わる。 ϵ_5, ϵ_6 は端横桁の面外曲げひずみを、 ϵ_7, ϵ_8 は中央横桁の面内曲げひずみを表わし、主桁が横倒れ座屈するとひずみが急激に大きくなっている。

Fig. 11 はスパン長が4.95mで、等分布荷重を模した2点集中荷重が作用する2主並列桁の作用荷重と $L/3$ 点変位の関係を示す。実験耐力力は $P_u=0.95$ tf と塑性強度 $P_p=1.53$ tf およびモードIIの全体座屈強度 $P_{all}^{\text{II}}=0.77$ tf の中間の値となった。図中の荷重・変形挙動をみると、水平変位 u およびねじり角 ϕ が0.9tfあたりから急激に大きくなっている。拘束点すなわち横桁位置の面外変位が生じるといふ、2主並列桁の全体横倒れ座屈挙動の特徴が現われている。

(3) 横桁の補剛効果の確認

Fig. 12 は、式(16)にて定義した横桁の弱軸回り必

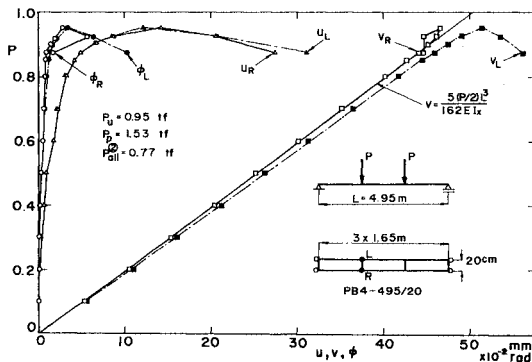


Fig. 11 Load versus Deflection Relationship (PB 4-495/20).

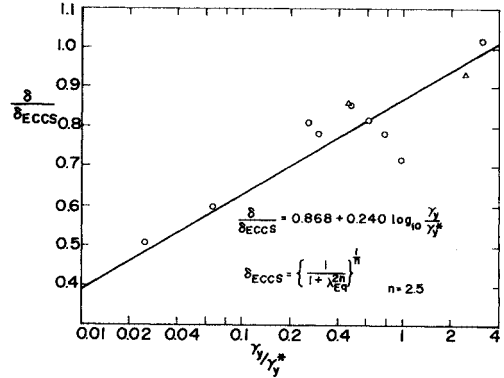


Fig. 12 Required Stiffness of Cross Beam.

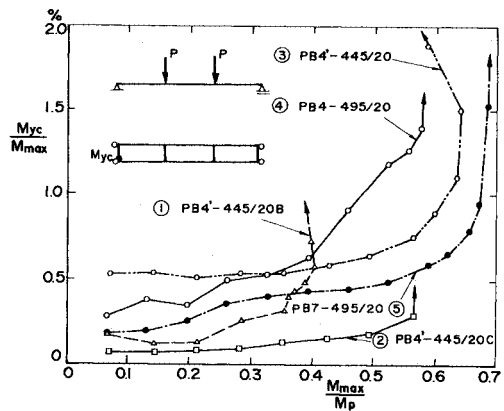


Fig. 13 Restraining Moment of Cross Beam.

要剛比 γ_y^* で無次元化した横桁弱軸回りの剛比 γ_y と固定点間座屈強度で無次元化した2主並列桁の耐力力 $\delta_u = M_u/M_{Eq}$ との関係を示す。ただし、図中の縦軸 $\delta = M_u/M_p$ は

$$\delta_{ECCS} = \left\{ \frac{1}{1 + \lambda^2/n} \right\}^{1/n}, \quad n = 2.5 \dots \dots \dots (17)$$

にて、また横軸は γ_y^* にて無次元化して、対数目盛にてある。図中にプロットした実験値には多少のばらつきもあるが、片対数紙上にてほぼ直線関係が成立する。このことより、2主並列桁の強度として固定点間座屈強度を確保する ($\delta/\delta_{ECCS} = 1$) には約 $4\gamma_y^*$ 程度の横桁剛比が必要である。ただし、 γ_y^* の値は $2M_{Eq} = M_{all}^{\text{II}}$ の場合の $\gamma_y^* = 0$ から $2M_{Eq} = M_{all}^{\text{I}}$ の場合の $\gamma_y^* = \infty$ まで変化する。したがって L/B の大きい場合、剛比の大きい $4\gamma_y^*$ なる横桁を用いて固定点間座屈強度 M_{Eq} を確保するよりも、剛度の小さい横桁を用いて全体横倒れ座屈強度 M_{all}^{I} とどめておいた方がより現実的だと思われる。

Fig. 13 は並列桁中央部の曲げモーメント M_{max} と端横桁の補剛モーメント M_{yc} との関係を示す実験結果である。横桁剛度をケース①から③へと大きくすると横桁の

補剛モーメントもそれに依りて大きくなる。また、横桁本数を4から7(ケース④と⑤)と多くなると補剛モーメントが各横桁に分散されるため、横桁1本当たりの補剛モーメントは小さくなる。 $\phi 10\text{ mm}$ 鉄筋を用いたケース①と②では、まず、中央横桁そして端横桁に塑性ヒンジが発生し、これが2主並列桁の全体横倒れ座屈へと導いた。一方、 $\phi 22\text{ mm}$ なる鉄筋を横桁として用いた場合、横桁端部の実測ひずみは最大荷重値 P_u 以前ならずべて弾性範囲内にあった。初期変形を有する2主並列桁では小さな荷重段階から横桁に補剛モーメントが発生するため、横桁には3.(3)節で求めた必要剛比 γ^* のみならずある程度の強度も要求される。すなわち、ケース③、④および⑤の最大荷重時の補剛モーメントから推定して、主桁最大モーメントの2%程度の抵抗モーメントを横桁の弱軸回りに対して確保する必要がある。なお、中央部横桁の M_{xc} についてもほぼ同様の傾向となった。

5. 側道橋の補剛設計法の提案

Fig. 14は実験耐荷力 P_u/P_p と正規化した細長比 λ (λ_{Eq} と λ_{ait}° の大きい方) の関係を示す。図より、実験耐荷力値は L/B の極端に大きいケース PB 4-495/10を除いて、ECCS強度曲線 ($n=2.5$) 近傍にばらついている。○および△印で表わしている単桁の実験値は δ_{ECCS} 値前後の値となり、●および▲印で表わしている2主並列桁の強度は δ_{ECCS} 値をやや下回る値となった。これは単桁の座屈荷重の計算に上フランジ載荷の条件を考慮したのに対し、2主並列桁のデータ整理において座屈強度を低下させる因子である2主並列桁上フランジ載荷の条件を考慮できなかったためである。Fig. 14の関係より、本研究では次の2主並列桁の補剛設計法を提案する。

$M_{ait}^{\circ} \geq 2M_p$ の場合 (文献10) の $L/B \leq 18$ に対応する)

$$M_R = \delta_{Eq} M_p \dots\dots\dots (18)$$

$M_{ait}^{\circ} < 2M_p < M_{ait}^{\circ}$ の場合

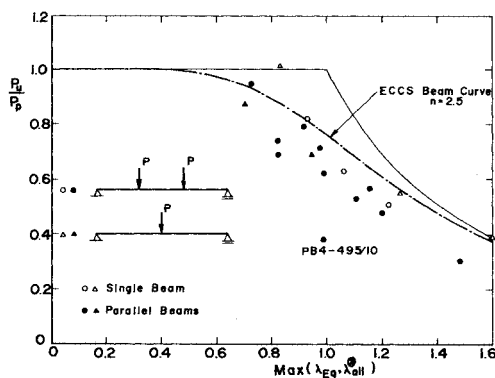


Fig. 14 Ultimate Strength of Single and Parallel Beams.

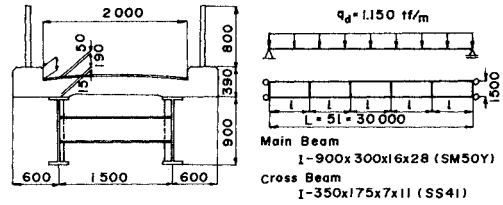


Fig. 15 An Example of Stability Design for Two Parallel Girders.

$$M_R = \text{MIN}(\delta_{Eq}, \delta_{ait}^{\circ}) M_p \dots\dots\dots (19)$$

ただし、中央部横桁の強軸回りの抵抗モーメント M_{Rxc} および端横桁の弱軸回りの抵抗モーメント M_{Ryc} は合成前死荷重による最大曲げモーメント (主桁1本当たり) M_{max}^p の2%を確保するものとする。なお、横桁の抵抗モーメントが M_{max}^p の2%を確保された断面ならば、横桁の剛比 δ_a および γ_x は必要剛比 δ_a^* および γ_x^* を十二分に上回る。

設計例

Fig. 15の断面寸法を有する2主並列桁について補剛設計を行う。等分布載荷に対する換算荷重係数として $C=1.132$ を用いると次の各モーメントを得る。

$$q_d = 1.150 \text{ tf/m}, M_{max}^p = \frac{q_d L^2}{8} = 129.38 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_p = \sigma_y Z = 366.27 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_{Eq} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{l^2} \left(GK_T + \frac{\pi^2 E I_w}{l^2} \right)} = 365.08 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_{ait}^{\circ} = c \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left(2 I_y + \frac{AB^2}{2} \right) \left\{ 2 GK_T + \frac{\pi^2 E I_x B^2}{2 L^2} \right\}}$$

$$= 3377.22 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_{ait}^{\circ} = c \sqrt{\frac{2 \pi^2 E I_y}{L^2} \left\{ 2 GK_T + \frac{\pi^2 E I_x B^2}{2 L^2} \right\}} = 289.64 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$\beta_1 = \frac{\pi^2 AB^3}{48 I_{yc} L \sum_1 \cos^2 \pi z_i / L} = 20.351$$

$$M_{ait}^{\circ} = c \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left\{ 2 I_y + \frac{AB^2}{2(1+\beta_1)} \right\} \left\{ 2 GK_T + \frac{\pi^2 E I_x B^2}{2 L^2} \right\}}$$

$$= 783.68 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$M_{ait}^{\circ} < 2M_p < M_{ait}^{\circ}$ のケースとなり、 $2M_{Eq}$ が M_{ait}° より小さいので主桁の抵抗モーメントは $M_R = \delta_{Eq} M_p = 276.90 \text{ tf}\cdot\text{m}$ となる。

端横桁の抵抗モーメントは $M_{Ryc} = \sigma_y W_{yc} = 2.69 \text{ tf}\cdot\text{m}$ であり、次の条件を満足する。

$$M_{Ryc} > 0.02 M_{max}^p = 2.59 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

架設時の全体横倒れ座屈に対する安全率は $S.F. = M_R / M_{max}^p = 2.1$ となり安全である。

6. あとがき

側道橋などに用いられているH形桁橋を対象として、2主並列桁の補剛設計法について基礎的な検討を行った。2主並列桁の耐荷力実験に小さな断面寸法のH形鋼を用いたこと、主桁と横桁は必ずしも剛結されておらず、その取付け位置も主桁のウェブ中心とは限らないことなど、本研究の成果を実橋に適用するにはまだまだ検討すべきことは多い。しかし、補剛システムとしての横桁の必要剛度と所要強度および横桁各剛性の主桁の横補剛に関する役割分担は明確にできた。

なお、本研究の実験に関しては金沢工業大学土木工学科の大学院生であった中村嘉一君（現・中村工務店）、学生であった上條和秀君（現・上條工務店）および森久晃君（現・富来農協）のご協力を頂いた。末筆ながら深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：鋼構造架設計指針，1978年。
- 2) Timoshenko, S. P. and Gere, J. M. : Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, 1961年。
- 3) 福本暁士・久保全弘：横構・対傾構をもつ桁の横倒れ座屈強度，土木学会論文報告集，No. 196, pp. 19～28, 1971年12月。
- 4) 福本暁士・久保全弘：横補剛されたはりの横倒れ座屈に

関する研究，建築学会論文報告集，No. 206, pp. 19～28, 1973年4月。

- 5) 小松定夫・西村宣男・大野正人：横構で連結された2主並列桁の全体横倒れ座屈特性と補剛設計法，土木学会論文報告集，No. 329, pp. 69～74, 1983年1月。
- 6) 小松定夫・西村宣男・中田憲正：横構・対傾構で連結された2主並列桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式，土木学会論文報告集，No. 341, pp. 215～222, 1984年1月。
- 7) 伊藤文人・野上邦栄：2主桁下路プレートガーダーの全体座屈，構造工学論文集，Vol. 31 A, pp. 1～14, 1985年3月。
- 8) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準，1974年。
- 9) 福田雅次・山本 哲：上路プレートガーダーの全体横倒れ座屈，横河橋梁技報，No. 8, pp. 22～25, 1978年11月。
- 10) 建設省土木研究所：プレートガーダー側道橋の全体横倒れ座屈に関する検討（その1），土木研究所資料1795号，1982年。
- 11) 西川和弘・佐伯彰一・滝沢 晃：プレートガーダー橋全体横倒れ座屈実験，第35回年講集，第I部，pp. 277～278, 1980年。
- 12) 新日本製鉄KK：H-BB-C, CT-BB-C 設計資料，Cat. No. KC 126。
- 13) 日本道路協会：道路橋方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，丸善，1980年。
- 14) 福本暁士：構造物の座屈・安定解析，技報堂，1982年。
(1985. 5. 23・受付)