

第9章 プレート・ガーダーおよびボックス・ガーダー

9.1 概 説

この章では、プレート・ガーダーおよびボックス・ガーダーの座屈強度と耐荷力を取り扱う。研究が最も進んでいる直線プレート・ガーダーを中心に、腹板の座屈、フランジの局部座屈、プレート・ガーダーとしての耐荷力などを述べる。

プレート・ガーダーおよびボックス・ガーダーの腹板、フランジ、補剛材には、経済的設計の見地から薄板が用いられるので、設計にあたっては、これらの板要素の座屈に対する安全性を確保する必要がある。

腹板はその座屈強度を向上させるため、しばしば垂直補剛材で、時にはさらに水平補剛材で補強される。これらの場合、腹板厚さと補剛材配置とが関連し、それらの最適な組み合わせを決定することが設計にあたっての重要課題になる。したがって、

- ①垂直補剛材のみを有する腹板（垂直補剛腹板）
- ②垂直補剛材とともに水平補剛材を有する腹板（水平・垂直補剛腹板）
- ③補剛材のない腹板（無補剛腹板）

に分けて考えるのが適切である。

日本の道路橋示方書^{9.11}などが採用している設計法では、腹板の幾何寸法（腹板高、腹板厚、垂直補剛材間隔、水平補剛材位置）を腹板座屈が生じないように決定する。①と②の場合は、垂直補剛材間の腹板の曲げ座屈を制御するために、腹板の幅厚比を制限する。垂直補剛材の間隔は、腹板のせん断座屈を防止するために制限される。一方、③の場合は、せん断座屈を防止する観点から、幅厚比が制限される。①と②を中心に論じていくが、③については、9.8.4で述べる。

プレート・ガーダーの場合、腹板の座屈後もかなりの強度、すなわち、後座屈強度（post-buckling strength）が期待できる。日本の道路橋示方書^{9.11}や米国のAASHTOの道路橋示方書^{9.21}の作用荷重設計法の部分が採用している設計法では、線形座屈理論に基づくが、低い安全率を用いることによって、後座屈強度を考慮する。後座屈強度を安全率で処理するのは、巧妙な方法ではあるが、限界状態設計法の基礎である部材の耐荷力を明確にする意味から、避けるのが望ましい。また、この方法では、スパンの長大化に伴って、補剛材が多数に設けられるようになった腹板と補剛材の設計に十分に対応できない。

これに対して、最近、改訂された設計示方書の多く、英国のBS 5400 part 3^{9.3}、西独のDASt Ri 012^{9.4}、ECCS（欧州鋼構造連合）の勧告^{9.5}、米国FHWAの鋼箱桁橋設計示方書案^{9.6}、鋼構造に関する欧州統一規準EUROCODE 3草案^{9.7}、ECCS第8.3技術委員会（Technical Working Group 8.3）の報告書^{9.8}、スイスの鋼構造設計示方書Sia 161^{9.9}などが採用している限界状態設計法では、限界状態として降伏や極限強度を考え、安全率をいくつかに分けるが、他の構造部材に対するものと同じの値を用いる。この方法によれば、板として、補剛板としての座屈強度に対して合理的な設計が可能になる。国内でも、近年、鋼構造物の限界状態設計法を確立するために、その基礎となる耐荷力を統一的に表現する方法^{9.10, 9.11}や終局限界状態に対する設計法^{9.12, 9.13, 9.14, 9.15}が検討されてきた。

そこで、9.3節～9.8節に、道路橋示方書^{9.1)}の設計手順を大きく変えることなく、設計限界状態が明確になり、かつ、多数の補剛材を有する場合にも適用できるようなプレート・ガーダーの耐荷力の計算法・設計法の試案を述べる。その場合、座屈強度 (buckling strength) と、後座屈強度を加算した終局強度 (ultimate strength) とを明確に区別して述べるようにする。なお、特定の極限強度曲線が用いられるが、今後実用にあたっては詳細な検討が望まれる。

プレート・ガーダーやボックス・ガーダーの耐荷力を論ずるためには、板や補剛板の極限強度が判明していなければならない。板については第8章で述べられているように、弾塑性有限変位解析に基づく極限強度がずいぶん明らかになっているが、それでも組み合わせ応力を受ける場合については、情報は限られている。補剛板については、最近、多くの研究成果がみられるようになったが、ほとんどが一方方向圧縮であり、腹板の設計に必要な曲げ、せん断、曲げ・せん断、2方向圧縮、曲げ・引張り・せん断などを受ける場合については、不明なことが多い。

このような理由で、以下では、線形座屈理論に基づいた議論を進める。線形座屈理論に基づく解析法は適用が単純で、設計法として推奨できる。しかし、単純に線形座屈応力を用いるのではない。それから計算されるパラメータを使って、極限強度を表現するのである。このための極限強度曲線は、弾塑性有限変位解析や実験の成果に基づいて、慎重に定められる。この手法は、最近、改訂される多くの示方書、例えば、BS 5400 part 3^{9.3)}、DASi Ri 012^{9.4)}、ECCS^{9.5)}、FHWA^{9.6)}、ECCS-TWG 8.3^{9.8)}などが採用している。

9.9節では、ボックス・ガーダーを取り上げる。ボックス・ガーダーの座屈と耐荷力に関する研究は、プレート・ガーダーに対するものと比べて十分に進んでいるとはいえない。日本の道路橋示方書^{9.1)}はボックス・ガーダーに対して明確に述べていない。AASHTO^{9.2)}は合成ボックス・ガーダーに限っている。BS 5400 part 3^{9.3)}、FHWA^{9.6)}、ECCS-TWG 8.3^{9.8)}がボックス・ガーダーへの適用を明確に意識している。ボックス・ガーダーに対しては基本的にプレート・ガーダーの設計法を修正して適用することになる。ボックス・ガーダーの強度に関する研究の現状を含め、設計法について述べる。

最後に、種々の載荷状態にある鋼構造物の限界状態設計法を進めるために、今後、なされるべき調査・研究の課題について簡単にふれておく。

9.2 プレート・ガーダーの耐荷力と設計法

プレート・ガーダーの耐荷力に関しては、Baslerの先駆的研究^{9.16), 9.17), 9.18)}に始まって、国内外で多数の研究がなされている。その展望は文献9.6), 9.19)～9.23)に譲ることにして、日本における主な研究論文^{9.24)～9.51)}を挙げておく。

プレート・ガーダーでは、腹板の座屈が桁の破壊を意味しない。かなりの後座屈強度があり、腹板とフランジ、ある場合には補剛材を含めた桁としての耐荷力を把握する必要がある。腹板の有限変位挙動を解析した研究例^{9.52), 9.31～33), 9.53)}もあるが、補剛腹板やフランジを含めた桁に対するものは少なく、設計に活かせるほど十分には研究されていない。それゆえ、FHWA^{9.6)}では、Baslerに始まるモデル化に基づく解法が採用されている。これは、計算法の簡便さと解の精度のよさに特徴がある。

水平補剛材 (縦補剛材) と垂直補剛材 (横補剛材) で補剛された腹板は一般的に図9.1のように描ける。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。DASi Ri 012^{9.4)}に倣って、水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル (Einzelfelder; single panel), 垂直補剛材間の水平補剛パネル

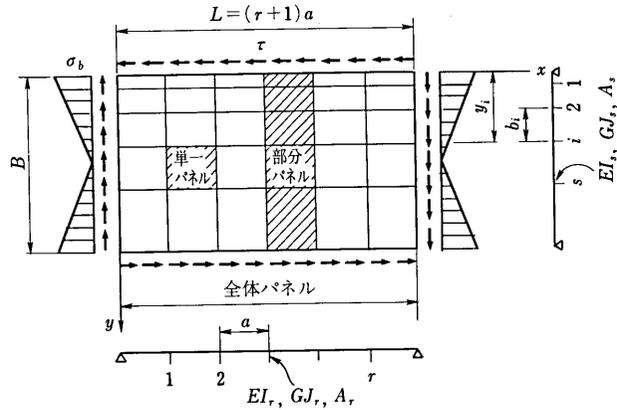


図9.1 プレート・ガーダーの水平・垂直補剛腹板

を部分パネル (Teilfelder; partial panel), 垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネル (Gesamtfelder; total panel) と呼ぶことにする。腹板は, 単一パネルの局部座屈, 部分パネルの部分座屈, 全体パネルの全体座屈が照査の対象となる。これに対して, フランジや補剛材は板パネルとしての局部座屈と部材としての全体座屈が照査されなければならない。

9.2.1 道路橋示方書の設計手順

現行の道路橋示方書^{9.1)}におけるプレート・ガーダー断面の設計手順を図示すると, 図9.2^{9.13)}のようになる。照査型の手順を避け, 断面の幾何寸法を順次決定できる, きわめて便利な手順が確立されている。限界状態設計法では一般に照査型になることが避けられないが, できるだけ断面決定に便利なこの手順は残すように努力すべきであろう。

道路橋示方書^{9.1)}は基本的に許容応力度設計法を採用しているが, 種々の点で耐荷力が念頭に置かれ, かなりの部分が限界状態設計法の書式に書き改めることが可能である^{9.12), 9.54), 9.55)}。しかし, 限界状態設計法に移行する

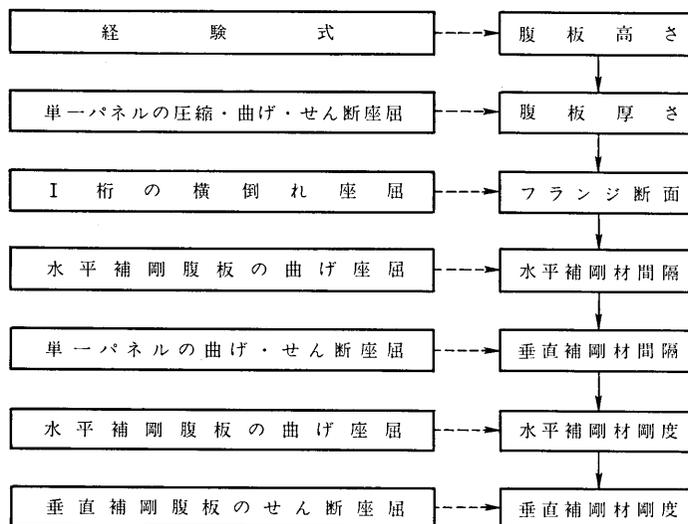


図9.2 道路橋示方書の設計手順

ためには、不都合であったり、検討を要する点が多々ある。

- i) 後座屈強度を考慮するために安全率を低く押さえるようにしているが、このような間接的手法では、示方書が照査を求めている安全性・使用性に関する限界状態の性質が分り難い。したがって、限界状態設計法として明確な条項に書き換えるのがよい。
- ii) 腹板が水平補剛材を有する場合、2段までを主たる対象としているが、実務では多補剛の場合に準用されている。したがって、多補剛腹板への適用を考慮した設計法が望ましい。
- iii) 垂直補剛材の間隔が弾性座屈に基づいて決定されていて、部分パネルの極限強度との関連が明確とはいえない。
- iv) 垂直補剛材の剛度が、垂直補剛材1本の場合の弾性座屈に基づいて決定されており、極限強度との関連が明確とはいえない。また、水平補剛材がある場合はその支持部材として機能する必要があるにもかかわらず、剛度は水平補剛材の有無に無関係である。関連付けて定められるべきである。
- v) 水平補剛材の剛度が、水平補剛材1本の場合の弾性座屈に基づいて決定されており、極限強度との関連が明確とはいえない。
- vi) 単一パネルが局部座屈すると、補剛材に負担が掛かるが、それが明確に考慮されていない。
- vii) 2軸対称断面プレート・ガーダーを対象としている。しかし、実務では非対称プレート・ガーダーが頻繁に用いられる。これの設計法を確立すべきである。

9.2.2 曲げ耐力

Basler^{9.16)}によれば、プレート・ガーダーが曲げを受ける場合の崩壊形式は図9.3の3種類、すなわち、圧縮フランジの(a)横座屈、(b)ねじれ座屈、(c)垂直座屈に分類できる。(a)と(b)は圧縮フランジの座屈に起因する崩壊であり、(c)は腹板の座屈に起因する崩壊である^{9.39)}。また、(a)による崩壊は、桁の横倒れ座屈 (lateral buckling) ともよばれる。

以下に、曲げ耐力 M_{ult} の算定法を概観する^{9.6), 9.8), 9.19)}。

(1) 垂直補剛腹板

設計に当たっては、圧縮フランジのねじり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、圧縮フランジの横座屈が生じないように、適当な支持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るから、プレート・ガーダーは全塑性曲げモーメント M_p を負担することはできない (M_{ult}

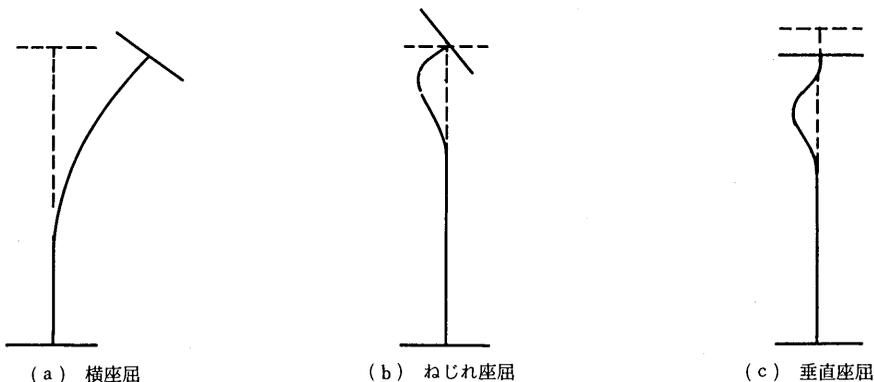


図9.3 プレート・ガーダーの曲げ崩壊形式

$< M_p$). プレート・ガーダーの崩壊は圧縮フランジの垂直座屈によって生じる. このフランジ崩壊が生じる曲げモーメントは, 近似的に降伏モーメント M_Y に等しいと考えることができる.

$$M_{ult} = M_Y \quad (9.1)$$

ここに, 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する.

腹板の幅厚比 B/t が大きくなって, 圧縮フランジの垂直座屈が生ずる場合は, $M_{ult} < M_Y$ となり, 曲げ耐荷力 M_{ult} は次式で与えられる.

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left[\frac{B}{t} - 5.7 \left(\frac{E}{\sigma_Y} \right)^{1/2} \right] \quad (9.2)$$

ここに, A_w は腹板の断面積, A_f は圧縮フランジの断面積, σ_Y は降伏応力, E はヤング率である. 式 (9.2) は, Basler^{9.16)} が導いたものを, Cooper^{9.56)} が一般的表示したものである.

圧縮フランジの横座屈 (桁の横倒れ座屈) が生じる場合には, フランジが降伏応力 σ_Y まで達しないので, 圧縮フランジの横座屈による極限強度 σ_{ultf} を用いて, 式 (9.1) および (9.2) を次のように修正しなければならない^{9.16)}.

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ultf}}{\sigma_Y} \quad (9.3)$$

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ultf}}{\sigma_Y} \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left\{ \frac{B}{t} - 5.7 \left(\frac{E}{\sigma_Y} \right)^{1/2} \right\} \right] \quad (9.4)$$

なお, Basler^{9.16)} 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.

日本の道路橋示方書^{9.1)}では, 横倒れ座屈が生じない場合には式 (9.1) を, 横倒れ座屈が生じる場合には式 (9.3) を用いる. ただし, 式 (9.4) の腹板座屈による耐荷力の低減は考慮しなくてよいように, 腹板が設計される.

Basler^{9.16)} は, 腹板の座屈は圧縮フランジから作用する垂直方向応力によって生ずるものとし, これを圧縮フランジの垂直座屈とよんだ. しかし, 幅厚比が大きい場合, 腹板は圧縮フランジの拘束のもとで, 曲げ座屈も生じ, その結果, 圧縮領域での応力の欠損が生じる. Owen-Rockey-Skaloud^{9.52)} は, このような腹板の座屈強度を板の有効幅の概念によって評価し, 桁としての有効断面を定め, これに対する曲げ耐荷力を算定している. ECCS-TWG 8.3^{9.8)}, Sia 161^{9.9)}, スウェーデンの示方書^{9.57)}などが, この有効幅法を採用している.

BS 5400 part 3^{9.3)} と FHWA^{9.6)} では, M_{ult} は, 横倒れ座屈が生じない場合には部分パネルの極限強度 σ_{ultw} を用いて

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ultw}}{\sigma_Y} \quad (9.5)$$

から, 横倒れ座屈が生じる場合には式 (9.3) から計算される.

これに対して, 三上^{9.28), 9.30), 9.14)} は, 腹板の後座屈強度を考慮した別の耐荷力算定法を提案している. 腹板の曲げ極限強度が σ_{ultw} , 圧縮フランジの極限強度 (横座屈強度とねじれ座屈強度の小さい方) が σ_{ultf} であるとする. 圧縮フランジの座屈が先行するとき ($\sigma_{ultf} \leq \sigma_{ultw}$) は図 9.4(b) のように圧縮フランジの座屈が桁の崩壊になる. これに対して, 腹板の座屈が先行するとき ($\sigma_{ultf} > \sigma_{ultw}$) は, 腹板座屈後の曲げモーメントはフランジが負担し, 図 9.4(c) のような応力分布で崩壊に到るとみなす. すなわち, 曲げ耐荷力は次のようになる.

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ultf}}{\sigma_Y} \quad : \sigma_{ultf} \leq \sigma_{ultw} \quad (9.6a)$$

$$\frac{M_{ult}}{M_Y} = \frac{\sigma_{ultf}}{\sigma_Y} \left\{ 1 - \frac{1 - \sigma_{ultw}/\sigma_{ultf}}{1 + 6 A_f/A_w} \right\} \quad : \sigma_{ultf} > \sigma_{ultw} \quad (9.6b)$$

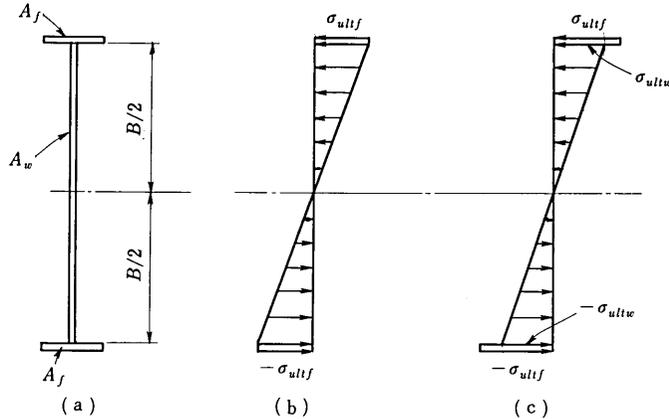


図 9.4 プレート・ガーダー崩壊時の応力分布

ただし、圧縮フランジの垂直座屈が生じる場合は、腹板の座屈に起因する崩壊である^{9.35)}が、後座屈強度が期待できないので、式 (9.5) による。

(2) 水平・垂直補剛腹板

腹板が水平補剛されると、圧縮フランジの垂直座屈はあまり考えなくてもよい。圧縮フランジのねじれ座屈が防止されておれば、圧縮フランジの横座屈によって σ_{ultf} が決定される。水平・垂直補剛腹板を有するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力の算定法には以下のものがある。

第1の方法は、Cooper^{9.58)}の方法で、圧縮フランジの横座屈を、圧縮フランジと水平補剛材と腹板の一部とからなる柱の座屈として計算する。福本・久保^{9.50)}も同様な考え方に立っている。いずれも、曲げ耐荷力は式 (9.3) から計算される。

第2の方法は、単一パネルの極限強度に基礎を置く方法である。この方法では、単一パネルの極限強度のうち最小のものが腹板の極限強度 σ_{ultw} を決定するとみなされる。BS 5400 part 3^{9.3)}では、後座屈強度を考慮するため、腹板内部の水平補剛材で挟まれる単一パネルにおいては、面内の変位が両隣接単一パネルによって拘束されていると考える^{9.59)}。組み合わせ応力状態を受ける単一パネルの極限強度は、Harding^{9.60)~9.62)}によって計算されているが、8.3節や9.3節の極限強度式からも算定できる。曲げ耐荷力 M_{ult} の計算法であるが、BS 5400 part 3^{9.3)}では、 $\sigma_{ultf} \leq \sigma_{ultw}$ のときは図 9.4(b) のように圧縮フランジの座屈が桁の崩壊になり、 $\sigma_{ultf} > \sigma_{ultw}$ のときは図 9.4(c) のように腹板座屈後のフランジへの応力再配分 ($0.6 \sigma_{ultw}$ 以下の制限付き) を認めている。

ただし、この算定法が成り立つためには、水平補剛材および垂直補剛材が桁の崩壊まで十分機能する必要がある。そのための必要強度は十分解明されているとはいえない。このため、BS 5400 part 3^{9.3)}は、補剛材をはり一柱として設計することにし、きわめて過大な断面を要求している^{9.63)}。

FHWA^{9.6)}も、ボックス・ガーダーに対する規定ではあるが、基本的に単一パネルの極限強度に基づいている。日本の道路橋示方書^{9.1)}もこの方法を基本としており、それを限界状態設計の書式に翻案した長谷川^{9.12)}の方法もこれである。

第3の方法は、Owen-Rockey-Skaloud^{9.52)}の提案になるもので、単一パネルの座屈後の有効幅を用いて、桁の有効断面を定め、耐荷力を算定する方法である。Herzog^{9.64), 9.65)}もこの方法を提案している。ECCS-TWG 8.3^{9.8)}はこの方法を採用している。

第4の方法として、単一パネルに対する極限強度の照査を行うとともに、水平補剛材を含めた補剛板として座

屈強度を照査することで、水平補剛材の剛度を照査する方法がある^{9.30), 9.14)}。これは、補剛腹板を直交異方性板に置換して取り扱う方法で、9.3節以降に詳しく述べるが、図9.4(c)のように腹板座屈後のフランジによる強度負担を認め、式(9.6)から曲げ耐荷力を算定する。

多数の水平・垂直補剛材を有するプレート・ガーダーが頻繁に架設されるようになったので、設計法はこれらの桁にも適用できるものでなければならない。以上に述べた設計法のうち、多補剛腹板に適用できるのは、単一パネルの極限強度に基づくBS 5400 part 3^{9.3)}、有効幅理論に基づくECCS-TWG 8.3^{9.8)}の方法、直交異方性板理論に基づく方法^{9.30), 9.14)}ぐらいである。

9.2.3 斜張力場理論

プレート・ガーダーがせん断を受ける場合は、曲げを受ける場合とずいぶん様子が違う。腹板にせん断が作用すると、座屈前は、図9.5(a)のように、腹板全体に渡って、大きさの等しい引張り主応力と圧縮主応力が生じる。この限界は腹板座屈応力 τ_{cr} である。その後も作用せん断力が増加すると、圧縮応力の負担増は望めないで、図9.5(b)のように角度 θ だけ傾斜した引張り膜応力 σ_t が生じて、せん断力を支持する。

この後座屈 (post-buckling) 挙動は19世紀末に発見されていた^{9.22)}が、理論的展開は1930年代に入ってからで、Wagner^{9.66)}が最初に完全斜張力場理論を展開した。その後、研究が進められ、後座屈強度を考慮した航空機的设计法が発展した。しかし、その方法をフランジが十分に剛でない、土木工学分野のプレート・ガーダーにそのまま適用できない。フランジが斜め張力場によって変形するからである。1960年代に入って、Basler^{9.17)}が不完全斜張力場理論をまとめた。

(1) Baslerの不完全斜張力場理論

Basler^{9.17)}の考え方に従えば、プレート・ガーダーのせん断耐荷力 V_{ult} は次のように表わされる。

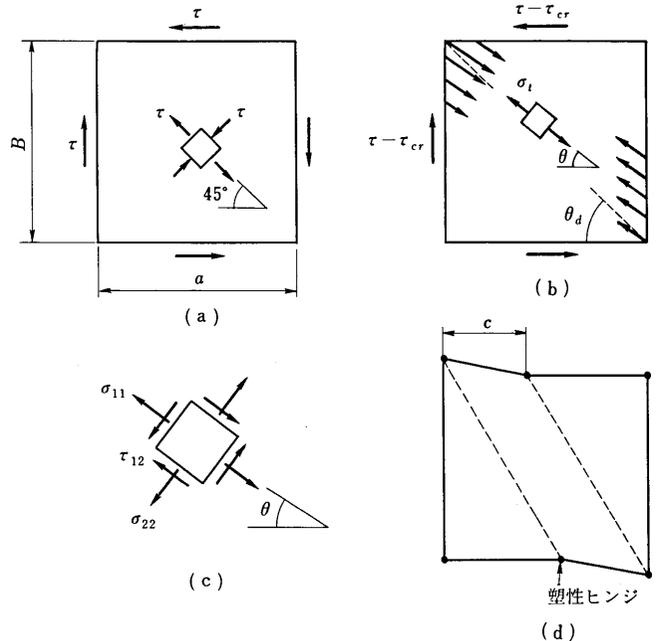


図9.5 せん断崩壊までのプレート・ガーダー腹板

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t + V_f \quad (9.7)$$

ここに、 V_{cr} は腹板のせん断応力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によって形成される骨組みがメカニズムとして負担するせん断力である。ただし、 V_f はBaslerの論文^{9.17)}では考慮されていなかったもので、Rockey-Skaloud^{9.67)}が指摘したものである。

式(9.7)に基づくせん断耐荷力算定法が種々提案されている^{9.6), 9.8), 9.19), 9.68), 9.40), 9.47), 9.69)~9.71)}。ここでは、現在最も信頼できる理論であるPorter-Rockey-Evans^{9.72)}の方法を中心に述べる。なお、設計の便利な近似的手法^{9.6), 9.73)}もあわせて述べる。

座屈前の挙動 作用せん断応力 τ が腹板のせん断座屈応力 τ_{cr} に達するまで、図9.5(a)に示す応力状態が続くと仮定する。この段階で腹板が負担するせん断力 V_{cr} は次のようになる。

$$V_{cr} = \tau_{cr} B t \quad (9.8)$$

座屈後の挙動 座屈後は、せん断応力 τ_{cr} と、図9.5(b)に示す斜張応力 σ_t が生じているものと考え、図9.5(c)の要素の応力は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{11} &= \tau_{cr} \sin 2\theta + \sigma_t \\ \sigma_{22} &= -\tau_{cr} \sin 2\theta \\ \tau_{12} &= -\tau_{cr} \cos 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (9.9)$$

フランジの曲げ剛さは有限であるので、フランジは斜張力の影響で内側へたわむ。

崩壊の挙動 作用せん断力がさらに増加すると、斜張応力 σ_t が発達し、式(9.9)の3種の応力によって降伏に達する。降伏帯は図9.6に示す幅 s に渡り、結果として図9.5(d)のメカニズムが生じて崩壊する^{9.69)}。

斜降伏帯において、von Mises-Henckyの降伏規準を適用すると次式が得られる。

$$\sigma_{11}^2 + \sigma_{22}^2 - \sigma_{11}\sigma_{22} + 3\tau_{12}^2 = \sigma_Y^2 \quad (9.10)$$

式(9.10)に式(9.9)を代入して、変形すると、降伏を生じせしめる斜張応力 σ_t が次のように求まる。

$$\sigma_t = \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_Y}\right)^2 \left(1 - \frac{3}{4} \sin^2 2\theta\right)} - \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\tau_{cr}}{\tau_Y} \sin 2\theta \quad (9.11)$$

この応力によって負担するせん断力 V_t は次のようになる。

$$V_t = \sigma_t B t (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \quad (9.12)$$

ただし、 $\alpha_c = \alpha(1 - 2c/a)$ 、 $\alpha = a/B$ である。

また、枠メカニズムが負担するせん断力 V_f は

$$V_f = 4 M_{P_f} / c \quad (9.13)$$

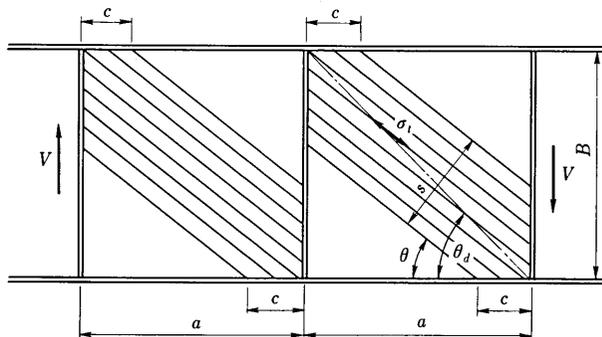


図 9.6 斜降伏帯

となる。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、 V_f を期待しないのが普通である。

塑性ヒンジの位置 図 9.5(d) の崩壊メカニズムに対して、次の塑性ヒンジの位置を求めると次式が得られる^{9.69)}。

$$\frac{c}{a} = \frac{1}{\alpha \sin \theta} \sqrt{M_P^* \frac{\sigma_{yw}}{\sigma_t}} \quad \left(0 \leq \frac{c}{a} \leq 1\right) \quad (9.14 a)$$

$$M_P^* = \frac{4 M_{Pf}}{B^2 t \sigma_{yw}} \left[1 - \left(\frac{N}{N_P}\right)^2\right] \quad (9.14 b)$$

ただし、 M_{Pf} はフランジの全塑性曲げモーメント、 N_P はフランジの全塑性軸力、 σ_{yw} は腹板の降伏応力であり、 M_{Pf} の計算には、フランジに対する腹板の協力幅^{9.69)}を含めた T 断面を用いる。式 (9.14 b) の [] 内第 2 項はフランジ軸方向力 N の影響による M_{Pf} の低減を表している。

斜張力場の傾斜 腹板のせん断座屈応力 τ_{cr} 、斜張応力 σ_t 、フランジの無次元全塑性曲げモーメント M_P^* を計算すれば、せん断耐力 V_{uit} を求めることができる。しかし、まだ斜張力場の傾斜角 θ が決定されていない。 θ ($\theta_a/2 \leq \theta \leq 45^\circ$) はせん断耐力 V_{uit} を最大にする^{9.17)} ように決定する。すなわち、

$$\frac{\partial V_{uit}}{\partial \theta} = \frac{\partial V_t}{\partial \theta} = 0 \quad (9.15)$$

に、式 (9.11) を代入すると、次式が得られる。

$$\cot 2\theta = \frac{\alpha_c + \alpha}{2} + \frac{\frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \cos 2\theta}{\sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y}\right)^2 \left(1 - \frac{3}{4} \sin^2 2\theta\right)}} \left(1 - \frac{\alpha_c + \alpha}{2} \tan \theta\right) \quad (9.16)$$

したがって、式 (9.11)、(9.14)、(9.16) を同時に満足する c 、 σ_t 、 θ を求めれば、式 (9.12) から V_t が得られる。

定式化の歴史 Porter-Rockey-Evans^{9.71)} の方法は、Basler^{9.17)} 以後の多数の研究の結果として得られたものである。Basler^{9.17)} 自身はフランジの曲げ剛度は小さいので、耐力に寄与することはないとして、 $c=0$ を仮定した。しかし、Rockey-Skaloud^{9.66)} はそうでないことを指摘し、式 (9.14) を誘導した。ところが、 $\theta = \theta_a$ と仮定した (θ_a については図 9.6 参照)。小松^{9.40)} は c に対応して θ が変化すると考えたが、 c は実験結果に基づいて決定した。そして、Selberg^{9.73)} は、Basler^{9.17)} モデルと Rockey-Skaloud^{9.68)} モデルを包含するモデルを提唱したが、崩壊メカニズムが不明確であった。

崩壊メカニズムについては、Rockey-Skaloud^{9.68)} がフランジの塑性ヒンジを考えて、はりメカニズムを仮定した。Calladine^{9.74)} はこれを批判して、実験結果と整合のとれるはり・枠メカニズムを定義した。ただし、 $\tau_{cr} = 0$ とした。こうした研究成果を取り入れ、Rockey-Skaloud^{9.68)} の方法を修正したものが、Porter-Rockey-Evans^{9.71)} の方法である。

(2) 近似算定式

式 (9.11)、(9.14)、(9.16) を同時に解くのは面倒であり、設計に適していない。Basler^{9.17)} は、式 (9.11) の代わりに、近似式

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \quad (9.17)$$

を考え、小松^{9.40)} は別の式を提案した。渡辺^{9.76)} は式 (9.17) を修正して、次式を与えた。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = 1 - 1.59 \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right)^{1.5} \quad (9.18)$$

いずれの近似式を用いても、 τ_{cr} が分かっておれば、直ちに σ_t が計算できる。そして、 c 、 θ は残りの式から繰り返し計算で求めることになる。

式(9.17)を用いる場合、 $\partial\sigma_t/\partial\theta=0$ であるので、式(9.17)を式(9.15)に代入すると、式(9.16)の代わりに次式が得られる。

$$\cot 2\theta = \frac{\alpha_c + \alpha}{2} \quad \therefore \theta = (1/2) \tan^{-1} [2/(\alpha_c + \alpha)] \quad (9.19)$$

さらに $\partial\alpha_c/\partial\theta = \partial c/\partial\theta = 0$ とみなす^{9.17)}と、式(9.19)は次のように簡単になる。

$$\cot 2\theta = \alpha_c \quad \therefore \theta = (1/2) \tan^{-1} (1/\alpha_c) \quad (9.20)$$

これらの場合、式(9.14)と式(9.19)、または式(9.14)と式(9.20)を同時に満足する c 、 θ を繰り返し計算で定め、 V_t を求めることになる。

繰り返し計算の不要な簡略法も提案されている。 $c=0$ と仮定すれば、 $\alpha_c = \alpha$ となり、式(9.20)から次の関係が得られる^{9.17)}。

$$\theta = \theta_a/2 \quad (9.21)$$

また、次の近似値^{9.77)}も提案されている。

$$\cot(3\theta/2) = \alpha \quad \therefore \theta \approx (2/3) \tan^{-1}(1/\alpha) \quad (9.22)$$

式(9.21)または式(9.22)を用いれば、 $\theta \rightarrow c \rightarrow \sigma_t$ が順次定まる。

斜張力が負担するせん断力を直ちに計算することのできる次式も与えられている。

$$V_t = \sigma_t B t (1/\sqrt{1+\alpha^2}) \quad (9.23)$$

この式は、Basler^{9.17)}が、 $c=0$ と仮定して、式(9.20)から式(9.21)を得て、そして誘導したものである。ところが、用いられた釣り合い図が不完全であることが、Gaylord^{9.78)}によって指摘された。式(9.23)の正確な表現は、Gaylord^{9.78)}、藤井^{9.47),9.48)}、Selberg^{9.74)}によって誘導されたが、かえって実験値と一致しなくなった。この差は、隣接パネルから受ける斜張力の水平反力のために、 τ_{cr} が上昇したためであるとの考え方^{9.74)}、フランジによって負担されるという見方^{9.38)}がある。また、 θ の決定にあたって $c=0$ とし、 σ_t の計算は $c=a/2$ に対して行う簡易法の結果として式(9.23)が得られる^{9.73)}との指摘もある。

9.2.4 せん断耐荷力

BS 5400 part 3^{9.3)}は、垂直補剛腹板の場合に限って、斜張力場理論の利点を取り入れた設計法を採用した。ではなぜ、水平補剛材を有するプレート・ガーダーの場合、斜張力場理論が使用できないのか。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ていないが、別の桁では斜張力場は水平補剛材を通過している。斜張力場理論に基づいて水平補剛材を設計するための基準を作れるほどには、まだ十分な研究がなされていない。

(1) 垂直補剛腹板

BS 5400 part 3^{9.3)}は、垂直補剛腹板の場合に限って、斜張力場理論を採用した。FHWA^{9.6)}は、Basler型の斜張力場理論を用いた。

日本の道路橋示方書^{9.1)}は、せん断座屈強度 τ_{cr} を用いるが、安全率を1.7から1.25に下げた後座屈強度を考慮している^{9.79)}。これは、斜張力強度を含んだ極限せん断強度を $\tau_{ult} = 1.36 \tau_{cr}$ とみなしたことになる^{9.54)}。ちなみに、長谷川・西野^{9.12)}は道路橋示方書を限界状態設計法の書式に書き改めるときに $\tau_{ult} = 1.20 \tau_{cr}$ とおいっている。

また、Rockey-Skaloud^{9.69)} モデルにヒントを得た Dubas が設計に適した簡易なブラット・トラス型モデルを提案している^{9.8)}。

(2) 水平・垂直補剛腹板

Chern^{9.80)} の研究など、Basler の不完全斜張力場理論^{9.17)} を水平補剛材を有するプレート・ガーダーに適用するために多くの努力が払われてきた。これらの成果に基づくせん断耐荷力算定法は次の2つに分類できる^{9.38)}。

- ① せん断座屈強度 τ_{cr} は単一パネルに対して求め、その最小値を部分パネルのせん断座屈強度とする。斜張力強度 σ_t は水平補剛材を無視して腹板全体に対して求める。Cardiff モデル^{9.77), 9.81)} や小松モデル^{9.40)} はこれに属する。
- ② 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。Ostapenko-Chern^{9.71), 9.82)} のモデルはこれに属し、Cooper^{9.58)} は Basler 理論をそのまま単一パネルに適用した。また、Rockey^{9.83), 9.84)} 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・西野・奥村^{9.38)} 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。

FHWA^{9.6)} は、①の方法を採用している。これに対して、BS 5400 part 3^{9.3)} は、②の方法を採用した。ただし、斜張力場理論は採用せず、単一パネルの極限強度 τ_{ult} は、単一パネルの弾塑性有限変位解析を行って、後座屈強度を含んだ値を求めた。これは、斜張力場理論による場合、相当なせん断変形を伴うが、その大きなせん断変形に耐え、極限強度を基準とするための水平補剛材の所要剛度・強度が、現在のところまだ十分に確立されていないためである。そして、水平・垂直補剛材は十分な強度を確保するため、はり一柱として設計する。

日本の道路橋示方書^{9.1)} は、②の方法を採用していることになるが、 σ_t を求めずに、単に τ_{cr} の値に基づき、安全率の操作で後座屈強度を考慮している。

これらの多くの理論や計算法は水平補剛材1~2段を対象にしているものが多い。多補剛腹板に適用できる方法としては、BS 5400 part 3^{9.3)}、その原案であった IDWR^{9.84)}、FHWA^{9.6)}、9.3節~9.8節の方法^{9.86), 9.87)}がある。

9.2.5 曲げ・せん断耐荷力

曲げとせん断が組み合わさった場合は、相関曲線を用いて耐荷力を算定する。垂直補剛腹板の場合は、初めに、Basler^{9.18)} が提案したが、その後、Evans-Porter-Rockey^{9.77)} が修正案を示し、森脇・藤野^{9.43)~9.45)} が実験的研究の結果として詳細な相関曲線を提示している。

Basler^{9.17)} はフランジがせん断後座屈強度に寄与しないとしたが、このような場合、図9.7に示すように、曲げはフランジが主として負担するので、曲げモーメント M がフランジ塑性モーメント M_{pr} に達するまでの $S \sim C$ の領域では、せん断耐荷力 V_{ult} が発揮される。ここに、 M_{pr} はフランジのみで負担できる全塑性曲げモーメントである。

$M > M_{pr}$ 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、全塑性曲げモーメント M_p に到達する (E点)。実際には、曲げ耐荷力 M_{ult} より大きくなれないので、BからDに向かう。この $C \sim B$ の曲線は次式で表される^{9.8), 9.9)}。

$$M \leq M_{pr} + [M - M_{pr}][1 - (V/V_{ult})^2] \quad (9.24)$$

せん断後座屈強度の計算にフランジを考慮する場合、上記の相関曲線は修正されなければならない^{9.77)}。図9.7の一点鎖線に示すように、 S' から曲げによるフランジ軸力の増加のとともに、水平・垂直補剛腹板の場合は、Ostapenko-Chern^{9.82)} が相関曲線を論じている。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

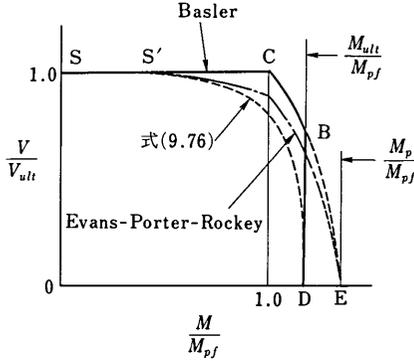


図9.7 曲げ・せん断耐力相関曲線

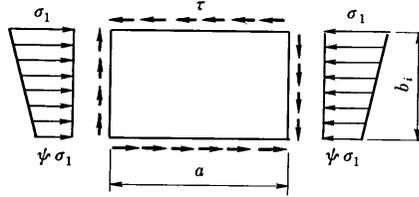


図9.8 組合せ応力を受ける単一パネル

ね垂直補剛腹板の場合の相関曲線を使用してもよいようである。

9.3 板パネルの極限強度

プレート・ガーダーおよびボックス・ガーダーは板と補剛材から組立てられるから、その設計の基礎となる板要素の極限強度を明確にする必要がある。この節では、第8章を参照しながら、プレート・ガーダーの設計の基礎となる板パネルまたは単一パネルの極限強度について述べる。

単一パネル（幅 b_i 、厚さ t ）が図9.8に示すように、曲げ、圧縮（または引張り）およびせん断を受ける場合、弾性座屈応力は次のように表わされる。

$$\sigma_{cr1}^e = k_1 \sigma_e \quad \text{または} \quad \tau_{cr}^e = k_s \sigma_e \tag{9.25}$$

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_i} \right)^2 \tag{9.26}$$

ただし、 k_1 、 k_s は座屈係数、 ν はポアソン比である。式(9.26)は曲げ剛度 $D = Et^3/12(1-\nu^2)$ を用いて表現されることもある。

弾性座屈応力 σ_{cr1}^e および τ_{cr}^e を使って、次の無次元パラメータを定義する。

$$\lambda_1 = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr1}^e} \quad \text{または} \quad \lambda_s = \sqrt{\tau_y / \tau_{cr}^e} \tag{9.27}$$

ここに、 σ_y は降伏応力、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ である。極限強度はパラメータ λ の関数で表すことができる。特に、板の座屈強度を論ずる場合、 λ は幅厚比パラメータ R として表現されることが多い（式(8.14)参照）。

9.3.1 周辺単純支持パネル

周辺単純支持された板パネルの極限強度を以下に示す。これらは、垂直補剛腹板では部分パネルに、水平・垂直補剛腹板では単一パネルに適用できる。プレート・ガーダーの場合、圧縮フランジによる回転拘束は単純支持よりも、固定に近いことが指摘されている^{9.26), 9.27), 9.88), 9.89)}が、ボックス・ガーダーの場合はその拘束はほとんど期待できない^{9.6)}。極限強度曲線は両ガーダーに共通して使用できるのが便利であるし、また、簡単のために、この拘束は無視する。BS 5400 part 3^{9.3)}では、腹板内部の水平・垂直補剛材で囲まれる単一パネルに対しては板面内の移動に対する拘束を考慮して、極限強度を高めに評価している。しかし、わずかな余強度を取り入れるために、設計計算が煩雑になるのは得策でないので、本章ではこの拘束も無視する。

(1) 曲げと圧縮（または引張り）を受ける場合

圧縮を受ける場合は式 (8.17) または式 (8.18) に、曲げと圧縮を受ける場合は式 (8.72) に、それぞれ極限強度が与えられているが、ここでは別の式も考える。

曲げと圧縮 (または引張り) を受ける場合 ($-7 \leq \psi \leq 1$) の弾性座屈応力 σ_{cr1} は次の座屈係数 k_1 を使って算定できる。

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 23.9 \left[\frac{1-\psi}{2} \right]^2 & : -7 \leq \psi \leq -1 \\ k_1 &= 10 \psi^2 - 6.264 \psi + 7.636 & : -1 \leq \psi < 0 \\ k_1 &= 8.4 / (1.1 + \psi) & : 0 \leq \psi \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (9.28)$$

この式において、曲げ、曲げ・圧縮、圧縮を受ける場合に対する第2, 3式は DIN 4114^{9.90)}によるもので、式 (8.68) と同じである。曲げと引張りを受ける場合に対する第1式は今回、誘導したものである。この場合、圧縮領域の幅は $b_c = b_i / (1 - \psi)$ と表せるので、幅 $2b_c$ を有する仮想板が曲げを受ける場合を考え、 $k_1 = 23.9$ を用いて、計算すると、上の近似式が定められる。この式による値を Klöppel-Scheer^{9.91)} による三角級数解と比較すると、表 9.1 のようになり、十分な精度を持つ近似式であることがわかる。

表 9.1 曲げと引張りを受ける板の近似座屈係数 k_1

ψ	Klöppel ^{9.91)} *	近似式(9.28)
-7.0	383.35	382.40
-6.5	336.36	336.09
-6.0	293.46	292.78
-5.5	252.74	252.44
-5.0	215.24	215.10
-4.5	180.86	180.74
-4.0	149.56	149.38
-3.5	121.07	120.99
-3.0	95.67	95.60
-2.5	73.23	73.19
-2.0	53.80	53.78
-1.8	46.87	46.84
-1.6	40.41	40.39
-1.4	34.43	34.42
-1.2	28.94	28.92
-1.0	23.88	23.90

* 図から正確に読取れないので、三角級数解を新たに計算した。

極限強度 σ_{ult} は、弾性座屈応力度 σ_{cr1} に対するパラメータ λ_1 を用いて、式 (8.72) または次の宇佐美^{9.92)}の式から計算できる。

$$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_Y} = \frac{1}{\lambda_1} \left[(1.1 - 0.1 \psi) - (0.27 - 0.05 \psi) \frac{1}{\lambda_1} \right] \leq 1 \quad (9.29)$$

ともに $-1 \leq \psi < 1$ に対する式であるが、曲げと引張りを受ける場合 ($\psi \leq -1$) は、安全側をとって、 ψ に対する λ_1 を、 $\psi = -1$ とおいた式 (8.72) または式 (9.29) に適用するものとする。

ここで、式 (8.72) と式 (9.29) を他の極限強度曲線と比較してみる。すなわち、FHWA^{9.6)}の曲線、BS 5400 part 3^{9.3)}の曲線 (面内拘束なし)、ECCS-TWG 8.3^{9.8)}の曲線と比較すると、純圧縮の場合 ($\psi = 1$) は図 9.9、曲げの場合 ($\psi = -1$) は図 9.10 のようになる。式 (8.72) は BS 5400 part 3^{9.3)}の曲線に近く、式 (9.29) は

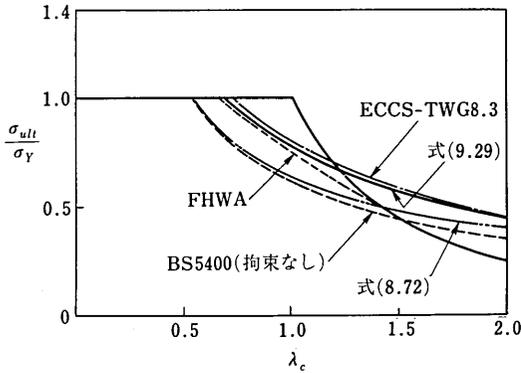


図 9.9 単一パネルの極限強度曲線 (圧縮)

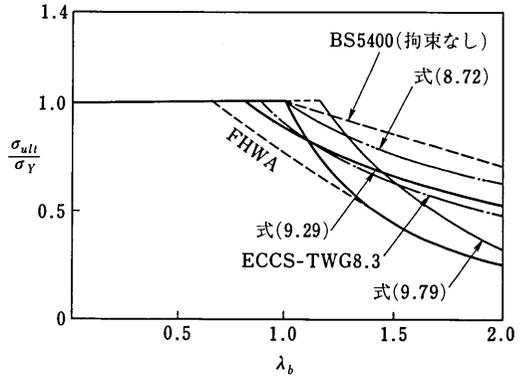


図 9.10 単一パネルの極限強度曲線 (曲げ)

ECCS-TWG 8.3^{9.8)}の曲線に類似している。

圧縮の場合、式 (9.29) は式 (8.72) より高い強度を与える。水平・垂直補剛腹板の単一パネルで圧縮に近い応力状態になるが、圧縮補剛板の単一パネルに比べて極限強度を高め評価してよい^{9.8)}ので、式 (9.29) を用いてよいであろう。

曲げの場合、逆に式 (9.29) は式 (8.72) より低い強度を与える。垂直補剛腹板がこの応力状態になる。道路橋示方書^{9.1)}は、曲げに対して、後座屈強度を考慮して安全率を 1.4 としている。1.7/1.4=1.2 であるから、 $\sigma_{ult} = 1.2 \sigma_{cr}$ とみなしていることになるが、式 (9.29) はこれより極限強度を低く評価することになる。しかし、9.5 節～9.7 節の方法では図 9.4(c) のような形で後座屈強度を考慮するから、式 (9.29) を用いても直ちに道路橋示方書^{9.1)}よりも極限強度を低く見積もるとは限らない。いずれにしても、曲げを受ける単一パネルの極限強度に関する実験データは皆無であり、多くの示方書の極限曲げ強度は推論の域を出ていない。

(2) せん断を受ける場合

弾性せん断座屈応力 τ_{cr}^e は、次の座屈係数 k_s を用いて計算できる。

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00(b_i/a)^2 & : a/b_i \geq 1 \\ k_s &= 4.00 + 5.34(b_i/a)^2 & : a/b_i \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (9.30)$$

せん断座屈強度 τ_{cr} は、弾性せん断座屈応力 τ_{cr}^e に対するパラメータ λ_s を用いて、次式から求める。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr}/\tau_Y &= 1 & : \lambda_s \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6) & : 0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda_s^2 & : \sqrt{2} < \lambda_s \end{aligned} \right\} \quad (9.31)$$

図 9.11 は式 (9.31) を、Cooper^{9.58)}、Chern^{9.80), 9.70), 9.71)}のせん断座屈強度曲線と比較したものである。Chern^{9.80), 9.70), 9.71)}は板が厚い領域 ($\lambda_s \leq 0.58$) でひずみ硬化を考慮しているが、FHWA^{9.6)}はこれを見捨てた式でせん断座屈強度 τ_{cr} を表している。その曲線を直線化したものが式 (9.31) である。

プレート・ガーダーの薄い腹板がせん断を受ける場合、その後座屈強度は大きく、式 (9.31) から得られるせん断座屈強度 τ_{cr} は極限せん断強度 τ_{ult} を意味しない。Cooper^{9.58)}、Chern^{9.80), 9.70), 9.71)}などは、図 9.11 の τ_{cr} に Basler^{9.17)}の後座屈強度を加算して、 τ_{ult} を算定する。同図には、 $a = b_i/a = 1$ の場合について、Cooper^{9.58)}と FHWA^{9.6)}の τ_{ult} を示してある。また、BS 5400 part 3^{9.3)}の極限せん断強度 (面内拘束なし) も比較してある。

水平・垂直補剛腹板の単一パネルにおいて、後座屈強度を期待するためには、十分な剛度の補剛材を設けなければならない。しかるに、現在のところ、そのための剛度・強度の値は明確ではない。そこで、単一パネルとし

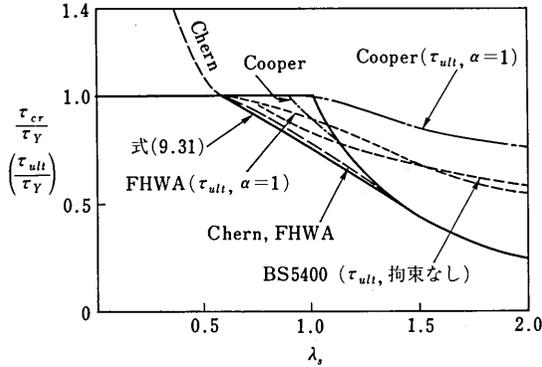


図 9.11 単一パネルの極限強度曲線（せん断）

での極限強度の評価にあたっては、後座屈強度を考えないことにする。ただし、垂直補剛腹板では単一パネルの照査は行われず、部分パネルの極限強度を算定することになるので、そこでは後座屈強度を考慮する。

(3) 組み合わせ応力を受ける場合

曲げ、圧縮（または引張り）、せん断を受ける場合は、次の相関式^{9.20)}から、単一パネルの極限強度を求める。

$$\frac{1+\phi}{2} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{ult}} \right) + \frac{1-\phi}{2} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{ult}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 = 1 \tag{9.32}$$

ここに、 σ_1 と τ は曲げ・圧縮・せん断によって座屈する場合の最大圧縮縁応力とせん断応力、 σ_{ult} は式 (9.29) から得られる曲げ・圧縮の場合の極限強度、 τ_{cr} は式 (9.31) から得られるせん断座屈強度である。

9.3.2 片辺支持パネル

1 辺が自由で、他の 3 辺が単純支持の突出板パネルが圧縮を受ける場合の極限強度は、式 (8.29) に与えられている。この種の板パネルは、プレート・ガーダーの圧縮フランジや補剛材の突出パネルに見られる。圧縮フランジの場合、これが座屈すると桁としての崩壊が生じるから、降伏応力まで座屈しないように^{9.94), 9.95)}設計されるが、そうでない場合は後座屈強度が発揮される状態を期待しないほうが適切であろう。

弾性圧縮座屈応力 σ_{cr}^e は、Lundquist-Stowell^{9.93)} によって与えられた次の座屈係数 k_c を用いて、式 (9.25) から計算できる。

$$k_c = (b_f/a)^2 + 6(1-\nu)/\pi^2 \tag{9.33}$$

ただし、 a は板パネルの支持間隔、 b_f は板パネルの幅である。Basler^{9.16)} は簡単のため $a = \infty$ に対する値 $k = 0.425$ を採用したが、式 (8.28) でも同じ値が用いられている。

極限圧縮強度 σ_{ultc} は、弾性圧縮座屈応力 σ_{cr}^e に対するパラメータ λ_c を用いて、次の Basler^{9.12)} の曲線から算定できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ultc}/\sigma_Y = 1 & : \lambda_c \leq 0.45 \\ = 1 - 0.53(\lambda_c - 0.45)^{3.86} & : 0.45 < \lambda_c < \sqrt{2} \\ = 1/\lambda_c^2 & : \sqrt{2} \leq \lambda_c \end{aligned} \right\} \tag{9.34}$$

図 8.13 には、式 (9.34) が、別の極限強度曲線式 (8.29)、道路橋示方書^{9.1)} が採用している極限強度曲線と比較されている。また、文献 9.30) には、式 (9.34) が、DASr Ri 012^{9.4)} の極限強度曲線、IDWR^{9.85)} の補剛材のねじれ座屈に対する極限強度曲線と比較されている。

9.4 直交異方性板への換算

水平補剛された部分パネルと水平・垂直補剛された全体パネルの極限強度は、補剛板を直交異方性板に置換して求めることにする。この極限強度を用いて、補剛材の剛性が照査されることになる。別に補剛材の強度が照査されなければならない。

本節では、部分パネルと全体パネルの座屈照査に用いる直交異方性板としての換算剛度を示す。直交異方性板の水平および垂直方向の曲げ剛度 D_x , D_y , 有効ねじり剛度 H は、たわみ曲面を仮定し、直交異方性板のひずみエネルギーと補剛板のひずみエネルギーとを等置することによって、求められる^{9.30), 9.86), 9.87)}。応力状態によって剛度が異なるので、圧縮、曲げ、せん断の3ケースについて、剛度を求める。ただし、垂直補剛材は等間隔に、水平補剛材は不等間隔に配置されているものとする。

9.4.1 圧縮を受ける場合

たわみ曲面として、次の関数を仮定する。

$$w = C_{m1} \sin \frac{m\pi x}{L} \sin \frac{\pi y}{B} \quad (9.35)$$

ただし、部分パネルに対しては、 L の代わりに a を考える。

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

$$D_x = D + 2 \frac{EI_s}{B} \sum_{i=1}^s \sin^2 \frac{\pi y_i}{B} \quad (9.36)$$

ただし、水平補剛材が等間隔に配置されている場合には、次式ようになる。

$$D_x = D + (s+1) \frac{EI_s}{B} \quad (9.37)$$

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

部分パネルの場合は

$$D_y = D \quad (9.38)$$

であり、全体パネルの場合は

$$D_y = D + (r+1) \frac{EI_r}{L} \quad (9.39)$$

である。

c) 有効ねじり剛度 H

全体パネルの場合は次のようになる。

$$H = D + \frac{GJ_s}{B} \sum_{i=1}^s \cos^2 \frac{\pi y_i}{B} + (r-1) \frac{GJ_r}{2L} \quad (9.40)$$

ただし、水平補剛材が等間隔に配置されている場合は、次式ようになる。

$$H = D + (s-1) \frac{GJ_s}{2B} + (r-1) \frac{GJ_r}{2L} \quad (9.41)$$

部分パネルの場合は、式 (9.40), (9.41) において、 $GJ_r = 0$ とおく。

9.4.2 曲げを受ける場合

たわみ曲面として、次の関数を仮定する。

$$w = \sin \frac{m\pi x}{L} \sum_{n=1}^2 C_{mn} \sin \frac{n\pi y}{B} \quad (9.42)$$

ただし、部分パネルに対しては、 L の代わりに a を考える。

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

$$D_x = D + \frac{EI_s}{B} \frac{1}{0.6352} \sum_{i=1}^s \left[\sin \frac{\pi y_i}{B} + 0.52 \sin \frac{2\pi y_i}{B} \right]^2 \quad (9.43)$$

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

部分パネルの場合は

$$D_y = D \quad (9.44)$$

であり、全体パネルの場合は

$$D_y = D + (r+1) \frac{EI_r}{L} \quad (9.45)$$

である。

c) 有効ねじり剛度 H

全体パネルの場合は

$$H = D + \frac{GJ_s}{B} \frac{1}{2.08} \sum_{i=1}^s \left[\cos \frac{\pi y_i}{B} + 1.04 \cos \frac{2\pi y_i}{B} \right]^2 + (r-1) \frac{GJ_r}{2L} \quad (9.46)$$

であり、部分パネルの場合は、式(9.46)において、 $GJ_r=0$ とおく。

9.4.3 せん断を受ける場合

たわみ曲面として、次の関数を仮定する。

$$w = \sum_{n=1}^2 C_{mn} \sin \frac{n\pi y}{L} \sin \frac{n\pi y}{B} \quad (9.47)$$

ただし、部分パネルに対しては、 L の代わりに a を考える。

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

$$D_x = D + \frac{EI_s}{B} \sum_{i=1}^s \sum_{i=1}^2 \sin^2 \frac{n\pi y_i}{B} \quad (9.48)$$

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

部分パネルの場合は

$$D_y = D \quad (9.49)$$

であり、全体パネルの場合は

$$D_y = D + (r+1) \frac{EI_r}{L} \quad (9.50)$$

である。

c) 有効ねじり剛度 H

全体パネルの場合は

$$H = D + \frac{GJ_s}{2B} \sum_{i=1}^s \sum_{i=1}^2 \cos^2 \frac{\pi y_i}{B} + (r-1) \frac{GJ_r}{2L} \quad (9.51)$$

であり、部分パネルの場合は、式(9.51)において、 $GJ_r=0$ とおく。

9.5 部分パネルの極限強度

この節では、9.4節の換算剛度を用いて、部分パネルの極限強度を算定する方法を述べる。プレート・ガーダーの場合、部分パネルはフランジによって固定支持されている状態に近いが、9.3節で述べたと同様の理由で、周辺で単純支持されているものとする。荷重としては圧縮、曲げ、せん断、またはそれらの組み合わせを受けるものとする。曲げと引張りを受ける場合は、最大圧縮縁応力に対する純曲げを考慮して極限強度を算定する簡便法を用いる。

9.5.1 圧縮を受ける場合

部分パネルの弾性圧縮座屈応力 σ_{crc}^e は次の Giencke^{9.96)} の近似式で求める。

$$\sigma_{crc}^e = k_c \frac{\pi^2}{B^2 t (1 + \delta_s)} \sqrt{D_x D} \quad (9.52)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} k_c &= (1/\alpha_*)^2 + 2x + \alpha_*^2 & : \alpha_* < 1 \\ &= 2 + 2x & : 1 \leq \alpha_* \end{aligned} \right\} \quad (9.53)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_* &= (a/B)(D/D_x)^{1/4} \\ x &= H/\sqrt{D_x D} \\ \delta_s &= (s+1)A_s/Bt \end{aligned} \right\} \quad (9.54)$$

である。ただし、水平補剛材が垂直補剛材の近傍で切断されている場合は $\delta_s=0$ とみなす^{9.97)}。

水平補剛材が等間隔の場合については、図 8.19 および図 8.20 に種々の極限圧縮強度曲線が示されている。しかし、水平補剛材が不等間隔な場合についてはよく分かっていない。そこで、無補剛板に対する式(8.18)^{9.98), 9.99)} が補剛された部分パネルにも適用できると考える。この式を補剛板の極限圧縮強度の算定に用いる試みは依田^{9.100)}によって行われている。

すなわち、部分パネルの極限圧縮強度は、弾性圧縮座屈応力 σ_{crc}^e に対するパラメータ λ_c を用いて、次式から求められる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ultc}/\sigma_T &= 1 & : \lambda_c \leq 0.526 \\ &= 1/(1.9\lambda_c)^{0.7} & : 0.526 < \lambda_c \leq \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda_c^2 & : \sqrt{2} < \lambda_c \end{aligned} \right\} \quad (9.55)$$

ただし、補剛材が不等間隔に配置された板では、補剛材間隔や応力状態など限られた場合にしか、後座屈強度が期待できないと考えられるので、式(9.55)では、 $\lambda > \sqrt{2}$ において弾性座屈強度に一致させた。

9.5.2 曲げを受ける場合

部分パネルが曲げを受ける場合、弾性曲げ座屈応力は次の近似式^{9.96), 9.101)}で表わされる。

$$\sigma_{crb}^e = k_b \frac{\pi^2}{B^2 t} \sqrt{D_x D} \quad (9.56)$$

ここに

$$k_b = \frac{9\pi^2}{32} \left[\frac{F_{11}F_{12}}{1 + (27/25)^2 F_{11}/F_{13}} \right]^{1/2} \quad (9.57)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{1n} &= (1/\alpha_*)^2 + 2n^2x + n^4\alpha_*^2 & : \alpha_* < 2/3 \\ &= 9/4 + 2n^2x + 4n^4/9 & : 2/3 \leq \alpha_* \end{aligned} \right\} \quad (9.58)$$

極限曲げ強度 σ_{ultb} は、弾性曲げ座屈応力 σ_{crb}^e に対するパラメータ λ_b を用いて、FHWA^{9,6)}の曲線を簡略化した式 (9.31) と同じ次式から計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ultb}/\sigma_Y &= 1 & : \lambda_b \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_b - 0.6) & : 0.6 < \lambda_b \leq \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda_b^2 & : \sqrt{2} < \lambda_b \end{aligned} \right\} \quad (9.59)$$

図9.10から分かるように、この曲線は単一パネルに対する式 (9.29) より低い強度を与える。この曲線は水平補剛材を有する部分パネルに対するもので、不等間隔に補剛された板では常に十分な強度が発揮されるとは限らないので、控え目にした。したがって、垂直補剛腹板の部分パネルに対しては式 (9.29) を用いる。

9.5.3 セン断を受ける場合

プレート・ガーダーの薄い腹板がせん断を受ける場合、斜張力場による後座屈強度は大きく、設計に考慮するのが望ましい。しかし、斜張力場が、水平補剛材を横切ることなく、単一パネル内で発達する場合と、水平補剛材を横切って、部分パネル内で発達する場合があります、それを区別することは現在のところ困難である。

そこで、部分パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} は、単一パネルに対して式 (9.31) から得られる値のうち最小のものとする。斜張応力 σ_t は水平補剛材を無視した部分パネルに発達するものと考え、両者を加えたものが、部分パネルのせん断耐荷力 V_{ult} であると考え。

斜張力強度は次のようにして算定する。すなわち、斜張応力 σ_t は式 (9.11) で与えられるが、計算の便宜を考えて、渡辺^{9,76)}の近似式 (9.18) を修正した次式を用いる。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_Y} = 1 - \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_Y} \right]^{1.2} \quad (9.60)$$

式 (9.11) の値は、部分パネルの縦横比 $\alpha = a/B$ 、フランジにおける塑性ヒンジの位置 c によって異なる。そこで、種々の c/a と α の値に対して、式 (9.11) を描き、これを近似式 (9.60) および Basler^{9,17)}の近似式 (9.17) と比較すると、図9.12が得られる。

過去の実験的研究の成果を検討すると、塑性ヒンジの位置は $c = a/3$ と仮定してもよいようである。この場合、極限せん断応力 $\tau_{ult} = V_{ult}/Bt$ は次のように求まる。

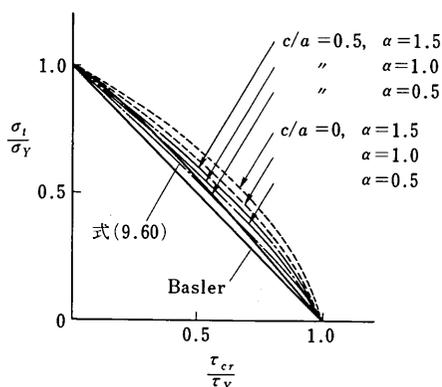


図9.12 斜張応力算定式の比較

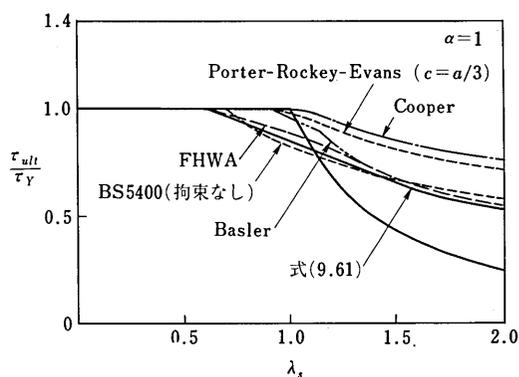


図9.13 極限せん断応力

$$\tau_{ult} = \tau_{cr} + \sigma_t \frac{1}{6} (\sqrt{9+4\alpha^2} - \alpha - 2\alpha^2/\sqrt{9+4\alpha^2}) \quad (9.61)$$

式 (9.61) では、塑性ヒンジの位置を $c=a/3$ と仮定したので、 $\alpha=1$ の場合について、この値を、種々の極限強度曲線と比較すると、図 9.13 のようになる。図には、Basler^{9.17)}、Cooper^{9.58)}、FHWA^{9.6)}、BS 5400 part 3^{9.3)} の曲線と、 $c=a/3$ に対して計算した Porter-Rockey-Evans^{9.44)} の曲線を示した。 $\alpha=1$ の場合は、式 (9.16) は FHWA^{9.6)}、BS 5400 part 3^{9.3)} の曲線と類似している。FHWA^{9.6)} の式は、 $c=0$ として斜張力強度 σ_t を導いており、フランジの寄与が無視されているが、 $c=a/3$ 程度ではフランジの寄与は小さいようである。

9.5.4 組み合わせ応力を受ける場合

部分パネルが曲げ、圧縮、せん断のいずれかを受ける場合の極限強度は、9.5.1～9.5.3 で求めることができる。曲げ、圧縮、せん断が組み合わさって作用する場合の極限強度は、次の相関式から計算する^{9.8)}。

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{ultc}} \right) + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{ultb}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ult}} \right)^2 \leq 1 \quad (9.62)$$

ここに、 σ_c と σ_b は部分パネルに作用する直応力を、圧縮と曲げに分解したときの縁圧縮応力、 τ は部分パネルに作用するせん断応力である。 σ_{ultc} 、 σ_{ultb} 、 τ_{ult} は式 (9.55)、(9.59)、(9.61) から計算される曲げ、圧縮、せん断に対する極限強度である。

式 (9.62) はそもそも Gerard^{9.93)} が弾性座屈に対して考えた相関式であるが、非弾性座屈に対しては安全側の値を与える^{9.22)}ので、最近では極限強度の算定にも適用される^{9.8)}。

9.6 全体パネルの極限強度

この節では、9.4 節の換算剛度を用いて、全体パネルの極限強度の算定法を述べる。全体パネルは圧縮、曲げ、せん断、またはそれらの組み合わせを受け、周辺で単純支持されているものとする。曲げと引張りを受ける場合は、最大圧縮縁応力に対する純曲げを考慮して極限強度を算定する簡便法を用いる。

本節の方法によって、垂直補剛材の剛度が照査される。

9.6.1 圧縮を受ける場合

全体パネルが圧縮を受ける場合、弾性圧縮座屈応力 σ_{crc}^e は次式で表わされる。

$$\sigma_{crc}^e = k_c \frac{\pi^2}{B^2 t (1 + \delta_s)} \sqrt{D_x D_y} \quad (9.63)$$

ここに、 k_c は式 (9.53) で与えられる。ただし、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_* &= (L/B)(D_y/D_x)^{1/4} \\ x &= H \sqrt{D_x D_y} \\ \delta_s &= (s+1) A_s / B t \end{aligned} \right\} \quad (9.64)$$

である。ただし、水平補剛材が垂直補剛材の近傍で切断されている場合は $\delta_s=0$ とみなす^{9.97)}。

全体パネルの極限圧縮強度 σ_{ultc} は、弾性圧縮座屈応力 σ_{crc}^e に対するパラメータ λ_c を用いて、式 (9.55) から求められる。

9.6.2 曲げを受ける場合

全体パネルが曲げを受ける場合、弾性曲げ座屈応力 σ_{crb}^e は次式で表わされる。

$$\sigma_{crb}^e = k_b \frac{\pi^2}{B^2 t} \sqrt{D_x D_y} \tag{9.65}$$

ここに、 k_b は、式(9.64)の α_* と x を用いて、式(9.57)、(9.58)から算定できる。水平補剛材が垂直補剛材と剛に連結されていない場合は、やはり $\delta_s=0$ とみなす^{9.97)}。

全体パネルの極限曲げ強度 σ_{ult} は、弾性曲げ座屈応力 σ_{crb}^e に対するパラメータ λ_b を用いて、式(9.59)から計算するものとする。

9.6.3 せん断を受ける場合

斜張力場による後座屈強度は大きい、縦横に補剛された板で斜張力場がどのように発達するかは明確でない。そこで、極限せん断強度 τ_{ult} としては、水平・垂直補剛腹板のせん断座屈強度 τ_{cr} を用い、斜張力強度は無視する。

Giencke^{9.98)}は直交異方性板の弾性せん断座屈応力の近似解を次のように与えている。

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2}{B^2 t} [D_x D_y]^1/4 \tag{9.66}$$

ここに

$$k_s = \frac{9 \pi^2}{64 \alpha_*} \left[\frac{F_{11} F_{22}}{1 + (27/25)^2 F_{11}/F_{33} + (3/5)^2 (F_{11}/F_{31} + 9 F_{11}/F_{13})} \right]^1/2 \tag{9.67}$$

$$F_{mn} = (m/\alpha_*)^2 + 2 n^2 x + n^4 (\alpha_*/m)^2 \tag{9.68}$$

であり、 α_* は式(9.64)に示されている。

この式を調べてみると、図9.14の破線のようなになる。正確な値として Galerkin 法を用いて数値解を求めると図の実線が得られる。もう一本の実線は、上下辺固定の場合について、同様に求めた数値解である。図からわかるように、 $\alpha_* > 1.7$ の範囲で近似解は正確値から離れる。全体パネルを対象とする場合、 α_* の値はこの不適當な領域にある。

そこで、式(9.67)の代わりに、単一パネルに対する座屈係数式(9.30)を応用することにして、

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00/\alpha_*^2 & : \alpha_* \geq 1 \\ k_s &= 4.00 + 5.34/\alpha_*^2 & : \alpha_* \leq 1 \end{aligned} \right\} \tag{9.69}$$

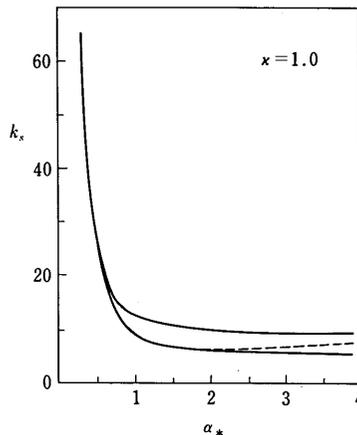


図9.14 弾性せん断座屈係数

と式 (9.66) から、全体パネルの弾性せん断座屈応力 τ_{cr}^e を求める。

全体パネルの極限せん断強度 τ_{ult} は、ここに求まった弾性せん断座屈応力 τ_{cr}^e に対するパラメータ λ_s を用いて、式 (9.31) から計算されるせん断座屈強度 τ_{cr} で与えられる。

9.6.4 組み合わせ応力を受ける場合

全体パネルが曲げ、圧縮、せん断のいずれかを受ける場合の極限強度は、9.6.1～9.6.3 で求めることができる。曲げ、圧縮、せん断が同時に作用した場合の極限強度は、相関式 (9.62) から計算する。

9.7 プレート・ガーダーの耐荷力の照査

本節では、9.3, 9.5, 9.6 節に得られた腹板の単一パネル、部分パネル、全体パネルの極限強度を使って、多数の補剛材を有するプレート・ガーダーの耐荷力を算定する方法を述べる。

9.7.1 曲げ耐荷力

図 9.3 に示した 3 種類の崩壊形式、すなわち、圧縮フランジの横座屈、ねじれ座屈、垂直座屈に対する極限強度を求める。

圧縮フランジの横座屈 この座屈は、桁の横倒れ座屈と腹板の変形とが連成したものの^{9.26), 9.27), 9.102), 9.103)}であるが、Basler^{9.16)} は、圧縮フランジと腹板の上部 1/6 とから成る T 断面柱の座屈として捉える簡便な方法を示した。この考え方に従えば、弾性座屈応力 σ_{crf}^e は次のようになる。

$$\sigma_{crf}^e = \frac{\pi^2 EI_f}{L^2 (A_f + A_w/6)} \quad (9.70)$$

ここに、 I_f は圧縮フランジの水平方向の断面 2 次モーメント、 L は圧縮フランジの横座屈に関する有効座屈長である。

横座屈強度 σ_{crf} は、弾性座屈応力 σ_{crf}^e に対するパラメータ λ_f を用いて、次式から計算できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{crf}/\sigma_y &= 1 && : \lambda_f \leq 0.2 \\ &= 1 - 0.412(\lambda_f - 0.2) && : 0.2 \leq \lambda_f \end{aligned} \right\} \quad (9.71)$$

この式は、道路橋示方書^{9.1)}において、はりや桁の横倒れ座屈強度式として採用されている福本^{9.49)}提案の式である。この他、Basler^{9.16)}の提案がある。

圧縮フランジのねじれ座屈 プレート・ガーダーの圧縮フランジは、曲げによる軸方向直応力のみを受けると考えてよいから、長方形断面（幅 b_f 、厚さ t_f ）の場合は、9.3.2 の片辺支持パネルの極限圧縮強度を計算すれば、ねじれ座屈強度 σ_{crf} が決定できる。

圧縮フランジの垂直座屈 この座屈は、腹板が極端に薄い場合に生じる腹板の座屈である。プレート・ガーダーが曲げを受けて、はりとしての変形を生じると、圧縮フランジが曲率によって軸方向直応力の鉛直成分を生じる。これが腹板の上縁に圧縮応力として作用し、座屈を引き起こす可能性が生じる。Basler^{9.16)}は簡単な仮定を設けて、この座屈を防ぐための条件を次のように与えた。

$$\frac{B}{t} \leq \left(\frac{E\pi^2}{24(1-\nu^2)} \frac{A_w}{A_f} \frac{1}{\sigma_f \epsilon_f} \right)^{1/2} \quad (9.72)$$

ここに、 σ_f はフランジの作用応力、 ϵ_f はフランジの作用ひずみである。

降伏応力でこの垂直座屈が生じる ($\sigma_f = \sigma_y$) のものとし、ひずみは残留応力の影響を考慮して、 $\epsilon_f = 1.5$ $\epsilon_y = 1.5$

σ_r/E と仮定すると、式 (9.72) は次のようになる。

$$\frac{B}{t} \leq \left[\frac{\pi^2}{36(1-\nu^2)} \frac{A_w}{A_f} \right]^{1/2} \frac{E}{\sigma_r} \quad (9.73)$$

この式から、垂直座屈の照査が必要な腹板の限界幅厚比 B/t が計算できる。ECCS-TWG 8.3^{9,8)}も式 (9.73) を引用している。

この座屈は圧縮フランジの垂直座屈と腹板の垂直応力による座屈が同時に生じたものであり、Basler^{9,16)}の方法ではかならずしも正確に現象を捉えていない^{9,39)}。長谷川・和田・西野^{9,35)}は、この座屈を、圧縮フランジと腹板の一部とからなるT形柱の垂直座屈として捉える方法を示した。そして、圧縮フランジの垂直座屈によって崩壊する場合の垂直補剛プレート・ガーダーの曲げ耐荷力を算定する近似式を提案し、実験的研究^{9,36)}も行っている。

以上は、垂直補剛腹板に対する研究成果であるが、水平・垂直補剛腹板の場合については、ほとんどわかっていない。したがって、水平補剛材を無視して、これらの方法を適用するしかない。

圧縮フランジの極限強度 通常のプレート・ガーダー断面では式 (9.73) の条件は満足されており、圧縮フランジの垂直座屈を考える必要はあまりない。また、設計に当たって、圧縮フランジのねじれ座屈が生じないように、フランジの幅厚比を制限する^{9,94),9,95)}のが普通である。

横座屈とねじれ座屈を照査する場合には、圧縮フランジの極限強度 σ_{ult} は、式 (9.71) と式 (9.34) の座屈強度 σ_{crf} の最小値で与えられる。

桁の曲げ耐荷力 圧縮フランジの極限強度 σ_{ult} と腹板の極限強度 σ_{ultw} が定まれば、プレート・ガーダーの曲げ耐荷力 M_{ult} は式 (9.6) から計算できる。

9.7.2 セン断耐荷力

せん断力は腹板のみによって負担されると考える。そして、腹板の単一パネル、部分パネル、全体パネルに対する極限せん断強度のうち最小値が腹板の極限せん断強度 τ_{ult} であるとみなす。よって、プレート・ガーダーのせん断耐荷力 V_{ult} は次のように表わされる。

$$V_{ult} = Bt\tau_{ult} \quad (9.74)$$

9.7.3 曲げ・せん断耐荷力

プレート・ガーダーが曲げとせん断を受ける場合、崩壊の形式としては、①圧縮フランジが座屈する場合、②腹板が曲げおよびせん断の組み合わせによって座屈する場合、が考えられる。

圧縮フランジの座屈が先行する場合 この場合は、式 (9.6 a) から耐荷力が決定できる。

腹板の座屈が先行する場合 この場合は、次の相関式を用いる。

$$\left\{ \frac{M_w}{M_{ultw}} \right\}^2 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^2 \leq 1 \quad (9.75 a)$$

$$M \leq M_{ult} \quad (9.75 b)$$

ここに、 M は作用曲げモーメント、 M_w は腹板が負担する作用曲げモーメント、 V は作用せん断力、 M_{ult} は式 (9.6) から得られる曲げ耐荷力、 M_{ultw} は腹板のみの極限曲げモーメント、 V_{ult} は式 (9.74) から得られるせん断耐荷力である。式 (9.75 b) の制限の範囲で、図 9.4(c) のように曲げモーメントの一部をフランジに再配分して、式 (9.75 a) に納まればよいと考える。

ここに、 σ_b と τ は、作用曲げモーメント M とせん断力 V による応力成分である

相関式 (9.75 a) は図 9.7 の相関式に比べて保守的である。このため、西野・長谷川^{9.104)} が提案している次の相関式を用いれば、図 9.7 のように Basler^{9.18)} や Evans-Porter-Rockey^{9.77)} の相関式の良い近似になる。

$$\left\{ \frac{M}{M_{ult}} \right\}^4 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^4 = 1 \quad (9.76)$$

9.8 腹板の補剛材

プレート・ガーダーの腹板には、荷重集中点に垂直補剛材を設けるとともに、中間にも補剛の目的で垂直補剛材を設けることが多い。そして、垂直補剛材間で腹板の座屈強度を向上させるため、水平補剛材を設けることもある。一般に、水平補剛材と中間垂直補剛材は剛度部材として、荷重集中点垂直補剛材は強度部材として設計される。

補剛材の設計にあたって、間隔、剛度、取り付け方を定めなければならない。種々の作用応力および境界条件における離散的に補剛された板パネルの挙動は非常に複雑であり、限界状態設計法として補剛材を合理的に設計できるほど、研究は進んでいない。そのため、各国の設計示方書は線形座屈理論に基づいて、補剛腹板の弾性座屈強度を最大にするように、補剛材の間隔と剛度を定めている。

BS 5400 part 3^{9.3)} は趣を異にしていて、単一パネルの極限強度が後座屈強度を考慮したものになっているので、その強度を発揮し得るように、水平・垂直補剛材は柱として設計され、ずんぐりした断面になる^{9.23)}。

なお、横桁などでは荷重集中点を除いて水平・垂直補剛材とも省略することがある。省略できるかどうかは、腹板のせん断座屈の照査によって判定するが、それについては 9.8.4 で述べる。

9.8.1 中間垂直補剛材

(1) 間 隔

道路橋示方書^{9.1)} では、垂直補剛腹板の場合は無補剛部分パネル、水平・垂直補剛腹板の場合は中立軸に最も近い圧縮領域の水平補剛材と引張フランジおよび垂直補剛材で囲まれる単一パネルに対して、曲げ・せん断座屈が生じないように

$$\left(\frac{\nu_B \sigma_1}{\sigma_{crb}^e} \right)^2 + \left(\frac{\nu_B \tau}{\tau_{cr}^e} \right)^2 \leq 1 \quad (9.77)$$

を満足する垂直補剛材間隔を選ぶ。ただし、 σ_1 は対象パネルの縁作用圧縮応力、 τ は作用せん断応力、 σ_{crb}^e は弾性曲げ座屈応力、 σ_{cr}^e は弾性せん断座屈応力、 ν_B は安全率である。

道路橋示方書^{9.1)} は水平補剛材 2 段までを対象に規定を準備しているが、段数にこだわらない表現にするため、式 (9.77) を次のように書く。

$$\left(\frac{\nu \sigma_1}{\sigma_{ultb}} \right)^2 + \left(\frac{\nu \tau}{\tau_{ult}} \right)^2 \leq 1 \quad (9.78)$$

ここに、 σ_{ultb} は極限曲げ強度、 τ_{ult} は極限せん断強度、 ν は安全率である。

道路橋示方書^{9.1)} は、せん断後座屈強度を考慮するため、 $\nu_B = 1.25$ として式 (9.77) を適用する^{9.105)}。これが、 $\nu = 1.7$ に対する式 (9.78) と等価であるためには

$$\frac{\sigma_{ultb}}{\sigma_{crb}^e} = \frac{\tau_{ult}}{\tau_{cr}^e} = \frac{\nu}{\nu_B} = \frac{1.70}{1.25} = 1.36$$

でなければならない。すなわち、次の極限強度曲線を仮定していることになる。

$$\sigma_{ultb}/\sigma_Y=1.36/\lambda_b^2 \quad (9.79)$$

$$\tau_{ult}/\tau_Y=1.36/\lambda_s^2 \quad (9.80)$$

ここに、 λ_b は σ_{crb} に対するパラメータ、 λ_s は σ_{cr} に対するパラメータである。

式(9.79)を9.3節の極限強度式と比較すると、図9.10のように、曲線の傾向がやや異なる。ただ、安全率を、極限強度式の修正係数として用いるのは避けたいものである。

9.3節で単一パネルが照査され、9.5節で部分パネルが照査されるから、道路橋示方書^{9.1)}による式(9.78)の照査はなされていることになる。したがって、垂直補剛材間隔の規定は必要でなくなる。しかし、設計にあたっては垂直補剛材の間隔を仮定するための目安が必要になる。それには、 σ_{ultb} と τ_{ult} に対して、式(9.78)を適用し、縦横比 a/B と幅厚比 B/t の関係を調べておく必要がある。

(2) 剛 度

水平補剛材がなく、垂直補剛材が1本の腹板の弾性せん断座屈応力が、部分パネルの弾性せん断座屈応力に等しくなる垂直補剛材剛度の最小値が中間垂直補剛材の最適剛度 γ^* とみなされる。道路橋示方書^{9.1)}は、この値に余裕を見込んで、中間垂直補剛材の必要剛度を次のように定めている。

$$\gamma_v=8(B/a)^2 \quad (9.81)$$

ただし、 $\gamma_v=EI_r/BD$ である。

このような線形座屈理論に基づく必要剛度 γ^* では、腹板のせん断座屈後もせん断力を負担し、垂直補剛材が有効に働くためには不足する。このことは、最初、Massonnet^{9.106)}が曲げ耐荷力実験で気づき、Dubas^{9.107)}が圧縮補剛材において確認した。中間垂直補剛材については、Massonnet^{9.108)}は3~5 γ_v が必要であることを実験結果から指摘した。これは、Skaloud^{9.109)}の弾性有限変位解析によって確認され、日本でも、長谷川・西野・奥村^{9.37)}の実験的研究で指摘された。これらの実験結果から判断すると、限界状態において垂直補剛材が有効に働くためには、4 γ_v 程度の剛度が必要である。

とはいえ、線形座屈理論に基づく剛度部材としての設計法には限界がある。腹板のせん断後座屈強度を考慮する以上、中間垂直補剛材は斜張力場の反力を負担しなければならない^{9.110)}。BS 5400 part 3^{9.3)}では、さらに、腹板がせん断座屈したことによって中間垂直補剛材に作用する力 (destabilizing force)^{9.111)}を考慮している。近年、限界状態における中間垂直補剛材の挙動を実験的に解明し、正確な強度部材として設計するための研究^{9.63)}が行われている。それらの研究成果を検討して、はり一柱としての設計法を確立すべきである。

(3) 取 付 け 方

道路橋示方書^{9.1)}は、垂直補剛材と圧縮フランジとの接合の仕方について

- ①垂直補剛材を腹板の片側に設ける場合は、垂直補剛材と圧縮フランジとは溶接しなければならない。
- ②垂直補剛材を腹板の両側に設ける場合は、垂直補剛材と圧縮フランジとは溶接するか、または隙間のないように密着させなければならない。

と規定しているが、垂直補剛材と引張フランジとの接合の仕方や垂直補剛材に設けるスカーラップに関してはなんら触れていない。

垂直補剛材は引張フランジと密着させる必要はないが、BS 5400 part 3^{9.3)}では、隙間は腹板厚の5倍以下と規定されている。また、垂直補剛材に設けるスカーラップの隅肉溶接端からの長さは、BS 5400 part 3^{9.3)}では、腹板厚の5倍以下、FHWA^{9.6)}では4倍以上、6倍以下と定められている。

9.8.2 水平補剛材

道路橋示方書^{9.11)}を始め、多くの設計示方書は、線形座屈理論に基づいて水平補剛材の位置と剛度を定めている。すなわち、部分パネルが曲げを受ける場合を考え、補剛板としての座屈応力と単一パネルの座屈応力が等しくなるように、剛度と位置の組み合わせを決定できる。その中で、最小の必要剛度を与える位置が、最適の位置である。

(1) 位置

道路橋示方書^{9.11)}では、圧縮縁からの取付け位置は、水平補剛材を1段用いる場合、 $0.20B$ 付近、2段用いる場合は $0.14B$ と $0.36B$ 付近が原則とされている。しかし、水平補剛材を3段以上用いる場合については特に規定されていない。

本章の設計法によれば、9.3節の単一パネルの照査が行われればよいが、それが最適とはいえない。水平補剛材が3段以上の場合、簡単のため、純曲げに対して水平補剛材位置を定めるものとすれば、式(9.32)で $\tau=0$ と置いて配置を計算することになる。例えば、3段の場合、圧縮フランジからの距離 $\eta_i B$ で示すと、

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ 段目: } 0.2475 - 3.353/\beta \leq \eta_i \leq 1.340/\beta \\ 2 \text{ 段目: } 0.3242 - 3.023/\beta \leq \eta_i \leq 3.121/\beta \\ 3 \text{ 段目: } 0.4342 - 2.400/\beta \leq \eta_i \leq 5.83/\beta \end{array} \right\} \quad (9.82)$$

が得られる。ここに、 $\beta = (B/t)\sqrt{\sigma_y/E}$ である。

(2) 剛度

水平補剛材が(1)の位置に配置されている場合、道路橋示方書^{9.11)}では必要剛度が次式で与えられている。

$$\gamma_x = 30 a/B \quad (9.83)$$

ただし、 $\gamma_x = EI_s/BD$ である。

この値は、水平補剛材1段の場合について得られたものであるが、Massonnet^{9.108)}によれば、2段以上の場合には、各水平補剛材が単独に設けられたものとして必要剛度を定めればよい。しかし、製作の便宜を考えれば、各段で剛度を変えるのは望ましくない。式(9.83)の値を用い、配置を調節するほうがよい。

垂直補剛材と同様に、桁としての曲げ耐荷力の観点からは、このような線形座屈理論に基づく剛度では不足する^{9.110), 9.112)}。Massonnet^{9.108)}は水平補剛材の位置に応じて $3 \sim 7 \gamma_x$ の剛度が必要であるとし、長谷川・西野・奥村^{9.37)}も実験的研究の結果に基づいて、 $5 \gamma_x$ を提唱している。このような研究成果から判断して、限界状態に対する設計においては、 $4 \gamma_x$ 程度の剛度を確保する必要がある。

これらの論議は、水平補剛材の設計は曲げに対して行うとの前提のもとでなされている。BS 5400 part 3^{9.31)}のように、単一パネルのせん断後座屈強度を期待する設計法では、その強度を発揮できるように、水平補剛材の剛度のみならず、強度が照査されなければならない。そのためには、水平補剛腹板がせん断を受ける場合について、水平補剛材の挙動と補剛腹板の極限強度との関連が解明されなければならない。ここ10年ほどの間に、英国Cardiff大学で一連の実験的研究がなされ、ようやくわかってきた^{9.63)}。現在のところ、曲げに対して定められた剛度 γ^* はせん断に対して十分に機能する、という結論である。

9.8.3 荷重集中点垂直補剛材

支点上の補剛材のように、荷重を直接受ける補剛材の場合、上記のような剛度部材としての設計では不十分であり、道路橋示方書^{9.11)}でも、柱として設計するように定められている。しかし、9.8.1で述べたように、腹板が

ネルの座屈によって生ずる負担 (destabilizing force)^{9.110)}と、斜張力場の反力を考慮すると、軸方向圧縮力のみに対して柱として設計するだけでは、不十分で、はり一柱として設計するのが正しい。

支点上補剛材の実験的・理論的研究は、Basler^{9.18)}に始まり、Calladine^{9.75)}、Huslid-Rockey^{9.112)}などが行い、最近では中井・総田・阪野^{9.113)}が行っている。BS 5400 part 3^{9.3)}は1970年代の英国での研究成果に基づいて、はり一柱としての設計法を定めた。また、Sia 161^{9.9)}も同様な設計法を規定している。

中井・総田・阪野^{9.113)}は、日本の道路橋示方書^{9.1)}に基づく設計では危険なものが生ずる可能性を指摘し、合理的なはり一柱設計法を提案している。桁を限界状態設計する場合、当然のことながら、支点上補剛材は腹板パネルの座屈による力と斜張力の反力を考慮して設計されなければならない。それには、補剛材が受ける力、はり一柱として機能する有効断面、柱としての有効長さ、はり一柱の極限強度式を確定しなければならない。

なお、端支点の垂直補剛材に隣接する腹板パネルは、斜張力の反力が隣接パネルによって取られることがないので、極限せん断強度は低下する。ECCS-TWG 8.3^{9.8)}では、10%の低下と判断している。このため、端支点の垂直補剛材自身も大きな斜張力の反力を支持しなければならず、設計に当たって注意が必要である。

9.8.4 補剛材のないプレート・ガーダー

荷重集中点を除いて垂直補剛材を省略することがある。省略できるかどうかは、腹板のせん断座屈の照査によって判定する。

道路橋示方書^{9.1)}では、腹板のせん断座屈に基づいて、垂直補剛材を省略し得るフランジ純間隔 B の最大値が規定されている。この値を無次元パラメータ

$$\beta = (B/t)\sqrt{\sigma_Y/E} \tag{9.84}$$

として換算すると表 9.2 のようになる。この値は、曲げ・せん断に対する式 (9.62) の制限から定められたものである。その根拠を書き改めると、

$$\text{作用応力: } \sigma_b = 0.45 \sigma_Y, \quad \tau = \tau_Y$$

$$\text{極限強度: } k_b = 23.9 \text{ に対して } \sigma_{ultb} = 1.251 \sigma_{crb} = 27.0 \sigma_Y / \beta^2$$

$$k_s = 5.34 \text{ に対して } \tau_{ult} = 1.251 \tau_{cr} = 10.46 \tau_Y / \beta^2$$

と仮定している^{9.104)}。この場合、 $\beta = 3.12$ の値が得られるが、安全側に設定^{9.105)}されたものである。表 9.2 の値を統一すれば、垂直補剛材を省略する条件は、 $\beta \leq 2.40$ と表わせる。

長谷川・西野^{9.12)}は、式 (9.30) における $B/a = \infty$ に対する値 $k_s = 5.34$ を用いて、式 (9.27 b) から $\lambda = 0.346 \beta$ を得て、 $\lambda = 1$ とおいて、 $\beta \leq 2.89$ を提案している。

FHWA^{9.6)}では、AASHTO^{9.2)}と同一の疲労に基づく制限 $\beta = 6.8$ を設けてはいるが、せん断耐荷力に関して次の照査を行う。

$$V \leq \tau_{ult} B t \tag{9.85 a}$$

$$V \leq \tau_Y B t [1 - (2 \sigma_b / 3 \sigma_Y)^2]^{1/2} \tag{9.85 b}$$

表 9.2 垂直補剛材を省略し得る無次元腹板幅厚比

	SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
$(B/t)\sqrt{\sigma_Y/E}$	2.37	2.34	2.36	2.29

ただし、 τ_{ult} は Chern^{9.70),9.71),9.80)} の $\tau_{cr}/\tau_{ly} \sim \lambda$ 曲線を用い、斜張力強度 σ_t を無視する代わりに、 $k_s=7.0$ を用いて計算する。この k_s の値は、 $B/a=\infty$ の腹板が単純支持されている場合の値 $k_s=5.34$ と固定支持されている場合の値 $k_s=8.98$ の中間値である。式 (9.85 b) は、曲げの影響を考慮した制限である。

ちなみに、この曲げによる低減は、Rockey-Evans-Porter^{9.81)} の結果に対する近似表現であり、 $\sigma_b=0.45 \sigma_y$ に対して 5% になる。この値を使って、長谷川・西野^{9.12)} の提案値を補正すると、 $\beta \leq 2.75$ となる。

9.9 ボックス・ガーダーの耐荷力

1969～1971年の崩壊事故までは、ボックス・ガーダーの耐荷力に関する研究は文献9.114)を除いてほとんどなされていなかった^{9.115)}。その後、特に英国で、組織的かつ精力的な理論的・実験的研究が実施された。それらの成果が、英国のIDWR^{9.85)}とBS 5400 part 3^{9.3)}、米国のFHWA^{9.6)}、ECCS-TWG 8.3^{9.8)}などに結集したといつてよい。

しかし、多くの研究は圧縮補剛板やプレート・ガーダーの補剛腹板に関するもので、補剛フランジと補剛腹板とから形成されるボックス・ガーダー全体の耐荷力に関するものは少ない。三上・堂垣・宮花・米沢^{9.116)}はフランジと腹板の弾塑性連成分岐座屈を解析しており、Herzog^{9.117)}は圧縮補剛板の強度公式と、プレート・ガーダー腹板のせん断強度公式とから耐荷力を求めている。三上^{9.86),9.87)}は、直交異方性板理論に基づいて、補剛フランジと補剛腹板の極限強度から耐荷力を算定する方法を示した。

このような状況であるから、多くの示方書^{9.3),9.6)}は、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適用している。

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^{9.8)}。

- i) 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、比較的細りした補剛板である。その座屈を検討しなければならない。
- ii) 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。
- iii) 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。これの耐荷力が解明されなければならない。

9.9.1 補剛フランジの極限強度

ボックス・ガーダーのフランジは通常、縦補剛材と横補剛材を有する。研究が進んでいるのは縦補剛板で、縦横補剛板の研究は十分とはいえない。

圧縮補剛板の耐荷力算定法は3つに分類できる^{9.118)}。

- i) 補剛板座屈理論に基づく手法
- ii) 柱置換法
- iii) 直交異方性板理論に基づく手法

補剛板座屈理論に基づく手法は、補剛板の線形座屈強度を用いる。補剛材の剛度 γ が最適剛度 γ^* より小さい場合は全体座屈が生じ、大きい場合は単一パネルの局部座屈が生じる。日本の研究としては、文献9.119)が弾塑性分岐座屈強度による算定法を示し、文献9.120)が経験式を与えている。ただし、この方法による場合、終局状態まで、補剛材が有効に働くためには、 $2.5 \sim 5 \gamma^*$ の剛度が必要な^{9.107)}ことを考慮するのが普通である。

柱置換法は、補剛材と単一パネルの一部で形成される T 形柱の極限強度から算定する。日本の研究としては、文献9.121), 9.122) がこれに属する。

直交異方性板理論に基づく手法は、補剛板を直交異方性板に置換して、その座屈強度から算定する。道路橋示方書^{9.11)}はこの手法に基づいている。日本の研究としては、文献(9.123), (9.98), (9.124), (9.125), (9.86), (9.87)がこの手法に属する。ただし、単一パネルの局部座屈の影響を加味する^{9.98), 9.125)}が必要である。

補剛フランジの極限圧縮強度はいずれの方法によって算定してもよい。ただし、フランジは圧縮のみを受けるのではない。曲げによる圧縮とねじりによるせん断の組み合わせを受けるから、このときの補剛板の極限強度が必要になるが、ほとんど分かっていない。

三上^{9.86), 9.87)}は、9.4節～9.6節の方法で、フランジの極限強度を求めている。圧縮・せん断相関式としては次式が用いられている^{9.87)}。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ultc}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{ult}} \right)^2 = 1 \quad (9.86)$$

ボックス・ガーダーが曲げとせん断を受けると、圧縮フランジは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^{9.126)}。このような変化する圧縮は等圧縮に換算するのが便利であるが、BS 5400 part 3^{9.3)}では、幅 B に対して、 $0.5B$ の位置の応力を用いて等圧縮とする。この換算位置は、IDWR^{9.85)}と FHWA^{9.6)}が簡略値を定めているが、三上^{9.126)}はさらに詳しい位置を与える式を誘導している。

9.9.2 補剛腹板の極限強度

Herzog^{9.117)}、BS 5400 part 3^{9.3)}、FHWA^{9.6)}はいずれもプレート・ガーダーの腹板の極限強度算定法を準用している。ボックス・ガーダーの設計示方書である FHWA^{9.6)}は、腹板の斜張力場に対するフランジの寄与を全く認めていない。

9.5節では、プレート・ガーダーに対して塑性ヒンジの位置を $c=a/3$ と仮定したが、ボックス・ガーダーに対しては、 $c=0$ とみなすのがよい。

ボックス・ガーダーが曲げ、せん断、ねじりを受けると、腹板には曲げによる直応力と、せん断およびねじりによるせん断応力とが作用する。奈良^{9.127)}は曲げ・圧縮の場合の極限強度相関式を与えているが、複雑な組み合わせ荷重に対してはほとんど不明である。

三上^{9.86), 9.87)}は9.4節～9.6節の方法で、腹板の極限強度を求めている。曲げ・せん断相関式として次式が用いられている。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{ultb}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ult}} \right)^2 = 1 \quad (9.87)$$

9.9.3 ボックス・ガーダーの耐荷力

基本的には、9.7節のプレート・ガーダーの耐荷力算定法を準用する。

(1) 曲げ耐荷力

ボックス・ガーダーが曲げを受ける場合は、フランジの極限圧縮強度と腹板の極限曲げ強度を求め、耐荷力は式(9.6)を用いて計算できる。腹板の座屈が先行する場合は、BS 5400 part 3^{9.3)}と同様に、フランジへの応力再配分を認めることになる。しかし、最近の実験^{9.128)}によれば、圧縮フランジと腹板の座屈モードの半波長が異なる場合、極限状態で変形が急激に変化することが分かった。これは主要部材にとって好ましくない現象である。今後の詳細な研究が望まれる。

(2) 曲げ・せん断耐荷力

ボックス・ガーダーが曲げとせん断を受ける場合は、フランジの極限圧縮強度と、腹板の極限曲げ・せん断強

度とを求める。両極限強度のうち、小さい方が桁の耐荷力を決定する。ただし、腹板の座屈が先行する場合は、9.7.3と同様な考え方で、曲げの一部をフランジのみで負担させることができる。

(3) 曲げ・せん断・ねじれ耐荷力

ボックス・ガーダーが曲げとせん断とねじれを受ける場合は、フランジの極限圧縮・せん断強度と、腹板の極限曲げ・せん断強度を求める。両極限強度のうち、小さい方が桁の耐荷力を決定する。ただし、腹板の座屈が先行する場合は、9.7.3と同様な考え方で、曲げの一部をフランジのみで負担させることができる。

9.9.4 大型模型実験

多数の補剛材を有する大型模型による耐荷力実験は、英国で、Dowling ら^{9.129), 9.130)}によって10体、Dibley ら^{9.131)}によって1体が行われ、日本では、大阪市土木局の企画のもとで、関西大学^{9.132)}によって4体、京都大学^{9.133)}によって5体が実施された。

9.9.1~9.9.3の方法による理論値は、これらの実験^{9.129), 9.130), 9.132), 9.133)}や他の実験^{9.128)}の結果と比較され、妥当であることが確かめられている^{9.86), 9.87)}。

9.9.5 シアラグ

プレート・ガーダーのフランジと異なって、ボックス・ガーダーのフランジにおいては、シアラグ (Shear lag, せん断遅れ) の影響を検討する必要がある。Moolani らの実験^{9.130)}など、多数の研究がなされた^{9.8)}が、シアラグは極限圧縮強度にはあまり影響しないようである。

9.9.6 ダイヤフラム

ボックス・ガーダーは、その断面形を保持するために、適当な間隔でダイヤフラムを設ける。これは中間ダイヤフラムとよばれる。これに関する研究は日本で多くなされている。文献9.134)~9.138)を示しておく。

中間ダイヤフラムに対して、支持ダイヤフラムがある。これはプレート・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、多くの場合、補剛される。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。文献9.139)~9.158)をあげておく。また、国内では、清水らの研究^{9.159), 9.160)}がある。

設計にあたって、中間ダイヤフラムは剛度と間隔を定めなければならない。これに対して、支持ダイヤフラムは強度、主として座屈強度が問われ、断面寸法や補剛材を定めるために、応力分布を決定することが大きな問題である。設計示方書としては、BS 5400 part 3^{9.3)}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。

9.10 今後の展望

直線プレート・ガーダーの耐荷力算定法と設計法について述べるとともに、ボックス・ガーダーへの適用にも触れた。考えている限界状態が明確になり、多数の補剛材を有する桁を対象にできるように、9.3節~9.6節に直交異方性板理論に基づく手法を詳しく述べた。

この方法による理論値は、塩見・伊藤・福本^{9.161)}によって過去の国内外のプレート・ガーダーの耐荷力実験結果と比較されており、妥当なものであることがわかっている。しかしながら、多数の補剛材を有するプレート・ガーダーの耐荷力実験^{9.162), 9.163)}は少なく、現在、建設省土木研究所で一連の実験が実施されている。中間報告^{9.164)}

によれば、本理論はよく実験結果を説明している。今後、詳細な実験結果との比較を行うとともに、現行の道路橋示方書との整合をはかるために、極限強度曲線を検討する必要がある。また、設計手順の詳細な検討と設計に便利なデータの作成が望まれる。

すでに、前節までに述べてきたように、限界状態設計のための補剛材の情報が特に少ない。線形座屈理論に根拠を置く最適剛度 γ^* の何倍の剛度が必要なのか。補剛材が負担すべき力の特性はなんであり、その大きさはどれほどか。補剛材の強度部材としての設計法はどうあるべきか。終局限界状態において、耐荷力を十分に発揮させるための補剛材の配置はどうか。

その他、解明されなければならない問題が多々ある。以下に簡単に述べておく。

9.10.1 斜張橋の鋼桁

プレート・ガーダーやボックス・ガーダーとして、曲げ、せん断、ねじれを受ける場合が盛んに研究されているが、斜張橋の桁に見られるように、圧縮や引張りを含めた組み合わせ荷重のもとでの耐荷力や終局挙動はあまり研究されていない。とくに、曲げ、引張り、せん断、ねじれの組み合わせに対してはまったく分かっていない。

9.10.2 上下非対称プレート・ガーダー

合成桁の鋼桁が顕著な例であるが、一般にプレート・ガーダーは1軸対称断面に設計されるのが通常である。しかるに、理論的・実験的研究は2軸対称断面に対するもので、上下非対称なプレート・ガーダーの取り扱いが不明である。FHWA^{9.6)}や ECCS-TWG 8.3^{9.8)}には1軸対称断面に対する配慮がみられる。

9.10.3 部分縁荷重を受けるプレート・ガーダー

架設の段階から供用の段階までを通じて、種々の局面で、プレート・ガーダーが部分縁荷重を受けることがある。これに関しては、英国やスウェーデンを中心にして多くの研究^{9.165)~9.214)}がなされており、その展望は文献 9.188) に詳しい。

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、耐荷力を算定すること。後者に関しては、多数の耐荷力算定法が提唱されているが、Basler 理論を修正する形が多い。日本では、文献 9.215), 9.216) の研究がある。設計示方書としては、西ドイツの DAST Ri 012^{9.4)}、英国の BS 5400 part 3^{9.2)}、スイスの Sia 161^{9.9)}などが規定を定めている。

9.10.4 曲線プレート・ガーダー

曲線プレート・ガーダーの終局挙動と耐荷力を解明するために必要な有限変位解析は、1980年から日本で行われ、三上・古西^{9.217)~9.219)}、倉西・樋渡^{9.220)~9.222)}、中井・北田・大南^{9.223), 9.224)}、藤井^{9.225), 9.226)}、末武・平嶋・依田^{9.227)~9.229)}の研究があり、着々とデータが蓄積されている。

設計を意図した研究は米国で、Culver^{9.230)~9.232)}、Abel-Sayed^{9.233)}によって始められ、その成果は AASHTO 曲線桁橋示方書案^{9.234)}にまとめられた。他には設計規定としてまとめられていないようであり、日本では直線プレート・ガーダーの道路橋示方書^{9.1)}の規定を準用している。

しかし、最近の中井・北田・大南^{9.235)~9.239)}の実験的研究によれば、日本の設計示方書に反映し得るところまできている。

9.10.5 曲線ボックス・ガーダー

曲線ボックス・ガーダーの応力解析は盛んになされているが、終局挙動や耐力力については、ほとんど研究が進んでいない。

腹板には曲線プレート・ガーダーの研究成果を生かせるが、扇形フランジの座屈強度を研究する必要がある。関西大学^{9.240),9.241)}で、曲線ボックス・ガーダーの曲げ耐力力に関する実験が行われ、直線ボックス・ガーダーの耐力力算定法の適用性が検討されている。中間ダイヤフラムについては、坂井・長井^{9.242)}、中井・村山^{9.243)}の研究がある。支持ダイヤフラムについての文献は見当たらないようである。

9.10.6 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、これの耐力力に関する研究は、日本で文献 9.73) があり、国外で数編の文献 9.8) があるが、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である。

9.10.7 変断面プレート・ガーダー

比較的良好に実用されるにもかかわらず、変断面プレート・ガーダーの終局挙動と耐力力に関する情報も少ない。日本ではせん断耐力力に関する武田・三上^{9.244)}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^{9.244)}のみである。

参 考 文 献

9. 1) 道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 日本道路協会, 1980-2.
9. 2) Standard Specifications for Highway Bridges, 12th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, 1977.
9. 3) BS 5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institution, 1982. (社) 建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳 : BS 5400 3 編 鋼橋の設計指針, 1983-12.
9. 4) DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober, 1979. (社) 建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳 : DAST 指針 012 板の座屈安全度の照査, 1981-12.
9. 5) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-EG 77-2E, The Construction Press, London, 1981.
9. 6) Wolchuk, R., and Mayrbaur, R.M. : Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D.C., Jan., 1980.
9. 7) European Convention for Constructional Steelwork : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, Draft, The Commission of the European Communities, July, 1983.
9. 8) Dubas, P., and Gehri, E. : Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS Publication n° 44, Applied Statics and Steel Structures, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, 1986.
9. 9) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss Standard Sia 161 Steel Structures, English Edition of 1979 Edition, 1981.
9. 10) 東海鋼構造研究グループ (代表 : 福本昉士) : 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, 1980-11, pp.33-41, No. 12, 1980-12, pp. 38-44.
9. 11) 塩見弘幸・福本昉士 : 鋼構造部材の耐力力の一算定法, 土木学会論文報告集, No. 309, 1981-5, pp.155-158.
9. 12) 長谷川彰夫・西野文雄 : プレートガーダーの荷重係数設計に関する一試案, 橋梁と基礎, Vol. 13, No. 2, 1979-8, pp. 7-12.
9. 13) 三上市藏・武田八郎 : プレートガーダー多補剛腹板の限界状態設計法について, 土木学会年次学術講演会講演概要集,

1983-9, I-96.

9. 14) 三上市藏・松村一保・多田雅一：プレートおよびボックス・ガーダーの多補剛腹板の設計法，土木学会年次学術講演会講演概要集，1984-10, I-221.
9. 15) 西野文雄・他：鋼橋および鋼橋部材の非弾性不安定挙動と設計基準に関する研究，科学研究費補助金研究成果報告書，1984-3.
9. 16) Basler, K., and Thürlimann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST6, Aug., 1961, pp. 153-181.
9. 17) Basler, K. : Strength of Plate Girders in Shear, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST7, Oct., 1961, pp. 151-180.
9. 18) Basler, K. : Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shearing, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST 7, Oct., 1961, pp. 181-197.
9. 19) 小松定夫・福本啓士：座屈理論，鋼橋 基礎編 I，小西一郎（編），丸善，1977, pp. 423-547.
9. 20) 小松定夫（編）：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982.
9. 21) Djubek, J., Kodnár, R., and Skaloud, M. : Limit State of the Plate Elements of Steel Structures, Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland, 1983.
9. 22) Johnston, B. G. (ed.) : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd ed., John Wiley & Sons, 1976.
9. 23) Evans, H. R. : Longitudinally and Transversely Reinforced Plate Girders, Plated Structures-Stability and Strength, ed. by R. Narayanan, Applied Science Publishers, London, 1983.
9. 24) 小西一郎（編）：腹板座屈に関する実験的研究，プレートガーダーの耐荷力に関する理論と実験，関西橋梁鉄骨溶接研究会，1965-7, pp. 59-118.
9. 25) 小西一郎・米澤 博：プレートガーダーの曲げ座屈，プレートガーダーの座屈に関する調査と研究，関西橋梁鉄骨溶接研究会，1969-2, pp. 112-140.
9. 26) 小西一郎・米澤 博・三上市藏：プレートガーダーの曲げ弾性座屈，土木学会論文報告集，No. 143, 1967-7, pp. 1-8.
9. 27) Yonezawa, H., and Mikami, I. : Elastic Buckling of Plate Girders from Pure Bending, Jour. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 94, No. EM1, 1968.
9. 28) 三上市藏：曲げを受ける薄肉断面桁の座屈に関する研究，名古屋大学提出学位論文，1972-12.
9. 29) Mikami, I., and Takeda, H. : Inelastic Buckling of Plate Girders with Multiple Longitudinal and Transverse Stiffeners under Bending, Technology Reports of Kansai Univ., No. 27, March, 1986, pp. 201-217.
9. 30) 三上市藏・武田八郎・大谷孝彦：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, 1983-1, pp. 32-38.
9. 31) 小西一郎・白石成人・渡邊英一：腹板の耐荷力に関する一考察，土木学会論文集，No. 136, 1966-12, pp. 15-23.
9. 32) Watanabe, E., and Lee, T. T. : A Method of Analysis of Webplates with Large Deflections, Proc. of JSCE, No. 183, Nov., 1970, pp. 93-109.
9. 33) Watanabe, E. : Postbuckling Analysis of Rectangular Panels with Flanges Behaving Elasto-Plastically, Proc. of JSCE, No. 220, Dec., 1973, pp. 117-130.
9. 34) Okumura, T., Nishino, F., and Sakai, F. : Failure Tests on Plate Girders, Structural Engrg. Laboratory Report, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Tokyo, 1967.
9. 35) 長谷川彰夫・和田耕造・西野文雄：プレート・ガーダーの曲げ耐荷力に関する新しい理論，土木学会論文報告集，No. 300, 1980-8, pp. 33-42.
9. 36) 長谷川彰夫・和田耕造・西野文雄：ウェブの剛性に注目したプレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験，土木学会論文報告集，No. 305, 1981-1, pp. 1-9.
9. 37) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験，土木学会論文報告集，No. 234, 1975-2, pp. 33-44.
9. 38) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力，土木学会論文報告集，No. 235, 1975-3, pp. 13-28.
9. 39) 長谷川彰夫・堀口隆良・西野文雄：プレート・ガーダーの耐荷力に関する一考察（上），（下），橋梁と基礎，Vol. 11, No. 4, 1977-4, pp. 25-32, No. 5, 1977-5, pp. 8-12.
9. 40) Komatsu, S. : Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol. 11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp. 49-65.
9. 41) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 249, 1976-5, pp. 41-54.
9. 42) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 264, 1977-8, pp. 1-15.
9. 43) 藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 269,

- 1978-1, pp.1-16.
9. 44) 小松定夫・森脇良一・藤野真之・滝本哲四郎：組合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, 1982-5, pp.1-14.
 9. 45) Komatsu, S., Moriwaki, Y., Fujino, M. and Takimoto, T. : Ultimate Strength of Girders in Combined Load, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.4, Apr., 1984, pp.754-768.
 9. 46) 小松定夫・森脇良一・藤野真之：初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究，土木学会論文報告集，No.272, 1978-4, pp.13-26.
 9. 47) Fujii, T. : Minimum Weight Design of Structures Based on Buckling Strength and Plastic Collapse (3rd report) —An Improved Theory on Post-Buckling Strength of Plate Girders in Shear—, 日本造船協会論文集，No.122, 1967, pp.119-128.
 9. 48) Fujii, T. : On an Improved Theory for Dr. Basler's Theory, Final Report of 8th Congress of IABSE, New York, Sept., 1968, pp.479-487.
 9. 49) 福本晴士・榎 稔・渡辺信夫：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, 1971, pp.29-37.
 9. 50) 福本晴士・久保全弘：水平補剛材をもつプレートガーダーの横倒れ耐荷力，土木学会論文報告集，No.220, 1973-12, pp.29-37.
 9. 51) Maeda, Y. : Ultimate Static Strength and Fatigue Behavior of Longitudinally Stiffened Plate Girders in Bending, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.269-282.
 9. 52) Owen, D., Rockey, K.C., and Skaloud, M. : Ultimate Load Behaviour of Longitudinal Reinforced Web Plates Subjected to Pure Bending, Publications of IABSE, Vol.30-I, 1970, pp.113-148.
 9. 53) Dogaki, M., Mikami, I., and Yonezawa, H. : Analysis of Plate Girder Web with Initial Deflections, Theoretical & Applied Mechanics, Vol.26, Univ. of Tokyo Press, 1977, pp.67-74.
 9. 54) 三上市蔵：プレートガーダーおよびボックスガーダー，鋼橋および鋼橋部材の非弾性不安定挙動と設計基準に関する研究，科学研究費補助金研究成果報告書（代表 西野文雄），1984-3, II-3.
 9. 55) 日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会：限界状態設計法の書式による道路橋示方書 I 共通編，II 鋼橋編，1985-8.
 9. 56) Cooper, C. : The Ultimate Bending Moment for Plate Girders, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.291-297.
 9. 57) Sweden : Kommentarer till Stalbyggnadsnorm 70, Knäckning, vippning och buckling ; StBK-K2, Statens Stalbyggnadskommitté, Stockholm, Sweden, 1973, pp.238-242.
 9. 58) Cooper, P.B. : Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.93, No.ST2, 1967, pp.419-451.
 9. 59) Frieze, P.A., Dowling, P.J., and Hobbs, R.E. : Ultimate Load Behaviour of Plates in Compression, Steel Plated Structures, ed. by P.J. Dowling, J.E. Harding and P.A. Frieze, Crosby Lockwood Staples, London, 1977, pp.24-50.
 9. 60) Harding, J.E., Hobbs, R.E., and Neal, B.G. : The Elasto-Plastic Analysis of Imperfect Square Plates under In-Plane Loading, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.63, Mar., 1977, pp.137-158.
 9. 61) Harding, J.E., Hobbs, R.E., and Neal, B.G. : Ultimate Load Behaviour of Plates under Combined Direct and Shear In-Plane Loading, Steel Plated Structures, ed. by P.J. Dowling, J.E. Harding and P.A. Frieze, Crosby Lockwood Staples, London, 1977, pp.369-403.
 9. 62) Harding, J.E., and Hobbs, R.E. : The Ultimate Load Behaviour of Box Girder Web Panels, Structural Engineer, Vol.57B, No.3, Sept., 1979, pp.49-54.
 9. 63) Rockey, K.C., Valtinat, G., and Tang, K.H. : The Design of Transverse Stiffeners on Webs Loaded in Shear - an Ultimate Load Approach, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Dec., 1981, pp.1069-1099.
 9. 64) Herzog, M. : Die Traglast unversteifter und versteifter, dünnwandiger Blechträger unter reinem Schub mit Biegung nach Versuchen, Bauingenieur, Jg. 49, H. 10, 1974, S.382-389.
 9. 65) Herzog, M. : Ultimate Static Strength of Plate Girders from Tests, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.100, No.ST5, 1974, pp.849-864.
 9. 66) Wagner, H. : Flat Sheet Metal Girders with Very Thin Metal Web, Parts I-III, English translation, NACA Technical Note, No.604-606, 1931.
 9. 67) Rockey, K.C., and Skaloud, M. : Influence of Flange Stiffness upon the Load Carrying Capacity of Webs in Shear, Final Report of 8th Congress of IABSE, New York, Sept., 1968, pp.429-439.
 9. 68) Rockey, K.C., Evans, H.R., and Porter, D.M. : The Design of Stiffened Web Plates—a State of Art Report, The

- Design of Steel Bridges, ed. by K.C. Rockey and H.R. Evans, Granada, London, 1981, pp.215-242.
9. 69) Rockey, K.C., and Skaloud, M. : The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, *Structural Engineer*, Vol.50, No.1, Jan., 1972, pp.29-47.
 9. 70) Ostapenko, A., and Chern, C. : Ultimate Strength of Plate Girders under Shear, Fritz Engrg. Laboratory Report, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., USA, No.328-7, 1969.
 9. 71) Ostapenko, A., Chern, C., and Parsanejed, S. : Ultimate Strength Design of Plate Girders, *Developments in Bridge Design and Construction*, ed. by K.C. Rockey, J.L. Bannister and H.R. Evans, Crosby Lockwood & Son, London, 1971, pp.505-518.
 9. 72) Porter, D.M., Rockey, K.C., and Evans, H.R. : The Collapse Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, *Structural Engineer*, Vol.53, No.8, Aug., 1975, pp.313-325.
 9. 73) 米澤 博・三上市藏・堂垣正博・宇野裕恵 : 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, 1978-1, pp.17-27.
 9. 74) Selberg, A. : On the Shear Capacity of Girder Webs, *Publications of IABSE*, Vol.34-1, 1974, pp.145-155.
 9. 75) Calladine, C.R. : A. Plastic Theory for Collapse of Plate Girders under Combined Shearing Force and Bending Moment, *Structural Engineer*, Vol.51, No.4, Apr., 1973, pp.147-154.
 9. 76) 丹羽義次・渡辺英一・森田修二 : 多水平リブ付板のせん断耐荷力の評価法について, *土木学会年次学術講演会講演概要集*, 1980-9, I-144.
 9. 77) Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C. : The Collapse Behaviour of Plate Girders Subjected to Shear and Bending, *IABSE Proceedings*, P-18/78, 1978, pp.1-20.
 9. 78) Gaylord, E.H., Jr. : Discussion to "Strength of Plate Girders in Shear", by K. Basler, *Jour. of Structural Division, ASCE*, Vol.88, No.ST2, Apr., 1962, pp.151-154.
 9. 79) 小松定夫・西村宣男 : せん断力を受けるプレートガーダーの設計規準と極限強度, *橋梁構造工学研究発表会論文集*, 1971, pp.129-136.
 9. 80) Chern, C. : Ultimate Strength of Transversely and Longitudinally Stiffened Plate Girders, Ph. D thesis, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., USA, 1969.
 9. 81) Rockey, K.C., Evans, H.R., and Porter, D.M. : A Design Method for Predicting the Collapse Behavior of Plate Girders, *Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2*, Vol.65, Mar., 1978, pp.85-112.
 9. 82) Ostapenko, A., and Chern, C. : Ultimate Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders under Combined Loads, *Reports of the Working Commissions, IABSE*, Vol.11, 1972 (*Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength*, London, 1971), pp.301-313.
 9. 83) Rockey, K.C. : An Ultimate Load Method for the Design of Plate Girders, *Reports of the Working Commissions, IABSE*, Vol.11, 1972 (*Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength*, London, 1971), pp.253-268.
 9. 84) Rockey, K.C. : An Ultimate Load Method for Design of Plate Girders, *Developments in Bridge Design and Construction*, ed. by K.C. Rockey, J.L. Bannister and H.R. Evans, Crosby Lockwood, 1971, pp.487-504.
 9. 85) Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Appendix I : Interim Design and Workmanship Rules, Part I-IV, Her Majesty's Stationary Office, London, 1973.
 9. 86) 三上市藏・堂垣正博・武田八郎 : 鋼箱桁の終局強度の近似算定法, *土木学会論文報告集*, No.298, 1980-6, pp.147-150.
 9. 87) Mikami, I. : A Simple Approach for Ultimate Strength of Steel Box Girders by Orthotropic Plate Theory, *Proc. of Sino-American Symposium on Bridge and Structural Engineering*, Sept. 13-19, 1982, Beijing, China, pp.6-22-1 to -12.
 9. 88) 米澤 博・三上市藏 : プレートガーダーの最小腹板厚に関する研究, *土木学会論文報告集*, No.153, 1968-4, pp.9-15.
 9. 89) 長谷川彰夫・太田孝二・西野文雄 : 補剛された板要素の座屈強度に関する二, 三の考察, *土木学会論文報告集*, No.232, 1974, pp.1-15.
 9. 90) DIN 4114 Blatt 1 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), *Berechnungsgrundlagen, Vorschriften*, Juli, 1952.
DIN 4114 Blatt 2 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), *Berechnungsgrundlagen, Richtlinien*, Feb., 1953.
 9. 91) Klöppel, K., and Scheer, J. : *Beulwerte Ausgesteifter Rechteckplatten*, Vol.1, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
 9. 92) Usami, T. : Post-Buckling of Plates in Compression and Bending, *Jour. of Structural Division, ASCE*, Vol.108, No.ST3, Mar., 1982, pp.591-609.
 9. 93) Gerard, G., and Becker, H. : *Handbook of Structural Stability, Part I-Buckling of Flat Plates*, NACA Technical Note, No.3781, 1957.
 9. 94) 福本啓士・伊藤義則 : フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限, *土木学会論文集*, No.160, 1968-12, pp.27-38.

9. 95) Nishino, F., Tall, L., and Okumura, T. : Residual Stress and Torsional Buckling Strength of H and Cruciform Columns, Trans. of JSCE, No.160, Dec., 1968, pp.75-87.
9. 96) Giencke, E. : Über die Berechnung regelmässiger Konstruktionen als Kontinuum, Stahlbau, Jg.33, H.1, 1964, S.1-6; Jg.33, H.2, 1964, S.39-48.
9. 97) 三上市藏・伊藤敏一 : 「座屈強度からみた補剛板の継手構造に関する実験的研究」への討議, 土木学会論文報告集, No.338, 1983-10, pp.233-234.
9. 98) 三上市藏・堂垣正博・米澤 博 : 補剛圧縮板実験の調査と強度簡易算定法の評価, 土木学会論文報告集, No.334, 1983-6, pp.181-184.
9. 99) Mikami, I. : Discussion to "Basic Compressive Strength of Steel Plates from Test Data", by Y. Fukumoto and Y. Itoh, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, Apr., 1985, pp.293-294.
- 9.100) 桑野忠生・依田照彦 : 局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察, 土木学会論文集, No.368/I-5, 1986-4, pp.245-254.
- 9.101) Richmond, B. : Approximate Buckling Criteria for Multi-Stiffened Rectangular Plates under Bending and Compression, Proc. of Institution of Civil Engineers, Vol.20, 1961, pp.141-150.
- 9.102) Mikami, I., and Yonezawa, H. : Discussion to "Local, Distortional, and Lateral Buckling of I-Beams", by G. J. Hancock, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.105, No.ST11, Nov., 1979, pp.2475-2476.
- 9.103) 三上市藏 : 「二次の変位場理論に基づく薄肉断面ばりの局部全体座屈解析」に対する討議, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.597-599, 1985-4.
- 9.104) 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, 1981-6, pp.8-13.
- 9.105) 小松定夫 : 道路橋示方書(1971年)座屈関連規定の論拠(上),(下), 橋梁と基礎, Vol.6, No.6, 1972-6, pp.1-9, No.7, 1972-7, p.1-7.
- 9.106) Massonnet, Ch. : Essais de voilement sur poutres à âme raidie, Publications of IABSE, Vol.14, Zürich, 1954, pp.125-186.
- 9.107) Dubas, P. : Essais sur le comportement post-critique de poutres en caisson raidies, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.367-379.
- 9.108) Massonnet, Ch. : Stability Considerations in the Design of Steel Plate Girders, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.86, No.ST1, Jan., 1960, pp.71-97.
- 9.109) Skaloud, M., Donea, J., and Massonnet, Ch. : Post Critical Behaviour of a Stiffened Square Plate Subjected to Uniform Shear—First Part General Solution and Buckling Pattern of the Plate, Publications of IABSE, Vol.27, 1967, pp.187-210.
- 9.110) Evans, H.R. : Longitudinally and Transversely Reinforced Plate Girders, Plated Structures—Stability and Strength, ed. by R. Narayanan, Applied Science Publishers, London, 1983, pp.1-37.
- 9.111) Leonhardt, F., and Hommel, D. : The Necessity of Quantifying Imperfections of All Structural Members for Stability of Box Girders, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, 1973, pp.11-19. Discussion : pp.33-44.
- 9.112) Huslid, J.M., and Rockey, K.C. : The Influence of End Post Rigidity on the Collapse Behaviour of Plate Girders, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, June, 1979, pp.285-312.
- 9.113) 中井 博・総田完治・阪野雅則 : プレート・ガーダー端支点上補剛材の耐荷力の実験と解析, 構造工学論文集, Vol.32 A, 1986-3, pp.399-410.
- 9.114) 米沢 博・三上市藏 : 箱桁の弾性座屈について, 土木学会論文集, No.120, 1965-8, pp.8-13.
- 9.115) Subcommittee on Box Girders of the ASCE-ASASHO Task Committee on Flexural Members : Progress Report on steel Box Girder Bridges, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST 4, Apr., 1971, pp.1175-1186.
- 9.116) 三上市藏・堂垣正博・宮花邦宏・米沢 博 : 曲げを受ける鋼箱桁の非弾性連成座屈, 土木学会論文報告集, No.301, 1980-9, pp.23-36.
- 9.117) Herzog, M. : Die Traglast versteifter Kastenträger aus Baustahl, Bauingenieur, Bd.52, Nr.2, 1977, S.57-61.
- 9.118) 三上市藏 : 圧縮補剛フランジの設計法についての概説, 土木学会論文報告集, No.297, 1980-5, pp.123-126.
- 9.119) 小松定夫・牛尾正之 : 圧縮補剛板の弾塑性座屈強度と合理的設計について, 土木学会論文報告集, No.278, 1978-10, pp.39-52.
- 9.120) Yamada, Y., and Watanabe, E. : On the Behaviour and Ultimate Strength of Longitudinally Stiffened Flanges of Steel Box Girders, Proc. JSCE, No.252, 1976, pp.127-142.
- 9.121) 小松定夫・北田俊行 : 初期不整を持つ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法, 土木学会論文報告集, No.302, 1980-10, pp.1-13.
- 9.122) 中井 博・北田俊行・田井戸米好・福岡 悟 : 縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法, 構造工学論文集,

- Vol. 31A, 1985-3, pp.103-114.
- 9.123) 三上市藏・堂垣正博・米沢 博：連続補剛板の非弾性圧縮座屈，土木学会論文報告集，No.298，1980-6，pp.17-30.
- 9.124) 依田照彦・桑野忠生：縦・横補剛板の耐荷力評価と最適設計の試み，構造工学論文集，Vol.32A，1986-3，pp.421-430.
- 9.125) 桑野忠生・依田照彦：局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察，土木学会論文集，No.368/I-5，1986-4，pp.245-254.
- 9.126) Mikami, I. : Orthotropic Plates under Varying Compression, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, Jan., 1983, pp.257-261.
- 9.127) 奈良 敬・山田浩幸・松永康男・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol.33A，1987-3，pp.151-160.
- 9.128) Mikami, I., et al. : Ultimate Strength Tests on Steel Box Girders under Bending, Technology Reports of Kansai Univ., No.29, Mar., 1987, pp.175-192.
- 9.129) Dowling, P.J., Chatterjee, S., Frieze, P.A., and Moolani, F.M. : Experimental and Predicted Collapse Behaviour of Rectangular Steel Box Girders, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, 1973, pp.77-94.
- 9.130) Dowling, P.J., Moolani, F.M., and Frieze, P.A. : The Effect of Shear Lag on the Ultimate Strength of Box Girders, Steel Plated Structures, ed. by P.J. Dowling, J.E. Harding and P.A. Frieze, Crosby Lockwood Staples, London, 1977, pp.108-141.
- 9.131) Dibley, J.E., and Manoharan, A. : Experimental Behaviour of a Two-Span Continuous Box Girder, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, 1973, pp.119-130.
- 9.132) Mikami, I., Dogaki, M., and Yonezawa, H. : Ultimate Load Tests on Multi-Stiffened Steel Box Girders, Technology Reports of Kansai Univ., No.21, Mar., 1980, pp.157-169.
- 9.133) 丹羽義次・加藤隆夫・上田浩太・渡辺英一：リブ付板のせん断耐荷力に関する考察，土木学会年次学術講演会講演概要集，1979-10，I-118.
- 9.134) 奥村敏恵・坂井藤一：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.209，1973-1，pp.1-14.
- 9.135) Hirashima, M., und Yajima, S. : 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.，1977，pp.113-123.
- 9.136) 坂井藤一・長井正嗣：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.261，1977-5，pp.21-34.
- 9.137) 坂井藤一・長井正嗣・近藤脩のぶ・佐野信一郎：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.280，1978-12，pp.13-22.
- 9.138) 小松定夫・長井正嗣：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.326，1982-10，pp.51-62.
- 9.139) Stress Analysis of Rectangular Load-Bearing Diaphragms, Report for Dept. of the Environment, London, Nov., 1972.
- 9.140) Rockey, K.C., and El-Gaaly, M.A. : Stability of Load Bearing Trapezoidal Diaphragms, Publications of IABSE, Vol.32-II，1972，pp.155-172.
- 9.141) El-Gaaly, M.A., and Rockey, K.C. : Stability of Orthogonally Stiffened Load Bearing Trapezoidal Diaphragms, Publications of IABSE, Vol.34-II，1974，pp.73-89.
- 9.142) Dowling, P.J., Loe, J.A., and Dean, J.A. : 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, 1973, pp.95-117.
- 9.143) Dowling, P.J., Loe, J.A., and Dean, J.A. : Discussion of Session B, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, 1973, pp.169-170.
- 9.144) Dean, J.A., and Dowling, P.J. : Steel Box Girders - Unstiffened Diaphragm Tests, CESLIC Report BG 32, Imperial College, London, 1974.
- 9.145) Loe, J.A., and Irwin, C.A.K. : Non-Linear Behaviour of Stiffened Diaphragms in a Steel Box Girder, Proc. of Symposium on Non-Linear Techniques and Behaviour in Structural Analysis, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, Dec. 11-12, 1974.
- 9.146) Johnson, K.A.L. : Discussion of Session B, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, 1973, pp.165-166.
- 9.147) Simonian, W.S.S. : Investigation into Elastic and Buckling Behaviour of Trapezoidal Support Diaphragms in Steel Box Girder Bridges, Ph.D thesis, Univ. of Liverpool, 1975.
- 9.148) Wittrick, W.H. : Stress Singularities at Diaphragm-Web-Flange Junctions in Box Girders, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.59, Mar., 1975, pp.79-89.

- 9.149) Davies, J.M. : Simplified Diaphragm Analysis, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.103, No. ST11, Nov., 1977, pp.2093-2109.
- 9.150) Simonian, W.S.S., and Sawko, F. : Elastic and Buckling Analysis of Trapezoidal Support Diaphragms in Steel Box Girder Bridges, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.65, Mar., 1978, pp.17-39.
- 9.151) Herzog, M. : Die Traglast der Lagerquerscheiben nach stählerner Kastenträger nach Versuch, Bauingenieur, Bd. 52, Nr. 7, 1977, S. 263-265.
- 9.152) Crisfield, M. : A Note on the Elastic Analysis of Box-Girder Diaphragms Using Finite Elements, TRRL Report SR 118UC, Dept. of the Environment, Crowthorne, Berkshire, 1974.
- 9.153) Crisfield, M., and Puthli, R. : A Finite Element Method Applied to the Collapse Analysis of Stiffened Box Girder Diaphragms, Steel Plated Structures, ed. by P.J. Dowling, J.E. Harding and P.A. Frieze, Crosby Lockwood Staples, London, 1977, pp.311-337.
- 9.154) Puthli, R., Supple, W.J., and Crisfield, M.A. : Collapse Behaviour of Rectangular Steel Box Girders, Structural Engineer, Vol.56B, No.4, 1978, pp.75-80 and 84.
- 9.155) Flint, A.R., and Horne, M.R. : Conclusions of Research Programme and Summary Bridges, Steel Box Girder Bridges, Institution of Civil Engineers, London, 1973, pp.173-191.
- 9.156) Wood, J.G.M. and Flint, A.R. : The Design of Box Girder Diaphragms, Steel Plated Structures, ed. by P.J. Dowling, J.E. Harding and P.A. Frieze, Crosby Lockwood Staples, London, 1977, pp.429-458.
- 9.157) Sargious, M.A., Dilger, W.H., and Hawk, H. : Box Girder Bridge Diaphragms with Openings, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.105, No. ST1, Jun., 1979, pp.53-65.
- 9.158) Itani, R.Y., and Hiremath, G.S. : Partial Composite Action in Diaphragms, Jour. of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.106, No. EM4, 1980, pp.739-752.
- 9.159) 清水 茂・梶田建夫・成岡昌夫 : 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, 1978-8, pp.13-23.
- 9.160) 福本昤士・清水 茂・古田秀博 : 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, No. 318, 1982-2, pp.149-161.
- 9.161) 塩見弘幸・伊藤義人・福本昤士 : プレートガーダーの耐荷力実験データの調査, 構造工学論文集, Vol. 33 A, 1987, pp.127-139.
- 9.162) 結城皓暁・松下貞義・安藤紘三・川井 豊 : 水平スティフナーをもつプレートガーダーの耐荷力実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 1972-10, I-249.
- 9.163) Mikami, I., Morisawa, Y., and Yonezawa, H. : A Test on Ultimate Strength of Multi-Stiffened Plate Girders in Bending, Technology Reports of Kansai Univ., No.22, Mar., 1981, pp.149-161.
- 9.164) 日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会 : プレート・ガーダーの耐荷力に関する解析と実験結果の検討 (中間報告), 1987-3.
- 9.165) von Sommerfeld, A. : Über die Knicksicherheit der Stege von Walzwerprofilen, Seit. f. Math. u. Physik, Vol.54, 1906, p.113.
- 9.166) Legget, D.M.A. : The Effect of Two Isolated Forces on the Elastic Stability of a Flat Rectangular Plate, Proc. of Cam. Phil. Soc., Vol.33, 1937, p.325.
- 9.167) Hopkins, H.G. : Elastic Stability of Infinite Strips, Proc. of Cam. Phil. Soc., Vol.45, 1949, p.587.
- 9.168) Hendry, A.W. : The Stress Distribution in a Simply Supported Beam of I-Section Carrying a Central Concentrated Load, Proc. of Society for Experimental Stress Analysis, Vol.7, No.2, 1949, pp.91-102.
- 9.169) Yamaki, N. : Buckling of a Rectangular Plate under Locally Distributed Forces Applied on the Two Opposite Edges, Institute of High Speed Mechanics, Tohoku Univ., Vol.3, No.26, 1953, pp.71-87.
- 9.170) Zetlin, L. : Elastic Instability of Flat Plates Subjected to Partial Edge Loads, Jour. of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.81, No.795, 1955, pp.795-1 to 795-24.
- 9.171) White, R.N., and Cottingham, W.S. : Stability of Plates under Partial Edge Loading, Jour. of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.88, No. EM5, Oct., 1962, pp.67-87.
- 9.172) Schilling, C.G. : Web Crippling Tests on Hybrid Beams, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.93, No. ST1, Feb., 1967, pp.59-70.
- 9.173) Bossert, T.W., and Ostapenko, A. : Buckling and Ultimate Loads for Palte Girder Web Plates under Edge Loading, Report No.319.1, Fritz Engrg. Laboratory, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., USA, June, 1967.
- 9.174) Bagchi, D.K., and Rockey, K.C. : A Note on the Buckling of a Plate Girder Web due to Partial Edge Loadings, Final Report of 8th Congress of IABSE, New York, 1968, p.489.
- 9.175) Rockey, K.C., and Bagchi, D.K. : Buckling of Plate Girder Webs under Partial Edge Loadings, International Jour. of Mechanical Science, Vol.12, 1970, pp.61-76.
- 9.176) Bagchi, D.K., and Rockey, K.C. : Web Plate Buckling under Combined Transverse Edge Patch Loading,

- Longitudinal Moment and Shear, IABSE, London, 1971.
- 9.177) Rockey, K.C., and El-Gaaly, M.A. : Ultimate Strength of Plates when Subjected to In-Plane Patch Loading, Reports of the Working Commission (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), IABSE, Vol.11, 1972, pp.401-407.
- 9.178) Bagchi, D.K., and Rockey, K.C. : Post-Buckling Behaviour of a Webplate under Partial Edge Loading, Proc. of 3rd International Speciality Conf. Cold Formed Struct., Missouri-Rolla, 1975, Vol.1, pp.251-254.
- 9.179) Owen, D.R.J., Rockey, K.C., and Skaloud, M. : Ultimate Load Behaviour of Longitudinally Reinforced Web Plates Subjected to Pure Bending, Publications of IABSE, Vol.18, 1970, pp.113-148.
- 9.180) Skaloud, M., and Novák, P. : Post-Buckled Behaviour of Webs under Partial Edge Loading, Trans. of the Czechoslovak Academy of Sciences, Series "Technical Sciences", Prague, Vol.85, No.3, 1975.
- 9.181) Rockey, K.C. : The Behaviour of Plates When Subjected to In-Plane Patch Loading, Bridges Section, Dept. of Transport, London, 1977.
- 9.182) Rockey, K.C. et al. : Behaviour of Longitudinally Reinforced Plate Girders When Subjected to In-Plane Patch Loading, Chalmers Univ. of Technology, Dept. of Structural Engineering, Division of Steel and Timber Structures, Göteborg, Sweden, 1978.
- 9.183) Roberts, T.M., and Rockey, K.C. : An Assessment of the Accuracy of Different Formulae for the Prediction of the Failure Load of Plate Girders Subjected to Patch Loading, Dept. of Civil and Structural Eng., Univ. College, Cardiff, Internal Report, 1978.
- 9.184) Roberts, T.M., and Rockey, K.C. : A Mechanism Solution for Predicting the Collapse Loads of Slender Plate Girders When Subjected to In-Plane Patch Loading, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.67, Mar., 1979, pp.155-175.
- 9.185) Rockey, K.C., Samuelsson, A., and Wennerstrom, H. : The Buckling of Longitudinally Reinforced Web Plates Loaded by a Central In-Plane Patch Load, Stability Problems in Engineering Structures and Components, ed. by T.H. Richards and P. Stanley, Applied Science Publishers, London, 1979, pp.75-88.
- 9.186) Roberts, T.M., and Chong, C.K. : Collapse of Plate Girders under Edge Loading, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.107, No.ST8, Aug., 1981, pp.1503-1509.
- 9.187) Roberts, T.M. : Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.71, Sept., 1981, pp.805-819.
- 9.188) Roberts, T.M. : Patch Loading on Plate Girders, Plated Structures - Stability and Strength, ed. by R. Narayanan, Applied Science Publishers, London, 1983, pp.77-102.
- 9.189) Bergfelt, A., and Hövik, J. : Thin-Walled Deep Plate Girders under Static Load, Final Report of 8th Congress of IABSE, New York, 1968, pp.465-478.
- 9.190) Bergfelt, A., and Hövik, J. : Shear Failure and Local Web Crippling in Thin Walled Plate Girders - Experiments 1966-1969, Chalmers Univ. of Technology, Inst. For Konst., Stal-Och Trabyggrad, Göteborg, Sweden, 1970, Inst. Skr. S70 : 11B.
- 9.191) Bergfelt, A. : Studies and Tests on Slender Plate Girders without Stiffeners—Shear Strength and Local Web Crippling, Reports of the Working Commissions, (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971) IABSE, Vol.11, 1972, pp.67-83.
- 9.192) Bergfelt, A. : The Behaviour and Design of Slender Webs under Partial Edge Loading, Steel Plated Structures, ed. by P.J. Dowling, J.E. Harding and P.A. Frieze, Crosby Lockwood Staples, London, 1976, pp.486-502.
- 9.193) Bergfelt, A. : Girder Web Stiffening for Patch Loading, Chalmers Univ. of Technology, Dept. of Structural Engineering, Division of Steel and Timber Structures, Göteborg, Sweden, 1983, Inst. Skr. S83 : 1.
- 9.194) Granholm, C.A. : Light Girders, Girders with Slender Flanges and Web (In Swedish.), Chalmers Univ. of Technology, Inst. For Konst., Stal-Och Trabyggrad, Göteborg, Sweden, 1976, Inst. Skr. S76 : 14.
- 9.195) Khan, M.Z., and Walker, A.C. : Buckling of Plates Subjected to Localized Edge Loading, Structural Engineer, Vol.50, No.6, June, 1972, pp.225-232.
- 9.196) Khan, M.Z., and Johns, K.C. : Buckling of Web Plates under Combined Loaded, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.101, No.ST10, Oct., 1975, pp.2079-2092.
- 9.197) Khan, M.Z., Johns, K.C., and Hayman, B. : Buckling of Plates with Partially Loaded Edges, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.103, No.ST3, Mar., 1977, pp.547-558.
- 9.198) Tvergaard, V. : Influence of Post-Buckling Behaviour on Optimum Design of Stiffened Panels, International Jour. of Solids & Structures, Vol.9, 1973, pp.1519-1534.
- 9.199) Herzog, M. : Die Krüppellast sehr dünner Vollwandträgerstege nach Versuchen, Stahlbau, Vol.43, No.1, 1974, pp.26-28.
- 9.200) Herzog, M. : Die Krüppellast von Blechträger- und Walzprofilstege, Stahlbau, Vol.55, No.3, 1986, pp.87-88.

- 9.201) Dubas, P., and Gehri, E. : Behaviour of Webs under Concentrated Loads Acting between Vertical Stiffeners, European Convention of Constructional Steelworks, Commission 8.3, Zürich, 1975.
- 9.202) Protte, W. : Zum Scheiben- und Beulproblem längsversteifter Stegblechfelder bei örtlicher Lasteinleitung und bei Belastung aus Hauptträgerwirkung, Stahlbau, Vol.45, No.9, 1976, pp.251-252.
- 9.203) EKS (ECCS) : Steifenlose Stahl-Skelett-Trägerwerke und dünnwandige Vollwandträger, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- 9.204) Drdacky, M., and Novotny, R. : Partial Edge Load Carrying Capacity Tests on Thick Plate Girder Webs, Acta Tech., Prague, No.5, 1977.
- 9.205) Kutzelnigg, E. : Beulwerte nach der linearen Theorie für längsversteifte Platten unter Längsrandbelastung, Stahlbau, Vol.51, No.3, 1982, pp.76-84.
- 9.206) Weber, N., and Oxfort, J. : Stegblechbeulen unter Einzellasten am drehelastisch gestützten Längsrand, Stahlbau, Vol.51, No.11, 1982, pp.332-335.
- 9.207) Oxfort, J. : Versuche zum Beul- und Krüppelverhalten von unversteiften Trägerstegblechen unter zentrischen und exzentrischen Einzellasten auf dem Obergurt, Stahlbau, Vol.52, No.10, 1983, pp.309-312.
- 9.208) Weber, N. : Ein Traglastmodell zur Berechnung von hohen unversteiften I-Trägern mit einer konzentrierten Last auf dem Obergurt in Feldmitte, Diss., Universität Stuttgart, 1984.
- 9.209) Baker, G., and Pavlovic, M.N. : Elastic Stability of Simply Supported Rectangular Plates under Locally Distributed Edge Forces, Jour. of Applied Mechacics, Vol.49, No.1, Mar., 1982, pp.177-179.
- 9.210) Smith, T.R.G., and Sridharan, S. : A Finite Strip Method for the Buckling of Plate Structures under Arbitrary, International Jour. of Mechanical Science, Vol.20, 1978, pp.685-693.
- 9.211) Smith, T.R.G., and Gierlinski, J.T. : Buckling of Stiffened Webs by Local Edge Loads, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST6, June, 1982, pp.1357-1366.
- 9.212) Ramm, E., and Weimar, K. : Traglasten unversteifer Trägerstegbleche unter konzentrierten Lasten, Stahlbau, Vol.55, No.4, 1986, pp.113-118.
- 9.213) Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 1968 edition, Cold-Formed Steel Design Manual—Part I, American Iron and Steel Institute.
- 9.214) Winter, G. : Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Cold-Formed Steel Design Manual—Part V, American Iron and Steel Institute.
- 9.215) 桑山八洲彦 : 部分縁荷重を受ける長方形板の一座屈, 後座屈解析, 土木学会論文報告集, No.337, 1983-9, pp.47-56.
- 9.216) 森脇良一・滝本哲四郎・三村裕一 : 局所荷重を受ける桁の耐荷力, 土木学会論文報告集, No.339, 1983-11, pp.69-77.
- 9.217) 三上市藏・古西和夫・米沢 博 : 曲げを受ける円筒腹板パネルの非線形挙動, 土木学会論文報告集, No.299, 1980-7, pp.23-34.
- 9.218) Mikami, I., and Furunishi, K. : Nonlinear Behavior of Cylindrical Web Panels under Bending and Shear, Theoretical & Applied Mechanics, Vol.29, Univ. of Tokyo Press, Jan., 1981, pp.65-72.
- 9.219) Mikami, I., and Furunishi, K. : Nonlinear Behavior of Cylindrical Web Panels, Jour. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.110, No.2, Feb., 1984, pp.239-251.
- 9.220) 倉西 茂・樋渡 茂 : 曲げを受ける曲線プレートガーダーのウェブプレートの弾性挙動について, 土木学会論文報告集, No.315, 1981-11, pp.1-11.
- 9.221) Hiwatashi, S., and Kuranishi, S. : The Finite Displacement Behavior of Horizontally Curved Elastic I-Section Plate Girders under Bnding, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.1, No.2, Oct., 1984, pp.59-69.
- 9.222) 樋渡 茂・倉西 茂 : 曲げを受ける I 型断面曲線プレートガーダーの弾性有限変位挙動について, 構造工学論文集, Vol.31A, 1985, pp.197-207.
- 9.223) Nakai, H., Kitada, T., and Ohminami, R. : An Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Web Plates for Curved Girder Bridges by Using Isoparametric Finite Element Method, Memoirs of the Faculty of Engrg., Osaka City Univ., Vol.23, Dec., 1982, pp.191-204.
- 9.224) 中井 博・北田俊行・大南亮一・川井 正 : 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, 1986-4, pp.235-244.
- 9.225) Fujii, K., and Ohmura, H. : Nonlinear Behaviour of Curved Girder-Web Considered Flange Rigidities, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, Apr., 1985, pp.69-79.
- 9.226) 藤井 堅・大村 裕 : 曲げを受ける曲線 I 形桁の弾塑性断面変形挙動, 構造工学論文集, Vol.33 A, 1987, pp.83-92.
- 9.227) Suetake, Y., Hirashima, M., and Yoda, T. : Geometrical Nonlinear Analysis of Curved I-Girders under Bending Using Mixed Finite Element Method, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, Oct., 1986, pp.207s-214s.
- 9.228) 末武義崇・平嶋政治・依田照彦 : 水平補剛材を考慮した I 形曲線桁の弾性変形挙動, 構造工学論文集, Vol.32 A, 1986, pp.387-397.

- 9.229) 末武義崇・平嶋政治・依田照彦：Herrmannの混合法を用いたI形断面曲線桁の曲げ耐力解析，構造工学論文集，Vol.33A，1987，pp.73-82.
- 9.230) Culver, C. G., Dym, C. L., and Brogan, D. K. : Bending Behavior of Cylindrical Web Panels, Jour. of Structural Division, ASCE. Vol.98, No.ST 10, Oct., 1972, pp.2291-2308.
- 9.231) Culver, C. G., Dym, C. L., and Uddin, T. : Web Slenderness Requirements for Curved Girders, Jour. of Structural Division, ASCE. Vol.99, No.ST3, Mar., 1973, pp.417-430.
- 9.232) Mariani, N., Moger, J. D., Dym, C. L., and Culver, C. G. : Transverse Stiffener Requirements for Curved Webs, Jour. of Structural Division, ASCE. Vol.99, No.ST4, Apr., 1973, pp.757-771.
- 9.233) Abdel-Sayed, G. : Curved Webs under Combined Shear and Normal Stresses, Jour. of Structural Division, ASCE. Vol.99, No.ST3, Mar., 1973, pp.511-525.
- 9.234) The Task Committee on Curved Girder of The ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of The Committee of The Structural Division : Curved I-Girder Bridge Design Recommendations, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.103, No.ST5, May, 1977, pp.1137-1168.
- 9.235) 中井 博・北田俊行・大南亮一：曲線桁橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.340，1983-12，pp.19-28.
- 9.236) 中井 博・北田俊行・大南亮一：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-4，1985-10，pp.249-257.
- 9.237) 中井 博・北田俊行・大南亮一・福本和弘：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-2，1984-10，pp.281-290.
- 9.238) 中井 博・北田俊行・大南亮一：曲げとせん断との組合わ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-3，1985-4，pp.445-454.
- 9.239) Kitada, T., Ohminami, R., and Nakai, H. : Criteria for Designing Web and Flange Plates of Horizontally Curved Plate Girders, Proc. of 1986 SSRC Annual Technical Session, Washington, D. C., Apr. 15-16, 1986.
- 9.240) Yonezawa, H., Mikami, I., Akamatsu, Y., and Dogaki, M. : Test of a Curved Girder with Orthotropic Steel Plate Deck, Technology Reports of Kansai Univ., No.19, Mar., 1978, pp.115-125.
- 9.241) Dogaki, M., Mikami, I., Yonezawa, H., and Ozawa, K. : Further Test of the Curved Girder with Orthotropic Steel Plate Deck, Technology Reports of Kansai Univ., No.20, Mar., 1979, pp.123-132.
- 9.242) 坂井藤一・長井正嗣：曲線鋼箱桁橋の中間ダイヤフラム設計法に関する一提案，土木学会論文報告集，No.305，1981-1，pp.11-22.
- 9.243) 中井 博・村山泰男：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.309，1981-5，pp.25-39.
- 9.244) 武田八郎・三上市藏：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，1987，pp.115-126.