

第12章 プレートガーダー・ボックスガーダー

12.1 概 説

現在、桁形式として最も普及しているプレートガーダーおよびボックスガーダーの技術的進化は、経済的側面からも歓迎されるべきである。そのためには、構造工学的な研究成果に基づく合理的設計法の確立が基本条件である。今回の改訂にあたって、特筆されるべき技術的進化の項目としては

1. 少数主桁の合理化橋一部材の厚肉化と部品点数の削減，LP 鋼板の使用
2. 合成桁 (RC 床板，PC 床板) の復活に伴う各種新形式橋梁の出現

などが挙げられる。また、耐震性能向上の要求から、座屈設計・補剛設計に求められる要求も変化してきている。

本章では、大きく2つに分けて12.2にプレートガーダーを、12.3にボックスガーダーを記述している。まずプレートガーダーについて一般的な座屈設計法のフローを述べ、それに引き続いてプレートガーダーの曲げ、せん断、および曲げ・せん断に関する座屈強度についてまとめるとともに、さらにこれまでの研究成果として得られている終局強度 (耐荷力) 理論の考え方を解説している。

次に、桁の送り出し架設時に問題となる局所荷重の問題を扱っている。これまでの研究動向を紹介した後、用いる移動式クレーンによって荷重幅が異なってくることを指摘し、また基本的な作用断面力の正しい考え方を示した。さらに、局所荷重を受けるパネルの座屈強度推定法をまとめて示し、最後に腹板の補剛方法について解説している。また、近年において提案されている新形式橋梁について、その特徴を解説するとともに、座屈設計に際しての問題点について述べている。

12.3ではボックスガーダーを扱っている。ボックスガーダーのフランジは補剛板で構成されるのが一般的であるため、補剛板の座屈強度および耐荷力が問題となる。プレートガーダーの耐荷力理論と同様に、曲げ、せん断、および曲げ・せん断 (曲げ・ねじり) の場合について座屈強度および耐荷力推定法を示している。また、ボックスガーダーではプレートガーダーの垂直補剛材の代わりにダイヤフラムが用いられるため、支点上ダイヤフラムと中間ダイヤフラムに分けて解説している。最後に、曲線橋および斜橋に対する対応についても触れている。

12.2 プレートガーダーの耐荷力と座屈設計法

プレートガーダーの上下フランジおよびウェブには明確な力学的役割がある。上下フランジは主に曲げモーメントによる縁応力度に抵抗するために働き、ウェブは作用せん断力に抵抗するという力学的役割とともに、上下フランジを支持して縁端距離を保つという物理的役割を持つ。例えば上下対称フランジの断面二次モーメントの大部分がフランジ部分によって分担され、一方、せん断応力分布はウェブ部分に集中していることから、ウェブとフランジの機能分担が合理的に行われていることが定性的にも分かる。よって、分布設計荷重を受ける単純桁を考えれば、支間中央では曲げ強度に支配され、端部支点上ではせん断強度が支配的である。また、これらの中間部位では曲げとせん断の組み合わせ荷重状態となっているため、曲げ応力度とせん断応力の合成応力度の照査が必要である。

プレートガーダーは一般に板要素としての力学的挙動をするため、我国の道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] で用いられる許容応力度設計法では、耐荷力としては板要素の持つ後座屈強度を期待して、純圧縮力を受ける場合の安全率 1.7 より低めに設定されており、純曲げに対して 1.4、純せん断に対しては 1.25 の座屈強度を確保するよう規定されている。

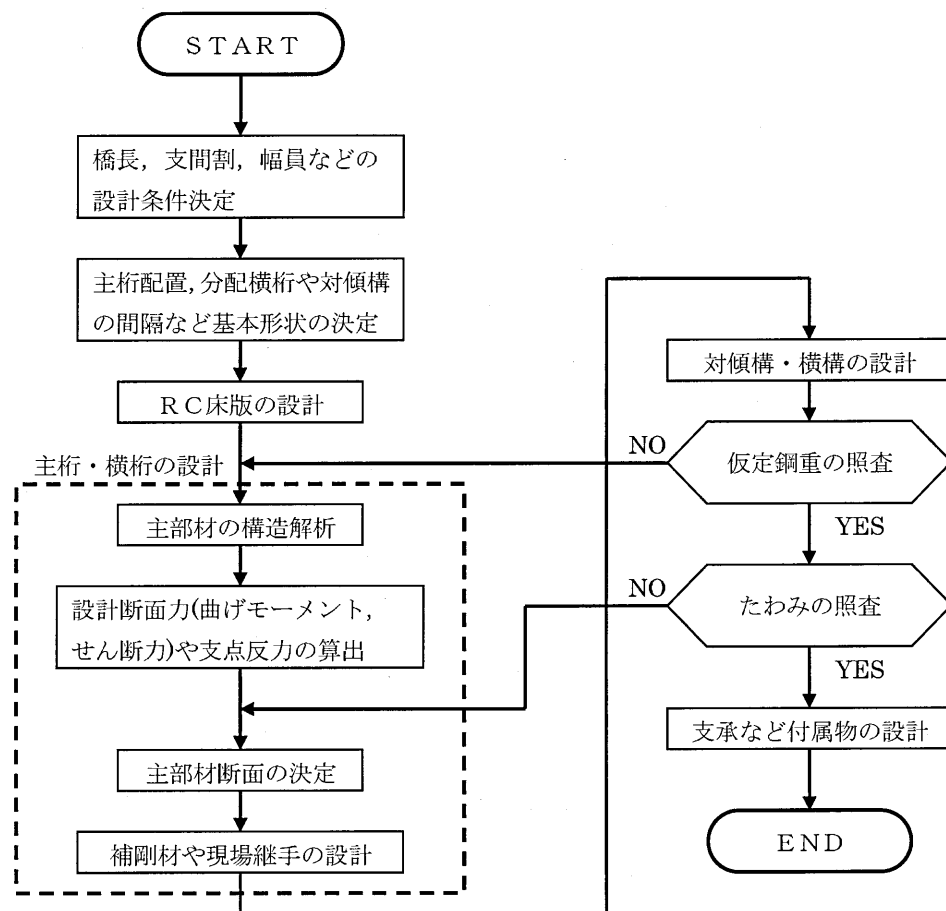


図 12.2.1 プレートガーダーの設計フロー

座屈設計法に基づくプレートガーダーの大まかな設計フローは図 12.2.1 のようになる。なお、床版の設計は別途行うものとし、ここでは細かくは触れない。道路橋プレートガーダーの座屈設計法の詳細フローは、例えば、橋 (2002) の文献に詳しい。

- 1) まず、設計するプレートガーダー橋の橋長、支間割、幅員などの基本設計条件より、主桁配置、分配横桁や対傾構の間隔などの基本形状を決定する。
- 2) T 荷重のもとに床版の設計を行う。
- 3) 既存橋梁に関する実績調査より橋面単位面積あたりの鋼重を仮定し、L 荷重を用いて主部材の構造解析を行い、主桁に作用する曲げモーメントおよびせん断力等の設計断面力および支点反力などを算出する。
- 4) 設計曲げモーメントを用いて主桁の桁高を決め、腹板の幅厚比規定より腹板厚さを決定する等、主部材断面を決定する。
- 5) 必要フランジ断面積と幅厚比制限を考慮して、フランジ幅および厚さを決定する。
- 6) 支間全体にわたって、曲げ応力度、せん断応力、さらにこれらの合成応力度の照査を行う。
- 7) 垂直補剛材の設置間隔を照査して決定し、補剛材剛度規定より補剛材断面を決定する。また、支間端部の端補剛材を柱として設計し、断面を決定する。さらに現場継手の設計を行う。
- 8) 次に、横桁や対傾構・横構の設計を行う。
- 9) プレートガーダー橋の鋼重を算出し、3) の仮定より重ければ計算をやり直す。また、3) の仮定より安全側の評価であっても、過分に不経済な場合には設計をやり直すべきである。

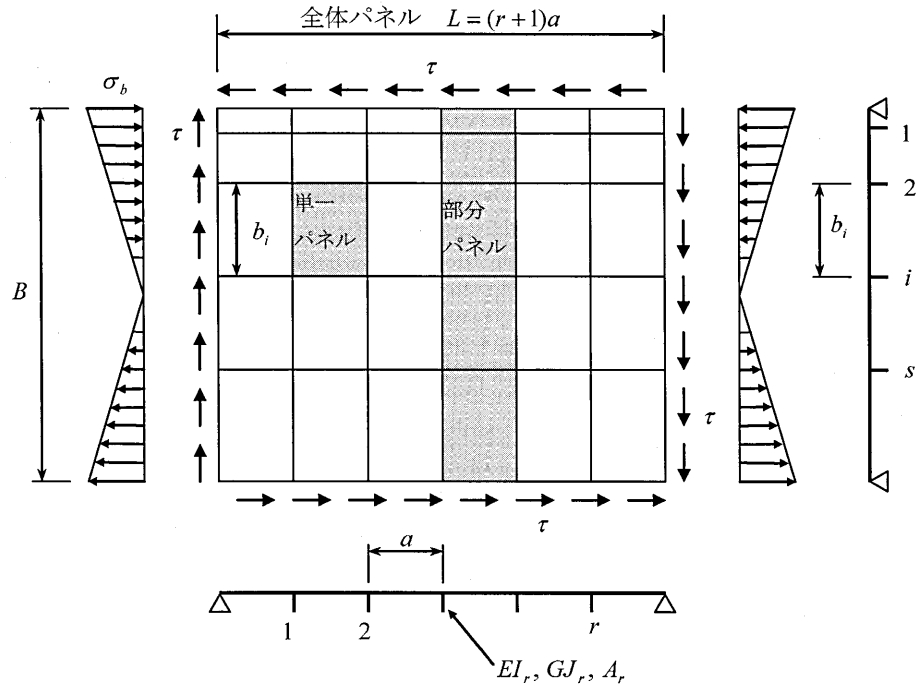


図 12.2.2 プレートガーダーの水平・垂直方向に補剛された補剛板

- 10) たわみの照査を行う.
- 11) 最後に, 支承などの付属物の設計を行う.

12.2.1 曲げを受ける桁の耐荷力

上下フランジおよび水平補剛材と垂直補剛材で補剛された(直交異方性)腹板は一般に図 12.2.2 のようにモデル化される. 主板(長さ L , 幅 B , 厚さ t , 曲げ剛度 D)が, s 本の水平補剛材(曲げ剛度 EI_s , ねじり剛度 GJ_s , 断面積 A_s)と r 本の垂直補剛材(曲げ剛度 EI_r , ねじり剛度 GJ_r , 断面積 A_r)で補剛されている. 水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル, 垂直補剛材間の水平補剛パネルを部分パネル, 垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネルと呼ぶことにする [旧版, 1987].

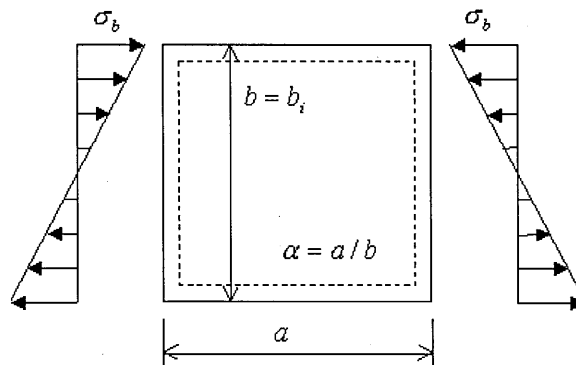


図 12.2.3 純曲げを受ける単一パネル

このような腹板に対しては, 単一パネルの局部座屈, 部分パネルの部分座屈, 全体パネルの座屈に対する照査が不可欠となる. これに対して, フランジや補剛材は板要素としての局部座屈と, 柱部材としての座屈が照査されなければならない. しかし, 水平・垂直補剛材すべてを含む補剛板パネルの挙動はいまだ未知の部分

表 12.2.1 鋼げたの最小腹板厚 $t_{\min}$ [日本道路協会, 2002]

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
水平補剛材のないとき	b/152	b/130	b/123	b/110
水平補剛材を一段用いるとき	b/256	b/220	b/209	b/188
水平補剛材を二段用いるとき	b/310	b/310	b/294	b/262

多く、充分な設計法の確立には至っていない。よってここでは、道路橋示方書で扱う範囲の、垂直補剛腹板、および水平二段・垂直補剛腹板に限定して解説を行う。

まず、座屈設計の基礎となる単一パネル（幅 a 、高さ $b = b_i$ 、図 12.2.3）が曲げを受ける場合の座屈応力度 σ_b は、単一パネルの周辺境界を最も基本的で単純な四辺単純支持条件と仮定し、パネル 縦横比 $\alpha = a/b_i$ の関数として与えられた、曲げに対する座屈係数 k_b を用いると、第 11 章の式 (11.2.1) および式 (11.2.2) の $\sigma_{cr} = \sigma_b, k = k_b$ において

$$\sigma_b = k_b \sigma_e, \quad \sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (12.2.1)$$

$$\left. \begin{aligned} k_b &= 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 & (\alpha \leq 0.66) \\ &= 23.9 & (\alpha > 0.66) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.2)$$

となる [Bleich, 1952]。ここで、 E はヤング係数 ($2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)、 ν はポアソン比 (0.3)、 t は単一パネル腹板の板厚である。腹板は曲げにより三角形分布する直応力を受けるが、本来持つ初期不整により、圧縮側ウェブでは直応力がはり理論より小さい値となる「応力欠損」がウェブ座屈後に顕著に生じることに留意されたい。

一方、曲げモーメントに抵抗する圧縮フランジでは、フランジの片側突出幅部分を三辺単純支持、一辺自由の圧縮板とみなした座屈強度を基本座屈耐荷力と考える。この場合、式 (12.2.1) の圧縮に対する座屈係数 k_n の最小値 $k_{n \min}$ は 0.425 となる。

道路橋示方書 [日本道路橋協会, 2002] の板の座屈設計では、板の幅厚比パラメータ R として

$$R \equiv \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{\pi^2 k} \frac{1}{E}} \quad (12.2.3)$$

が用いられ、曲げ圧縮応力度の上限として、腹板の降伏応力度 σ_Y の代わりに $s_F \sigma_{ca0}$ を採用している。ここで、 s_F は安全率、 σ_{ca0} は許容軸方向圧縮応力度の上限値である。曲げに対しては、 $R \leq 1$ の範囲であれば局部座屈を考えなくてもよい [日本道路橋協会, 2002] ことより、

$$t \geq b \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) s_F \sigma_{ca0}}{\pi^2 E} \frac{1}{k_b}} = \frac{b}{425} \sqrt{\frac{1.4 \sigma_{ca0}}{23.9}} \quad (12.2.4)$$

となる。この値から、水平補剛材のないプレートガーダー腹板の各鋼種に対する最小腹板厚 $t_{\min}$ (表 12.2.1) が求められる。

一方、圧縮フランジの場合も同様にして道路橋示方書に従い、 $R = 0.7, s_F = 1.7$ より計算すると、

$$t \geq b \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) s_F \sigma_{ca0}}{\pi^2 E} \frac{1}{k_{n \min}}} = \frac{b}{0.7 \times 425} \sqrt{\frac{1.7 \sigma_{ca0}}{0.425}} \quad (12.2.5)$$

より、各鋼種での必要最小板厚が表 12.2.2 より求められる。

表 12.2.2 圧縮フランジの必要最小板厚 [日本道路協会, 2002]

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
必要最小板厚	b/12.8	b/11.2	b/10.5	b/9.5

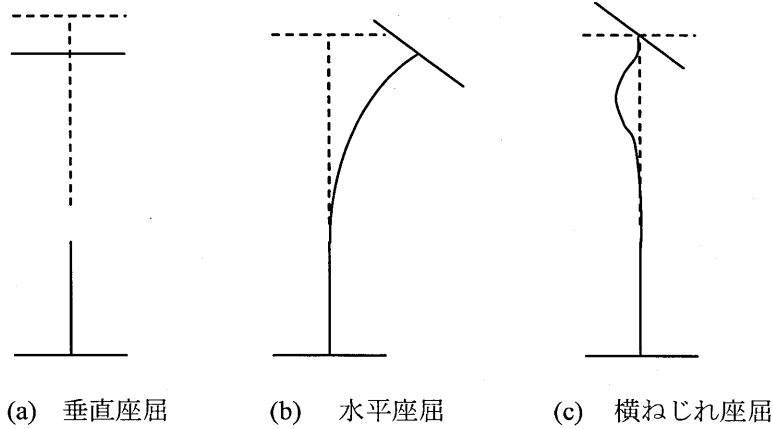


図 12.2.4 プレートガーダーの曲げ座屈モード

圧縮フランジでは、これらの他にも、桁構造全体としての水平座屈、ねじれ座屈などに対する安定性についても議論しておく必要がある。これらの問題は、圧縮フランジのみ、あるいは圧縮フランジと腹板の協力幅（例えば、腹板高さの 1/6）で構成される圧縮柱の座屈安定性に帰着する [Basler et al., 1961]。図 12.2.4 に、検討されるべきこれら 3 つのモードを示す。

(1) フランジのわん曲に伴って生じるウェブの垂直座屈

これは、一般にかなり薄い（幅厚比の大きい）腹板の場合でないと生じないが、今後の設計法の進展次第では注意を要する現象である。詳細については、例えば倉西 (1974)、小堀ら (1977) などを参照されたい。

(2) 圧縮フランジの水平座屈

腹板の一部を含めた圧縮フランジの、柱としての側方への曲げ座屈であるが、いま安全側として圧縮フランジのみに着目し、圧縮フランジを幅 b_{fc} 、厚さ t_{fc} の中心軸圧縮柱と考えると、弾性座屈応力 σ_{Lcr}^e は以下のよう表わせる。

$$\sigma_{Lcr}^e = \frac{\pi^2 EI_L}{L^2 A_L} = \frac{\pi^2 E}{12} \left(\frac{b_{fc}}{L} \right)^2 \quad (12.2.6)$$

ここで、 L は圧縮フランジの水平座屈に関する有効座屈長である。水平座屈に関する終局強度 σ_{Lult} は、弾性座屈応力 σ_{Lcr}^e に対する細長比パラメータ $\bar{\lambda}_L (= \sqrt{\sigma_{Yfc}/\sigma_{Lcr}^e})$ を用いて、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{Lult}}{\sigma_{Yfc}} &= 1 & \bar{\lambda}_L &\leq 0.2 \\ &= 1 - 0.42(\bar{\lambda}_L - 0.2) & 0.2 &\leq \bar{\lambda}_L \leq 1.415 \end{aligned} \right\} \quad (12.2.7)$$

と表わせる。ここに、 σ_{Yfc} は圧縮フランジの降伏応力度である。この式は、福本ら (1971) によるはりのねじれ座屈強度式と同じである。

(3) 圧縮フランジのねじれ座屈 (局部座屈)

圧縮フランジを半幅 $b_{fc}/2$ 、厚さ t_{fc} の自由突出板の座屈と考えると、弾性座屈応力 σ_{Tcr}^e は、

$$\sigma_{Tcr}^e = k_n \min \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{2t_{fc}}{b_{fc}} \right)^2 \quad (12.2.8)$$

と表わされ、終局強度は、上と同様に幅厚比パラメータ $R_T (= \sqrt{\sigma_{Yfc}/\sigma_{Tcr}^e})$ を用いて、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{Tult}}{\sigma_{Yfc}} &= 1 & R_T \leq 0.5 \\ &= \left(\frac{0.5}{R_T} \right)^{0.46} & 0.5 < R_T \end{aligned} \right\} \quad (12.2.9)$$

と表わせる [三上ら, 1983]. 結局、圧縮フランジの最終的な終局強度 $\sigma_{ult,f}$ は上記の σ_{Lult} と σ_{Tult} のうちの小さい方で与えられる. この他に腹板の終局曲げ強度 $\sigma_{ult,w}$ が求まれば、桁全体としての終局曲げ強度は、 $\sigma_{ult,f}$ と $\sigma_{ult,w}$ の両者を勘案して決めることができる. 例えば、上下対称断面の場合に対して三上ら [1992] は

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{ult}}{M_{Yfc}} &= \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{Yfc}} & \sigma_{ult,f} \leq \sigma_{ult,w} \\ &= \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{Yfc}} \left\{ 1 + \frac{\left(\frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{ult,w}} \right) - 1}{1 + \frac{A_w}{6A_f}} \right\} & \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w} \end{aligned} \right\} \quad (12.2.10)$$

を提案した. ここで、 A_w は腹板の断面積、 A_f は圧縮フランジの断面積である. 非対称断面に対する式については、さらに三上ら (1991) を参照されたい.

腹板が水平および垂直補剛材で補剛されている場合、単一パネルの局部座屈、部分パネルの部分座屈、全体パネルの座屈が照査されるべきである. 特に単一パネルは、桁に作用する曲げモーメントによって、水平方向に曲げ・圧縮あるいは曲げ・引張りを受け、さらに、圧縮フランジの垂直座屈に関連した垂直方向圧縮力をも受けるので、これらの組み合わせ応力に対して $\sigma_{ult,w}$ が照査されるべきである.

しかし、設計にあたっては、圧縮フランジの局部座屈が生じないように、フランジの幅厚比を制限するのが普通である. いま、圧縮フランジの水平座屈およびねじれ座屈が生じないように適当な支持あるいは幅厚比制限がなされている場合を考える. 腹板の圧縮領域には応力欠損が生じ、プレートガーダーは全塑性曲げモーメント M_P を負担することが一般にはできない ($M_{ult} < M_P$) ため、プレートガーダーの限界状態は圧縮フランジの降伏によって生じる. すなわち、

$$M_{ult} = M_Y \quad (12.2.11)$$

ここに、降伏曲げモーメント M_Y は、圧縮フランジの縁応力が降伏応力に達し、腹板は全断面が有効に働いているものとして計算される. 腹板の幅厚比 b/t が大きな場合に対しては、圧縮フランジの垂直座屈が生ずるまでの間の幅厚比の範囲での曲げ耐力 M_{ult} として、上記の式 (12.2.10) の他に、Basler(1961) による次式が与えられている.

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left\{ \frac{b}{t} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Yw}}} \right\} \quad (12.2.12)$$

ここで、 σ_{Yw} は腹板の降伏応力度である. 圧縮フランジの水平座屈 (桁のねじれ座屈) が生じる場合には、フランジが降伏応力度 σ_{Yfc} まで達しないため、圧縮フランジの水平座屈による極限強度 $\sigma_{ult,f}$ を用いて、式

(12.2.11) および式 (12.2.12) を次のように修正しなければならない。

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{Yw}} \quad (12.2.13)$$

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{Yw}} \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left\{ \frac{b}{t} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Yw}}} \right\} \right] \quad (12.2.14)$$

なお、Basler は垂直補剛腹板を対象としたので、この方法はそのまま水平・垂直補剛腹板に適用できないことに注意すべきである。これに対して、三上ら (1983, 1992) は、補剛された腹板を直交異方性板に置換して曲げ強度を算出する方法を提案している。

我国の道路橋示方書では、圧縮フランジのねじれ座屈が生じない場合には式 (12.2.11) を、ねじれ座屈が生じる場合には式 (12.2.13) を用いる。ただし、式 (12.2.14) の腹板座屈による耐荷力の低減は考慮しなくてもいいように腹板厚が設計される。

なお、曲線Ⅰ桁橋に関しては、ねじれ座屈強度に関する実用的な提案が中井ら [1983] によってなされているので、参考にされたい。

12.2.2 セン断を受ける桁の耐荷力

プレートガーダーに作用するせん断力の大部分は腹板のみで負担されるが、せん断力は曲げモーメントに付随して発生するためせん断力のみが作用することはありえず、曲げとせん断の連成状態となるのが一般的である。しかし、通常は問題設定の簡易化のため、純せん断状態を考える。ここでは縦横に補剛されたプレートガーダーの終局せん断強度について述べる。腹板の単一パネル、部分パネル、全体パネルのせん断強度をもとに、桁全体としての終局せん断耐荷力を算定する。

(1) セン断座屈強度

最も基本的な単一パネルに純せん断力が作用すると、腹板内部で大きさの等しい引張主応力と圧縮主応力が生じ、この限界がせん断座屈強度 τ_{cr} であり、4 辺単純支持条件のもとでは次式のように算出される [Bleich, 1952]。

$$\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2, \quad \left. \begin{aligned} k_\tau &= 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha \leq 1) \\ &= 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha > 1) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.15)$$

また、座屈パラメータ $\bar{\lambda}_s (= \sqrt{\tau_Y/\tau_{cr}})$ を用いて表わすと、次式ようになる [土木学会, 1987]。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr}/\tau_{Yw} &= 1 & (\bar{\lambda}_s \leq 0.6) \\ &= 1 - 0.614(\bar{\lambda}_s - 0.6) & (0.6 < \bar{\lambda}_s \leq \sqrt{2}) \\ &= 1/\bar{\lambda}_s^2 & (\sqrt{2} \leq \bar{\lambda}_s) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.16)$$

プレートガーダー端部では、このせん断応力による座屈が生じないよう各パネルの垂直補剛材間隔を規定し、我国の道路橋示方書ではプレートガーダー各パネルの縦横比 $\alpha \leq 1.5$ の規定を設けているが、曲げとせん断の両者を考慮して、より詳しい規定を用いている (12.2.3 参照)。

(2) 斜張力場理論

座屈した後、腹板は薄いために圧縮主応力には抵抗できず、図 12.2.5 のように角度 θ で傾斜した引張膜応力 σ_t のみが卓越的に大きくなって作用せん断力を支持する。この現象を後座屈 (post-buckling) 挙動と言い、斜め方向に発生する張力場の力学的つりあいから終局せん断強度を求める方法を斜張力場理論と呼ぶ。この理論では、プレートガーダーの終局せん断耐荷力 V_{ult} を、一般に次のように 3 つに分けて考える。

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t + V_f \quad (12.2.17)$$

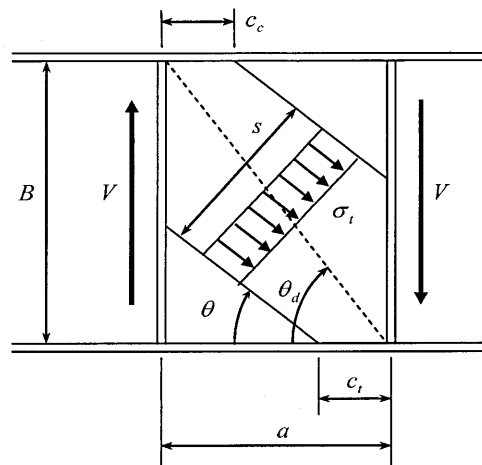


図 12.2.5 斜張力場

ここで、 $V_{cr} = (\tau_{cr} B t)$ (単一パネルならば $B = b_i$ とおく) は座屈直前までのせん断座屈強度 τ_{cr} によって負担されるせん断力、 V_t は斜張力場によって負担されるせん断力、 V_f はフランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊メカニズムとなる場合に負担するせん断力である。ただし、プレートガーダーはせん断力と同時に曲げモーメントを受けてフランジには曲げによる直応力が作用するため、 V_f はあまり期待できない。また、フランジに塑性ヒンジが形成された状態を枠組みの崩壊状態としているが、板要素に明確なヒンジの発生は考えにくく、その位置も種々のパラメータに左右されやすいと考えられる。さらに、水平・垂直補剛腹板の場合、これまでの実験的研究によれば、斜張力場が水平補剛材を貫通する場合としない場合の両者が観察されており、斜張力場理論の適用は簡単ではない。

張力場作用の研究は、航空機の機体に用いられるような、リブとスパン材により囲まれた非常に板厚の薄いパネルに対する完全張力場理論 [Wagner, 1929] から体系化される。これは、板がせん断座屈した後、斜め方向の引張応力のみが有効に働き、板の曲げおよび圧縮剛性が零となった状態を理想としている。

しかし、土木工学の分野で用いられる板要素は比較的板厚が大きいので、上下フランジのアンカー作用が充分ではないため、張力場の充分な発達は見込めないとして、Basler(1961) は不完全張力場に基づくモデルを発表した。Rode(1916) は早くから部分張力場のモデルを発表し、張力場の幅は板厚の 50 倍と仮定したが、実験による裏付けが得られなかったため、設計に用いられることはなかった。

連続しているパネルの各々が独立に挙動するのに充分な剛度を有している場合、垂直補剛材とフランジが張力場のアンカーとして期待できるか否かで崩壊モデルの仮定に大きな違いがある。Basler はフランジのアンカー作用を期待していないため、張力場は垂直補剛材によってアンカーされるのみであり、最終的な崩壊形状はパネルの矩形から平行四辺形への変形様式を仮定し、張力帯の降伏をもって終局状態としている。

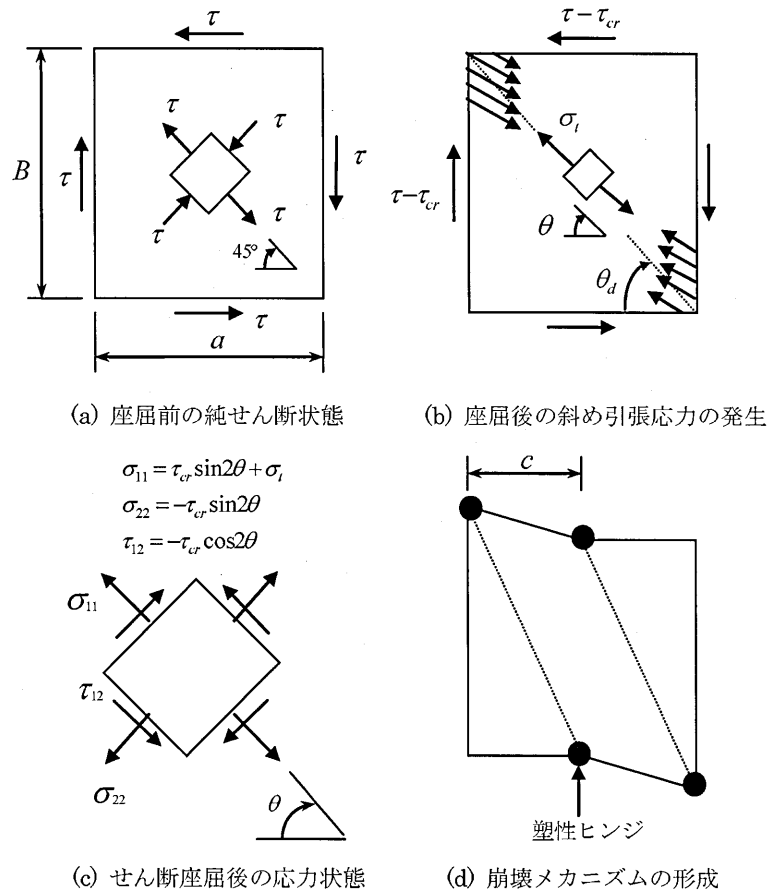
この後、彼の理論は、不完全張力場の中に完全張力場のせん断強度を与えている [Gaylord, 1962 ; Galambos, 1988], 垂直補剛材の負担するせん断力成分が考慮されていない [Fujii, 1968 ; 長谷川ら, 1975] 等が指摘されているが、修正された Basler 式は実験結果よりも低いせん断強度を与えてしまう結果となっている。また、[Ostapenko et al., 1971] は Basler のモデルにフランジの枠組作用を付加した。

これに対し、Rockey を代表とする Cardiff 大学グループ [Rockey et al., 1972 ; Porter et al., 1975 ; Rockey et al., 1978] はフランジによるアンカー作用を認め、崩壊はこのアンカーとなるフランジが張力場による引張力に抵抗できなくなり、フランジに塑性ヒンジが生じた時点で起こると考えた。よって崩壊変形は、対角線方

向に形成された張力場を境に上三角の部分と下三角の部分が垂直にずれる様式となり，この中間に生じる張力場が降伏して崩壊メカニズムを形成すると考え，この張力場の幅はフランジに生じる塑性ヒンジの位置によって決定されるとしている。

竹内のモデル [Galambos, 1988] は張力帯が部分的にフランジおよび垂直補剛材でアンカーされており，張力帯の角度と幅はせん断強度を最大とするように決定されるとしている。[Dubas et al., 1986 ; Galambos, 1988 ; Fujii, 1971] は塑性ヒンジ位置をフランジの中間に固定して，パネルの崩壊機構を仮定している。また，[Komatsu, 1971 ; Herzog, 1974] は Rockey and Skaloud の塑性ヒンジ位置に対する簡易評価式を用い，独自の張力場の仮定と組み合わせて崩壊モデルを評価している。特に Herzog は多数の既存実験結果を統計的に整理して経験式を導いたところに特色がある。また，我国でも，プレートガーダーの耐荷力実験データベースが構築され，代表的な評価式と実験データの相関関係が調べられている [塩見, 1987]。これらの張力場モデルについては，[Galambos, 1988] にまとめて示されている。また，これらの研究成果を背景として，三上ら [旧版, 1987 ; 三上, 1992] は水平・垂直に補剛された非対称プレートガーダーのせん断耐荷力理論をまとめた形で体系的に示している。

垂直補剛腹板の座屈前は，図 12.2.6(a) のように腹板全体にわたって，大きさの等しい引張主応力と圧縮主応力の生じる純せん断状態とみなしてよい。この状態がせん断座屈強度 τ_{cr} まで続く。後座屈状態では，せん断応力 τ_{cr} と図 12.2.6(b) に示される斜め引張応力 σ_t とが生じ，結局図 12.2.6(c) に示す応力状態となる。フランジの垂直方向曲げ剛さは有限であるので，フランジは斜め引張応力の影響で内側へたわむ。この斜め引



張応力 σ_t が発達して降伏が生じ、降伏帯は図 12.2.5 に示す幅 s に渡って形成され、結果として図 12.2.6(d) のメカニズムが生じて崩壊する。斜降伏帯に対して、von Mises-Hencky の降伏基準を適用し式を変形すると、降伏を生じさせる斜張応力 σ_t が次のように決まる [旧版, 1987]。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{Yw}} = \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{Yw}} \right)^2 \left(1 - \frac{3}{4} \sin^2 2\theta \right)} - \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Yw}} \sin 2\theta \quad (12.2.18)$$

また、負担されるせん断応力 V_t が次式から得られる。

$$V_t = \sigma_t B t_w (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \quad (12.2.19)$$

ここで、 $\alpha = a/B$, $\alpha_c = \alpha \{1 - (c_c - c_t)/a\}$ であり、図 12.2.5 の崩壊メカニズムにおいて、両フランジの断面が異なるものとする、圧縮フランジと引張りフランジの塑性ヒンジの位置 c_c, c_t (両フランジの断面が同じ場合には、 $c = c_c = c_t$) は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} c_c &= \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{Pfc}}{\sigma_t t_w}} & (0 \leq c_c \leq a/2) \\ c_t &= \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{Pft}}{\sigma_t t_w}} & (0 \leq c_t \leq a/2) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.20)$$

ただし、 M_{Pfc}, M_{Pft} はそれぞれ圧縮および引張りフランジの全塑性曲げモーメントで、

$$M_{Pfc} = \frac{1}{4} \sigma_{Yfc} b_{fc} t_{fc}^2, \quad M_{Pft} = \frac{1}{4} \sigma_{Yft} b_{ft} t_{ft}^2 \quad (12.2.21)$$

と表わせる。上式にはフランジに対する腹板の協力幅、および桁曲げによるフランジ軸方向力 N の影響による M_{Pf} の低減効果を考慮することもできる [旧版, 1987]。また、枠メカニズムが負担するせん断力 V_f は

$$V_f = \min \left(\frac{4M_{Pfc}}{c_c}, \frac{4M_{Pft}}{c_t} \right) \quad (12.2.22)$$

より得られると考えられる。ただし、プレートガーダーはせん断と同時に曲げを受けるので、フランジには曲げ応力が作用しており、あまり V_f を期待しないのが普通である。

斜張力場の傾斜角 θ ($\theta_d \leq \theta \leq 45$ 度) はせん断耐荷力 V_{ult} を最大にするように決定する。すなわち、

$$\frac{\partial V_{ult}}{\partial \theta} \simeq \frac{\partial V_t}{\partial \theta} = 0 \quad (12.2.23)$$

に式 (12.2.19) を代入すると、次式が得られる。

$$\cot 2\theta = \frac{\alpha_c + \alpha}{2} + \frac{\frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Yw}} \cos 2\theta}{\sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{Yw}} \right)^2 \left(1 - \frac{3}{4} \sin^2 2\theta \right)}} \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha_c + \alpha}{2} \right) \tan \theta \right\} \quad (12.2.24)$$

この式の中で、 α_c のみが非対称断面の影響を含んでいる [三上, 1992]。しかし、式 (12.2.24) を解くのは面倒なので、設計に適した反復計算の不要な近似算定法を考える。まず、式 (12.2.18) の代わりに、 τ_{cr} が分かっているならば直ちに σ_t が計算できる近似式として、Basler(1961) は

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{Yw}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{Yw}} \right)^{0.6} \quad (12.2.25)$$

を仮定している。これに対して、三上 (1992) は

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{Yw}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{Yw}} \right) \quad (12.2.26)$$

の式を提案している。

次に、繰り返し計算をすることなしに斜張力場の傾斜角 θ を算定できる近似式が種々提案されているが、実験結果とよく整合する式として、Evans et al.(1978) の提案する次式を採用するのがよい。

$$\theta = \frac{2}{3} \tan^{-1} \left(\frac{1}{\alpha} \right) \quad (12.2.27)$$

残りの未知量 c_c, c_t は、 σ_t と θ が定まっていれば、式 (12.2.20) から決定することができる。

その他の研究として、Vasarhelyi et al.(1960) はせん断座屈荷重と、腹板の一部が降伏し始める最大実験荷重との間に相関性が存在することを指摘し、新延 (1980) はその実験式を得ている。また、Marsh(1982) は純せん断荷重を受けるウェブパネル内の応力分布の理論的考察を行ない、終局時の応力分布を座屈応力からせん断降伏応力まで放物線的に変化する二次曲線で仮定することにより、起こり得る応力場に対してより合理的なモデルを提示した。

(3) 構造解析手法の発達

ところで、近年の構造解析手法の発展に伴って、数値解析によりプレートガーダー端部パネルのせん断強度特性を調べる研究が行われるようになった。しかし、張力場および終局せん断強度の問題は板の座屈した後の状態を扱うため、板の有限変形および材料の塑性化など、幾何学的・材料的非線形性を含む難しい問題の 1 つとなる。さらに、実験の場合と同様に部分構造に取り出した場合には、境界条件を現実のプレートガーダーのそれと適合させることが難しい。

Sawada et al.(1977) は直交異方性膜要素を用いた有限要素解析により、降伏域の進展とせん断強度およびフランジの負担する軸力を調べた。Harding et al.(1977) は差分法と動的緩和法を用いて、せん断パネルの最大耐荷力に及ぼす境界条件、初期不整および残留応力の影響を論じた。Cescotto et al.(1981) は Rockey らの実験結果を有限要素法で追試し、さらにフランジ剛度の影響に着目している。その結果、最大荷重でもフランジに塑性ヒンジは発生しないが、フランジ剛度の増加は張力場の降伏域を広げ、せん断強度を高めることを報告している。Marsh et al.(1988) は純せん断変形を受けるパネルの挙動を解析し、土木の分野で用いられるような小さいフランジでは所詮せん断強度の増加は見込めないことを示した。Kuranishi et al.(1988, 1989) は張力場作用とせん断崩壊機構を数値解析によって詳細に調べ、やはりフランジに塑性ヒンジは発生せず、張力場の降伏が主因となることを報告している。Lee et al.(1998) は汎用コードを用いて広範な設計パラメータを持つ 300 以上の解析ケースに対する非線形解析を行い、数値解析結果に基づく新しい設計公式を提案した。また、せん断座屈強度はウェブとフランジ接合辺を固定とみなした値に近く、フランジ剛度は後座屈強度にはほとんど効果を与えないものの、むしろ座屈強度に大きな影響を与えること指摘している。

(4) 補剛されたせん断パネルの終局強度設計

縦横に補剛板されたせん断パネルの耐荷力については、三上 (1992) が体系的にまとめている。水平補剛材がある場合は、水平補剛材の剛度が終局状態でも機能するほど十分大きいものと仮定すれば、各単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cri} を使って、部分パネルのせん断座屈強度 V_{cr} を求める方法として、 τ_{cri} の最小値 $\tau_{cri,min}$ を用いる、あるいは各単一パネルでせん断座屈強度を求めてその総和を取る、などの方法が考えられる。

斜張力場については、これまでの実験的研究によれば、ある桁では個々の単一パネルの隅で斜張力場がアンカーされて水平補剛材を通過しないが、別の桁では斜張力場は水平補剛材を貫通する。よって、斜張力場理論に基づいて水平補剛材の設計基準を作るには、さらに詳細な、特に終局挙動に関する研究が必要である。しかし、水平補剛材が道路橋示方書の必要剛度を有しているならば、終局強度の観点から斜張力強度を十分に期待できると考えられる。補剛板パネルの斜張力場の形成に関して、次の 5 通りの考え方 [土木学会, 1987 ; 三上, 1992 ; Dubas et al., 1986] がある。

- ① 各単一パネルの中で斜張力帯が形成されると考える。各単一パネルにおいて、そのせん断座屈強度 τ_{cri} と縦横比 $\alpha_i = a/b_i$ に対して θ_i と $\sigma_{t,i}$ を求める。c はフランジに隣接する単一パネルにおいて算定し、内部の単一パネルにも準用する。各単一パネルに対して $V_{t,i}$ を計算して、その総和を V_t とする。
- ② ①と同様に考えるが、共通の縦横比として最小縦横比 $\alpha_{i,\min} = a/b_{i,\max}$ を用いる。
- ③ ①と同様に考えるが、共通の縦横比として部分パネルの縦横比 $\alpha = a/B$ を用いる。
- ④ 部分パネルのせん断座屈強度として単一パネルの最小値 $\tau_{cri,\min}$ を採用し、斜張力帯の形成には水平補剛材を無視する。すなわち、 $\tau_{cri,\min}$ と部分パネルの縦横比 $\alpha = a/B$ を用いて $\theta, \sigma_{t,c}$ を求め、 V_t を計算する。
- ⑤ せん断座屈強度 τ_{cr} も斜張力強度 σ_t も単一パネルに対して求め、最小値を用いる。

などがある。Cardiff モデル [Evans et al., 1978 ; Rockey et al., 1978] や小松モデル [Komatsu, 1971] は④に属する。Ostapenko et al.(1971) のモデルは⑤に属し、Cooper(1967) は Basler 理論をそのまま単一パネルに適用した。また、Rockey(1971) はこれに属するモデルを水平補剛材 1 本に対して提示した。長谷川ら (1975) は①と②に関する種々の理論と実験結果との比較検討から、設計法として②を推奨している。しかし、設計に使うには①～③は煩雑であり、④の方法が妥当と考えられる。

また、全体パネルのせん断座屈強度を直交異方性板に置換して算定する方法もある。非対称断面の場合でも、せん断は腹板のみが負担するので、対称の場合と同じである。終局せん断強度としては、水平・垂直補剛腹板の換算されたせん断座屈強度 τ_{ult} から式 (12.2.16) を用いて耐荷力を求め、斜張力強度は無視することになる。

12.2.3 曲げとせん断を受ける桁の耐荷力

(1) 曲げとせん断の座屈強度相関式

プレートガーダーを構成する各パネルは、一般に曲げとせん断力を同時に受けており、座屈強度は相関曲線を用いて評価される。道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] では、単独作用応力 σ, τ がそれぞれの許容応力度 σ_a, τ_a の 45% を超える場合に対して、次式によって合成応力度を照査することを定めている。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (12.2.28)$$

また、水平補剛材で補強された腹板の部分パネルでは、曲げとせん断および圧縮応力が連成して作用していることになり、まず曲げとせん断の座屈強度相関式として、次のように書ける [Galambos, 1988]。

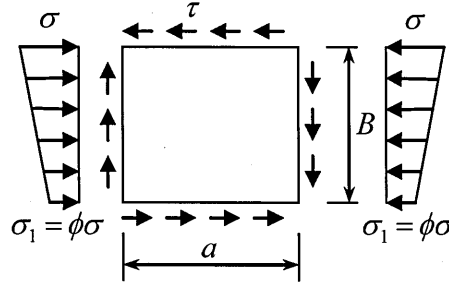
$$\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1, \quad \sigma_{cr} = k_b \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2, \quad \tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (12.2.29)$$

ここで、 σ_{cr}, τ_{cr} は単独の座屈強度、 $\sigma_{cr}^*, \tau_{cr}^*$ は連成時の限界強度である。作用応力 σ, τ が $\sigma_{cr}^* = s_B \sigma, \tau_{cr}^* = s_B \tau$ のように、安全率 s_B の余裕を確保する場合、

$$s_B^2 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \right\} = 1.0, \quad \therefore s_B = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad (12.2.30)$$

となる。一方、圧縮とせん断が連成している場合には [Galambos, 1988],

$$\left(\frac{\sigma_{cr}^*}{\sigma_{cr}}\right) + \left(\frac{\tau_{cr}^*}{\tau_{cr}}\right) = 1 \quad (12.2.31)$$

図 12.2.7 曲げとせん断の組み合わせ応力を受ける単一パネル ($B = b_i$)

と表されるので、同様にまとめると、

$$s_B^2 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 + s_B \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) = 1.0, \\ \therefore s_B = \frac{-\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + 4 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2}}{2 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = \frac{1}{\left(\frac{\sigma}{2\sigma_{cr}} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2}} \quad (12.2.32)$$

となる。圧縮と曲げを一度に扱うために、応力勾配係数 $\phi (= \sigma_1/\sigma, \text{図 } 12.2.7 \text{ 参照})$ を用いて、

$$s_B = \frac{1}{\frac{1+\phi}{4} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2}} \quad (12.2.33)$$

と置けば、 $\phi = -1$ (曲げ) および $\phi = 1$ (圧縮) の両者を統一的に扱うことができる [倉西, 1974]。道路橋示方書では、この安全率 s_B が限界幅厚比パラメータ R_{cr} の逆数の二乗と等しいことから、

$$\frac{1+\phi}{4} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = R_{cr}^2 \quad (12.2.34)$$

とおき、 $R_{cr} = 0.8$ (圧縮: $\phi = 1$) および $R_{cr} = 1.0$ (曲げ: $\phi = -1$) に対して線形補間した式、

$$R_{cr} = 0.90 - 0.10\phi \quad (12.2.35)$$

を仮定して、水平補剛材のある場合に対しても、腹板の幅厚比制限値を表 12.2.1 に示した。式 (12.2.34) をもとにして、道路橋示方書の垂直補剛材間隔の規定が作られている。

(2) 曲げとせん断を受ける場合の終局強度相関式

終局強度についても、曲げとせん断の相関曲線を用いて算定する。垂直補剛腹板の場合は、初めに Basler(1961) が提案したが、その後 Evans et al.(1978) が修正案を示し、藤野 (1978)、小松ら (1982)、Komatsu et al.(1984) が実験的研究の結果を提示した。これらの相関曲線を 図 12.2.8 に示す。ここで、 M_P は桁の全塑性モーメント、 M_{Pf} はフランジのみで負担可能な全塑性モーメントであり、 M_{ult} は終局曲げ耐力である。

$M > M_{Pf}$ のとき、負担できるせん断力 V は V_{ult} より小さくなる。理想的には $V = 0$ のときに桁の全塑性モーメント M_P に到達するが、実際には曲げ耐力 M_{ult} より大きくはならないので、 $M_{Pf} \rightarrow M_{ult}$ 間の曲線は次式で表わされる [Dubas et al., 1986]。

$$M \leq M_{Pf} + (M_P - M_{Pf}) \left\{ 1 - \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^2 \right\} \quad (12.2.36)$$

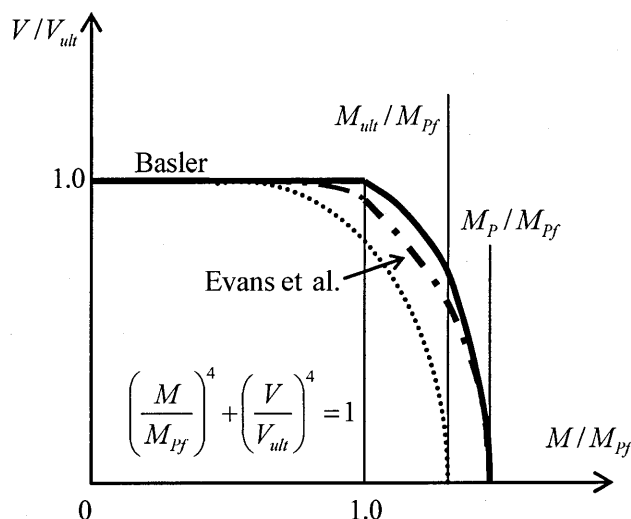


図 12.2.8 終局曲げ・せん断強度の相関曲線

水平・垂直補剛腹板の場合は Ostapenko et al.(1972) が相関曲線を論じおり、それによれば、水平補剛材の剛度によって相関曲線が影響を受けるが、おおむね垂直補剛腹板の場合の相関曲線を使用してもよい。また、[西野ら, 1981] は次の相関曲線を提案している。

$$\left(\frac{M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{V}{V_{ult}}\right)^4 = 1 \quad (12.2.37)$$

この相関曲線は、Basler(1961) や Evans-Porter-Rockey(1978) の曲線の良い近似となる。

曲げとせん断が作用する場合、図 12.2.9 に示すように、作用曲げモーメント M は桁の長さ方向に変化するため、相関式 (12.2.37) を適用する際に、どの断面における曲げモーメントを M の値として採用するのか明確ではない。中沢ら (1991) は単一パネルに対する FEM 解析の結果より、パネル内での最大曲げモーメントを採用するならば、式 (12.2.36) によって十分な強度が推定できることを示した。Mikami et al.(1983)、三上 (1991) は、直交異方性補剛板が縦方向に変化する圧縮応力と、これに釣り合うための幅方向に三角形分布するせん断応力を受ける場合について、等圧縮に換算する式を誘導している。この式を準用することにすれば、図 12.2.9 において、換算等曲げモーメントの位置 (部分パネルでは ξa , 全体パネルでは ξL) は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \xi_1 & (\alpha \leq 1) \\ &= \xi_1(1/\alpha)^n & (1 > \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.38)$$

ここに、

$$\xi_1 = 0.377(1 - \beta) + 0.5\beta, \quad n = \frac{3.61(1 - \beta)}{1 + 1.55(1 - \beta)} \quad (12.2.39)$$

であり、 α は全体パネルまたは部分パネルの縦横比で、次式から計算する。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= L/B & (\text{全体パネル}) \\ &= a/B & (\text{部分パネル}) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.40)$$

また、 $\beta(0 \leq \beta \leq 1)$ は腹板両端での曲げモーメントの比である。 ξ の値が定まれば、換算等曲げモーメント M_0 は、

$$M_0 = M(1 - \xi + \xi\beta) \quad (12.2.41)$$

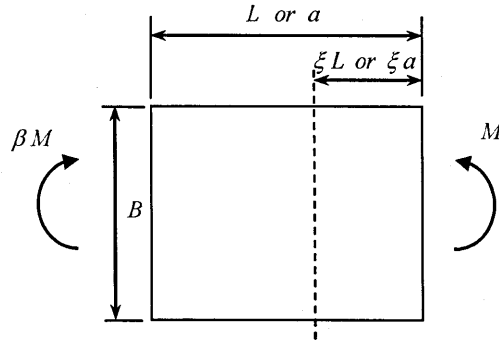


図 12.2.9 変化する曲げモーメントを等曲げに換算する位置

で与えられる。さらに、直接、換算等曲げモーメント M_0 を求めることができれば設計に便利なことより、上式に対する近似式を作ると次のようになる [三上, 1992]。

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_0}{M} &= 1 - 0.377(1 - \beta) & (\alpha \leq 1) \\ &= 1 - 0.377(1 - \beta)/\alpha^n & (1 < \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.42)$$

12.2.4 局所荷重を受ける桁の耐荷力

鋼桁の架設工法の一つに、送り出し工法あるいは押し出し工法がある。この工法には、例えば図 12.2.10(a)に示すように、桁を「受け台」あるいは仮支承で支持し、その仮支承を滑り装置の上で移動させる方法、同図 (b) のように桁を滑り支承で支持しながら、その上を滑らせて移動する方法、同図 (c) のように、桁をキャタピラ式のエンドレスすべり装置やローラーで支持して移動させる方法など、いくつかの方式がある (細部の名称は、業者により異なる)。いずれも架設中に、桁が、本来、支点ではない部分で支持されるという特徴がある。

完成系における鋼桁の支点部分は、荷重集中点として十分に補剛されるが、このような工法により架設される場合は、垂直補剛材が不十分、あるいは全く存在しない箇所に支点反力が作用することとなる。このような

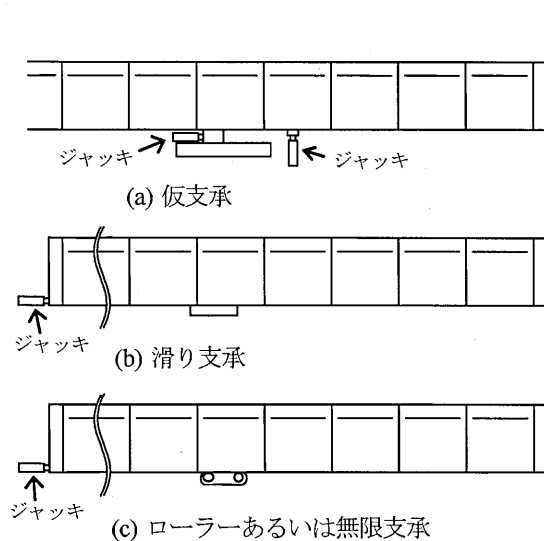


図 12.2.10 局所荷重を受ける腹板

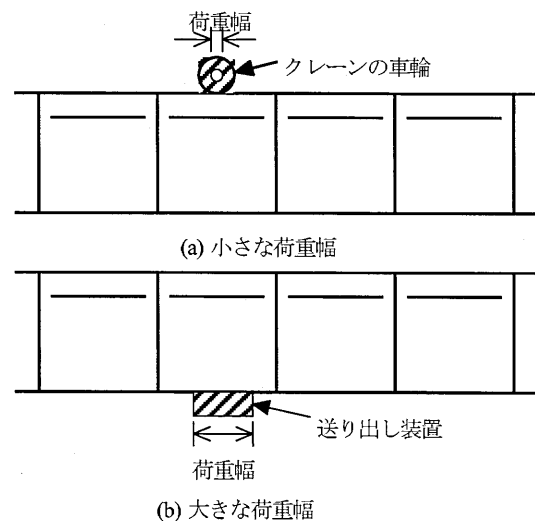


図 12.2.11 荷重幅の相違

本来の支点部ではない部分に局所的に作用する荷重 (あるいは反力) を、局所荷重という。局所荷重は、上記のように十分に補剛されていない部分に作用することから、局所荷重を受ける桁では、腹板の座屈には十分な注意が必要である。

この種の問題に関しては、英国やスウェーデンを中心にして多くの研究がなされている。また、その展望は Roberts et al.(1983) の文献に詳しい。近年では、スウェーデンの Luleå 大学に提出された学位論文 [Graciano, 2002] に、この問題に関する過去の研究が詳しく述べられている。ただし、英国やスウェーデンの研究の多くは、送り装置としてローラーを用いた桁、あるいは図 12.2.11(a) のように移動式クレーンの車輪を載せるための桁を想定したものが多く、局所荷重の荷重幅はかなり小さなものを扱っている。しかし、局所荷重を受ける桁として、しばしば我が国で問題となるのは送り装置上の桁であり、局所荷重の荷重幅は、ヨーロッパの研究で扱っている場合よりもかなり大きいのが普通である。

この問題は 2 つの課題からなる。第 1 は腹板内の複雑な応力分布を決定すること、第 2 は耐荷力を簡便に算定することである。後者に関しては、腹板に 3 本の塑性線を仮定し、塑性設計理論により耐荷力を求める方法 Roberts et al.(1979) が、しばしば用いられている。しかし、この Roberts らの崩壊モデルは、局所荷重の荷重幅が小さいことを前提としており、荷重幅がある程度大きい場合には必ずしも適当ではない [Maquoi, 1992]。水平補剛材の有無やパネルに作用する曲げモーメントの大きさ、腹板厚さに応じた崩壊形式は、文献 [Shimizu, 1994a; Shimizu, 1994b] にまとめられている。

送り支承は、一般に、図 12.2.12(a) のような張出ばりあるいは連続ばりの中間支点として機能する。そのため、送り支承付近では、図 12.2.12(b) のように、せん断力の符号が変化する。このことを考慮すると、送り支承付近での曲げモーメントとせん断力は、図 12.2.12(c) のように作用する。結果として、送り支承上の腹板は図 12.2.12(d) のように、せん断力、支点反力及び曲げモーメントを受けることとなる。これらの力のうち、図 12.2.12(d) に示した腹板パネルの左右辺に作用するせん断力の合計が、支点反力すなわち局所荷重

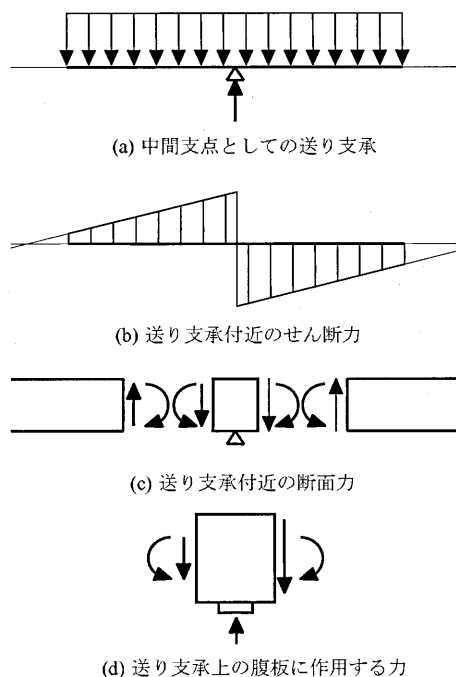


図 12.2.12 送り支承上の腹板に作用する力

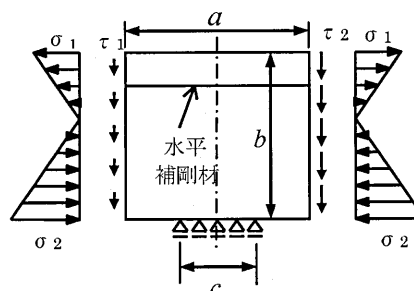


図 12.2.13 送り支承上の腹板の諸元

とつり合うこととなる。曲げモーメントはせん断力や反力とは独立と考えてよい。局所荷重を受ける腹板パネルの座屈を照査する場合は、図 12.2.12(d) の状態を基本としなければならない [清水ら, 1999]。なお、ヨーロッパにおける研究の大部分を含む、この問題に関する研究の一部は、図 12.2.12(d) における曲げモーメントを考慮していない。これは、問題を簡単にするための他、例えばクレーンの車輪を載せる桁の場合、桁は多くの点で支持できることが多く、曲げモーメントが相対的に僅小であるためと思われる。しかし、この種の問題では、曲げモーメントは座屈強度に大きく影響するので、送り支承上の桁について実際に座屈強度を求める際には、曲げモーメントを無視することは適当ではない。

送り支承上の腹板パネルの座屈強度は、後述のように DIN 18800 [DIN, 1990, 1996] (あるいは旧 DIN 4114) や DAST 指針 12 [DAST, 1978], BS5400 [BS, 1982] 等により求められる。国内では、清水ら (1999) もある。また、図 12.2.13 をもとにモデル化することにより、有限要素法の解析によっても、容易に座屈強度を得ることができる。得られた座屈強度が不足する場合は、補剛材により補強する必要がある。補剛方法としては、図 12.2.14(a) のように、完成系の圧縮側と同じく補剛材 1 段で補強する場合が多い。それでも強度が不足する場合は、図 12.2.14(b) のように補剛材 2 段で補強する場合と、図 12.2.14(c) のように補剛材を T 型に配置する方法が考えられる。ただし、この補剛材が配置される位置は、完成系では多くの場合引張側となるため、補剛材を T 型に配置すると、溶接線が引張応力に直角に入ることとなり、好ましくない。弾性座屈強度のみに注目した場合、図 12.2.14(b) の場合と図 12.2.14(c) の場合とでは強度はほとんど変わらないため、通常は図 12.2.14(b) のように補剛材 2 段で補強するのがよいであろう。

また、有限要素法による解析によると、最終耐荷力に注目した場合は、図 12.2.14(a) のように水平補剛材を 1 段有する腹板パネルでは、この水平補剛材の位置として、腹板高さの 0.2 倍の位置ではなく、0.1 倍の位置の方が大きな強度を与える場合もある。そのため、腹板パネルを 1 段の水平補剛材で補強する場合、その位置の決定には十分配慮する必要がある。

なお、前述のように、実務では、局所荷重を受けるプレートガーダーのウェブの座屈強度は、DIN を参考にして算定することが多いようである。以下に、DIN による照査の概要を示す。なお、以下の記述で用いる変数等の記号は DIN で用いられているものと同じとしている。従って、本書で標準的に用いている記号と異なるものがあるので注意されたい。

DIN 18 800 Part 3 [1990] によると、局所荷重の場合も含め、一般に、応力 σ を受ける板パネルの照査は、一軸応力状態の場合、単に

$$\frac{\sigma}{\sigma_{P,R,d}} \leq 1 \quad (12.2.43)$$

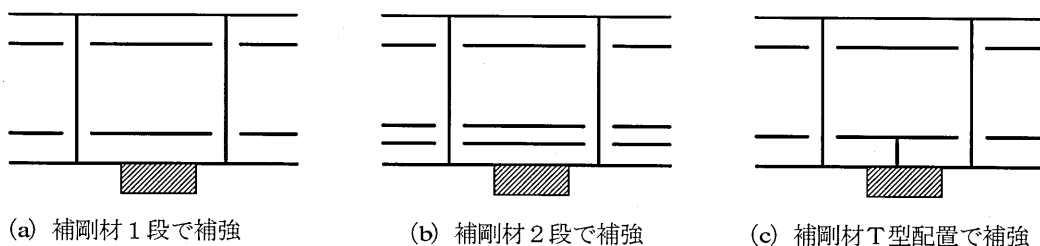


図 12.2.14 局所荷重を受ける腹板の補剛方法

で照査すればよい (DIN 18 800 Part 3 の節 501) としている。ここに $\sigma_{P,R,d}$ は限界座屈応力、 σ は照査の対象となる応力である。照査の対象となる応力として局所荷重による応力 σ_y をとると、上の式は

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,P,R,d}} \leq 1 \quad (12.2.44)$$

となり、限界座屈応力は $\sigma_{y,P,R,d}$ と表されることになる。この限界座屈応力 $\sigma_{y,P,R,d}$ は、低減係数 χ_y 、降伏応力 f_{yk} および部分安全係数 γ_M を用いて、

$$\sigma_{y,P,R,d} = \chi_y \cdot f_{yk} / \gamma_M \quad (12.2.45)$$

より求められる。これらのうち、部分安全係数 γ_M は DIN 18 800 Part 1 で、 $\gamma_M=1.1$ とするとしている。また低減係数 χ_y は、理論座屈応力 σ_{yPi} を用いて、

$$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{yPi}}}, \quad \chi_y = c \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_P} - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_P^2} \right) \leq 1 \quad (12.2.46)$$

(c は、局所荷重による応力を考える場合は 1.13 としてよい) より求められる。理論座屈応力 σ_{yPi} は座屈係数 k とオイラーの座屈応力

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (12.2.47)$$

(ν はポアソン比、 b は板幅、 t は板厚) より得られる。ここで、座屈係数 k が必要となるが、DIN 18 800 は、座屈係数については代表的な応力状態の場合しか示しておらず、一般的な場合の座屈係数の算出には文献 [Klöppel, 1960 ; 1980] を参照することとしている。本節の対象である局所荷重の場合の座屈係数ならば、[Protte, 1976] なども参照できる。

局所荷重に加えて桁の曲げによる橋軸方向の応力 (腹板パネルの上縁で σ_x 、下縁で $\Psi_T \sigma_x$) も考慮する必要のある二軸応力状態の場合は、DIN 18 800 Part 3 の節 (504) では、 σ_x と σ_y の相関式

$$\left(\frac{|\sigma_x|}{\sigma_{x,P,R,d}} \right)^{e1} + \left(\frac{|\sigma_y|}{\sigma_{y,P,R,d}} \right)^{e2} - V \left(\frac{|\sigma_x \cdot \sigma_y|}{\sigma_{x,P,R,d} \cdot \sigma_{y,P,R,d}} \right) \leq 1 \quad (12.2.48)$$

を満足する必要があるとしている。ここに、 $e1 = 1 + \chi_x^4$, $e2 = 1 + \chi_y^4$, $V = (\chi_x \cdot \chi_y)^6$ である。 $\sigma_{x,P,R,d}$ は $\sigma_{y,P,R,d}$ と同様に低減係数 χ_x 、理論座屈応力 σ_{xPi} などを用いて求められるが、低減係数を求める式中の c は、 $c = 1.25 - 0.12\Psi_T$ である。

なお、上記の相関式について、DIN 18 800 Part 3 の節 (504) では、腹板パネルに作用するせん断応力 τ も含めた形で示されている。ただしこの式は、局所荷重を受ける腹板のみならず、応力を受けている腹板一般に対して用いられるものであり、このせん断応力 τ も、局所荷重とは無関係に、腹板パネルが一般的に受けるせん断応力のことである。すなわち、外力あるいは支点反力としての局所荷重と釣り合うべきせん断力は、この式では、直接的には触れられていないことに注意しなければならない。

12.2.5 鋼桁の新しい形式の出現と座屈設計

(1) LP 鋼板

LP 鋼板 (Longitudinally Profiled Steel Plate) とは、長手方向に直線的に板厚を変化させた鋼板である。I 桁フランジなどの断面力が急変する部位に用いると、必要断面力に応じた合理的な断面構成と接合部の等厚化が可能になり、鋼重低減や加工数削減によりコスト削減が期待できる。現在の製作工程では、最大板厚差：20-30mm、最大勾配：4mm/m、最小薄部板厚：10-15mm、最大厚部板厚：100mm、全長：6-25m、幅 ≥ 1.5 m までが実現している。図 12.2.15 に LP 鋼板の例を示す。LP 鋼板を適用した場合のメリットをまとめると、

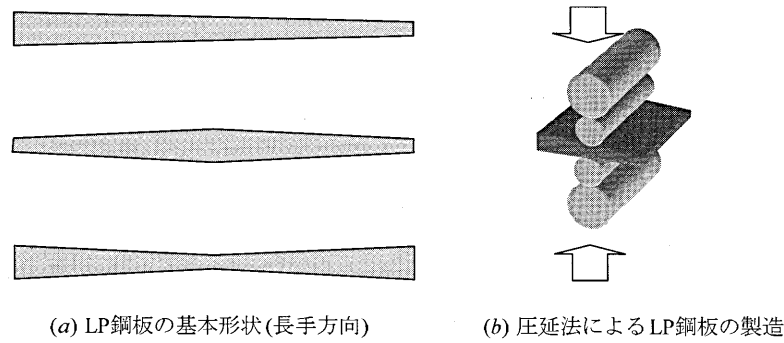


図 12.2.15 LP 鋼板の例

- 1) 等厚設計に比べて、鋼材の重量を低減できる。特に断面の大きな 2 主桁橋で効果が大きくなるため、必要断面力に応じた合理的な断面構成が可能となる。
- 2) 接合部の等厚化により、ボルト接合部ではフィラープレートの省略により維持管理が容易となる。また、溶接継ぎ手の場合には、テーパ加工処理省略等の工数低減による初期コストの縮減が可能となる。また、断面変化がなめらかになることによる疲労強度の向上が期待できる。

LP 鋼板は橋軸方向に板厚が変化するが、板厚が一定の等厚板と同様の手法で終局強度を算出させるために、等価板厚の概念を用いる [村上ら, 1977; 堀田ら, 1997a, 1997b; 堀田, 1999, 2000]。いま、LP 鋼板の形状および応力特性を示すパラメータ β を次式で定義する。

$$\beta = \frac{r-1}{c-1}, \quad r = \frac{\sigma_0}{\sigma_1}, \quad c = \frac{t_0}{t_1} \quad (12.2.49)$$

ここで、小さい側の板厚を t_0 、大きい側の板厚を t_1 とし、断面で一定のそれぞれの軸方向応力度を σ_0, σ_1 とした。また、等価板厚 t_{eq} を示すパラメータ α は、次式で表わされる。

$$t_{eq} = t_{\min} + \alpha(t_{\max} - t_{\min}) \quad (12.2.50)$$

ここで、 $\alpha = 0.3$ と置けば、等価板厚で算定される等厚板に対して、板強度曲線を用いた強度評価が安全側で行える。また、 $\beta = -1/c$ は一定軸力状態 ($\sigma_0 t_0 = \sigma_1 t_1$)、 $\beta = 0$ は一定応力状態 ($\sigma_0 = \sigma_1$) を示すことに注意されたい。

(2) 斜め補剛材を有するプレートガーダー

垂直補剛された腹板を斜めに補剛すると、せん断に対して高い座屈強度が発揮できる。このような斜め補剛プレートガーダーは連続桁の中間支点近傍に有効であるが、これの耐荷力に関する研究は、日本では米澤ら (1978) の論文があり、国外で数編の文献 [Dubas et al., 1986] 等があるが、絶対数として少ない。しかし、実用のためには解明されなければならない問題が多々ある。

(3) 変断面プレートガーダー

比較的よく実用化されているにもかかわらず、変断面プレートガーダーの終局挙動と耐荷力に関する情報が少ない。我国ではせん断耐荷力に関する武田ら (1987) の実験的研究があるのみで、国外でも 2, 3 の研究がなされているのみである。

(4) 少数主桁橋

比較的幅員の大きな橋梁断面では、床版への負担を軽減する意味からも多主桁構造とすることが多かったが、各主桁だけでなく垂直・水平補剛材や横桁など小型材片数が多く、加工や組立ての労力が経済性を阻害する

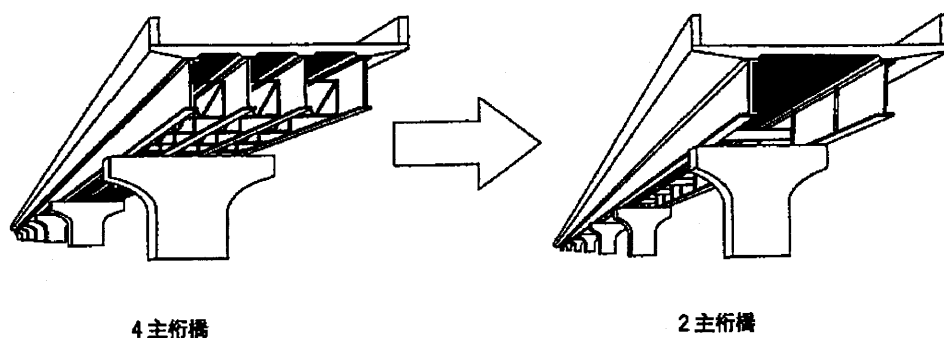


図 12.2.16 少数主桁橋の例

要因として無視できなくなった。そこで、構造の大幅な簡素化と大断面部材の採用により、小型材片点数の大幅な低減とそれによる加工工程の短縮を意図して鋼 2 主桁形式が採用されるようになった[「新しい鋼橋の設計」編集委員会, 2002]。さらに、主桁本数が減ることによる溶接長の低減や、保守の面からは塗装面積の低減が可能となる。図 12.2.16 に従来の 4 主桁橋と 2 主桁橋の例を示す。

また、2 主桁構造では床版の幅員方向に支間長がより大きくなるが、RC 床版の進歩、PC 床版の普及などの技術革新があつて初めて可能となった事例でもある。PC 床版や合成床版を用いることにより、主桁間隔を従来の 3m 程度から 2 倍の 6m 以上に拡大し、その結果として主桁の本数を減少させた桁橋である。ヨーロッパでは、以前よりこの形式が標準的に採用されており、我国でも第二東名などで採用されている。

この場合、主桁などは大断面かつ厚肉となるが、これにより局部座屈に対する安全率の向上、疲労強度の増加、腐食に対する安全率の向上などのメリットもある。一方、厚肉断面となることから、鋼の品質管理や溶接性、さらには鋼材料の靱性の低下などが懸念されるが、高機能鋼の開発や道路橋示方書の改定などにより、厚肉化は特に問題なく受け入れられていると言ってよい。

また、腹板自体の少補剛設計も行われるようになってきた。経済性のため採用されることが多い少数主桁橋では、断面が大型化して部材数が低減するとともに、腹板の補剛材を極力省略する方向にある。さらに腹板厚を道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] の規定よりも薄くする設計も行われている。ここでは、このような腹板の少補剛設計の考え方を示す [中園ら, 2002]。

この少補剛設計では図 12.2.17 に示す、I 形断面はりの降伏限界を表すフランジとウェブの幅厚比パラメータの相関関係を利用している [西村ら, 1993]。つまり、道路橋示方書では腹板の最小板厚が 4 辺単純支持板の座屈強度から定まっているのに対し、上下辺がフランジにより弾性拘束されていることを考慮して、フランジの幅厚比パラメータが小さいほど降伏強度を満たすためのウェブの幅厚比パラメータは大きくなることを利用している。さらに、少数主桁橋ではコンクリート床版との合成桁として設計されることが多いため、フランジの幅厚比パラメータを求める際の座屈係数は 3 辺単純支持 1 辺自由の突出板における $k = 0.425$ ではなく、3 辺固定 1 辺自由の突出板における $k = 2.31$ としている。

この腹板厚の決定法は水平補剛材を設けない場合を対象にしているが、垂直補剛材についても省略する設計を可能にしている。つまり、道路橋示方書では垂直補剛材の最大間隔は垂直補剛材間隔と腹板高のアスペクト比 $\alpha = 1.5$ までに制限されているが、実験的な検討 [大垣ら, 1998] により $\alpha = 3.0$ まで省略可能としている。そして、せん断耐力は後座屈を考慮した Basler の式で評価できるとしている。

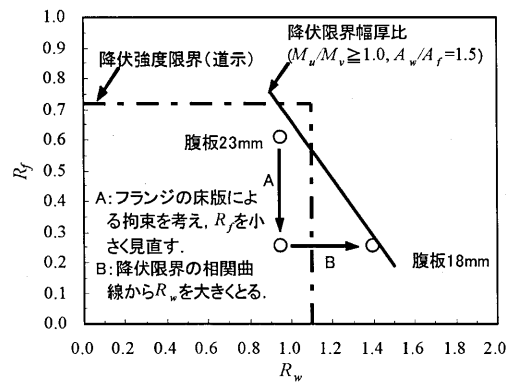


図 12.2.17 降伏限界幅厚比の相関関係

この少補剛設計法の適用条件や注意としては、以下の点が挙げられている。①合成桁の正曲げモーメントを受ける範囲を対象とする。②曲げの応力勾配は $\phi \leq -1.2$ とする。③疲労の影響が明確でないため、腹板の最大幅厚比は 180 とする。④曲げとせん断の組合せ強度は 4 次の相関式で評価できる。

(5) 複合箱桁 (開断面箱桁)

左右上フランジを有する逆台形開断面の一室箱桁構造である。架設時の鋼部材のみでは U 字型の開断面であるが、床版完成後には桁と床版が合成された閉断面を構成する箱桁となる。上フランジ間隔を下フランジ幅より大きくとることにより、床版の張り出し長さを小さくし、ブラケットが不要な構造となる。北海道横断自動車道の千歳ジャンクション C ランプ橋が有名である。代表的な断面の例を 図 12.2.18 に示す。

U 字型鋼断面と床版による合成構造であることにより断面の合理化を可能とし、ブラケットだけでなく縦桁や横桁等の部材を省略し、ダイヤフラムにも形鋼を採用することによる部材数の削減、経済性の向上が期待できる。また、幅の広い上フランジ間には RC 床版、あるいは PC 床版などを採用することによって、縦桁も省略できるとともに床版の耐久性も向上する。

工場ではフランジおよびウェブのパネル製作のみとし、現場で箱断面に組み立てることにより、工場仮組み立て等の製作工数を減らす工程が実現可能である。しかし、架設時には開断面であることより、ねじり剛性が小さい。よって、送り出し架設工法を用いる場合には、架設用の補強材などで上フランジを一次的につなぐか、合成床版で補強するなどの配慮が必要な場合もあり、架設設計および架設時の十分な補強・補剛対策を検討する必要がある。

(6) 細幅箱桁

箱桁の長所は、箱桁が閉断面を構成することによる高ねじり剛性の確保と、それによる曲線桁への好適応性、および 2 主 I 桁橋よりも桁高を低減できることにある。従来の箱桁に比較して箱桁の幅を狭くする (狭小化) が、

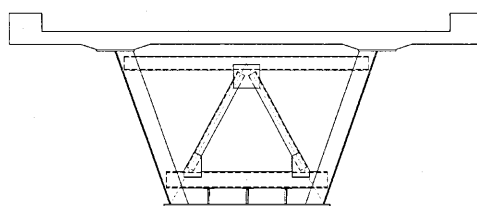


図 12.2.18 複合箱桁 (開断面箱桁) の例

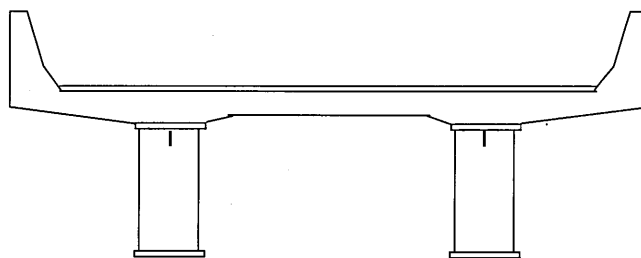


図 12.2.19 細幅箱桁の例

フランジ板厚を増すことによって、箱桁内の縦リブ、横方向リブを省略し、併せて縦桁を省略することで工費の削減を計ることを目的とした構造である。図 12.2.19 にその代表例を示す。

一般的な箱桁の幅 2.0～2.5m 程度を 1.7～1.8m まで狭め、縦リブ、横リブを極力省略する。縦リブの本数はフランジの板厚とウェブ間隔によって決定されるため、ウェブ間隔を狭くすることおよびフランジの板厚増を併用すれば、縦リブ必要本数の大幅な削減が可能となる。また、基本的には縦桁を使用せず、最小限の桁本数（最大 2 本）で構成し、必要部材点数を削減するという考えである。

箱桁橋における横桁の断面力は、箱桁のねじり剛性に大きな影響を与える。箱幅を狭くすることにより、箱桁橋のねじり剛性が大幅に低下して横桁への断面力が小さくなる。よって、横桁の小断面化、少本数化、もしくは場合によっては横桁省略の可能性もある。2 主 I 桁橋と比較して、桁高制限がある場合にも対応可能で、曲線橋の場合には箱桁断面として対応できる。

さらに、ねじり剛性の高い箱桁断面での床版の横方向支間内の曲げモーメントは、主桁上では回転拘束の状態に近いことより、2 主 I 桁橋よりも低減される。その上、床版支間も 2 主 I 桁橋より減少するので、床版支間 4m 程度までは RC 床版で対応することが十分可能である。幅員がより大きな場合については PC 床版の採用で対応できる。豊富な実績を持つ I 桁と箱桁の中間的な形式だけに多くのメリットが予想されるが、実橋採用例が少ないので、座屈設計時の問題点等に関するデータの蓄積がさらに必要である。

(7) ハイブリッド桁

最近の少数主桁橋では SM570 材を使用することが多くなっており、橋梁用の高性能・高降伏点鋼も提案されている [三木ら, 2003]。このような状況の中で、桁を合理化するためにハイブリッド桁の採用が期待されている [日本鋼構造協会, 2002]。ハイブリッド桁とは、フランジに高降伏点鋼、腹板に降伏点が高い安価な鋼材を組み合わせたものである。このハイブリッド桁の考え方は古くからあり、AASHTO では約 30 年前から基準に取り入れられていた。しかし、我国では製作コストに占める鋼材費や許容応力度設計法などの点から、ハイブリッド桁の採用が進まなかった。

ここでは、ハイブリッド桁の設計基準案 [日本鋼構造協会, 2002] に示されている耐荷力の考え方について述べる。まず、ハイブリッド桁の曲げ強度は、フランジに使用する高強度鋼でホモジニアスとした場合の降伏モーメント M_Y をハイブリッド係数 k_{HY} により低減して求める。 k_{HY} は腹板の降伏を考慮するための係数で、全塑性モーメントと降伏モーメントの比を補正して定められている。せん断強度については、腹板が降伏することから張力場作用を考慮しない Basler のせん断耐荷力式を採用している。腹板の座屈に対して、最小板厚は道路橋示方書の規定よりもやや厚くなっている。この最小板厚の規定では座屈係数と限界幅厚比パラメータについて、次のような考え方を取っている。座屈係数については、曲げによる引張応力が降伏して大きな張力になっていることから、腹板周辺の支持条件が 4 辺単純支持から 3 辺単純支持 1 辺固定に近くなると考え、 $k_b = 23.9$ から $k_b = 32.0$ と大きくしている。しかし、圧縮側も降伏に達していることから、降伏モーメントに達するこ

とができる限界幅厚比パラメータは $R_w = 1.0$ から 0.85 に低減している。

12.3 ボックスガーダーの耐荷力と座屈設計法

ボックスガーダーの設計は、プレートガーダーなど他の形式の設計法を準用できる部分と、ボックスガーダー固有の設計法を考慮すべき部分とがある。他の形式の設計法を準用する部材として、フランジの設計には圧縮補剛板の設計法を、腹板の設計にはプレートガーダー補剛腹板の設計法を準用できる。ただし、他の橋梁形式の設計法を準用する場合であっても、ボックスガーダー特有の挙動に配慮する必要がある。ボックスガーダーとプレートガーダーの相違点を挙げれば次のようである [ECCS, 1986]。

- 1) プレートガーダーのフランジは厚板であるが、ボックスガーダーのフランジはそうではなく、比較的幅厚比の大きい補剛板であり、その座屈を検討しなければならない。
- 2) ボックスガーダーのフランジは、ほとんど腹板の斜張力場のアンカーとなり得ない。
- 3) プレートガーダーの支点上垂直補剛材の代わりに、ボックスガーダーではダイヤフラムが用いられる。

12.3.1 補剛フランジの強度

ボックスガーダーのフランジとしては、鋼床版がしばしば用いられる (図 12.3.1 参照)。鋼床版は、座屈強度ではなく、疲労強度に留意して、主として T 荷重に対する曲げ耐荷力の問題として取り扱われている。

一方、連続箱桁橋の中間支点部の下側圧縮フランジでは、補剛板の終局強度を勘案して設計しなければならない。道路橋示方書では、ボックスガーダーのこのような圧縮フランジは、橋軸方向に圧縮を受ける板要素と考えられているので、設計にあたっては、縦、横補剛材の補剛材間隔と剛度の適切な組合せを決める必要がある。補剛圧縮フランジの極限強度算定方法としては、補剛板座屈理論に基づく手法がある。本書 第 11 章 あるいは道路橋示方書 4.2.4 と 4.2.5 を参考に補剛する。

12.3.2 補剛腹板の強度

ボックスガーダーの腹板の補剛方法については、プレートガーダーにおける腹板の補剛方法と同じと考えられている。

垂直補剛材に関しては、腹板パネルの応力状態に応じて局部座屈が生じないように垂直補剛材間隔を定める。特に、連続ボックスガーダーの中間支点付近の腹板下部には大きな支点反力が作用することが多いため、座屈しやすくなる。また、支点の両側におけるパネルにはせん断応力が大きく作用するので、垂直補剛材の間隔を他のところより狭くし、腹板の強度を高くする必要がある。また、垂直補剛材は腹板パネルがせん断座屈した後に、斜張力場により、耐荷余力を発揮するために、十分な剛度を持たせる必要がある。

水平補剛材に関しては、それが 1 段あるいは 2 段設置される場合について、道路橋示方書に詳細に示されている。したがって、通常は腹板の補剛方法は道路橋示方書の 8.5~8.7 を参考にすればよい。

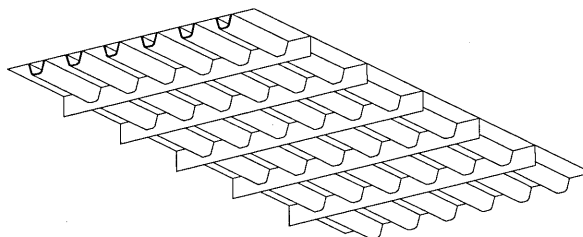


図 12.3.1 ボックスガーダーの床版の例 (模式図)

しかし、支間長が大きいボックスガーダーにおいて、その腹板が極端に薄い場合、水平補剛材が3段以上必要になることがある。ボックスガーダーに補剛板を3段以上設置する場合の補剛材間隔や補剛材の剛度は、設計者の判断に任されているのが現状であるといえる。

補剛腹板の極限強度については、本章 12.2 のプレートガーダーの腹板の極限強度算定法を準用することで求めることができる。

12.3.3 ボックスガーダーの強度

ボックスガーダーの耐荷力については、曲げが作用する場合の耐荷力、せん断が作用する場合の耐荷力、組み合わせ荷重が作用する場合の耐荷力については、いくつかの算定式が提案されている。

(1) 曲げ耐荷力

これについては、例えば三上ら [1980] の方法により求めることができる。腹板の座屈が先行する場合、それ以上の荷重に対して腹板の分担する応力は増加せず、上下フランジのみが分担すると考える。座屈モーメントを M_{cr} 、フランジの降伏モーメントを M_{Yf} として、腹板の水平補剛材が負担する直応力を考慮した終局モーメント M_u を次式のように与えている。

$$M_u = M_{Yf}^* \frac{M_{cr}}{M_{Yf}} \quad (12.3.1)$$

ここで、 M_{Yf}^* は水平補剛材を含めた箱桁全断面に対する断面係数を用いて求めた圧縮フランジの降伏モーメントである。また、 M_{cr}/M_{Yf} は近似的に

$$\frac{M_{cr}}{M_{Yf}} = \frac{\sigma_{crf}}{\sigma_{Yf}} \left\{ 1 - \frac{1 - \sigma_{crw}/\sigma_{crf}}{1 + 3b_f t_f (1 + \delta_f)/(b_w t_w)} \right\} \quad (12.3.2)$$

としている。この式中、 b_w, t_w は腹板の板幅と板厚、 b_f, t_f はフランジの板幅と板厚である。また δ_f は、圧縮フランジにある縦補剛材の本数を n_{sf} 、この補剛材1本あたりの断面積を A_{sf} として、 $\delta_f = (n_{sf} + 1)A_{sf}/(b_f t_f)$ で求められる。 σ_{crf} および σ_{Yf} は、圧縮フランジの座屈応力および降伏応力である。

一方、圧縮フランジの座屈が先行する場合、終局モーメント M_u は次の式から得られる。

$$M_u = M_{Yf}^* \frac{\sigma_{crf}}{\sigma_{Yf}} \quad (12.3.3)$$

(2) せん断耐荷力

補剛材が、座屈の節として機能するに十分な剛度を有していれば、局部座屈の影響を無視した補剛板の座屈強度を求めることで、補剛腹板の耐荷力 V_u を次のように求めることができる [三上ら, 1980]。

$$V_u = 2b_w t_w \tau_{crw} \quad (12.3.4)$$

ここで、 τ_{crw} は腹板の座屈応力である。ただし、この式では腹板の後座屈強度を期待されていない。

プレートガーダーの場合、腹板の補剛材に囲まれた板パネルが局部座屈した後は、一般に後座屈強度が期待できる。しかし、ボックスガーダーの場合は、フランジは相対的に薄板であることから、斜張力場のアンカーとなるに十分な剛性を有しておらず、プレートガーダーの張力場理論の適用には注意が必要である [ECCS, 1986]。この ECCS の資料では、純せん断を受けるボックスガーダーの腹板の強度 V_u は、腹板パネルのアスペクト比 α の関数として、次の式で得られるとしている。

$$V_u = b_w t_w \left[\tau_{cr} + \frac{\sqrt{3}(\tau_{Yw} - \tau_{cr})}{2(\sqrt{1 + \alpha^2} + \alpha)} \right] \quad (12.3.5)$$

ここで、 τ_{Yw} は腹板のせん断降伏応力、 b_w, t_w は腹板の板幅と板厚である。また、 τ_{cr} はせん断座屈応力であり、弾性領域と非弾性領域の境界付近 ($0.58 \leq \bar{\lambda}_\tau \leq \sqrt{2}$) では、

$$\tau_{cr} = \tau_{Yw} \left[1 - 0.62 (\bar{\lambda}_\tau - 0.58)^{1.18} \right] \quad (12.3.6)$$

なる式で低減する。ここに $\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\tau_{Yw}/\tau_{cr,el}}$ である。ECCS(1986)によると、この式で得られた腹板の強度は、アスペクト比 α が 1.5 を越える場合にはプレートガーダーの腹板の強度を求める式の結果とほぼ同じ値となるものの、アスペクト比が小さい場合にはプレートガーダーの場合より控えめな結果を与える。

(3) 曲げ・せん断耐荷力

曲げとせん断が作用する場合は、圧縮フランジの圧縮座屈で崩壊する場合と、腹板の曲げ・せん断座屈による崩壊をする場合とに分けて考える。

a) 圧縮フランジの圧縮座屈が先行する場合

終局モーメントは式 (12.3.5) より求めることができる。

b) 腹板の曲げ・せん断座屈が先行する場合

次の相関式が成り立つものとする。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{crw}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{crw}} \right)^2 = 1 \quad (12.3.7)$$

ここで、応力 σ, τ は、腹板が曲げ・せん断座屈する場合の縁応力・せん断応力である。これらの σ, τ は、ボックスガーダーに作用する曲げモーメント M とせん断力 V で表わされ、 M および V は荷重 P の関数になる。したがって、この式を解き、曲げ・せん断座屈が生ずる場合の縁応力 σ_{cr} を計算すると、終局モーメントは次のように表わされる。

$$M_u = M_{Yf}^* \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Yf}} \quad (12.3.8)$$

12.3.4 支点上補剛材とダイヤフラム

プレートガーダーの支点上補剛材は、道路橋示方書によると、柱部材として設計してよいとされている。しかしながら、12.2.2 に示した斜張力場理論によると、腹板に発生した斜張力場の分力が支点上補剛材に横荷重として作用し、支点上補剛材は梁-柱部材として挙動する。このことについては DIN 18 800 Part 3[1990] の節 705 などで触れられている。また、この場合の強度の照査については、中井ら (1986) によって提案されている。「鋼構造物の終局強度と設計」[土木学会, 1994] の節 4.1.5 で紹介されている、この梁-柱の終局限界状態に対する照査式の概要は、次のとおりである。

$$\frac{s_F P}{P_u} + \frac{s_F M}{M_Y \left(1 - \frac{s_F P}{P_{cr}} \right)} \leq 1 \quad (12.3.9)$$

ここに、 $P_u = \sigma_u A_e$ 、 $M_Y = \sigma_Y W_e$ 、ただし A_e は腹板の協力幅も含めた補剛材の有効幅、 W_e はこの有効断面の弱軸に関する断面係数である。 s_F は終局限界状態に対する安全係数である。また σ_u は道路橋示方書の耐荷力曲線より求めることとしている。すなわち

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_u}{\sigma_Y} &= 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ &1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ &\frac{1}{0.733 + \bar{\lambda}^2} & (\bar{\lambda} > 1.0) \end{aligned} \right\} \quad (12.3.10)$$

ただし $\bar{\lambda} = (1/\pi)\sqrt{\sigma_Y/E}(\ell/r)$ は無次元化細長比である。この中の r は腹板の協力幅も含めた補剛材の有効断面の弱軸に関する断面二次半径、 ℓ は補剛材の座屈有効長である。荷重集中点の補剛材の座屈有効長さ ℓ として、日本の道路橋示方書では桁高さの 0.5 倍を取ることとしているが、この「鋼構造物の終局強度と設計」では、 ℓ は桁高さの 0.77 としている。

一方、ボックスガーダーのダイヤフラムは、大別すると、中間ダイヤフラムと支点上ダイヤフラム (支持ダイヤフラム) の二種類がある。

中間ダイヤフラムは、桁の断面形を保持するために適当な間隔で設けられ、それ自身の座屈強度が問題となることはほとんどない。座屈の観点からは、中間ダイヤフラムは、それ自身の座屈よりも、フランジや腹板のパネルの枠、すなわち、フランジや腹板の座屈の節として機能する。中間ダイヤフラムに関する研究の多くは我が国でなされている [奥村ら, 1973; 坂井ら, 1977; 坂井ら, 1978; Hirashima et al., 1977; 小松ら, 1982]。中間ダイヤフラムの間隔、必要剛度等の決定については、鋼道路橋設計便覧 [日本道路協会, 1979] が参考になる。また、曲線箱桁の中間ダイヤフラムに関する実用的な提案もある [中井ら, 1981]。

支点上ダイヤフラム (支持ダイヤフラム) はプレートガーダーの支点上垂直補剛材に対応する部材で、ボックスガーダーのフランジと腹板を伝わってきた力を速やかに支承に伝達するためのものである。これに関する研究のほとんどは、英国でなされたものである。主な文献として [Rockey, et al., 1972; El-Gaaly, et al., 1974; Dowling, et al., 1973] がある。また、国内では、清水らの研究 [清水ら, 1978; 福本ら, 1982; Shimizu, 1995] がある。設計示方書としては、IDWR(1973) や BS5400 Part3(1982) が、中間ダイヤフラムと支持ダイヤフラムについて詳細な規定を設けている。

支点上ダイヤフラムは、支点反力と腹板からのせん断力に対して設計する。まず、ダイヤフラム本体に発生する水平方向応力を照査する場合、支点位置で支持され、腹板からのせん断力を荷重として受ける deep beam として扱えばよい。支点上ダイヤフラムの、支点部分と腹板の間のパネルには大きなせん断応力が発生するので、この応力に対して次のように照査する (「鋼構造物の終局強度と設計」 [土木学会, 1994])。

支点上補剛材と腹板に挟まれたパネルのように、せん断が卓越するパネルでは、

$$\frac{s_F S}{S_u} \leq 1 \quad (12.3.11)$$

とする。ただし、 s_F は終局限界状態に対する安全係数であり、 S_u はパネルのせん断強度 $S_u = \tau_u \cdot t_D \cdot h$ 、 t_D はダイヤフラムの板厚、 h は桁高すなわちダイヤフラム高さである。 τ_u は、せん断による座屈が生じるときは

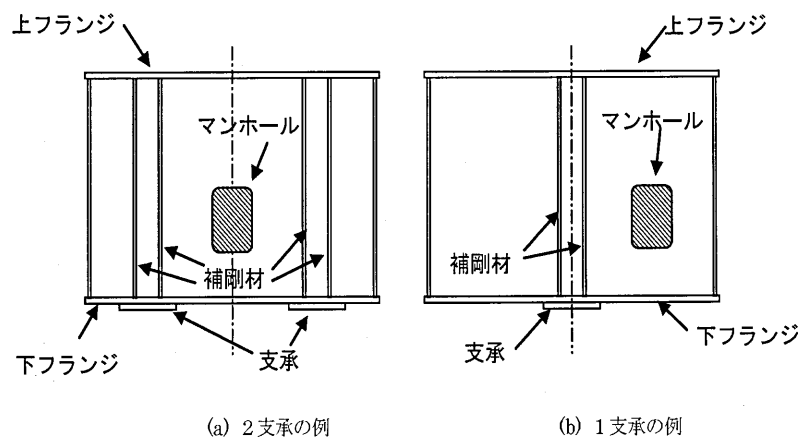


図 12.3.2 支点上のダイヤフラムの例

τ_{cr} , せん断座屈が生じないときは $\tau_{cr} = \sigma_Y / \sqrt{3}$ とする. 一方, 二つの支承に挟まれたパネルでは, ダイヤフラムの面内曲げが卓越するので, せん断が卓越する場合と同様に

$$\frac{s_F M}{M_u} \leq 1 \quad (12.3.12)$$

で照査すればよい. ここに $M_u = \sigma_u \cdot W$, W はダイヤフラムを deep beam とみなした場合の断面係数, s は終局限界状態に対する安全係数である. σ_u は, せん断の場合と同様に, 座屈が生じるときは σ_{cr} , 座屈が生じないときは $\sigma_u = \sigma_Y$ とする.

さらに面内曲げとせん断がともに卓越する場合には, 曲げとせん断の相関式

$$\left(\frac{s_F S}{S_u} \right)^2 + \left(\frac{s_F M}{M_u} \right)^2 \leq 1 \quad (12.3.13)$$

により照査するとしている. 図 12.3.2(b) のように, 支承を一つしか有しないダイヤフラムが, この面内曲げとせん断がともに卓越する場合に該当する.

支点直上の鉛直方向の応力は, 慣用的に, 腹板の支点上補剛材と同様に, ダイヤフラムの有効幅を一定 (通常はダイヤフラム厚さの 12 倍) と仮定した上で, 下端で最大, 上端でゼロとなる三角形分布を仮定する事が多い (鋼構造物の終局強度と設計 [土木学会, 1994], 鋼道路橋設計便覧 [日本道路協会, 1979] など). しかし, 福本・清水らの実験や解析 [福本ら, 1982] によると, 支点直上の鉛直方向応力は直線的な変化ではなく, 下端で大きく, 急激に大きさが減少するような分布をしており, むしろ, IDWR[1973] による方法で求める方が良く合う結果を与える (図 12.3.3). IDWR では, 支点反力が R_v , ダイヤフラム高さ D の場合の, 支点直上の下から距離 z における, ダイヤフラムの応力 σ_1 と支点上補剛材の応力 σ_{1s} は, それぞれ,

$$\sigma_1 = \frac{R_v \left(1 - \frac{z}{D}\right)}{0.75 \Sigma A_{sz} + (b_{eff} - \Sigma W_c) t_D} \quad (12.3.14)$$

$$\sigma_{1s} = \frac{R_v \left(1 - \frac{z}{D}\right)}{0.65 \Sigma b'_{eff} t_D + \Sigma A_{sz}} + \frac{R_\ell}{\Sigma A_{sz}} \quad (12.3.15)$$

なる式で求めることとしている. ここで, A_{sz} は補剛材の断面積, b_{eff} および b'_{eff} はダイヤフラムパネルの協力幅 (有効幅), W_c は開口部などに対する控除幅, t_D はダイヤフラムの板厚, R_ℓ は補剛材上端に直接作用す

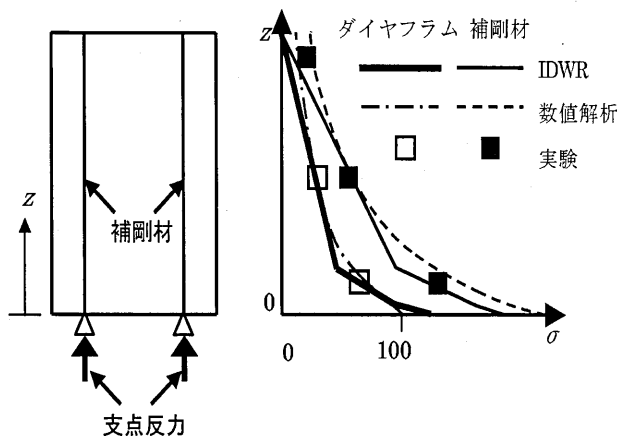


図 12.3.3 支点上のダイヤフラムの応力の一例 [福本ら, 1982]

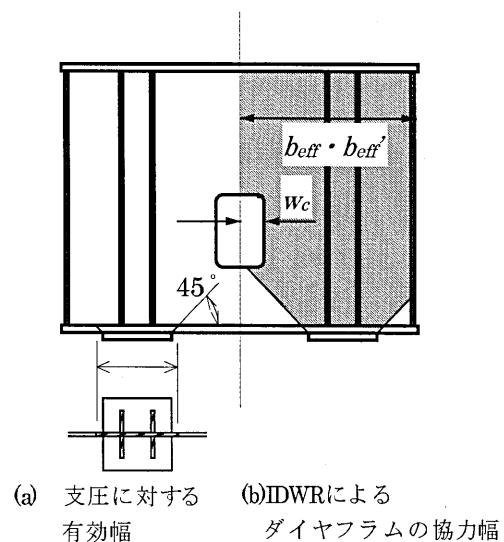


図 12.3.4 ダイヤフラムの有効幅

る荷重である (ダイヤフラムが反力を負担しない場合は、式 (12.3.15) の分母の 0.65 は 0 とする)。また、ダイヤフラムの協力幅 b_{eff} は、図 12.3.4(b) のように取っている。これらの式中の Σ は、 ΣA_{sz} については、考えている有効断面 b_{eff} の中に支点上補剛材が複数ある場合に、それらすべての補剛材の断面積の総和を、 ΣW_c についても同様に、有効幅内に開口部が複数ある場合に、それらすべての開口部による控除幅の総和を取ることとを表している。

この式と図から分かるように、IDWR では、応力計算のもととなる力は三角形分布としているものの、ダイヤフラムの協力幅は一定ではない。また、例えば支点直上のダイヤフラムの応力を求める場合、補剛材はその断面の 75% のみを有効としている。しかしこの IDWR では、応力を求めた後の座屈の照査は若干面倒である。

その後に発表された BS5400(1982) では、ダイヤフラムの極力幅は、腹板や隣接する補剛材までの距離に応じた制限があるものの、ダイヤフラムの板厚の $12\sqrt{355/\sigma_{Yd}}$ 倍 (σ_{Yd} は MPa あるいは N/mm^2 で表わしたダイヤフラムパネルの公称降伏応力度) としており、慣用的な方法と類似している。したがって通常は、ダイヤフラムの支点直上の応力は慣用的な方法で求めた上で、支点上補剛材とダイヤフラムの有効幅からなる十字断面の柱として扱い、最下端部の支承直上部分については、図 12.3.4(a) のような断面を考えた上で、支圧に対して照査すればよいであろう。具体的には、道路橋示方書 3.2.1 などを用いてもよいが、「鋼構造物の終局強度と設計」では比較的簡単で使いやすい式を示している。これによると、支点上補剛材およびダイヤフラムの協力幅からなる柱の強度 (支点反力) R_v については、

$$\frac{s_F R_v}{R_u} \leq 1 \quad (12.3.16)$$

でその限界状態を照査すればよい。ここに、 R_u は式 $R_u = \sigma_u A_e$ で得られる支点上補剛材の耐荷力、 s_F は終局限界状態に対する安全係数である。この式中の A_e は上述のように支点上の補剛材およびダイヤフラムの協力幅部分を柱とみなした場合の柱の有効断面積であり、我国の道路橋示方書 [2002] の 10.5.2 の荷重集中点の補剛材に関する規程により求められる。また σ_u は

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_u}{\sigma_Y} = & \quad 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ & 1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ & \frac{1}{0.733 + \bar{\lambda}^2} & (\bar{\lambda} > 1.0) \end{aligned} \right\} \quad (12.3.17)$$

より得られる。 $\bar{\lambda}$ は無次元化細長比 $\bar{\lambda} = (1/\pi)\sqrt{\sigma_Y/E}(\ell_e/r)$ であり、 r はこの柱の弱軸まわりの断面二次半径 $r = \sqrt{I_y/A_e}$ である。 I_y は柱の弱軸まわりの断面二次モーメントであり、通常はダイヤフラムの中央面に関して求めればよい。 ℓ_e は柱の有効座屈長である。この有効座屈長については、道路橋示方書では桁高さの 1/2 としているが、「鋼構造物の終局強度と設計」では、有効座屈長をけた高さの 0.7 としている。

なお、支点上の部分を支点上補剛材とダイヤフラムの有効幅からなる十字断面柱とした場合、清水らの実験や解析 [Shimizu, 1995; Kimbara et al., 1995; 清水ら, 1996] によると、支点上補剛材は、写真 12.3.1 に示すように、その最下部で柱断面が回転する“ねじれ座屈”様の変形を呈して崩壊するので、必要に応じてねじれ座屈に対する照査もするとよい。ねじりに対する支点上補剛材の強度が不足する場合は、支点上補剛材として、板片形式ではなく、図 12.3.5 のような U 字型断面とする方法も考えられる [清水ら, 2000]。ただし、簡便に照査するのであれば、道路橋示方書 4.2.3 の圧縮応力を受ける自由突出板の規程などが利用できる。

最近では、橋梁の支承としてゴム支承を用いることが一般的となっている。ゴム支承は、これまでの鋳鉄製支承に比べ、支持面積が大きいという特徴を持っている。ゴム支承上のダイヤフラムの座屈挙動はまだ十分に明らかにはされていないが、ゴム支承を用いる場合、支持面積が相当に大きいという特徴を考慮し、支点上ダイ

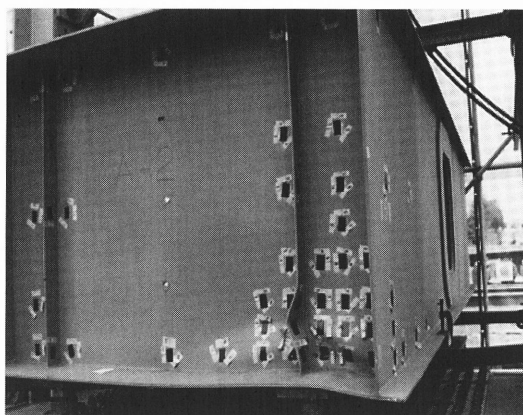


写真 12.3.1 支点上ダイヤフラムの例

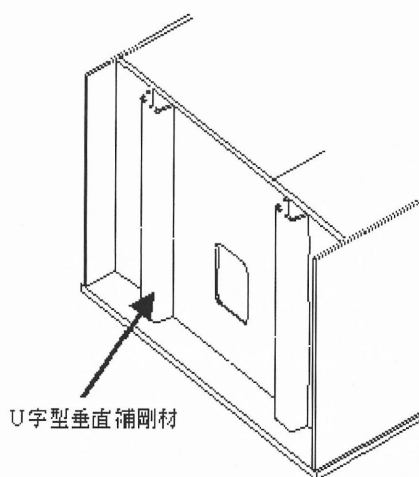


図 12.3.5 ねじりを考慮した支点上補剛材の例

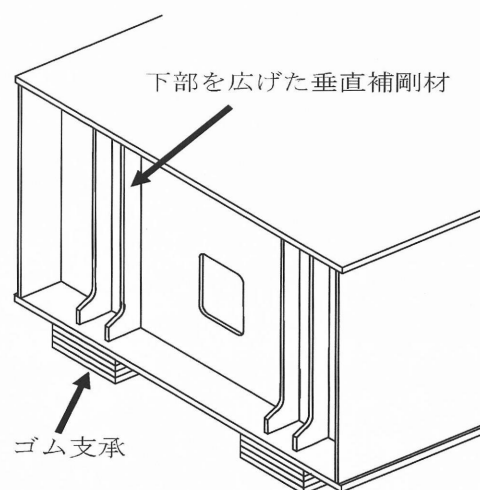


図 12.3.6 ゴム支承上補剛材の例

ダイヤフラムが支点反力を有効に受けるためには、支点上補剛材の下部を、例えば図 12.3.6 のような形状とすることも考えられる。

12.3.5 曲線橋および斜橋

ボックスガーダーは、プレートガーダーと比較して、ねじりに対する抵抗が非常に大きいことが特色である。そのため、ボックスガーダーは、ねじりを受ける曲線橋や斜橋に向いている。

曲線橋や斜橋のうち、斜橋については、まだその挙動が全て解明されてはいないが、曲線ボックスガーダーの耐荷力についての研究は、中井ら (1992) をはじめ、数多く発表されている。これらのボックスガーダー本体の設計では、曲げせん断による応力とともに、ねじりによる応力を考慮すればよい。

中井ら (1992) によると、ボックスガーダーに曲げとねじりを同時に作用させた場合の耐荷力は図 12.3.7 に示すような 2 次の関連曲線、すなわち次式で表わすことができる。

$$\left(\frac{M_u}{\alpha M_P} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\beta T_P} \right)^2 = 1 \quad (12.3.18)$$

ここで、 α, β : 終局曲げモーメント・終局ねじりモーメントを示す係数である。

曲線橋・斜橋のダイヤフラムの場合も、それぞれの支承ごとに反力を求めておけば、あとは、その反力に対して、12.3.4 の手順で設計できる [Kimbara et al., 1995 ; 清水ら, 1996]。

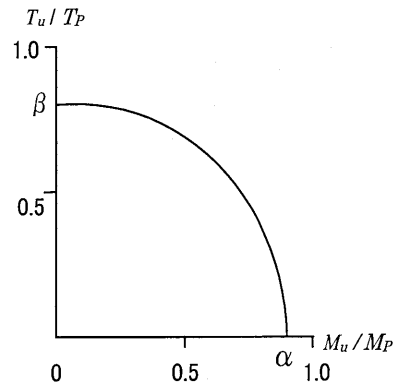


図 12.3.7 相関曲線

12.4 まとめと今後の展望

プレートガーダー、ボックスガーダーはともに、全体を見ればはり構造、細部を見れば板の組み合わせである。したがって、それらの座屈設計では、本書の第9章はりおよび第11章板要素が参考となる場合も多い。しかし、桁を系(システム)として捉えた場合、はり構造あるいは板要素としてのみでは表現できない挙動を示すことが特徴である。

本章では、このような桁の特徴を考慮しつつ、桁形式として最も普及しているプレートガーダーおよびボックスガーダーの曲げ、せん断、および曲げとせん断の連成状態について、まず、現在の設計法の根本的要求である座屈防止の観点から座屈強度について解説を加えた。さらに、終局強度に関する理論を歴史的な背景を概説し、それとともに構造設計に対する解説を加えた。紙面の都合から、これらの構造に対する補剛設計については詳しく触れなかったが、これに関しては多数ある参考文献を参照されたい。これらの強度理論についてはほぼ確立された感があり、ここ20年ほどについては目立った技術進展は多くない。しかし、補剛設計についてはいまだ確立されているわけではなく、終局強度を考慮した垂直補剛材剛度の設定法などについてはさらに研究が必要である。

本章ではまた、特殊な応力状態となる、あるいは座屈設計をする上で厳しい条件にある、局所荷重を受ける桁や支点上ダイヤフラムなどについては、ある程度の紙面を割いて説明している。

その他、近年の設計思想に関する動向として、性能照査型設計採用の機運があり、従来の許容応力度設計法(座屈防止設計)を包含しつつ異なる設計手順となるため、本書には性能照査型設計法に基づく設計フローを示してある。また、新しい形式の桁構造も多く出現しており、本章ではそれらの特徴を概説するとともに、座屈設計の上で留意すべき事項を指摘している。これらの新しく提案された形式は、まだその力学的な挙動が全て解明されたとは言えない状況にある。今後は、研究面において、これらの新しい提案の、座屈挙動を始めとする力学的挙動の解明が必要とされる。

参考文献

- Rode, H.H.(1916): Beitrag zur Theorie der Knicker Scheinungen, Der Eisenbau, pp.210-218, 1916.
- Wagner, H.(1929): Edene blechwandtrager mit sehr dünnem stegblech, Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt, pp.200-207, pp.227-233, pp.256-262, pp.279-284, pp.306-314, 1929.
- Bleich, F.(1952): Buckling Strength of Metal Structure, McGRAW-HILL., 1952.
- Vasarhelyi, D.D., Taylor, J.C., Vasisht, N.C. and Yuan, C.(1960): Test of a riveted plate girder with a thin web, Proc. ASCE, Vol.86, No.ST10, pp.23-51, Oct., 1960.
- Klöppel, K. und Scheer, J.(1960): Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1960.

- Basler, K. and Thürlimann, B.(1961): Strength of plate girders in bending, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, Aug., 1961.
- Basler, K.(1961): Strength of plate girders under combined bending and shearing, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.181-197, Oct., 1961.
- Gaylord, E.H.Jr.(1962): Discussion to "Strength of plate girders in shear" by Basler,K., Proc. ASCE, Vol.88, No.ST2, pp.151-154, Apr., 1962.
- Cooper, P.B.(1967): Strength of longitudinally stiffened plate girders, Journal of Structural Division, Proc. ASCE, Vol.93, No.ST2, pp.419-451, 1967.
- Fujii, T.(1968): On an improved theory for Dr. Basler's theory, Final Report, 8th Congress, IABSE, pp.479-487, New York, 1968.
- Klöppel, K. und Möller, K.H.(1968): Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten II, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1968.
- 福本 秀士, 藤原 稔, 渡辺 信夫 (1971): 溶接 I 形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.189, pp.39-51, 1971.
- Fujii, T.(1971): A comparison between the theoretical values and the experimental results for the ultimate shear strength of plate girders, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol.11, London, 1971.3.
- Komatsu, S.(1971): Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box girders for Ultimate Strength, IABSE Report, London, Vol.11, 1971.3.
- Ostapenko, A. and Chern, C.(1971): Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, IABSE Colloquium, London, Reports of the Working Commissions, Vol.11, pp.301-313, 1971.
- Rockey, K.C.(1971): An ultimate load method for design of plate girders, IABSE Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, Reports of the Work Commissions, Vol.11, pp.253-268, 1971.
- Ostapenko, A., and Chern, C.(1972): Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, pp. 301-313, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971.)
- Rockey, K.C. and El-Gaaly, M.A.(1972): Stability of Load Bearing Trapezoidal Diaphragms, Publications of IABSE, Vol.32-II, pp.155-172, 1972.
- Rockey, K.C. and Skaloud, M.(1972): The Ultimate load behavior of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.50, No.1, pp.29-47, 1972.
- 奥村 敏恵, 坂井 藤一 (1973): リブ付台形桁の断面変形挙動とダイヤフラムの効果, 土木学会論文報告集, No.209, pp.1-14, 1973.1.
- Dowling, P.J., Loe, J.A. and Dean, J.A.(1973): The Behaviour up to collapse of load bearing diaphragms in rectangular and trapezoidal stiffened steel box girders, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, pp.95-117, 1973.
- The Committee into the Basics of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges (1973): Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Appendix I: Interim Design and Workmanship Rules (IDWR), Her Majesty Stationary Office, London, 1973(いわゆるメリソン・レポート)
- 倉西 茂 (1974): 鋼構造, p.311, 技報堂出版, 1974.
- El-Gaaly, M.A. and Rockey, K.C.(1974): Stability of Orthogonally Stiffened Load Bearing Trapezoidal Diaphragms, Publications of IABSE, Vol.34-II, pp.73-89, 1974.
- Herzog, M.A.M.(1974): Ultimate Static strength of plate girders from tests, Proc. ASCE, Vol.100, No.ST5, pp.849-864, 1974.5.
- Selberg, A.(1974): On the shear capacity of girders webs, IABSE Publications, 34-1, pp.145-155, 1974.
- 長谷川 彰夫, 西野 文雄, 奥村 敏恵 (1975): 水平補剛材を有するプレートガーダーの曲げ耐力実験, 土木学会論文報告集, 第 234 号, pp.33-44, 1975.2.
- 長谷川 彰夫, 西野 文雄, 奥村 敏恵 (1975): 水平補剛材を有するプレートガーダーのせん断耐力, 土木学会論文報告集, 第 235 号, pp.13-28, 1975.3.
- Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R.(1975): The collapse behavior of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.53, No.8, pp.313-325, 1975.8.
- Protte, W.(1976): Zum Scheiben- und Beulproblem längsversteifter Stegblechfelder bei örtlicher Lasteinleitung und bei Belastung aus Haupttragwirkung, Der Stahlbau, pp.251-252, 1976.8.

- 小堀為雄, 吉田博 (1977): 鋼構造設計理論, pp.78-80, 森北出版, 1977.
- 坂井藤一, 長井正嗣 (1977): 鋼箱桁橋の中間ダイヤフラム設計法に関する一試案, 土木学会論文報告集, No.261, pp.21-34, 1977.5.
- Harding, J.E., Hobbs, R.E. and Neal, B.G.(1977): The elasto-plastic analysis of imperfect square plates under in-plane loading, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol.63, pp.137-158, 1977.
- Hirashima, M., und Yajima, S.(1977): Beitrag zur Berechnung von Querschotten in Hohlkastenträgern(薄肉箱桁における隔壁の効果に関する研究), 土木学会論文報告集, No.264, Aug., pp.113-123, 1977.
- Sawada, Y., Lee, G.C. and Ito, M.(1977): Finite element analysis of transversely stiffened plate girders in shear, Final report, Stability of steel Structures, Second International Colloquium, Liege, free discussion, pp.177-178, 1977.
- 坂井藤一, 長井正嗣, 近藤廣舒, 佐野信一郎 (1978): 並列 2 箱桁橋の中間ダイヤフラム設計法, 土木学会論文報告集, No.280, pp.13-22, 1978.12.
- 清水茂, 梶田建夫, 成岡昌夫 (1978): 連続箱桁における中間支承部の応力状態について, 土木学会論文報告集, No.276, pp.13-23, 1978.8.
- 藤野真之 (1978): 初期不整を有するプレートガーダーの組合わせ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.269, pp.1-16, 1978.1.
- 米澤博, 三上市蔵, 堂垣正博, 宇野裕恵 (1978): 斜め補剛腹板を有するプレートガーダーのせん断耐荷力, 土木学会論文報告集, No.269, pp.17-27, 1978.1.
- Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C.(1978): The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, pp.1-20, 1978.
- Rockey, K.C., Evans, H.R. and Porter, D.M.(1978): A design method for predicting the collapse behavior of plate girders, Proc. Instn. Civ. Engrs, Vol.65, Part 2, pp.85-112, 1978.3.
- 日本道路協会 (1979): 鋼道路橋設計便覧, 丸善, 1979.
- Roberts, T.M. and Rockey, K.C.(1979): A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, Proc. Instn Civ. Engrs, Part2, pp.155-75, 1979.
- 新延泰生 (1980): プレートガーダー腹板のせん断座屈後の強度に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第 303 号, pp.15-30, 1980.
- 三上市蔵, 堂垣正博, 武田八郎 (1980): 鋼箱桁の終局強度の近似的算定法, 土木学会論文報告集, No.298, pp.147-150, 1980.6.
- 中井博, 村山泰男 (1981): ダイヤフラムを有する曲線箱桁橋のずり応力の解析と設計への応用, 土木学会論文報告集, No.309, pp.25-39, 1981.5.
- 西野文雄, 長谷川彰夫 (1981): 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, 1981.6.
- Cescotto, S., Maquoi, R. and Massonnet, Ch.(1981): Simulation sur Ordinateur du comportement a la ruine des poutres a ame pleine cisailées ou fléchies, Construction Metallique, No.2, pp.27-40, 1981.
- 小松定夫, 森脇良一, 藤野真之, 滝本哲四郎 (1982): 組合わせ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度, 土木学会論文報告集, No.321, pp.1-14, 1982.5.
- 小松定夫, 長井正嗣 (1982): 中間ダイヤフラムの新しい設計法に関する研究, 土木学会論文報告集, No.326, pp.51-62, 1982.10.
- 福本嘯士, 清水茂, 古田秀博 (1982): 鋼箱桁支点上ダイヤフラムの強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 318 号, pp.149-161, 1982.2.
- BS5400(1982): Steel, Concrete and Composite Bridges, Part3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standard Institution, 1982. (邦訳 建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会: BS5400 3 編 鋼橋の設計指針, 1983)
- Marsh, S.(1982): Theoretical model for Collapse of shear webs, Proc. ASCE, Vol.108, No.EM5, pp.819-832, 1982.10.
- 三上市蔵, 武田八郎, 大谷孝彦 (1983): 多数の補剛材を有するプレートガーダーの曲げ強度算定法, 橋梁と基礎, Vol.17, No.1, pp.32-38, 1983.1.
- 中井博, 北田俊行, 大南亮一 (1983): 曲線箱桁腹板の曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文集報告集, No.340, pp.19-28, 1983.12.
- Mikami, I.(1983): Orthotropic plates under varying compression, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, pp.257-261, 1983.1.

- Nakai, H. and Kotoguchi, H.(1983): A study on lateral buckling strength and design aid for horizontally curved I-girder bridges, Proc. of JSCE, No.339, pp.195-205, 1983.11.
- Roberts, T.M.(1983): Patch loading on plate girders in plated structures, Stability and Strength, ed. R.Narayanan, Applied Science, London, pp.77-102, 1983.
- Komatsu, S., Moriwaki, Y., Fujino, M., and Takimoto, T.(1984): Ultimate strength of girders in combined load, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.4, pp.754-768, 1984.4.
- 中井博, 北田俊行, 大南亮一, 福本和弘 (1984): 曲線プレート・ガーダーのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp.281-290, 1984.10.
- 中井博, 北田俊行, 大南亮一 (1985a): 曲げとせん断との組合せ荷重を受ける曲線桁の強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.445-454, 1985.4.
- 中井博, 北田俊行, 大南亮一 (1985b): 曲線桁腹板における中間垂直補剛材の一設計法, 土木学会論文集, No.362/I-4, pp.249-257, 1985.10.
- Dubas, P. and Gehri, E.(ed.)(1986): Behavior and Design of Steel Plated Structures, ECCS Technical Committee 8, ECCS Publication No.44, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, 1986.2.
- 中井博, 総田完治, 阪野雅則 (1986): プレート・ガーダー端支点上補剛材の実験と解析, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.399-410, 1986.
- 中井博, 北田俊行, 大南亮一, 川井正 (1986): 曲げを受ける曲線桁橋腹板の解析と設計に関する一研究, 土木学会論文集, No.368/I-5, pp.235-244, 1986.4.
- 塩見弘幸, 伊藤義人, 福本啓士 (1987): プレートガーダーの耐力実験データの調査, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.127-139, 1987.
- 武田八郎, 三上市蔵 (1987): 変断面プレートガーダーのせん断強度, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.115-126, 1987.
- 土木学会鋼構造委員会 (1987): 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, 土木学会, 1987.7.
- 中井博, 北田俊行, 江見晋, 北沢正彦, 大南亮一 (1987): 曲線プレートガーダー橋の終局強度に基づく設計法の一提案, 橋梁と基礎, Vol.21, No.6, pp.33-39, 1987.6.
- Galambos, T.V.(ed.)(1988): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Ed., Wiley-Interscience Publication, 1988.
- Kuranishi, S., Nakazawa, M. and Iwakura, T.(1988): On the tension field action and collapse mechanism of a plate under shear, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.1, pp.161s-171s, 1988.4.
- Marsh, C., Wafik, A. and Huy-Kinh, H.(1988): Finite element analysis of postbuckled shear webs, J. Struct. Eng., ASCE, Vol.114, No.7, pp.1571-1587, 1988.
- Nakai, H. and Yoo, C.H.(1988): Analysis and Design of Curved Steel Bridges, McGraw-Hill Book Company, New York, 1988.
- Kuranishi, S., Nakazawa, M. and Iwakura, T.(1989): A new formula to predict the ultimate shear strength of plate girder, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.6, No.2, pp.239s-250s, 1989.10.
- Shimizu, S., Yabana, H. and Yoshida, S.(1989): A new collapse model for patch-loaded web plates: Jour. Constructional Steel Research, Vol.13, pp.61-73, 1989.
- Deutsche Institut für Normung(1990): DIN 18800-1, Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion (Structural Steelwork Part 1, Design and construction), DIN 18800-2, Stahlbauten; Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken (Structural Steelwork Part 2, Analysis of Safety against Buckling of Linear Members and Frames), DIN 18800-3, Stahlbauten; Stabilitätsfälle, Plattenbauteile (Structural Steelwork Part 3, Analysis of Safety against Buckling of Plates), Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1990.
- 中沢正利, 倉西茂 (1991): プレートガーダー腹板の曲げ・せん断連成強度照査式, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.239-247, 1991.3.
- 三上市蔵, 木村泰三, 徳田浩一 (1991a): 非対称断面プレートガーダーの終局強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.249-262, 1991.3.
- 三上市蔵, 木村泰三, 徳田浩一 (1991b): 変化する曲げを受けるプレートガーダーの終局強度算定のための等曲げ換算法, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, I-13, 1991.6.
- 中井博, 村山泰男, 北田俊行 (1992): 曲げとねじりモーメントを受ける補剛材付き薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 土木学会, pp.155-165, 1992.3.
- 中井博, 北田俊行 (1992): 鋼橋設計の基礎, 共立出版, 1992.5.
- 三上市蔵 (1992): 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, 平成3年度科学研究費補助金(一般(B))研究成果報告書, 1992.3.

- Maquoi, R.(1992): Plate Girders, Chapter 2.6, Constructional Steel Design - An International Guide, Ed. P.J. Dowling et al., Elsevier, 1992.
- 西村宣男, 秋山寿行, 松村達生 (1993): 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, 土木学会, pp.165-174, 1993.3.
- Shimizu, S.(1994a): The collapse behaviours of web plates on the launching shoe, J. Constructional Steel Research, Vol.31, pp.59-72, 1994.
- Shimizu, S.(1994b): Effect of stiffener on the patch loaded plates, Proc. of 3rd International Conference on Computer-Aided Assessment and Control Localized Damage (LD94), Udine, Italy, pp.505-512, 1994.
- Kimbara, S. and Shimizu, S.(1995): Elasto-plastic large deflection analysis of end support diaphragms in skew steel box girders, J. of Constructional Steel Research, Vol.32, pp.173-190, 1995.
- Shimizu, S.(1995): An elasto-plastic large deflection analysis on steel box girder support diaphragms, J. of Constructional Steel Research, pp.191-206, 1995.
- 中井博編著 (1995): 鋼・合成橋梁の進歩を支える諸技術, 山海堂, 1995.5.
- 清水茂, 吉川薫, 金原慎一 (1996): 斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイヤフラムの強度に関する実験, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.159-170, 1996.
- 日本道路協会 (1997): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 1997.
- 堀田毅, 西村宣男, 村上茂之, 滝英明 (1997a): テーパープレートを用いた I 断面桁の局部座屈設計法, 鋼構造年次論文報告集, 第 5 巻, pp.239-246, 1997.
- 堀田毅, 西村宣男, 村上茂之, 滝英明 (1997b): LP 周辺支持板および補剛板の圧縮強度特性と設計法, 鋼構造年次論文報告集, 第 6 巻, pp.335-342, 1998.
- 村上茂之, 西村宣男, 堀田毅 (1997): 自由突出テーパープレートの圧縮強度, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.107-116, 1997.3.
- 大垣賀津雄, 川口喜史, 磯江暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣 (1998): 合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, 土木学会, pp.1229-1239, 1998.3.
- 関西道路研究会道路橋調査委員会設計小委員会編 (中井博小委員長)(1998): コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計, 共立出版, 1998.2.
- Lee, S.C. and Yoo, C.H.(1998): Strength of plate girder web panels under pure shear, J. Struct. Eng, ASCE, Vol.124, No.2, pp.184-194, 1998.2.
- 清水茂, 吉川薫 (1999): 局所荷重を受ける腹板の弾性座屈強度, 鋼構造論文集, 日本鋼構造協会, Vol.6, No.12, pp.111-122, 1999.12.
- 堀田毅 (1999): LP 鋼板および鋼 2 主桁橋梁の強度設計法に関する研究, 大阪大学学位論文, 1999.1.
- 亀井義典, 西村宣男ほか (2000): 等厚部を省略した LP 鋼板の高力ボルト摩擦接合継ぎ手のすべり強度試験, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000.3.
- 堀田毅, 谷俊寛, 工藤純一, 西村宣男 (2000): 鋼橋への LP 鋼板の適用, 橋梁と基礎, Vol.34, No.4, 2000.4.
- Shimizu, S. and Yamamoto, T.(2000): Steel Box Girder Support Diaphragms Stiffened by U-shaped Ribs, Proc. of the Third International Conference on Coupled Instability in Metal Structures(CIMS2000), Lisbon, Portugal, 357-364, 2000.
- 「新しい鋼橋の設計」編集委員会 (2002): 新しい鋼橋の設計, 山海堂, 2002.12.
- 鋼構造の限界強度・保有性能の評価法に関する研究小委員会 (2002): 鋼構造の限界強度の評価法に関する研究調査報告書, 土木学会鋼構造委員会, 2002.3.
- 橘善雄 (中井博・北田俊行改訂)(2002): 橋梁工学, 第 5 版, 共立出版, p.119, 2002.4.
- 中園明広, 稲葉尚文, 大垣賀津雄, 川口喜史 (2002): PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法 (中) - 腹板の少補剛設計法 -, 橋梁と基礎, pp.47-54, 2002.3.
- 日本鋼構造協会 (2002): 限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準 (案), JSSC テクニカルレポート No.53, 日本鋼構造協会, 2002.3.
- 日本道路協会 (2002): 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 丸善, 2002.3.
- Carlos Graciano(2002): Patch Loading - Resistance of Longitudinally Stiffened Steel Girder Webs, Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Steel Structure, Lulea University of Technology, Sweden, 2002.
- 三木千壽, 市川篤司, 楠隆, 川端文丸 (2003): 橋梁用高性能鋼材 (BHS500, BHS700) の提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.1-10, 2003.7.