

招待論文 鋼桁橋を対象とした強度設計の性能規定化

Performance based design for strength requirement of steel girder bridges

西村宜男*, 玉田和也**, 小野潔***

Nobuo NISHIMURA, Kazuya TAMADA, Kiyoshi ONO

* 工博 大阪大学名誉教授 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

** 博士 (工学) 駒井鉄工株式会社 橋梁部 (〒293-0011 富津市新富 33-10)

*** 博士 (工学) 大阪大学大学院助教授 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

The introduction of performance based design concept into the design specification for the highway bridges has just being prepared. The current design codes for plate girders are expressed by the restricted type specification, so they don't fit to the performance based design concept. Therefore it is desired that new design provisions on plate girders are defined as allowing direct estimation of limit state. In this report, several technical problems are discussed on the translation to the performance based design, that is, the course for setting of current provisions on plate girders design, a proposal for strength evaluation of plate girders, the effectiveness of proposed design method, future trend in desirable form as performance based design, etc.

Key Words: plate girder, ultimate strength, design code, performance based design

キーワード: プレートガーダー, 終局強度, 設計規準, 性能設計法

1. まえがき

1968年頃, 道路橋示方書改訂作業に際して, 鋼橋の座屈関連条項の原案作成を日本道路協会から関西道路研究会道路橋調査研究委員会に委託され, 精力的な調査研究の成果が1973年版の道路橋示方書¹⁾に反映された。以来, 5回の改訂において若干の修正が行われたものの, 座屈関連条項の骨格は1973年版の形で継承されてきている。

鋼桁(プレートガーダー)腹板の補剛設計に関する条項も同様である。第一著者は1973年版道示の条項策定のための20体のプレートガーダー耐荷力実験を担当し, 腹板の設計法に関する設計資料の作成に関係した。

ところで最近, 鋼桁橋を対象とした技術革新に関する調査研究の流れの中で, 現行道示のプレートガーダー設計法に関して以下のような見直しを要望する意見が挙がっている。

- 1) 現行道示のプレートガーダー条項の基本となっている腹板安全率の定義式は2軸対称断面の供試体の実験結果に基づいており, 合成桁や逆π形断面桁の1軸対称断面に対する適用性が保証されていない。
- 2) 鋼桁の耐荷力を直接計算できないので, 部分係数法に基づく性能照査型設計法に馴染まない。

- 3) 腹板に対する床版の拘束効果や合成桁の強度評価などと, 整合性が取りにくいので, 技術革新の成果を取り込んだ新しい設計法の発展に障害となる。

このような要請に応えた新しい鋼桁(プレートガーダー)の設計法を確立するためには, 直接鋼桁の耐荷性能を計算でき, 付随的に腹板補剛材の配置や必要剛性などの補剛設計を含む新しい設計法の導入が望ましい。

本稿では, 現行道示におけるプレートガーダー腹板条項策定の経緯を振り返り, 現行規定のままでは性能照査型設計法に馴染まないことを説明し, 最近の調査研究を踏まえた新しい設計法に関する調査検討結果について報告する。

2. 現行道示の鋼桁腹板条項策定の経緯

(1) 鋼薄板構造の後座屈強度への期待

1960年代の中頃から, 我が国においても鋼薄板構造の終局強度に対する関心が高まり, 当初は実験的研究や崩壊メカニズムを仮定する理論的研究を中心として現象の解明が進められた。1970年代の中頃から有限要素法による鋼薄板の終局強度解析が可能となったが, 複数の板要素で構成されるプレートガーダー等について信頼性のある終局強度解析が行われるようになったのは, さら

に10年を経た1980年代中頃であった。

1960年代から70年代に掛けて、プレートガーダーの終局強度に関するBasler²⁾やRockey³⁾等の研究が相次いで発表され、我が国の研究者にもインパクトを与えた。鋼薄板構造においては弾性座屈強度から構造としての終局強度の間にかかなりの余裕があり、この後座屈強度をうまく活用することにより鋼構造の合理的設計が推進できる可能性への期待であった。

(2) プレートガーダー腹板安全率

前述のように1960年代後半から1970年代前半における構造解析技術では、プレートガーダーの終局強度を解析により評価することは困難な状況にあった。但し、境界条件を理想化すれば弾性座屈強度は計算可能であったので、パネルの幅厚比、形状比および作用応力比を考慮した弾性座屈強度を一つの尺度として用い、これに補正値を乗じて終局強度とする評価法⁴⁾が考えられた。補正値とは終局強度と弾性座屈強度の比で、実験結果に基づいて決定され、設計において表に現れてこない。

$$\frac{P_u}{P} = \frac{P_u}{P_{cr}} \cdot \frac{P_{cr}}{P} = \frac{P_u}{P_{cr}} \cdot \nu_B = \nu_0 \quad (1)$$

ここに、 P_u : 終局強度、 P_{cr} : 座屈強度、 P : 作用。

フランジと水平補剛材および垂直補剛材とで囲まれたプレートガーダー腹板のパネルに作用する面内応力は図-1に示すようにパネルの軸力と曲げによる直応力とせん断応力である。そこで、腹板安全率をパネル上

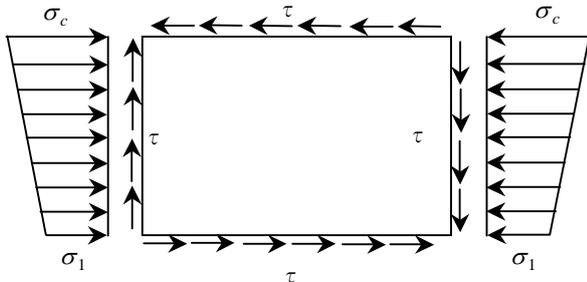


図-1 鋼桁腹板パネルの応力状態

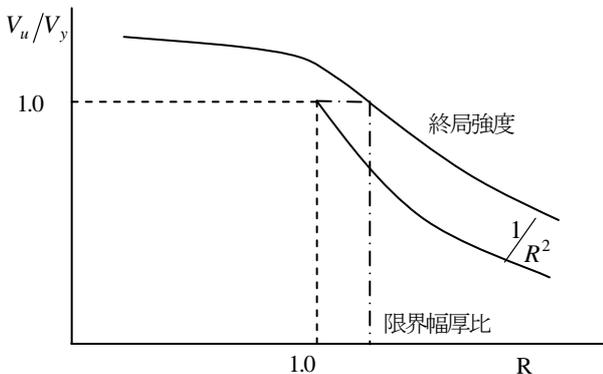


図-2 終局せん断強度と弾性座屈強度の関係

下縁の直応力の比 ϕ およびせん断応力と直応力の比 η の関数として以下のように表す。

$$\nu_B = y + (\nu_0 - y - x + \phi \cdot x)e^{-c\eta} \quad (2)$$

ここに、 $\phi = \frac{\sigma_1}{\sigma_c}$ 、 $\eta = \frac{\tau}{\sigma_c}$ 、 ν_0 : 純圧縮に対する安全

率、1.70。

式中の3つの定数 x, y および c はプレートガーダーの実験結果および降伏強度の理論値を基に決定する。純せん断、純曲げおよび曲げせん断の実験結果^{5), 6), 7)}または降伏強度の理論値について、整合が取れるように定数の同定が行われた。定数は $x=0.15, y=1.25, c=4.3$ となり、腹板安全率は現行道示に採用されたように

$$\nu_B = 1.25 + (0.30 + 0.15\phi)e^{-4.3\eta} \quad (3)$$

と決定された。因みに純せん断に対して1.25、純曲げに対して1.4、純圧縮に対して1.7となる。

なお、腹板安全率の式に後座屈特性に深く関係する腹板の幅厚比が関係していない。この腹板安全率は特定の幅厚比に対するもので、全ての幅厚比にわたって弾性座屈強度から終局強度までの余裕分を保証するものではないことに留意する必要がある。ここで言う特定の幅厚比とは、終局強度として現行道示においてターゲットとなっている降伏強度を確保できる幅厚比に対応している。図-2は一例としてプレートガーダーの終局せん断強度と腹板の弾性座屈強度の関係を模式的に表したもので、横軸のウェブ幅厚比パラメータ全ての範囲にわたって腹板安全率1.25が確保される訳ではない。

(3) 腹板の幅厚比と補剛材の取付け位置

組み合わせ面内応力を受ける長方形板パネルの幅厚比に関して、Chwallaの相関式を適用して

$$\left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_\tau}\right)^2} \right\} \quad (4)$$

ここに、 σ_c : 上縁の圧縮応力、 k_σ : 曲げに関する座屈係数、 k_τ : せん断に関する座屈係数。

垂直補剛材を省略できる腹板幅厚比は、 $\sigma_c=0.45\sigma_w$ 、 $\tau=\tau_a$ が共存する場合を考え、 $\phi=-1, \eta=1.283, R=1$ 、 $k_\sigma=23.9, k_\tau=5.34$ とすると式(4)より

$$\begin{aligned} \text{SM400} : b/t_w &\geq 99 & \text{SM490Y} : b/t_w &\geq 81 \\ \text{SM490} : b/t_w &\geq 85 & \text{SM570} : b/t_w &\geq 73 \end{aligned}$$

となる。これに幾分安全を見込み数値を整えたものが道示II⁸⁾の表-10.4.2に示されている。

垂直補剛材を有し、水平補剛材が無い場合は、純曲げ状態を考え、 $\phi=-1, \eta=0, R=1, k_\sigma=23.9$ を式(4)に与えると、SM400材に対しては最大幅厚比 $b/t_w=152$ が与えられる。

水平補剛材が1段設置される場合は、 $\phi_f=0.6$, $\eta=0$, $R_f=0.84$, $k_{\sigma f}=4.94$ を式(4)に与えると、SM490Y材に対しては最大幅厚比 $b/t_w=209$ が与えられる。

$$\left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1}\sigma_c}{(425R_1)^2} \cdot \frac{1}{k_{\sigma f}} \quad (5)$$

水平補剛材が2段設置される場合は、 $\phi_f=0.72$, $\eta=0$, $R_f=0.828$, $k_{\sigma f}=4.62$ を式(4)に与えると、SM570材に対しては最大幅厚比 $b/t_w=262$ が与えられる。

$$\left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1}\sigma_c}{(425R_1)^2} \cdot \frac{1}{k_{\sigma f}} \quad (6)$$

なお、SM400で水平補剛材2段の場合、式(6)による幅厚比は360と算定されたが、製作時の品質管理の観点から、最大幅厚比は310で制限するように修正された。

(4) 補剛材間隔と剛比

垂直応力度とせん断応力度が同時に作用する場合の座屈の照査式と4辺単純支持板の座屈応力度より

$$\nu_B^2 \left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{18k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{18k_\tau}\right)^2 \right\} \leq 1 \quad (7)$$

ここで、垂直補剛材はせん断座屈に対して配置されるから座屈安全率は $\nu_B=1.25$ を使用する。

垂直補剛材間隔の照査式は、パネルのアスペクト比を含むせん断座屈係数 k_τ を式(7)に代入して求める。水平補剛材が無い場合は、 $k_\sigma=23.9$ を式(7)に与えることで、道示Ⅱの式(10.4.1)及び式(10.4.2)を得る。

水平補剛材が1段設置される場合は、 $b_f=0.8b$, $\sigma_f=0.6\sigma$, $k_\sigma=23.9$ を式(7)に与えることにより、道示Ⅱの式(10.4.3)及び式(10.4.4)を得る。

水平補剛材が2段設置される場合は、 $b_f=0.64b$, $\sigma_f=0.28\sigma$, $k_\sigma=23.9$ を式(7)に与えることにより、道示Ⅱの式(10.4.5)及び式(10.4.6)を得る。

垂直補剛材及び水平補剛材の必要剛比は、諸外国の基準との比較より、式(8)及び式(9)としている。

$$\gamma_{v.req} = 8.0 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad (8)$$

$$\gamma_{h.req} = 30 \left(\frac{a}{b}\right) \quad (9)$$

ここに、 a ：垂直補剛材間隔、 b ：腹板の板幅

(5) 性能設計への転用の試みと課題

以上のように現行道示Ⅱの鋼桁腹板の設計法は統一の取れた考え方に基づいており、諸外国の設計規準と比較しても遜色のない規定になっている。しかし、先に述べた理由（耐荷性能を直接計算できないことと1軸対称断面に対する精度が確認されていない）により、性能設計に適合した設計法とは言い難いので、適切な設計法を

模索しなければならない。なお、示方書が新しい設計法に移行したとしても、ある期間は現行の設計法も見なし規定として適用することが許容されるであろう。また、既存の鋼桁橋に対する維持管理上の理由から、現行設計法を併用する可能性が高いので、鋼桁の腹板安全率が、実験結果の終局強度に対してどのように取り扱われているかを正しく認識しておくことが重要である。

3. 鋼桁の耐荷性能に関する評価法の提案

(1) 適用範囲

ここで紹介するプレートガーダーの終局強度算定方法は、構成板要素の強度を積算する方法で、多くの研究者によって提案されてきた同種の方法^{9),10),11)12)}の集大成である。その特徴は

- 1) 構成板要素（フランジ、腹板）の強度は単一板の平均値強度として認知されている強度式を採用している。
- 2) 曲げモーメントとせん断力を受ける鋼桁の強度としては4乗相関強度式を適用している。
- 3) 板要素の局部座屈と部材の横ねじれ座屈の連成座屈強度としてはQ-factor法を適用している。

終局強度式の適用範囲は、水平補剛材1段までの腹板を有する鋼I断面桁および鋼逆π形断面桁である。

(2) 曲げ強度

1) フランジの局部座屈強度

I形断面、逆π形断面などの圧縮を受ける自由突出フランジに対しては以下の終局強度式¹³⁾を適用する。

$$\frac{\sigma_{uf}}{\sigma_{Yuf}} = \begin{cases} 1.0 & : \bar{\lambda}_{pf} \leq 0.7 \\ \left(\frac{0.7}{\bar{\lambda}_{pf}}\right)^{0.64} & : \bar{\lambda}_{pf} > 0.7 \end{cases} \quad (10)$$

ここに、 σ_{uf} ：圧縮フランジの降伏応力度

σ_{Yuf} ：圧縮フランジの限界応力度（平均値相当）

$\bar{\lambda}_{pf}$ ：圧縮フランジの純圧縮に関する

幅厚比パラメータ

$$\bar{\lambda}_{pf} = \frac{b_{fu}}{2t_{fu}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_{Yfu}}{k_c \pi^2 E}} \quad (11)$$

k_c ：自由突出板の軸方向圧縮に関する座屈係数

b_{fu} ：圧縮フランジの全幅

t_{fu} ：圧縮フランジ厚

箱形断面、逆π形断面などの圧縮を受ける補剛フランジについては、以下の終局強度式¹⁴⁾を適用する。圧縮フランジの縦補剛材本数は3本以上とする。図-3に示す圧縮補剛フランジの多リブモデルの終局強度は

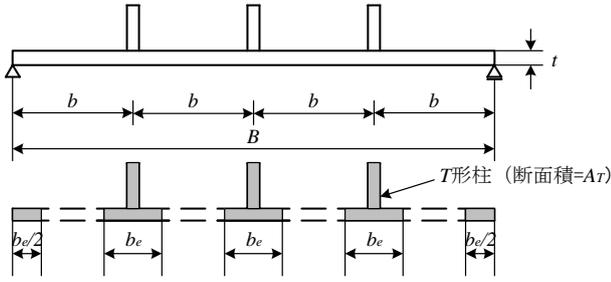


図-3 圧縮を受ける補剛フランジの
多リブモデル (柱モデルアプローチ)

$$\frac{\sigma_{uf}}{\sigma_y} = \left\{ \frac{\sigma_u}{\sigma_y} \cdot nA_T + \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_y} \right)_{plate} \cdot bt \right\} / A_f \quad (12)$$

ここに, σ_{uf}/σ_y : 補剛板の圧縮強度

σ_u/σ_y : 縦補剛材(T断面)の圧縮強度

$(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}$: 板パネルの圧縮強度

n : 縦補剛材本数

A_T : 縦補剛材断面積

b : 縦補剛材間隔

t : 板パネルの板厚

A_f : 補剛板の断面積

縦補剛材の終局強度

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \begin{cases} = 1.0 & \bar{\lambda}^* < 0.2 \\ = \frac{S - \sqrt{S^2 - 4\bar{\lambda}^{*2}}}{2\bar{\lambda}^{*2}} & \bar{\lambda}^* \geq 0.2 \end{cases} \quad (13)$$

ここに, $S = 1 + C(\bar{\lambda}^* - 0.2) + \bar{\lambda}^{*2}$

$$\bar{\lambda}^* = (235/\sigma_y)^{0.2} \cdot \bar{\lambda}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{\sigma_y} \right)_{plate}}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \beta \frac{a}{r}$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & C > 0.54 \\ \frac{1}{1.164C^{0.251}} & 0.54 \geq C > 0 \end{cases} \quad (14)$$

ここに, $C = \left(\frac{a}{B} \right)^3 \cdot \frac{I_L}{I_T}$

a : 横補剛材間隔

B : 補剛板全幅

I_L : 横補剛材の板パネルに平行な主軸回りの断面2次モーメント

I_T : 縦補剛材の断面2次モーメント

r : 多リブモデルにおけるT形柱の板パネルに平行な主軸回りの断面2次半径

2) 腹板の強度

水平補剛材がない場合

$$\frac{\sigma_{uw}}{\sigma_{yw}} = \begin{cases} 1.0 & \bar{\lambda}_{pw} \leq 1.0 \\ \left(\frac{1.0}{\bar{\lambda}_{pw}} \right)^{0.72} & \bar{\lambda}_{pw} > 1.0 \end{cases} \quad (15)$$

ここに, σ_{yw} : 腹板の降伏応力度

σ_{uw} : 腹板の限界応力度¹³⁾ (平均値相当)

$\bar{\lambda}_{pw}$: 腹板の曲げに対する幅厚比パラメータ

$$\bar{\lambda}_{pw} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_{yw}}{k_b\pi^2 E}} \quad (16)$$

k_b : 四辺単純支持板の曲げ座屈係数

h_w : 腹板幅

t_w : 腹板厚

水平補剛材1段の場合

水平補剛材1段を有する腹板の限界応力度は単一パネルごとの腹板の幅厚比パラメータから式(11)により算出する。その際、座屈係数は弾性状態における応力分布に基づいて算出する。

3) 断面強度

曲げを受けるプレートガーダーの断面強度は図-4に示す応力分布を仮定した終局曲げモーメントで与えられる。ここでは適切な剛性の補剛材が配置されることを前提として、単一パネルの強度が支配的であると考えられる。

水平補剛材が無い場合

$$M_u = \sigma_{uf} A_{fu} (e_{yu} - \frac{t_{fu}}{2}) + \frac{1}{3} C_{rw} \sigma_{uw} A_w \frac{(e_{yu} - t_{fu})^2}{h} + \sigma_{fl} A_{fl} (e_{yl} - \frac{t_{fl}}{2}) + \frac{1}{3} \sigma_{fl} A_w \frac{(e_{yl} - t_{fl})^2}{h} \quad (17)$$

ここに, 下フランジの応力度は, 断面の軸力がゼロとなる条件より求めるものとする。

$$\sigma_{fl} = \frac{\sigma_{uf} A_{fu} + \frac{1}{2} C_{rw} \sigma_{uw} A_w \frac{e_{yu} - t_{fu}}{h}}{A_{fl} + \frac{1}{2} A_w \frac{e_{yl} - t_{fl}}{h}} \quad (18)$$

ただし, $\sigma_{fl} \leq \sigma_{yl}$

ここに, σ_{uf} : 圧縮フランジの限界応力

σ_{uw} : 腹板の限界応力

σ_{yl} : 下フランジの降伏応力度

C_{rw} : 上フランジと腹板の耐荷力ピークの発現時期にかかわる補正係数

水平補剛材1段の場合

$$\begin{aligned}
 M_u = & \sigma_{uf} A_{fu} \left(e_{yu} - \frac{t_{fu}}{2} \right) \\
 & + C_{rw1} \sigma_{uw1} A_w \beta \left(e_{yu} - t_{fu} - \frac{\beta h}{2} \right) \\
 & + \frac{1}{3} C_{rw2} \sigma_{uw2} A_w \frac{(e_{yu} - t_{fu} - \beta h)^2}{h} \\
 & + \sigma_{fl} A_{fl} \left(e_{yl} - \frac{t_{fl}}{2} \right) + \frac{1}{3} \sigma_{fl} A_w \frac{(e_{yl} - t_{fl})^2}{h}
 \end{aligned} \quad (19)$$

ここに、下フランジの応力度は、断面の軸力がゼロとなる条件より求めるものとする。

$$\sigma_{fl} = \frac{F}{A_{fl} + \frac{1}{2} A_w \frac{e_{yl} - t_{fl}}{h}} \quad (20)$$

ここで分子 F は、

$$\begin{aligned}
 F = & \sigma_{uf} A_{fu} + C_{rw1} \sigma_{uw1} A_w \beta \\
 & + \frac{1}{2} C_{rw2} \sigma_{uw2} A_w \frac{e_{yu} - t_{fu} - \beta h}{h}
 \end{aligned}$$

ただし、 $\sigma_{fl} \leq \sigma_{yf}$

ここに、 σ_{uw1} : 腹板パネルの限界応力 (上段側)

σ_{uw2} : 腹板パネルの限界応力 (下段側)

β : 水平補剛材取付け位置

C_{rw} : 上フランジと腹板の耐荷力ピークの発現時期にかかわる補正係数

ここに、 C_{rw} は上フランジと腹板の圧縮側を対象とした耐荷力ピークの発現時期が異なることを調整する補正係数であり、次式で定義される。

$$C_{rw} = \begin{cases} 1.0 & : 1.0 \geq \bar{\lambda}_{pf} \bar{\lambda}_{pw} \\ (\bar{\lambda}_{pf} \bar{\lambda}_{pw})^{-0.5} & : 1.0 < \bar{\lambda}_{pf} \bar{\lambda}_{pw} \end{cases} \quad (21)$$

ここに、 $\bar{\lambda}_{pf}$: 圧縮フランジの幅厚比パラメータ

$\bar{\lambda}_{pw}$: 腹板の幅厚比パラメータ。

4) 連成座屈強度

圧縮フランジの横座屈現象が関与する部材に対しては、局部座屈と部材座屈の連成を考慮できる Peery Robertson 型の強度低減係数 κ_b で評価する。

$$\kappa_b = \frac{1}{2\bar{\lambda}_b^2} \left(Y - \sqrt{Y^2 - 4\bar{\lambda}_b^2} \right) \leq 1.0 \quad (22)$$

ここに、 $Y = 1 + \alpha(\bar{\lambda}_b - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_b^2$

$\bar{\lambda}_b$: 有効断面を考慮した部材の細長比パラメータ

$\bar{\lambda}_{b0}$: 断面強度が保持される限界細長比パラメータ

α : 初期不整係数

「鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究」¹³⁾では溶接集積はりに関する限界細長比パラメータと初期不整係数はそれぞれ $\bar{\lambda}_{b0} = 0.4$, $\alpha = 0.25$ と与えられている。

細長比パラメータを断面強度と弾性横ねじれ座屈モーメントの比の平方根で定義する。

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{M_n}{M_E}} \quad (23)$$

プレートガーダーにおける板要素の局部座屈と部材座屈の連成座屈強度は、断面強度 M_n と部材としての強度低減係数 κ_b の積で与えられる。

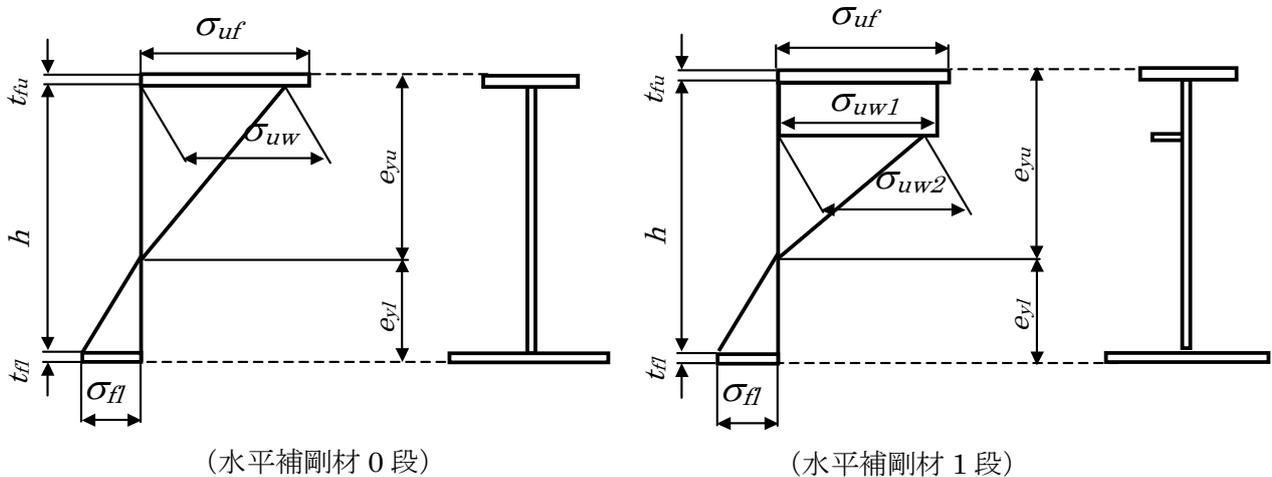


図-4 終局状態における曲げ応力分布図

(3) せん断強度

腹板のせん断強度は基本的に Basler²⁾の理論を採用する。水平補剛材のない場合、傾斜腹板を含めて桁断面のせん断強度は

$$\frac{V_u}{V_y} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (24)$$

ここに、

- V_u : せん断強度
- V_y : 降伏せん断強度
- α : アスペクト比

腹板のせん断座屈応力度 τ_{cr} は下記により求める。

$$\begin{cases} \tau_{cr} = \tau_{cr}^e & (\tau_{cr}^e \leq 0.8\tau_y) \\ \tau_{cr} = \sqrt{0.8 \cdot \tau_y \cdot \tau_{cr}^e} & (\tau_{cr}^e > 0.8\tau_y) \end{cases} \quad (25)$$

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b_w}\right)^2$$

ただし、 $\tau_{cr} \leq \tau_y$ であり、 k_s は次式より求める。

$$\begin{cases} k_s = 5.34 + 4.00 \frac{1}{\alpha^2} & (\alpha \geq 1) \\ k_s = 4.00 + 5.34 \frac{1}{\alpha^2} & (\alpha < 1) \end{cases} \quad (26)$$

水平補剛材を1段有る場合は、水平補剛材によって上下に分割されたパネルごとにパネルのせん断強度を求め、その合計を桁断面のせん断強度とする。

(4) 曲げとせん断の相関強度

曲げ強度とせん断強度の相関式は次式の4乗則を適用する。

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{V}{V_u}\right)^4 = 1 \quad (27)$$

パネル内で曲げモーメントは変化するので、式中の作用曲げモーメント M は照査パネルのモーメント分布の重心位置における値を採る。

(5) 補剛材の配置と剛比

鋼桁腹板の垂直補剛材間隔がせん断強度に与える影響は大きい。提案した強度算定式においても、垂直補剛材間隔が直接影響を与えるのは Basler の理論に基づくせん断強度と、それを相関強度式の片側に用いる曲げ・せん断強度である。

実務設計で言えば、横桁を取り付けるガセットと共用する剛性の高い垂直補剛材あるいはダイアフラムの間を適正なせん断強度を確保するために中間垂直補剛材により 2~4 分割することで垂直補剛材間隔が決まることから、垂直補剛材間隔は経験的に決められるとも言え、現行の設計法と大きな差異はない。

剛比についても現行の設計法に特段の問題がないので、必要剛比については現行道示Ⅱを踏襲する。ここで、補剛材の必要剛度の計算には、間隔照査式を満足する最大間隔をとればよい。そのため、補剛材間隔が部分的に照査した間隔より小さくなる場合でも、あらためて補剛材剛度を大きく取る必要はない。

4. 提案式の実験および有限要素解析による検証

(1) 終局曲げ強度

1) 既往の I 形断面プレートガーダーの実験結果¹⁵⁾との比較

提案した曲げ強度算定式の妥当性を検証するため、既往の実験結果と算定式の比較を行った。水平補剛材が無い場合の純曲げ実験との比較を図-5に、水平補剛材を

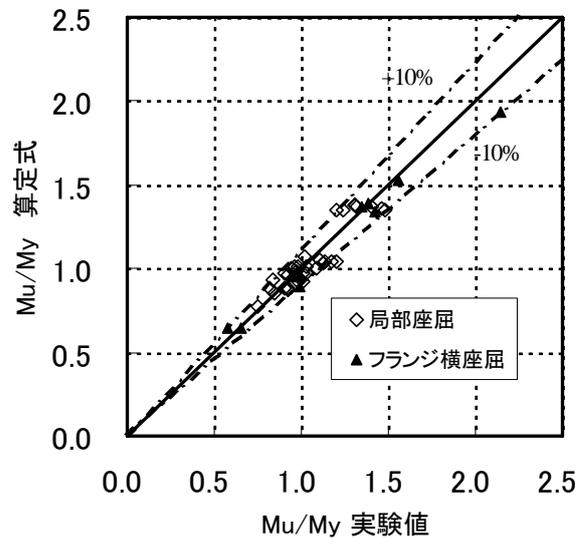


図-5 既往の純曲げ実験との比較 (水平補剛材0段)

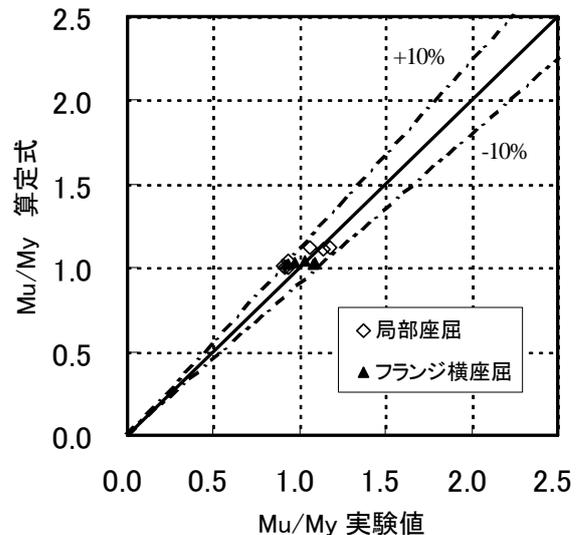


図-6 既往の純曲げ実験との比較 (水平補剛材1段)

1 段有する場合の比較を図-6に示す。図中の一点鎖線は誤差±10%ラインを表す。水平補剛材の無い場合の上下対称断面および非対称断面の44件について、曲げ強度算定式と実験値の比の平均値は0.992、変動係数は0.068であった。水平補剛材を1段有する場合の実験データ12件について平均値は1.037、変動係数は0.064であった。

実験データの中で M_u/M_y が1.0 よりもかなり大きいデータは不等フランジ（上下非対称）断面に関するものであり、このような断面のプレートガーダーでは小さい断面積のフランジ降伏に関する使用限界状態の照査が必要となる。崩壊形式としては圧縮フランジ（腹板も含む）の局部座屈、圧縮フランジの横座屈が含まれているので、記号で区別した。

2) 逆π形断面桁の弾塑性有限変位解析結果¹⁶⁾との比較
提案した曲げ強度算定式¹⁷⁾は、逆π形断面桁に対しても適用できることを、弾塑性有限変位解析結果との比較によって示す。逆π形断面桁に関する実験データはあまりにも数が少ないので、ここでは弾塑性有限変位解析結果との比較を行った。図-7に示す水平補剛材1段、腹

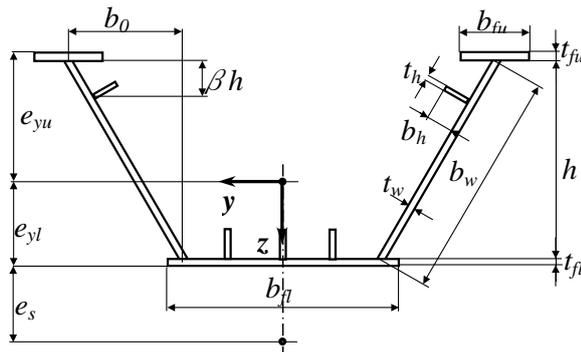


図-7 逆π形断面桁

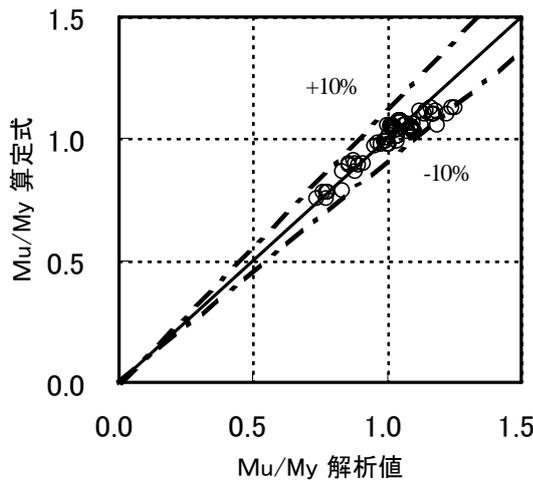


図-8 純曲げを受ける逆π形断面桁の終局強度に関する解析値と算定式の比較

板傾斜角度 50 度~90 度の標準的逆π形断面桁を対象とした弾塑性有限変位解析結果と曲げ強度算定式の比較を図-8に示す。算定式と解析結果の比の平均値は0.988であった。崩壊形式は全て腹板と連成した圧縮フランジの局部座屈である。なお、曲げ強度算定式の適用範囲は、上フランジおよび腹板の幅厚比パラメータの実用範囲を十分にカバーしていること、中立軸位置および腹板の傾斜角度に関しても適用範囲をカバーしていることを確認している。

(2) 終局せん断強度および曲げ・せん断強度

1) I形断面プレートガーダーの実験結果¹⁵⁾との比較

せん断強度に関する Basler の算定式と既往の I 形断面プレートガーダーのせん断耐荷力実験結果との比較を図-9に示す。算定式と実験値の比の平均値は0.956、変動係数0.081であり、算定式は若干安全側にある。

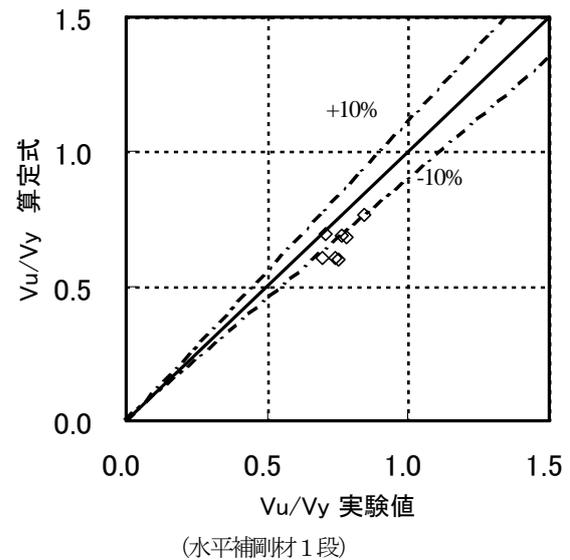
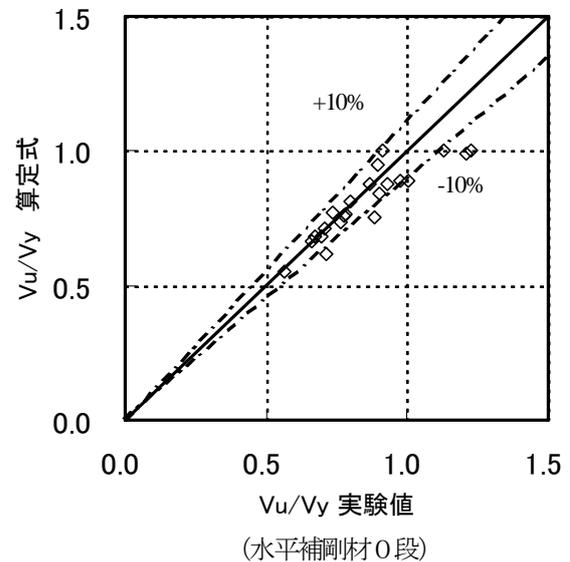


図-9 既往の純せん断実験データと Basler 算定式との比較

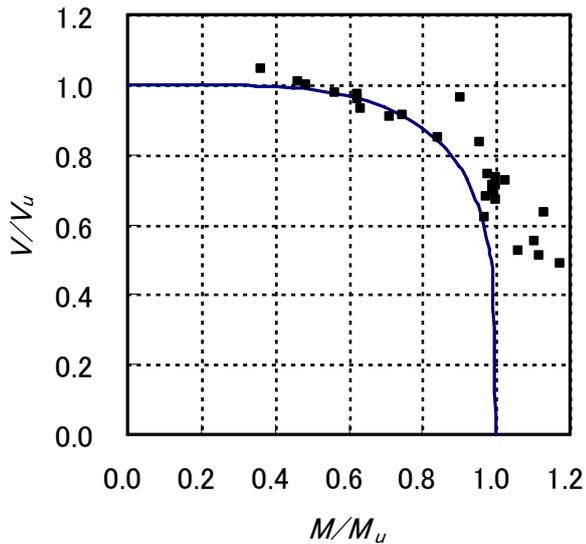


図-10 逆π断面桁の正曲げ・せん断
相関強度

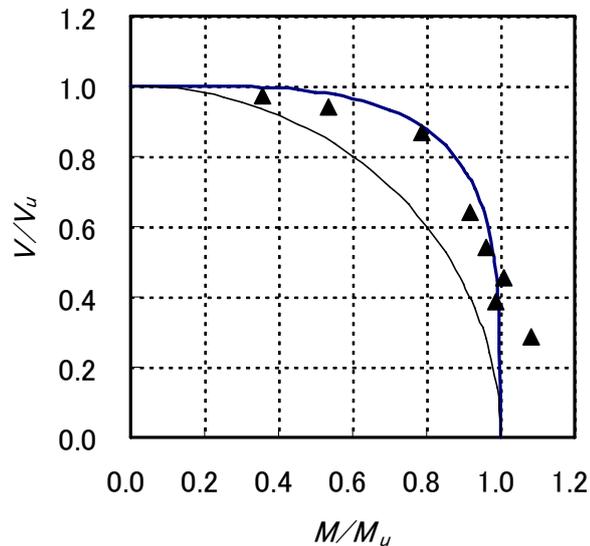


図-11 逆π断面桁の負曲げ・せん断
相関強度

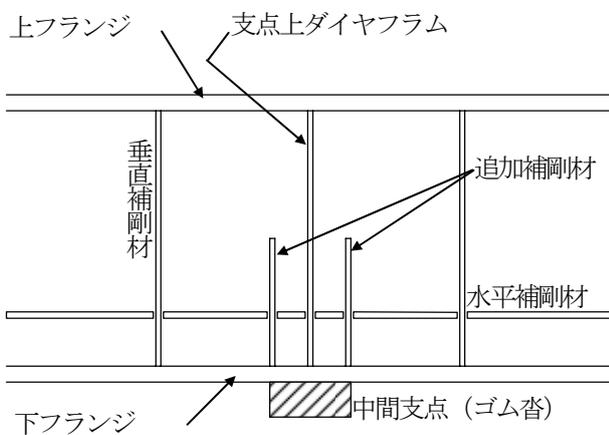


図-12 中間支点近傍の補剛材配置

2) 逆π形断面桁の弾塑性有限変位解析結果¹⁸⁾との比較

逆π形断面桁の桁端部に着目した終局強度解析の結果を、図-10のように正曲げ・せん断状態として4乗則の相関図上にプロットして示した。図の横軸は分子として終局時の曲げモーメントを、分母 M_u として提案した曲げ強度算定式(逆π形断面に適用)による値を用い、縦軸は分子として終局時のせん断応力を、分母としてBaslerのせん断強度算定式による値を用いた。

また図-11に逆π形断面桁の中間支点近傍における負曲げ・せん断状態に対する4乗則の適用性を調査した結果を示す。この部位における作用力の特徴は、曲げモーメントが着目パネル内で急激に変化することと、支点反力による桁軸直角方向の圧縮応力が腹板の強度に影響を与えることである。解析モデルでは支承の幅に合わせて図-12に示すような補助的垂直補剛材を下フランジから腹板高さの半分まで設けて2軸圧縮状態の補剛を行っている。適切な補剛材寸法については検討が必要である。

5. 提案手法による鋼断面の縮減効果に関する検討

提案した断面強度算出式は、鋼桁を対象としており、連続合成桁の合成前断面の強度計算及び架設時の安全性照査等に使用することを想定している。コンクリート系床版との合成断面に対する強度評価式については、他の研究に譲るものとする。

ここでは、提案式の評価の一端として、非合成桁について、道示Ⅱと本提案手法に基づき設計された鋼桁の断面積の比較を行なう。

(1) 条件設定

比較は、支間長30mのI形断面非合成単純桁の支間中央及び現場継手位置の曲げモーメントのみを用いて断面計算を行ない、その断面積により経済性の比較を行なう。設計断面力の1.7倍を作用断面力とし、抵抗断面力を降伏断面力、提案式、道示Ⅱの3種類で求めるものとする。このときの検討条件を下記に示す。

- ・上フランジの固定点間距離：5500mm
- ・垂直補剛材によるパネル分割数：4分割
- ・水平補剛材：1段
- ・桁高 ($L/18.75$)：1600mm
- ・フランジ幅：450mm・520mm
- ・腹板厚：9mm ・鋼材質：SM490Y

降伏断面力による設計は、上下フランジのいずれかが降伏応力度に至ったときの断面力を抵抗断面力とする。フランジの横座屈は考慮しない。

提案式による設計は、提案式によって求めた極限強度を抵抗断面力とする。フランジの局部座屈と横座屈を考慮するが、断面決定では局部座屈しない幅厚比を使用する。

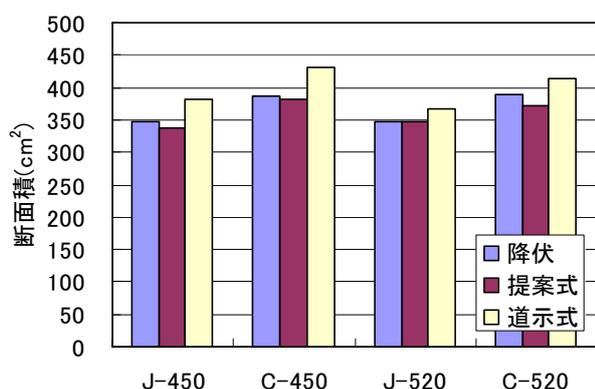


図-13 I形断面の断面積比較
(等抵抗モーメント断面)

道示Ⅱによる設計は、許容曲げ圧縮応力と自由突出板の局部座屈に対する許容応力度を比較し、小さい方の許容応力度の1.7倍から求めた断面力を抵抗断面力とする。断面決定では、局部座屈しない幅厚比を使用する。

(2) 鋼桁の断面積の比較

比較結果を図-13に示す。図では、各設計法を用いて、同じ断面強度とするために必要な桁の断面積を縦軸としている。図中横軸のJ及びCは継手位置および支間中央を示し、続く数値はフランジ幅を示す。フランジ幅が450mmの場合、提案式による設計では道示Ⅱに比べて、10%程度効率的に断面評価を行なっている。道示Ⅱによる設計では、横座屈に対する許容応力度の低減が大きいため、フランジ幅を桁高の約1/3である520mmとして比較を行なった。その場合でも5%程度効率的に断面を評価できることが確認できた。

道示Ⅱによる設計では、降伏による断面積以下になることはない。それに比べて、提案式では腹板の応力分布を適性に評価することにより、降伏による断面積以下にすることが可能となる。

6. まとめ

以上、鋼桁(プレートガーダー)の腹板設計法に関して、現行の道路橋示方書の関連規定策定の経緯を振り返り、性能照査型設計法に移行する上での課題を述べるとともに、新しい設計体系に適合しやすい鋼桁の設計法に関する一つの試案を示した。

提案した設計法に採用した構造要素の強度式は、実験的あるいは解析的に裏付けられたもので、耐荷力分野の多くの研究者によって合意を得ている。適用対象は最近の合理化桁橋を中心としているので、多段の水平補剛材が配置された長支間桁橋の耐荷力評価に適用するためには、適切な耐荷力評価式を導入する必要がある。また、新しい構造形式を考えて、その耐荷力評価に提案法の適用が不適切な場合も想定される。そのような場合も性能

照査型設計法の特長を活かして、既成の設計式に拘らず、新しい提案を導入すればよい。その場合、新しい提案が妥当なものかを評価する必要があるため、認証制度の創設が急務であるで考える。

謝辞

本稿のとりまとめるにあたり、「鋼構造研究・教育助成事業」(一般研究助成)および「鋼橋の強度評価法に関する(USSB)研究会」(財)災害科学研究所)の支援をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，1973年2月。
- 2) Basler, K.: Strength of plate girders in shear, J. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No. ST7, 1961.
- 3) Rockey, K.C. and Skaloud, M.: The ultimate load behaviours of plate girders loaded in shear, Structural Engineer, Vol.50, No.1, 1972.
- 4) 小松定夫：道路橋示方書(1971年)座屈関連規定の論拠(上)，橋梁と基礎，Vol.6, No.6, pp.1-9, 1972年6月。
- 5) 小松定夫，李愚賢，西村宣男：水平補剛材を有するせん断パネルの極限強度に関する実験的研究，土木学会年次学術講演会，講演概要，I-28, pp.91-92, 1978年10月。
- 6) 小松定夫，加藤隆夫，石岡英男：南港水路橋プレートガーダーの実験的研究，土木学会年次学術講演会，講演概要，I-30, pp.95-96, 1978年10月。
- 7) 前田幸雄，久保善昭：プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する実験的研究，土木学会年次学術講演会，講演概要，I-32, pp.99-100, 1978年10月。
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，2002年3月。
- 9) 三上市蔵：プレートガーダーおよびボックスガーダーの終局限界状態設計に関する研究，科学研究費補助金研究成果報告書，2004年。
- 10) 西野文雄・長谷川彰夫：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用，8章 プレートガーダー，橋梁と基礎，Vol.15, No.6, pp.8-13, 1981年6月。
- 11) 福本秀士，久保全弘：U形断面桁の横倒れ座屈強度，土木学会論文報告集，第264号，pp.17~32, 1997年8月。
- 12) 西村宣男・秋山寿行・松村達生：曲げを受けるI形断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集，Vol.39A, pp.165-174, 1993年3月。
- 13) 福本秀士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究，科学研究費補助金総合研究A，研究成果報告書，1990年。
- 14) 奈良敬：縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法，構造工学論文集，Vol.38A, pp.223-230, 1992年3月。
- 15) 藤原稔・村越潤・鹿嶋久義・斉藤浩：既存のプレートガー

ダー耐荷力実験データに関する検討, 土木研究所資料第 2940 号, 1991 年 3 月.

- 16) 玉田和也: 鋼逆 π 形箱桁橋架設系の耐荷性能と立体挙動に関する研究, 大阪大学学位論文, 2005 年 1 月.
- 17) 玉田和也・小野潔・川村暁人・西村宣男: 鋼逆 π 形箱桁橋架設系の曲げ耐荷性能に関する実験的研究, 土木学会論文

集, No.787/I-71, pp.147-160, 2005 年 4 月.

- 18) 玉田和也・小野潔・川村暁人・西村宣男: 鋼逆 π 形箱桁橋架設系のせん断耐荷性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.808/I-74, pp.47-61, 2006 年 1 月.

(2007 年 1 月 15 日受付)