

## 合理化鋼桁橋に向けての強度面からの検討

## AN INVESTIGATION ON STRENGTH OF RATIONALIZED STEEL GIRDER BRIDGES

西村宣男\*, 秋山寿行\*\*, 堀田毅\*\*\*

Nobuo NISHIMURA, Hisayuki AKIYAMA and Tsuyoshi HOTTA

ABSTRACT This report presents some investigations on strength aspects concerned with new technical proposals in order to improve the cost performance of steel girder bridges. These are the stability evaluation at erection stage of twin girder bridges, compression strength evaluation of longitudinally profiled plates (LP plates) and stiffened LP plates, an improvement of mechanical provisions on HSFG bolt joints in the current specification and an improvement of strength evaluation method on mono-symmetric plate girder section under bending. The new technical proposals can be classified into three schemes in accordance with the positions of originator, and the effects on cost performance are somewhat different for each scheme. So, the effects of new technical proposal on total cost are estimated by the appropriate design examination.

KEYWORDS : 合理化桁橋, 強度, ボルト継手, LP 鋼板, 2 主桁構造  
rationalized girder bridge, strength, bolt joint,  
longitudinally profiled plate, twin girder bridge

## 1. まえがき

我国では、1990年頃から、建設コスト縮減を目指して、社会基盤施設の設計・製作・架設の各段階における技術革新の導入が注目されるようになった。西欧では我国に先立つこと10年、すなわち、1980年頃から、社会基盤建設コスト縮減の施策が講じられてきた。その効果が最も顕著に現われたのは、鋼橋を中心とした橋梁分野であった。

鋼桁橋に関して、徹底した合理化が推進された結果、コンクリート橋に比べて鋼橋の経済的競争力が増し、新設橋梁における鋼橋の割合が増加している。<sup>1)</sup> 鋼橋の合理化は少数主桁化と横つなぎ材の簡素化、主桁フランジへの厚板の採用等に見られるが、圧延変厚鋼板(Longitudinally Profiled Plate=LP 鋼板)を用いることにより、鋼重増加を最少に抑える工夫が取り入れられている。

我国でも、日本道路公団を中心として、合理化桁橋への取組みが開始され、技術革新の一つとして圧延変厚鋼板の採用例が増えてきている。<sup>2)</sup> 桁フランジの突き合わせ溶接工程を省略することによる製作工程の簡略化に加えて、等厚鋼板を使用する場合の鋼重増加を、変厚鋼板の採用により回避できることが認められるようになった。さらに、変厚鋼板はフランジのみならず、連続桁橋の中間支点付近のウェブや鋼箱桁の補剛フランジにも採用されるようになった。

LP 鋼板以外にも鋼橋の合理化に対して、様々な技術革新が導入されてきている。本稿は合理化鋼桁橋へ

\* 工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

\*\* 博士(工学) 駒井鉄工(株) 橋梁技術部 次長 (〒555-0041 大阪市西淀川区中島2-5-1)

\*\*\* 大日本コンサルタント(株) 技術一部 課長代理 (〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19)

新技術を導入する際に問題となる強度面からの課題に対する検討結果とともに、試設計による経済面からの新技術の評価を報告する。

## 2. 合理化鋼桁と新技術

鋼橋に求められている技術革新はコスト縮減と耐久性の向上である。それらの新技術は、発案者の集団によって、以下のように分類できる。

A - scheme：構造形式における発想の転換で発注側と受注側の合意に基づく。

B - scheme：新しい構造要素、構造材料の開発で民間からの提案による。

C - scheme：設計規準の見なおしで、受注者側からの提案もあるが、発注者側の裁量に負う。

支間長が 60m 以下の鋼桁橋を対象とした代表的な新技術としては、以下のものが挙げられる。

A - scheme：横繋ぎ材の簡素化を考慮した少数主桁化

B - scheme：LP 鋼板，新型プレキャスト床版

C - scheme：高力ボルト摩擦接合継手の限界強度の見なおし，主桁腹板の補剛法の見なおし，鋼板の板厚制限の緩和

各 scheme は表 - 1 に掲げるような得失を有しており，個々の新技術の採用に際しては，後述する試設計で明らかとなるお互いの関連性を十分に把握する必要がある。また，新技術を導入する際に，現行の設計規準に記述されていない強度条項が必要となる場合がある。これまでは実務設計に関連して実験的あるいは解析的検討が行われているが，それらの技術情報を統一的に整理する作業が望まれている。

表 - 1 新技術 scheme ごとの得失の比較

A - scheme	○ コスト縮減に対する効果大 ● 設計思想・安全性の考え方に十分な配慮が必要
B - scheme	○ 適材・適所の使用をするとコスト縮減の効果あり ● 開発コストを要す △ コスト縮減に対する効果を引き出す工夫が必要
C - scheme	○ コスト縮減にある程度の効果あり ● 適用に際しては，十分な裏付けが必要 ● 適用区分など条件がつき，設計は若干複雑になる

## 3. 強度に関する課題

### 3. 1 新技術と力学条項

前述の 3 つの scheme に分類した新技術に付随して，生じた強度に関する以下の課題を取り上げ，主として数値シミュレーションによる検討結果を報告する。

- 1) 少数主桁のうち 2 主桁形式では支間長 - 主桁間隔比あるいは横桁間隔によっては架設系の横ねじれ座屈に対する安全性の照査が必要となる。座屈照査が必要となる形状比（支間長・主桁間隔比および横桁間隔）の範囲を明らかにする。
- 2) 圧縮を受ける LP 鋼板自由突出板，周辺支持板および補剛板の局部座屈強度特性を明らかにする。
- 3) 高力ボルト摩擦接合継手の限界強度を明らかにして，設計法の見直しを提案する。
- 4) プレートガーダ腹板の曲げに対する限界強度を明らかにして，設計法の見直しを提案する。

### 3. 2 少数主桁構造の架設系の安定性

少数主桁の中でもより合理化への志向が強い 2 主桁橋梁は今後一般的な橋梁形式になると考えられる。その場合，架設系で起こりうる座屈問題（全体横ねじれ座屈，拘束点間の主桁の横ねじれ座屈，圧縮フランジの局部座屈など）に対する安定性の照査が重要である。

ここでは，道路橋プレートガーダーのうち横桁のみで連結された鋼 2 主桁橋梁を対象とし，全体横ねじれ座屈および拘束点間の部材の横ねじれ座屈に対する安全性の評価のためのデータを提供する。

(1) 解析モデル

解析モデルは単純桁、連続桁とも、支間長 $L=60\text{m}$ とし、主桁間隔 $B$ は $3\text{m}\sim 6\text{m}$ 、横桁間隔 $a$ は $5\text{m}\sim 20\text{m}$ に変化させる。現行の道路橋示方書<sup>3)</sup>および鋼道路橋設計ガイドライン(案)<sup>6)</sup>に従がい主桁断面を決定する。主桁の製作長さは最大 $10\text{m}$ とし、その間は等断面としている。断面変化位置は従来の設定方法にならない、板厚を $1\text{mm}$ 単位で変化させて応力度が許容値に近づくようにした(許容応力度設計法)。横桁については、2主桁橋梁に用いられる桁高の低いH型鋼(600-H)を想定し、支点上横桁は桁高を主桁の $2/3$ とした。単純桁、連続桁ともにウェブ高 $h=3000\text{mm}$ で一定とし、上下フランジ幅はそれぞれのモデルの主桁全長にわたり同一としている。

初期たわみには、全体横ねじれ座屈と横桁間の部材の横ねじれ座屈の2つの座屈現象を取り扱えるように全体座屈モードおよび部材座屈モードに対応した初期たわみを与える。全体座屈モードは主桁全長にわたり sine 半波を最大値 $L/2000$ 、部材座屈モードは横桁間主桁に sine 半波を最大値 $a/2000$ とする。ヤング係数 $E=2.1\times 10^6\text{kgf/cm}^2$ 、せん断弾性係数 $G=8.1\times 10^6\text{kgf/cm}^2$ 、鋼材はSM490Y(降伏応力 $\sigma_y=3600\text{kgf/cm}^2$ )である。残留応力に関しては、圧縮側は $\sigma_{rc}=-0.3\sigma_y$ 、引張側は $\sigma_{rt}=\sigma_y$ とした。

解析には1節点あたり7自由度の変位を考慮した薄肉開断面部材からなる立体骨組構造の弾塑性有限変位解析プログラムを用いた。有限要素分割は、主桁の要素長さを $2.5\text{m}$ とし、横桁間隔 $10\text{m}$ 以上で、横桁間での変形を考慮できるようにした。横桁は1要素とした。荷重は、鋼重を主桁腹板図心に、コンクリート床版、ハンチ、仮設工等は主桁上フランジに分布荷重として載荷した。仮設工は、床版コンクリートが硬化する前の架設時の構造系を対象としているため、型枠工および足場工を対象としてその重量を考慮している。また連続桁については片側の径間だけに床版を打設した時を想定し、コンクリート床版、ハンチ、仮設工等の荷重は片側の径間のみで載荷する。送り出し架設時の荷重は、鋼重のみを主桁腹板図心に載荷する。

横桁で連結された2主桁橋の全体座屈に関する力学パラメータとして、式(1)、(2)で表される主桁の全体横ねじれ座屈の細長比パラメータ $\alpha_0$ <sup>7) 8)</sup>および横桁間での主桁の横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ $\alpha_m$ <sup>9)</sup>が極限強度および座屈特性におよぼす影響が大きいことが既往の研究<sup>7) 8)</sup>で知られている。 $\alpha_0$ 、 $\alpha_m$ の値が増加するにつれて、それぞれの座屈現象に対する影響が強くなる。

$$\alpha_0 = 1.52/\sqrt{\kappa} \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot L/B \cdot \sqrt{(6+\rho)/(2+\rho)} \quad (1)$$

$$\alpha_m = \sqrt{M_y/M_{0cr}} \quad (2)$$

ここに、

$$\kappa = \gamma_2/8 \quad \rho = A_w/A_f$$

$\sigma_y$ : 降伏応力  $E$ : 弾性係数  $L$ : 支間長

$B$ : 主桁間隔  $l$ : 横桁間隔

$\gamma_2$ : 等分布荷重を受ける場合のはりの横ねじれ座屈係数<sup>\*)</sup>

$A_w$ : 主桁腹板断面積  $A_f$ : 主桁フランジ断面積

$I_z$ : 断面2次モーメント  $I_\omega$ : そりねじり定数

$GJ$ : St. Venantのねじり定数

$M_y$ : 降伏モーメント  $M_{0cr}$ : 弾性座屈モーメント

ここでの解析モデルでは、細長比パラメータ $\alpha_0$ 、 $\alpha_m$ が

図-1のように分布する。

(2) 床版打設時の安定性の照査

コンクリート床版打設時の横ねじれ座屈特性について

検討を行った。形状比 $L/B$ とはスパン長・主桁間隔比で直観的な細長さを表すパラメータであり、形状比 $L/B$ が大きくなると直観的な細長さは増す。形状比 $L/B$ と架設時の死荷重 $p_d$ で無次元化した極限強度 $p_u/p_d$ で安定性の照査を行う。全体横ねじれ座屈のような不安定現象を起こす構造物の安全率を $2.0$ <sup>3)</sup>とし、架設時の許容応力度の割り増し $25\%$ <sup>3)</sup>を考慮して、安全率 $1.60$ を採用する。単純桁・連続桁の形状比 $L/B$ と極限強度・死荷重比 $p_u/p_d$ の関係を図-2に示す。死荷重 $p_d$ には、鋼重、コンクリート床版、ハンチ、仮設工を考慮している。

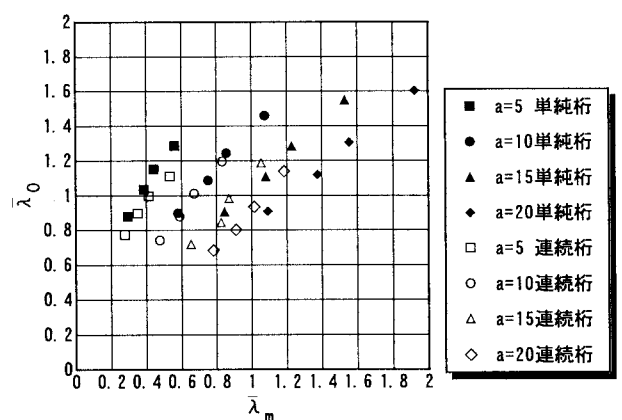


図-1 パラメータ分布

単純桁、連続桁ともに  $L/B$  が増加すると耐荷力が低下する傾向にある。単純桁では横桁間隔を広げると横桁間の主桁変形が顕著に現れるため、また横桁間隔によって主桁の設計断面が変化しないため横桁の本数による強度差が大きく生じる。連続桁については、横桁間隔が広がると主桁の設計断面が大きくなるため、横桁間隔を広げても極端な強度低下は起こらない。この結果  $L/B$  が 15 以上となる場合や単純桁で横桁間隔を広くした場合、コンクリート床版打設直後の横ねじれ座屈に対する安全性に問題が生じる。

極限強度  $\alpha_u/\alpha_y$  と全体横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_0$  の関係、および極限強度  $\alpha_u/\alpha_y$  と横桁間の横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_m$  の関係から横ねじれ座屈強度に対し全体横ねじれ変形の無視できる範囲また横桁間の横ねじれ変形の無視できる範囲は2つの細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_0$  と  $\bar{\lambda}_m$  の比較により、

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_0/\bar{\lambda}_m &= 0.82 && \text{全体座屈の無視できる範囲} \\ \bar{\lambda}_0/\bar{\lambda}_m &= 1.35 && \text{横桁間座屈の無視できる範囲} \end{aligned} \quad (3)$$

と与えることができる。また式(3)を図-1上で示すとすると図-3のとおりである。

### (3) 送り出し架設時の安全性の照査

送り出し架設を用いた場合もコンクリート床版打設直後と同様に必要安全率を 1.60 とし、形状比  $L/B$  と送り出し架設時の死荷重  $p_d$  で無次元化した極限強度  $p_u/p_d$  で安定性の照査を行う。

図-4に送り出し架設を用いた場合の形状比  $L/B$  と極限強度-死荷重比  $p_u/p_d$  の関係を示す。送り出し架設時の死荷重には鋼重のみを考慮する。連続桁で送り出し架設を用いた場合に横ねじれ座屈による危険性は、 $a=5$  m,  $B=3$  m のモデル以外では生じない。また横桁間隔が広がるにつれて強度が上がる傾向にある。これは張り出し部では横桁間の変形が小さく、主桁の強度がそのまま橋の耐荷力に反映しているためと考えられる。また、 $L/B$  が 12 以下で横桁間隔 15m 以上のモデルで横桁間の横ねじれ座屈が影響によって耐荷力が低下する傾向にあるが、安全率からみて問題はない。

送り出し架設時には初期不整として与えている考慮している波形、値と異なるたわみが生じる可能性がある。架設時の精度管理に対応した初期不整値の設定、あるいは解析での仮定値に対応した精度管理を行うことが重要である。

### 3.3 LP鋼板の座屈設計

LP鋼板を鋼桁橋に採用して合理化設計を達成するには、圧縮強度、せん断強度、曲げせん断強度、補剛板強度およびフランジの横座屈強度に関する評価法の確立が必要である。ここでは、

- ① I断面桁のフランジを想定した圧縮を受ける自由突出板、
- ② 小規模の箱断面部材のフランジを想定した圧縮を受ける周辺支持板、
- ③ 箱桁橋のフランジを想定した圧縮を受ける周辺支持補剛板、

を対象として、極限強度解析法、極限強度特性および設計法に関する提言を行うこととした。さらに、極限

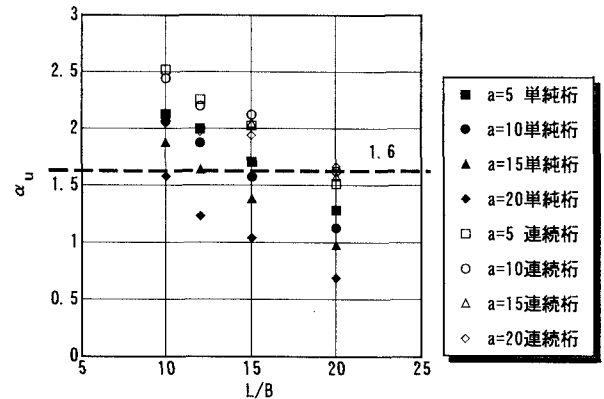


図-2 単純桁・連続桁の安全率

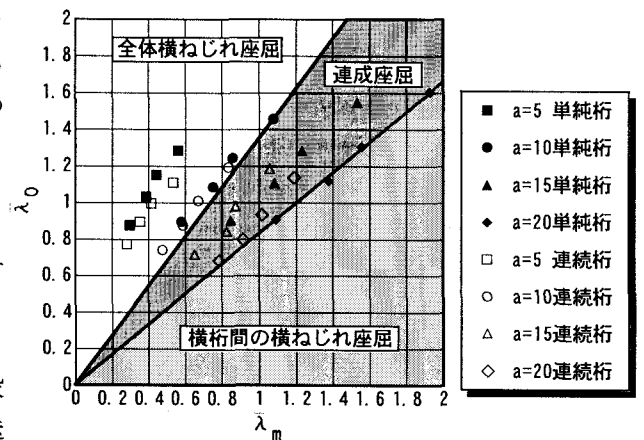


図-3 横ねじれ座屈の範囲

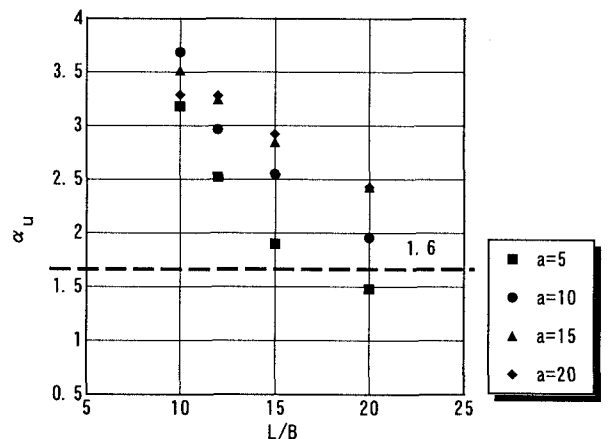


図-4 送り出し架設の安全率

強度解析のための前提条件となる、鋼材特性、残留応力などについてもデータの収集を行い、LP鋼板を活用した鋼橋の合理化への基礎資料を提供することを目標とした。

(1) 鋼材特性、残留応力

現在、我が国で製造可能なLP鋼板の形状は、板の両面で板厚が変化するものに限られるが、任意の位置に等厚な部分をもち、変厚区間が1個所のもの、2個所のものがある。製造可能な寸法は、最大の板厚変化勾配が5mm/mであり、最大板厚、最小板厚、最大板厚差、製品長さおよび幅は板厚差、形状などに依存して変化する。これらは、本来等厚板を対象とした圧延機を転用して変厚板を製造することに起因する制限である。

また、同じ理由から板厚の厚い側と薄い側とは機械的性質が異なってくる傾向にある。これまでの試験データ<sup>10,11)</sup>によると、降伏点強度および破断強度は板厚の薄い側が圧延による塑性変形をより強く受けるため高くなる傾向にある。伸びは板厚の薄い側が小さくなる。これらの傾向は、熱処理によって緩和あるいは均一化することが可能であると言われているが製品によるバラツキが生じる。また、板厚変化の始終点では緩やかに板厚が変化するという製造上避けられない点もあるが、JISの板厚公差の範囲内である。

溶接による残留応力分布は、試験データ<sup>11)</sup>で軸方向成分の測定結果が示されている。実際にLP鋼板をフランジに用いた場合には軸方向力成分だけでは力の釣り合いが満足されないため、解析を行う際には残留せん断応力を仮定した。

(2) 弾塑性有限要素法による解析法

まず、自由突出板を例にとって、解析手法について述べる。図-5に示す板厚が軸方向に連続的に変化する変厚自由突出板について考える。いま、このLP鋼板がどの断面でも一定の応力状態にあると仮定する。このとき、板の軸方向力は等しくなく、全体で力の釣り合いが保たれない。そこで、軸応力比および板厚比に応じたせん断流およびせん断変形を付加し、全体での力の釣り合いを保たせる必要がある。

力の釣り合いより、载荷辺および非载荷辺におけるせん断流は図-5のようになる。計算された付加せん断流は、载荷辺の板厚を用いて付加せん断応力に変換でき、さらにこれより付加せん断ひずみが計算される。

载荷辺において $\gamma_{add}$ なる付加せん断ひずみを生じさせるために、薄部および厚部の両载荷辺に付加的な強制変位を与える。これを図示すると、図-6のようになる。この状態に対して収束計算を実施することによりLP鋼板の解析が可能となる。

周辺支持板は、支持条件・境界条件を変更することにより解析が可能である。

周辺支持補剛板は、上述のように支持辺を基点とした付加強制変位を与えるという手法のため、これまでの等厚板のように補剛パネルの一部を取り出した解析方法を用いることができない。また、補剛材が片面にしかついておらず、中立軸が母材の板厚中心から離れ偏心圧縮を受けるため、単純に圧縮するだけでは、補剛板の板厚が異なるために母材と補剛材を一樣圧縮できない。そこで着目する補剛パネルのテーパ部の両端に同じ板厚変化比をもつ調整パネルを設けることによって縦補剛材にも母材と同じ応力を導入するという制御法<sup>12)</sup>を用いる。両端の調整パネルの長さは、着目パネルと調整パネルの境界上に変曲点を持つように長さを調節する。また初期たわみとして、着目パネルにはsine波、調整パネルには減衰sine波形<sup>13)</sup>を用い、平押しするために解析モデルの両端の回転を拘束した。この場合の補剛材を含めた付加せん断流の概念図を図-7に示す。

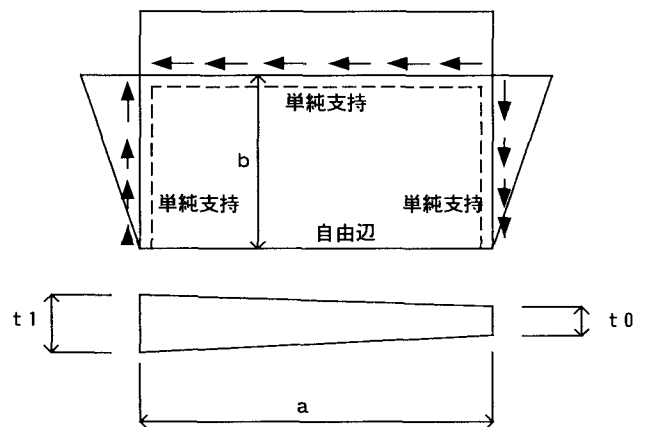


図-5 自由突出板モデル図

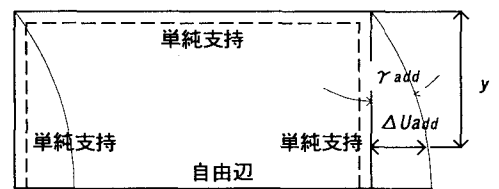


図-6 付加強制変位概念図

(3) 極限強度特性

任意の応力比および板厚比が与えられた場合、形状的特性と力学的特性を包括的に示すパラメータ  $\beta$  を式 (4) に示す。

$$\beta = (r - 1) / (c - 1) \quad (4)$$

ここで、

$r$  : 応力比 (薄部の応力度 / 厚部の応力度)

$c$  : 板厚比 (薄部の板厚 / 厚部の板厚)

$\beta \leq 0$  の場合は厚部に応力度の余裕がある状態、 $\beta = 0$  の場合は一定応力状態、 $\beta \geq 0$  の場合は薄部に応力度の余裕がある状態を示している。

上記のパラメータ  $\beta$  を  $= -1/c$  (一定軸力状態, 厚部で応力余裕がある状態),  $= 0$  (一定応力状態),  $= 1$  (薄部で応力余裕のある状態) とした場合の幅厚比パラメータ毎の極限強度を図-8に示す。基準となる板強度曲線は、LP鋼板を解析したプログラムを用いて等厚板を解析した結果である。LP鋼板の解析結果は、左側が最大板厚断面で評価した場合であり、右側が最小板厚断面で評価した場合である。

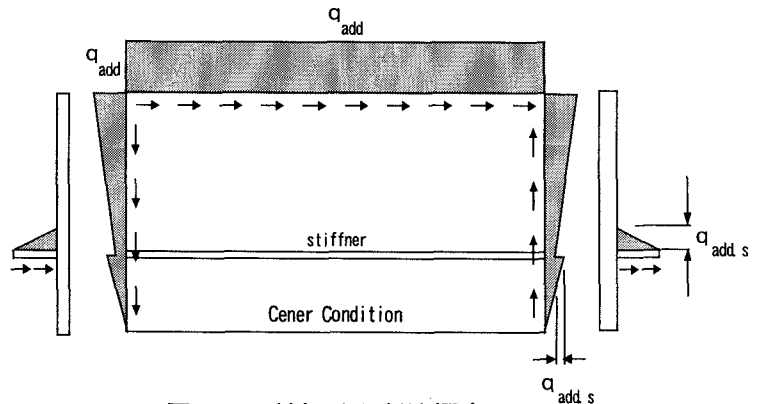


図-7 付加せん断流概念図

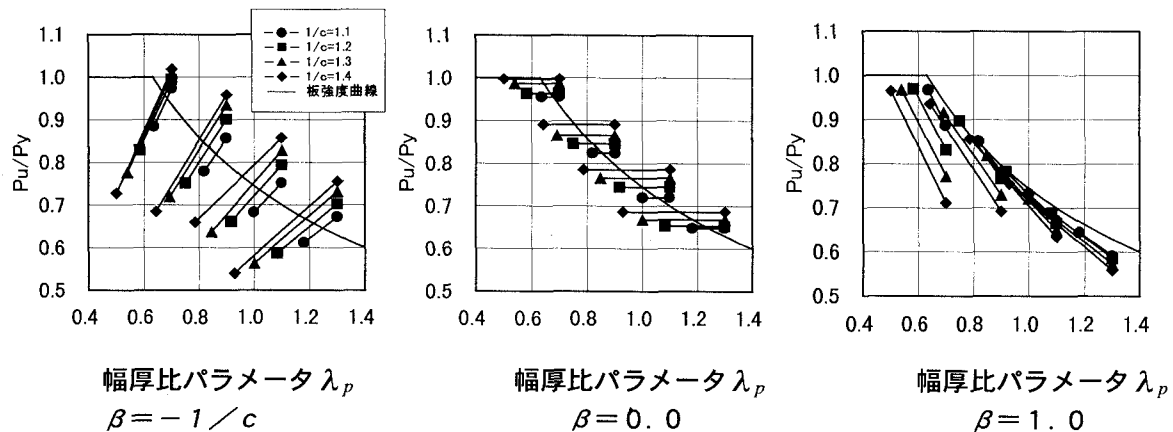


図-8 変厚自由突出板の圧縮強度解析結果

パラメータ  $\beta$  の値によって板強度曲線との関係が異なる。厚部で応力余裕がある状態から一定応力状態にかけては、最大板厚断面で評価した場合は板強度曲線を下回り、最小板厚断面で評価した場合は板強度曲線を上回り、両断面での強度評価点を結んだ線と板強度曲線が交わることが特徴である。言い換えれば、この交点での幅厚比パラメータを用いることによって、応力比や板厚比の異なる変厚自由突出板の圧縮強度を、等厚板に対する板強度曲線を用いて評価することができる。評価の方法の概念を示したのが図-9である。等価な幅厚比を与える板厚は、次式で与えられる。

$$t_{eq} = t_{min} + \alpha \times (t_{max} - t_{min}) \quad (5)$$

種々の応力比、板厚比をパラメータとして解析した結果、幅厚比パラメータとパラメータ  $\beta$  の範囲によって  $\alpha$  を 0 から 1 の範囲で、変化させて評価できることがわかった。

周辺支持板の場合も同様の傾向が確認できた。補剛板の場合には、補剛材の剛比および母材の板厚が変化しても補剛材形状が一定であることと、補剛材で囲まれたパネルの座屈が生じるという特徴がある。したがって、パラメータ  $\beta$  で整理すると自由突出板などと同様な傾向を示すが、補剛材の存在および形状が一定のため、等価板厚の概念を導入することができない。補剛材剛比をパラメータとした整理が必要である。

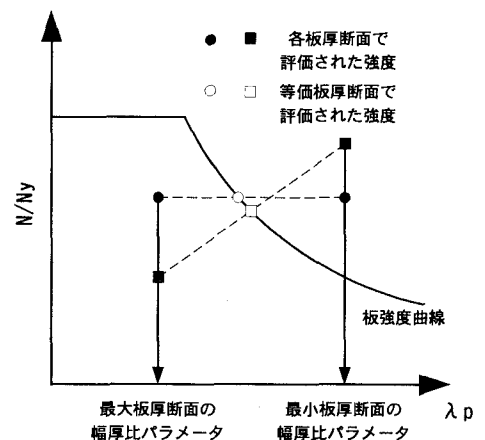


図-9 等価幅厚比パラメータの概念図

#### (4) 設計法

LP鋼板をフランジなどに適用した場合に、上記で示した等価板厚の概念を用いて設計することは、コンピュータを用いて設計している現状では難しいことではない。しかし、実際の橋梁構造物をみると、短い区間で板厚が変化することは少なく、多くの場合3～10mの区間で板厚が変化している。このような状態で、個々のパネルに着目して設計を行うことは煩雑であるといえる。

これまで慣用的に行われてきた、板厚の薄い部分、厚い部分で照査する方法と等価板厚の考え方をを用いた設計方法で、大きな経済的な差は無いと考えられる。したがって、板厚の薄い側と厚い側でそれぞれ照査して良いといえる。ただし、板厚変化勾配が大きく、短い区間で行われる場合（中間支点付近の下フランジ）や応力の変化が大きい場合で、なおかつ経済性を追求したい場合には、パラメータ解析結果を用いた徹密な照査が必要と考える。

### 3. 4 高力ボルト継手の設計法の合理化

#### (1) すべり係数

高力ボルト摩擦接合継手において、母材および添接板に引張力が作用すると、これらのポアソン効果による板厚減少によりボルトの軸力抜けが生じる。母材および添接板が降伏状態に近づくにつれてボルトの軸力抜けが顕著になり、すべりが発生する。つまり、すべり現象と降伏現象は独立したものではなく、互いに影響を及ぼしあっている。したがって、すべり係数はこのことを考慮する必要がある。ここでは、すべり係数に対し、式(6)で表わされるすべり強度・降伏強度比 $\beta$ をパラメータとして考慮する。

$$\beta = N_{SL}^* / N_{Yn}^* \quad (6)$$

ここに、

$N_{SL}^*$  : すべり強度の公称値(tf)  
(すべり係数 0.4),

$N_{Yn}^*$  : 母材 (または添接板) の降伏強度の公称値 ( $= A_n^* \times \sigma_Y^*$ ),

$A_n^*$  : 母材 (または添接板) の純断面積,

$\sigma_Y^*$  : 母材 (または添接板) 材料の基準降伏点。

すべり係数 $\mu$ —すべり強度・降伏強度比 $\beta$ の関係を見出すために、既往の高力ボルト継手引張実験データ<sup>14), 15), 16)</sup>に整理した。ここにすべり係数

$\mu$ は、すべり荷重およびボルトの初期導入軸力の実測値によって評価したものである。 $\beta \leq 0.7$ の範囲では、すべり係数は $\beta$ との相関性があまりなく、その平均値は0.52の一定値と見なせる。次に、 $0.7 < \beta$ の範囲では、すべりと母材の降伏は独立したものにはなっていない。つまり引張応力によって母材および添接板の板厚が減少し、そのため、ボルトの軸力抜けが進み、すべりが発生する。そして、見かけのすべり係数が低下したように見える。また、すべり係数と $\beta$ の間には線形関係が認められる。すべり現象が降伏現象より先行する $0.7 < \beta \leq 1.0$ の範囲において、すべり係数の平均値は図-10中の $\beta$ に応じて低減される直線で表される。ここで、すべり係数は、安全側として平均値より標準偏差の1倍程度マイナス側の値として、 $\beta \leq 1.0$ の範囲においては以下のように考える。

$\beta \leq 0.7$  の場合 : すべり係数  $\mu = 0.5$  (基本すべり係数)

$0.7 < \beta \leq 1.0$  の場合 : すべり係数  $\mu = 0.5(1.28 - 0.4\beta)$  (すべり係数の低減) (7)

#### (2) 引張材の継手強度

引張を受ける継手強度の限界状態の区分については、上記実験データより、パラメータ $\beta$ の範囲に応じて以下のように区分できる。<sup>17)</sup>

$\beta \leq 1.0$  の場合 : すべり限界を線形限界とする。

$1.0 < \beta \leq 1.2$  の場合 : 母材の降伏限界を線形限界とし、母材の純断面降伏強度に基づく。

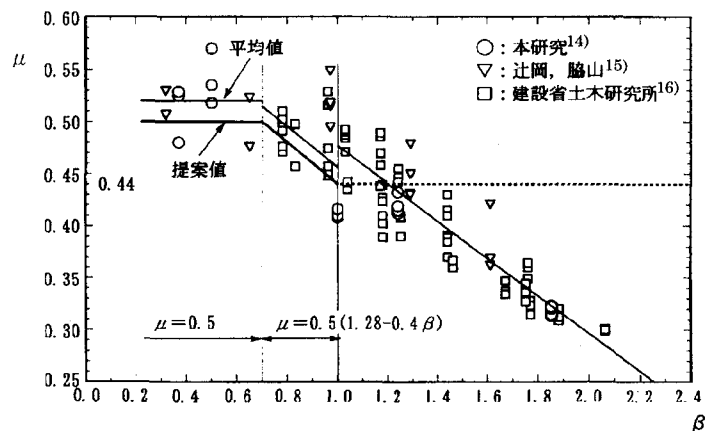


図-10 すべり係数 $\mu$ —すべり強度・降伏強度比 $\beta$

1.2 <math>\beta</math> の場合：母材の降伏限界を線形限界とし，母材の純断面降伏強度に基づく．

ここで，実験データの平均値とそのばらつきを考慮して，すべり強度や降伏強度など抵抗強度を評価する．この場合，SGST-Format<sup>18)</sup>にしたがうものとする．その結果，すべり強度および降伏強度は以下のように表現できる．<sup>17)</sup>

$$\beta \leq 1.0 \text{ の場合：すべり強度 } N_{sl} = \phi(\mu m T_0^*) \quad (\text{tf}) \quad (8)$$

ここに， $\phi$ ：抵抗係数(=0.9)， $\mu$ ：すべり係数， $m$ ：摩擦面の数， $T_0^*$ ：設計ボルト軸力(tf)

$$1.0 < \beta \leq 1.2 \text{ の場合：降伏強度 } N_y = \phi N_{yn}^* \quad (\text{tf}) \quad (9)$$

ここに， $\phi$ ：抵抗係数(=1.1)， $N_{yn}^*$ ：純断面降伏強度(tf)

$$1.2 < \beta \text{ の場合：降伏強度 } N_y = \phi N_{Yg}^* \quad (\text{tf}) \quad (10)$$

ここに， $\phi$ ：抵抗係数(=0.81)， $N_{Yg}^*$ ：総断面降伏強度(tf)

### (3) I 形断面桁の曲げ継手強度

I 形断面桁の継手のすべり現象においては，フランジでのすべり抵抗が限界に達しても直ちにすべりが生じるのではなく，フランジおよび腹板でのすべり抵抗がともに限界に達した時に，フランジと腹板が同時にすべるものと考えられる．つまり，フランジと腹板の継手はすべりに対して協同的に抵抗する．このことを考慮して，I 形断面桁の継手のすべり強度の評価法として式 (11) のすべりモーメント  $M_R$  を考える．<sup>19)</sup>

$$M_R = n_{fu} \rho_{fu} h_{fu} + n_{fl} \rho_{fl} h_{fl} + \sum n_{wi} \rho_{wi} h_{wi} \quad (11)$$

ここに，

$M_R$  : すべり抵抗モーメント(tf・m)

$n_{fu}$  ( $n_{fl}$ ) : 上(下)フランジのボルト本数(本)

$n_{wi}$  : 腹板において第  $i$  行目のボルト本数(本)

$\rho_{fu}$  ( $\rho_{fl}$ ) : 上(下)フランジのボルト 1 本当たりのすべり抵抗(tf/本)

$\rho_{wi}$  : 腹板において第  $i$  行目のボルト 1 本当たりのすべり抵抗(tf/本)

$h_{fu}$  ( $h_{fl}$ ) : 上(下)フランジ板厚中心の I 形断面中立軸からの距離(m)

$h_{wi}$  : 腹板において第  $i$  行目のボルト行の中立軸からの距離(m)

ただし， $h_{fu}$ ， $h_{fl}$ ， $h_{wi}$  の符号はすべて正である (図-11 参照)．

式 (11) において，ボルト 1 本当たりのすべり抵抗は引張領域においては，式 (7) のすべり係数を採用し，圧縮領域のすべり係数については最大値の 0.5 とする．

引張フランジの有効断面積については，道路橋示方書<sup>3)</sup>では，ボルト孔を控除した純断面積を有効断面積とすると規定されている．しかし，高力ボルト摩擦接合継手の引張実験<sup>14)</sup>より，摩擦により母材から添接板への応力の伝達が期待できるため，純断面積を有効断面積とした場合，継手の降伏強度はかなり安全側に評価されることが明らかである．限界状態設計法に準拠している諸外国の規準では，純断面積よりも大きい有効断面積，または，摩擦伝達力による母材作用力の低減を考慮している．

I 形断面桁の継手を対象とした曲げ強度実験のデータ<sup>20)</sup>を基に，引張フランジの純断面積  $A_n$  に対する有効断面積  $A_e$  の比 ( $A_e/A_n$ ) を計算した結果，1.18 前後であり AASHTO<sup>21)</sup> の規定に基づく値とほぼ同じである．<sup>19)</sup> しかし，データのばらつきを考慮し，有効断面積は 1.18 より低減して 1.1 とするのが適切であると思われる．すなわち，引張フランジの有効断面積比 ( $A_e/A_n$ ) の評価法を式 (12) のように考える．

$$A_n/A_g \geq 1/1.1 \text{ の場合： } A_e = A_g$$

$$A_n/A_g < 1/1.1 \text{ の場合： } A_e = 1.1 A_n$$

(12)

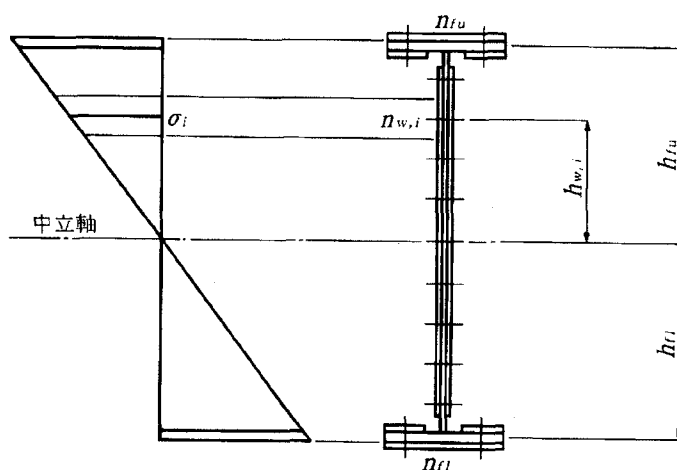


図-11 すべり強度の算定



### 3. 5 一軸対称プレートガーダの曲げ強度

#### (1) 曲げを受けるプレートガーダの極限強度簡易算定式

道路橋示方書<sup>3)</sup>では、プレートガーダ腹板の極限強度評価式として、DINNの組み合わせ応力に対する相関座屈式をベースとし、腹板座屈と極限強度のギャップは曲げ応力比と曲げせん断応力比の関数として表現される安全率を導入することにより調整している。相関座屈式は腹板の限界幅厚比、垂直補剛材間隔、水平補剛材配置にも適用され、統一の取れた腹板の補剛設計法となっている。しかし、この設計法は圧縮フランジの局部座屈に対しては外部的に無拘束で、しかも断面が2軸対称である場合を基本としている。

最近、合理化桁の一環として合成桁が復活している。合成桁の断面強度は床版の合成前と合成後についてそれぞれ照査する必要がある。図-12に示すように、床版合成前の鋼桁の中立軸は断面積が大きい引張フランジ側に寄っており、腹板の有効幅厚比 $2h_c/t_w$ が大きい。活荷重は作用しないので作用応力は小さい。

床版合成後は断面の中立軸は床版に引き寄せられ有効幅厚比、作用応力ともに小さくなる。床版合成後は曲げせん断を受ける中間支点近傍の腹板に注意しなければならない。

ここでは著者らが2軸対称I形断面桁を対象として提案した曲げ強度の簡易算定式<sup>22)</sup>を、1軸対称I形断面に拡張して圧縮フランジとウェブの局部座屈および圧縮フランジの横座屈の連成座屈強度の簡易算定式を示す。

#### 1) プレートガーダーモデル

本文において対象とするプレートガーダーは以下の条件を満たすモデルとする。

- a) 圧縮フランジおよび腹板の局部座屈が終局状態となる曲げパネルとする。圧縮フランジが腹板にめり込むフランジ垂直座屈が終局状態となる幅厚比が大きいプレートガーダーは対象外とする。
- b) 完成系は合成桁として機能するものとし、上フランジ面積が下フランジのそれよりも小さい1軸対称断面とする。
- c) 腹板の水平補剛材は設けないものとする。

#### 2) 曲げ応力分布のモデル化

圧縮フランジや腹板に降伏や局部座屈が発生する前の曲げ応力分布は、当然のことながら、初等力学に従う。断面の中立軸の圧縮縁からの距離 $e_y$ は

$$e_y = \frac{\frac{t_{fu}}{2} A_{fu} + (\frac{h}{2} + t_{fu}) h t_w + (t_{fu} + h + \frac{t_{fl}}{2}) A_{fl}}{A_{fu} + A_{fl} + h t_w} \quad (13)$$

ここに、 $t_{fu}$ 、 $t_w$ 、 $t_{fl}$ ：上フランジ厚、腹板厚、下フランジ厚

$h$ ：腹板高

$A_{fu}$ 、 $A_{fl}$ ：上フランジ面積、下フランジ面積

圧縮フランジおよび腹板に局部座屈を生ずると中立軸位置は腹板に沿って下方に移動するが、ここでは近

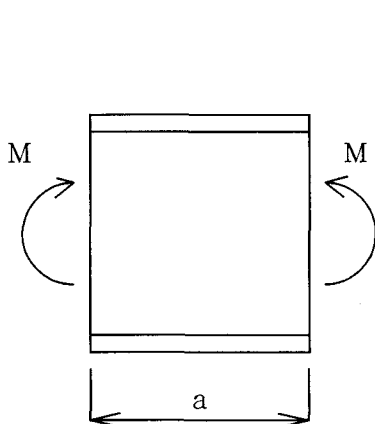


図-12 対象モデルの寸法記号

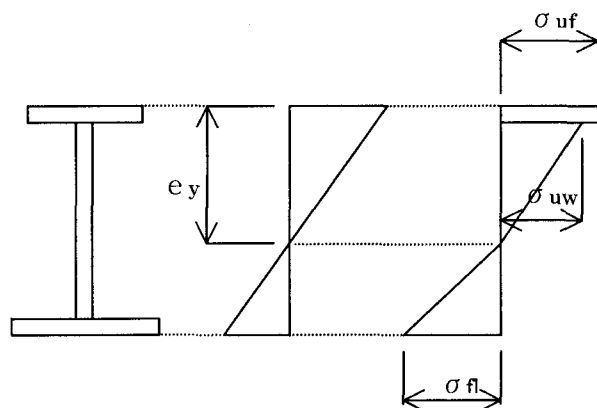


図-13 曲げ応力分布

似的に弾性範囲における  $e_y$  が保持されるものと仮定する。

曲げ応力分布は図-13 に示すように弾性分布から終局時分布に移行する。下フランジの応力は断面の軸力が0となる条件より

$$\sigma_{fl} = \left[ \sigma_{uf} A_{fu} + \frac{1}{2} (e_y - t_{fu}) t_w \sigma_{uw} \right] / \left[ A_{fl} + (h - e_y + t_{fu})^2 t_w / 2(h + \frac{t_{fl}}{2} - e_y + t_{fu}) \right] \quad (14)$$

ただし,  $\sigma_{fl} \leq \sigma_{yfl}$

ここに,  $\sigma_{uf}$  : 圧縮フランジの限界応力

$\sigma_{uw}$  : 腹板の限界応力

### 3) 曲げ耐荷力算定式

図-13 の終局時曲げ応力分布を基に, 断面の曲げ耐荷力  $M_u$  は次式で与えられる。

$$M_u = \sigma_{uf} A_{fu} (e_y - \frac{t_{fu}}{2}) + \sigma_{fl} A_{fl} (h + \frac{t_{fl}}{2} - e_y + t_{fu}) + \frac{1}{3} (e_y - t_{fu})^2 \sigma_{uw} t_w + \frac{1}{3} (h - e_y + t_{fu})^3 \sigma_{fl} t_w / (h + \frac{t_{fl}}{2} + t_{fu} - e_y) \quad (15)$$

なお, 式(15)に含まれている圧縮フランジおよび腹板の限界応力は, 初期不整の平均値相当, 下限値相当に対応して次のように計算する。<sup>5)</sup>

圧縮フランジの限界応力  $\sigma_{uf}$  :

$$\text{平均値相当} \quad \frac{\sigma_{uf}}{\sigma_{Yuf}} = \begin{cases} 1.0 & \bar{\lambda}_{pf} \leq 0.7 \\ (0.7/\bar{\lambda}_{pf})^{0.64} & \bar{\lambda}_{pf} > 0.7 \end{cases} \quad (16)$$

$$\text{下限値相当} \quad \frac{\sigma_{uf}}{\sigma_{Yuf}} = \begin{cases} 1.0 & \bar{\lambda}_{pf} \leq 0.5 \\ (0.5/\bar{\lambda}_{pf})^{0.64} & \bar{\lambda}_{pf} > 0.5 \end{cases} \quad (17)$$

ここに,  $\bar{\lambda}_{pf} = b'/t_{fu} \cdot \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_{Yfu}/0.425\pi^2 E}$

腹板の限界応力  $\sigma_{uw}$  :

$$\text{平均値相当} \quad \frac{\sigma_{uw}}{\sigma_{Yw}} = \begin{cases} 1.0 & \bar{\lambda}_{pw} \leq 1.0 \\ (1.0/\bar{\lambda}_{pw})^{0.72} & \bar{\lambda}_{pw} > 1.0 \end{cases} \quad (18)$$

$$\text{下限値相当} \quad \frac{\sigma_{uw}}{\sigma_{Yw}} = \begin{cases} 1.0 & \bar{\lambda}_{pw} \leq 0.8 \\ (0.8/\bar{\lambda}_{pw})^{0.72} & \bar{\lambda}_{pw} > 0.8 \end{cases} \quad (19)$$

ここに,  $\bar{\lambda}_{pw} = h/t_w \cdot \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_{wu}/k_c \pi^2 E}$

腹板の曲げ応力分布に応じて座屈係数  $k_c$  は次式で与えるものとする。

$$k_c = 23.9 \cdot (0.316 + 0.34\varphi) / (3 - \varphi) \quad (20)$$

### 4) 局部座屈と横座屈の連成

圧縮フランジの局部座屈(ウェブの影響を含む)と横座屈の連成座屈強度の評価方法は文献<sup>22)</sup>で提案した Q-factor 法に従う。すなわち, プレートガーダーの曲げ強度  $M_{ult}$  は

$$M_{ult} = \kappa M_n \quad (21)$$

ここに,  $M_n$  は断面の強度で降伏強度断面では  $M_Y$ , 座屈強度断面では  $M_u$  をとる。

$\kappa$  は横座屈に関する強度低減係数で次式で定義される。

$$\kappa = [1 + 0.25(\bar{\lambda}_b - 0.4) + \bar{\lambda}_b^2 - \sqrt{\{1 + 0.25(\bar{\lambda}_b - 0.4) + \bar{\lambda}_b^2\}^2 - 4\bar{\lambda}_b^2}] / 2\bar{\lambda}_b \leq 1 \quad \text{: 平均値相当}$$

$$\kappa = [1 + 0.50(\bar{\lambda}_b - 0.2) + \bar{\lambda}_b^2 - \sqrt{\{1 + 0.50(\bar{\lambda}_b - 0.2) + \bar{\lambda}_b^2\}^2 - 4\bar{\lambda}_b^2}] / 2\bar{\lambda}_b \leq 1 \quad \text{: 下限値相当} \quad (22)$$

ここに,  $\bar{\lambda}_b$  は横座屈に関する細長比パラメータで降伏強度断面では  $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_Y/M_E}$ , 座屈強度断面では  $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_u/M_E}$  で与えられる。座屈強度断面で  $M_Y$  の代わりに断面の局部座屈強度  $M_u$  を用いるいわゆる Q-factor 法となっている。

式(21)を応力で示せば

$$\text{降伏強度断面: } \sigma_{ult} / \sigma_Y = \kappa \quad (23)$$

$$\text{座屈強度断面： } \sigma_{ult} / \sigma_{yf} = \kappa$$

(24)

ここに、 $\sigma_{yf}$  は式 (16) または (17) から得られる値とする。

(2) 有限要素解析による簡易算定式の精度の検証

簡易算定式の精度を検証するために、有限要素法による解析を実施した。解析には4節点アイソパラメトリック矩形要素を用いた弾塑性有限変位解析プログラムを使用した。ガウス積分点数をフランジ、ウェブなどで変えることにより計算の効率化を図っている。塑性流れ理論に基づき Newton-Raphson 法により変位増分による節点力を収束させている。

解析モデルは、両端単純支持の桁を支間中央までの1/2モデルとし両端のウェブに強制回転変位を与えることによって等曲げ状態としている。支間長に応じて垂直補剛材を配置し、補剛材要素を設けるのではなくウェブの回転変位を拘束して処理した。桁の断面はウェブ高さを一定 (=1.6m) として、上下フランジ断面積比、ウェブ圧縮フランジ断面積比、圧縮フランジ幅厚比、ウェブ幅厚比、横座屈細長比を変化させた。

初期不整は、初期変形をウェブのはらみ、上フランジの通り、上フランジのねじれ変形を正弦波の重ね合わせとして考慮した。溶接残留ひずみはフランジ、ウェブに矩形分布として考慮した。これらは、平均値相当、下限値相当の初期不整を与えるように各数値を決定した。

図-14 に  $\bar{\lambda}_{pf} = 0.53$ ,  $\bar{\lambda}_{pw} = 1.06$  の場合の道路橋示方書に示されているパラメータ  $\alpha$  と  $Mu/My$  の関係を、また図-15 では  $\bar{\lambda}_{pf} = 0.53$ ,  $\bar{\lambda}_{pw} = 1.59$  の場合、図-16 では  $\bar{\lambda}_{pf} = 0.86$ ,  $\bar{\lambda}_{pw} = 1.59$  の場合を示す。初期不整は下限値相当である。簡易算定式と解析結果を比較すると良く一致しているが、ウェブの幅厚比が大きいほど、あるいは上下フランジの非対称の割合が大きいほど、両者の差が大きくなる傾向にある。これは、簡易算定式の中立軸の仮定方法によるものと思われる。

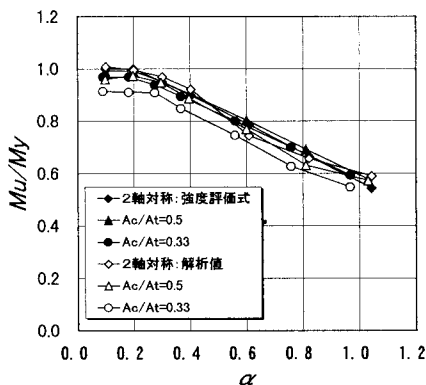


図-14  $\alpha - Mu/My$  (1)

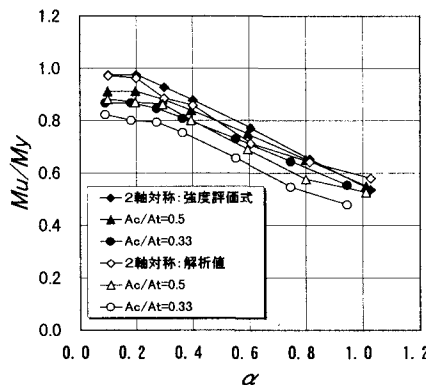


図-15  $\alpha - Mu/My$  (2)

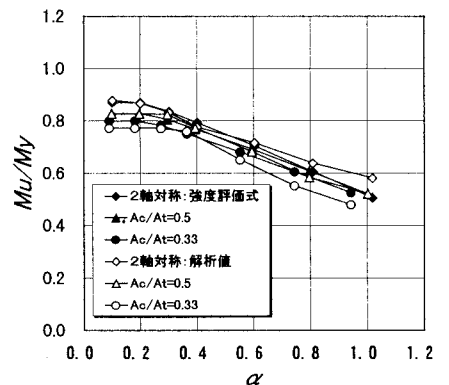


図-16  $\alpha - Mu/My$  (3)

4. 試設計による経済性の評価

3. で述べた様々の課題に対して、少数主桁化、LP鋼板のフランジへの適用および高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化を導入した場合の経済性の評価を試設計によって行った。

23)

対象とした橋梁は建設省の鋼道路橋設計ガイドライン(案)<sup>6)</sup>の設計例に示されている、支間40mの単純I断面桁橋、支間45mが3連の3径間連続I断面桁橋を選び、これに上記の合理化手法を単独で、あるいは組合せて導入した場合の経済効果を比較している。試設計のケースは以下のとおりである。断面を図-17に示す。

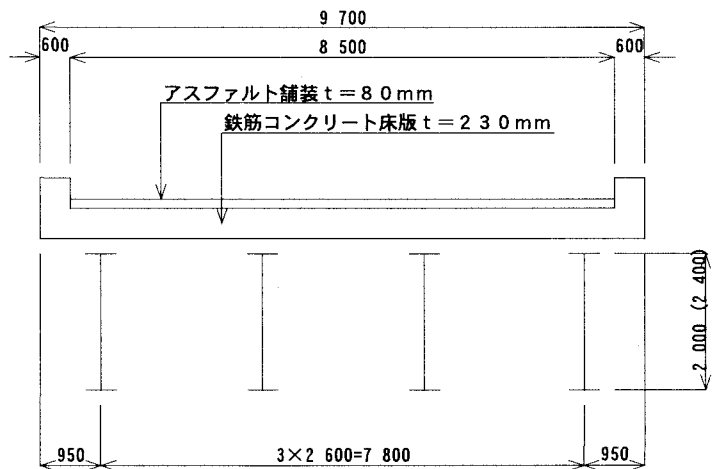


図-17 断面図

- Case1 建設省の鋼道路橋設計ガイドライン(案)に示されている標準橋梁（4主桁）
- Case2 上記標準橋梁を3主桁とした場合（主桁間隔3.9m）
- Case3 同じく2主桁とした場合（主桁間隔6m）
- Case4 Case2の3主桁にLP鋼板と継手設計合理化案を適用した場合
- Case5 Case3の2主桁にLP鋼板と継手設計合理化案を適用した場合

なお、Case4 および Case5 については中間横桁本数を7、5、3、1と変化させている。

試設計の結果を工場製作費、現場工事費および一般管理費にまとめて、図-18 および図-19 にグラフ化して比較した。この結果より以下の傾向を読み取ることができる。

- ・少数主桁化による経済効果は床版工事費に強く影響される。現在の標準的な工事単価を用いると2主桁の方が3主桁よりも7%から15%割高となる。しかし、初期の建設費用に塗装費用（10年周期、m<sup>2</sup>当たり5千円）を上乗せすると両者の差はほとんど無いといえる。
- ・単純桁の場合、横桁間隔を広げると全体工事費が安くなる。連続桁の場合は、中間支点付近の負荷領域で横桁間隔を広げると、主桁断面が大きくなるので3主桁では横桁5本、2主桁では横桁3本の場合が最も経済的となった。
- ・LP鋼板の使用、継手設計の合理化を取り込むと、ガイドライン適用の4主桁に比べて、20%から25%のコスト縮減が可能である。

## 5. まとめ

以上、合理化鋼桁橋（支間長40m～60m）への新技術の導入に付随して派生した強度に関する課題を検討し、試設計によりコスト縮減に対する新技術の有効性を評価した。本報告で取り上げた強度に関する課題は一部のものに限られており、今後も検討作業を継続することにより一層の合理化を推進する必要がある。

現在、日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究委員会（委員長伊藤学先生）の合理化桁の設計法研究小委員会では、合理化鋼桁橋の設計・製作・架設を網羅したデザインマニュアルを作成しており、この数年間にわたり、鋼桁橋の競争力向上のために払われた橋梁技術者の努力を集約する予定である。

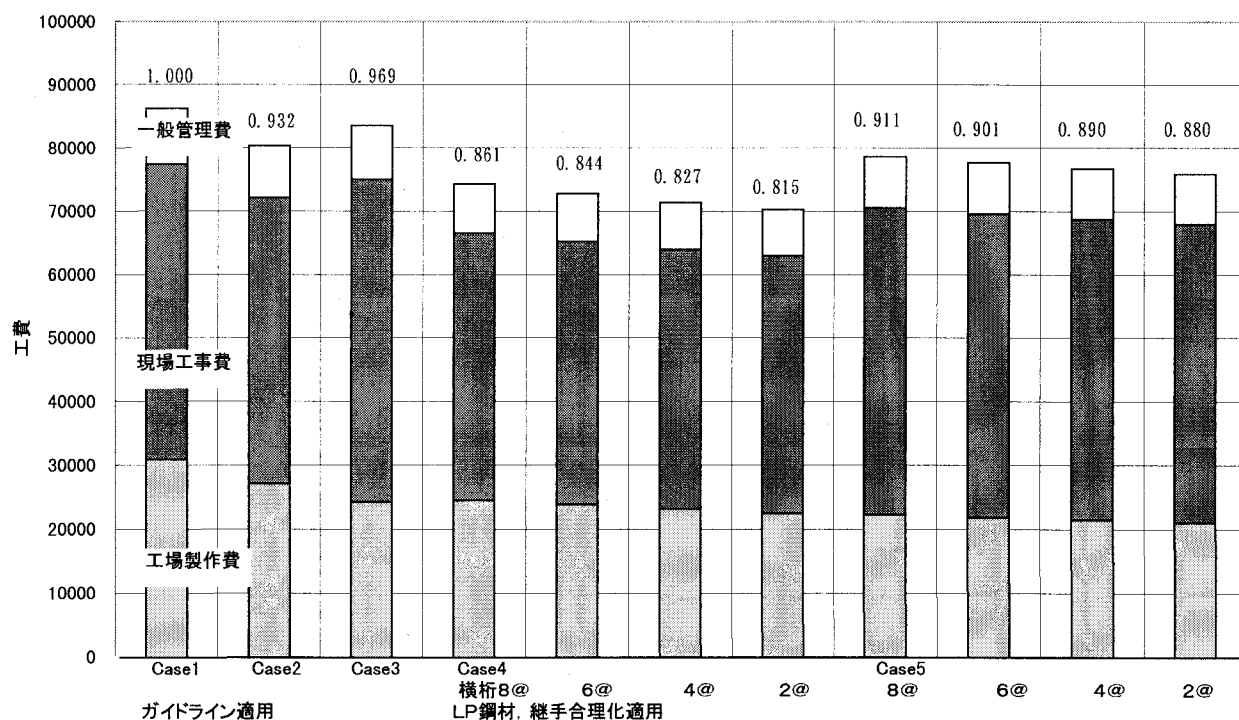


図-18 単純桁の工費比較

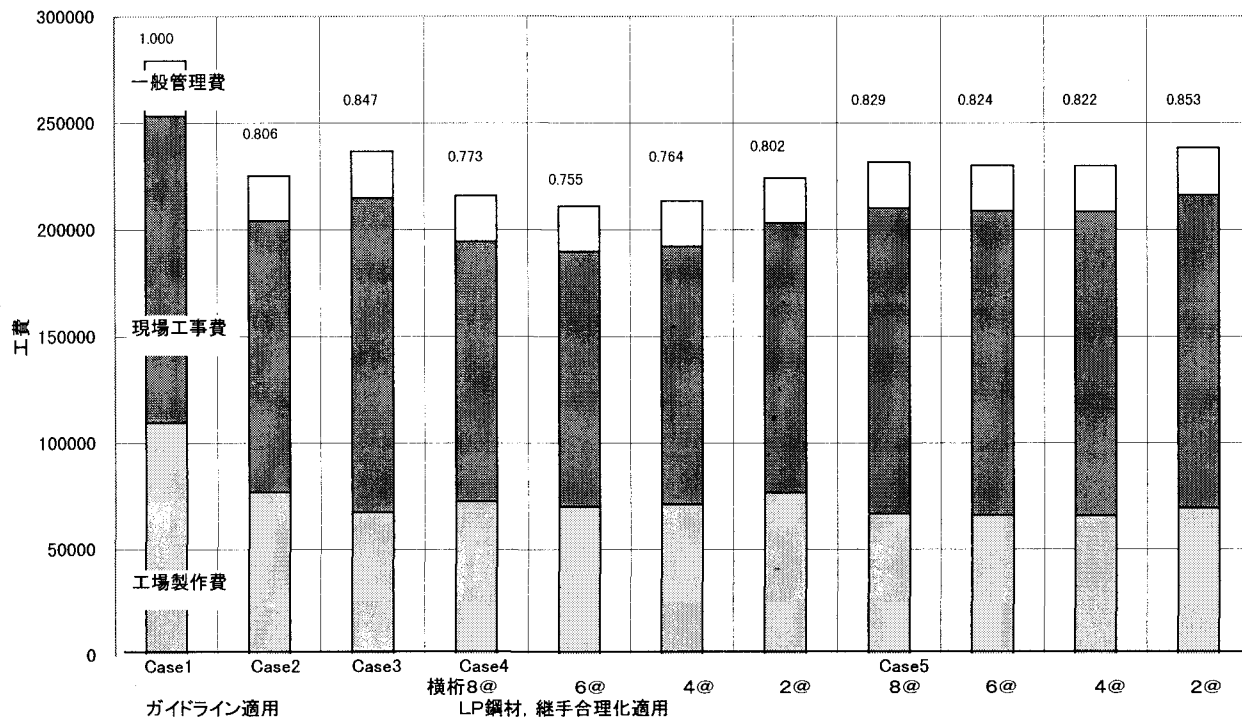


図-19 連続桁の工費比較

参考文献

- 1) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会：構造計画小委員会報告書：橋梁の技術革新，1994年3月。
- 2) 鋼材倶楽部：第2回土木鋼構造研究シンポジウム－鋼橋の耐久性と合理化に関する研究開発－合理化桁橋梁へのLPプレートの適用について，1998年1月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，1996。
- 4) 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，1993。
- 5) 科学研究費補助金研究成果報告書：骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究，（研究代表者 福本・士），1990。
- 6) 建設省：鋼道路橋設計ガイドライン(案)，建設省，平成7年12月。
- 7) 西田進・吉田博・福本・士：横桁による並列主桁の横補剛効果，土木学会論文報告集，No.268，pp.23-31，1977。
- 8) Nethercot, D.A.and, Trahair.N.S：Lateral buckling approximations for elastic beams，Struct.Eng.，Vol.54，No.6，1983。
- 9) 小松定夫・西村宣男・大野正人：横桁で連結された2主桁橋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.329，1977。
- 10) 谷俊寛，西前博一，岡村公司：テーパプレートを用いたI桁の施工試験，高田技報，No.11，1995。
- 11) 西村宣男，堀田毅，滝英明：変厚フランジを用いた鋼I断面桁の座屈実験，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，I-46，平成8年5月。
- 12) 滝英明，堀田毅，村上茂之，西村宣男：テーパ補剛板の座屈強度解析，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，I-62，平成8年5月。
- 13) 西村宣男，間瀬利明，大吞智正：軸力と曲げを受ける鋼部材の断面区分，構造工学論文集，Vol41A，1995.3。

- 1 4) 駒井鉄工(株), 大阪大学土木工学科構造研究室: 高力ボルト摩擦接合引張継手の限界強度に関する実験的研究 研究成果報告書, OUCS9301, 1993.2.
- 1 5) 辻岡静雄, 脇山広三: 多列高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40B, pp.495-500, 1994.3.
- 1 6) 建設省土木研究所: 高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査, 土木研究所資料第 1871 号, 1982.9.
- 1 7) 秋山寿行, 西村宣男, 亀井義典, 池端文哉: 高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態の区分, 鋼構造年次論文報告集, 第 3 巻, pp.289-296, 1995.11.
- 1 8) 東海鋼構造研究グループ (代表 福本・士): 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用, 橋梁と基礎, Vol.14, No.11~12, 1980.
- 1 9) 秋山寿行, 西村宣男: 曲げを受ける鋼 I 断面高力ボルト継手のすべり機構と限界強度の評価, 鋼構造年次論文報告集, Vol.4, pp.287-294, 1996.11.
- 2 0) 西村宣男, 秋山寿行, 亀井義典, 高木優任: 鋼 I 桁の高力ボルト摩擦接合曲げ継手部の限界状態に関する実験, 鋼構造年次論文報告集, Vol.1, pp.23-30, 1993.7.
- 2 1) AASHTO: Standard Specification for Highway Bridges. DRAFT. 1991.
- 2 2) 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, Vol39A, 1993.
- 2 3) 建設コンサルタンツ協会近畿支部鋼橋設計研究委員会: 鋼橋設計研究委員会報告書, 1998.