

曲げを受ける曲線桁の
断面変形と耐荷力に関する研究

昭和63年11月

藤 井 堅

目 次

第1章 序 論	1
1.1 緒 言	1
1.2 曲線桁の断面変形および曲げ耐荷力に関する既往の研究	2
1.3 本研究の目的と内容	6
第2章 曲線 I 形桁の有限変位解析	9
2.1 緒 言	9
2.2 曲板要素と扇形板要素	10
2.3 解析区画の端断面の処理法	16
2.4 梁の変位と断面変形にともなう変位	19
2.5 解析モデルと境界条件に関する考察	20
2.6 結 論	27
第3章 曲げを受ける曲線 I 形桁の弾性断面変形挙動	29
3.1 緒 言	29
3.2 解析パラメータ	30
3.3 断面変形性状	31
3.4 腹板の周方向応力性状	37
3.5 結 論	42
第4章 曲げを受ける曲線 I 形桁の弾塑性非線形挙動	44
4.1 緒 言	44
4.2 解析条件とパラメータ	45
4.3 断面変形にともなう変位	47
4.4 塑性域の進展	51
4.5 腹板周方向応力と腹板の負担する曲げモーメント	53
4.6 結 論	58
第5章 有限帯板法による曲線桁フランジの弾塑性局部座屈解析	60
5.1 緒 言	60
5.2 仮想仕事の原理による扇形板の座屈理論の定式化	62
5.3 曲線桁フランジ局部座屈解析における解析上の諸問題	65
5.4 有限帯板法による曲線桁フランジの弾塑性座屈解析	67
5.5 精度の検討	70

5.6	解析モデルに対する考察	73
5.7	結 論	75
第6章	曲線桁圧縮フランジの局部座屈と幅厚比制限	77
6.1	緒 言	77
6.2	解析パラメータ	78
6.3	弾性座屈曲線	81
6.4	弾塑性座屈曲線	84
6.5	曲線桁フランジの幅厚比制限に関する提言	88
6.6	結 論	89
第7章	曲線 I 形桁の曲げ耐荷力実験	91
7.1	緒 言	91
7.2	実験概要	92
7.3	素材試験および残留応力測定	98
7.4	実験結果と考察	98
7.5	結 論	108
第8章	曲線桁の曲げ耐荷力解析	109
8.1	緒 言	109
8.2	曲げ耐荷力モデル	110
8.3	曲げ耐荷力モデルの妥当性の検討	116
8.4	腹板のたわみ挙動とフランジ支持力	122
8.5	フランジ鉛直座屈崩壊におよぼす各種パラメータの影響	132
8.6	結 論	144
第9章	総 括	146
	参考文献	149
	謝 辞	156

第1章 序 論

1.1 緒 言

高速道路の発達などによって、従来の”橋”そのものに対する考えも変化し、道路線形の多様化とともに曲線橋の需要が高まって、多くの曲線橋が架設されるようになった。このような現況にもかかわらず、曲線橋に関する確立された設計基準はとくになく、たとえば我が国の道路橋示法書でも直線プレートガーダーの規定が準用されているにすぎない。したがって、現在の高速化された交通環境における需要度といった面からも、曲線橋の設計法の確立は極めて重要かつ緊急課題といえる。

一方、昨今の鋼橋設計に関する世界的趨勢は、従来の許容応力度設計法から構造物の耐荷力に基準をおいた限界状態設計法へ移行しつつあり、我が国でも耐荷力を基準とした新しい設計法が確立されつつある。このような背景には、有限要素法あるいは差分法などの数値解析法の発展、さらに種々の実験データの豊富な蓄積が大きな役割を果しているのはいうまでもない。ところが曲線桁橋に関しては解析、実験ともに研究報告は少なく、耐荷力把握のための十分な基礎的資料は得られていないのが現状である。

曲線桁は、幾何学形状に起因して、曲げとともにねじりが連成するため、直線桁に比べ、その力学的性状は一層複雑となる。過去における曲線桁に関する研究の多くは、ねじり剛性が極めて小さいという開断面部材の特性に注目し、塑性ヒンジ発生に関する曲げとねじりの相互作用問題、あるいは曲げねじり問題に関連した横倒れ座屈など、いわゆる梁理論に立脚した桁全体の力学的挙動や耐荷性状の解明を主目的としていたように思われる。そして、これらのほとんどの研究が、薄肉構造物では不可避ともいえる桁の断面変形を考慮していない。

しかし、桁の断面変形が耐荷力を決定する重大な影響因子の一つであることはいうまでもない。曲線桁腹板は曲率に起因して面外方向にたわみを発生し、これが桁の断面変形を誘引するので、この問題は曲線桁ではとくに重要である。そして、腹板の変形性状も幾何学的非線形性が顕著に現われ、さらに、実際には、不確定性の強い初期たわみなども複雑に絡むため、断面変形をともなう耐荷性状はきわめて複雑といえる。

ところで、I形桁の設計においては、桁高を大きくしてフランジ面積を大きく

するのが、また腹板はできるだけ薄くして腹板断面積を小さくするのが、曲げ剛性の面で経済的かつ合理的である。これはフランジで曲げモーメントを受け持ち、腹板はせん断力を受け持つというI形桁の特性を十分に活かすことを示すが、あまりに薄い腹板を採用すると、上下のフランジ間隔を保持するという腹板のもう一つの重要な役割が損なわれ、圧縮フランジが鉛直方向に座屈する、いわゆるフランジ鉛直座屈崩壊が起こる。そして上記の断面変形すなわち腹板の面外たわみ挙動が、フランジが鉛直方向に座屈する曲げ崩壊形式の重大な要因であろうことは、容易に予想される。

しかしながら、このような幾何学的、材料学的非線形をともなった曲線桁の断面変形性状あるいはこれに起因する崩壊性状に関しては、最近の数値解析法の発達にともなってやっとその研究の途が開かれたところであり、この種の耐荷性状の解明はなされていないといっても過言ではない。したがって断面変形挙動を解明し、これが耐荷力におよぼす影響を明らかにすることは、曲線桁の特性を踏まえた合理的設計のために工学的に重要な課題であると考えられる。

本論文は、このような観点から、断面変形が曲線I形桁の曲げ耐荷力に及ぼす影響の解明を試みたものである。そのためには、先ず、曲げにともなって発生する腹板の非線形曲げ挙動を明らかにする必要がある。本論文の第2章～第4章では、板殻構造としてとらえ、なおかつ幾何学的小よび材料学的非線形性を考慮した有限要素法解析を行って、曲げを受ける曲線I形桁の弾性および弾塑性断面変形挙動を把握する。さらに第5章～第8章では、板殻構造解析結果を考慮して、圧縮フランジのねじれ座屈あるいは鉛直座屈など、種々のフランジ局部座屈に起因する曲線桁の曲げ崩壊性状を、腹板の断面変形挙動とそれがフランジを支える支持力との関連といった観点から検討する。そして、曲線桁の腹板あるいはフランジの幅厚比などに関し、耐荷力に基準をおく新しい設計法確立のための基礎資料を提供する。

1. 2 曲線桁の断面変形および曲げ耐荷力に関する既往の研究

曲線桁の腹板は、平板を適当な位置で折り曲げて作る場合もあるが、曲率はあまり大きくないので、平板を桁の軸線に沿って湾曲させてフランジに溶接することが多いようである。したがって腹板は浅い曲面板とみなすことができる。この曲面板が面内の曲げを受けると、曲率を有するために荷重が小さい場合でも面外にたわみが発生し、桁の断面変形を引き起こす。このため腹板圧縮側では曲げ応

力の欠損が起こり、梁理論から得られるような直線的な応力分布にはならず、圧縮縁に応力が集中する。

このような現象を解析的に解明するためには、殻理論を適用する必要がある。殻理論を用いて最初に曲板パネルの曲げ挙動の解明を試みたのは、DabrowskiとWachowiak¹⁾であろう。彼らは、幾何学的非線形を正確に考慮したものではないが、Galerkin法を用いて、曲げを受ける曲板パネルの応力解析を行なった。

Culver, Dym^{2, 3)}らは、腹板を曲がり梁要素の集合体とみなしたモデル化解析を行なって、腹板の分担する曲げモーメントの減少について検討し、腹板幅厚比制限について設計式を与えた。これらの研究成果はAASHTOの曲線 I 桁橋設計試案⁴⁾に反映されている。

Abdel-Sayed⁵⁾は、腹板の座屈限界を重視し、Galerkin法を用いて固有方程式から曲げ、せん断、およびこれらの組み合わせ応力に対する弾性座屈応力を求めた。また、Wang, Rakotondrainibe⁶⁾は、有限要素法を用いて曲板パネルの弾塑性座屈解析を行なっている。

三上、古西、米沢^{7, 8)}は、上記諸研究の問題点をまとめ、腹板パネルの弾性非線形曲げ挙動を差分法を用いて解析した。そして、幾何学的非線形項の評価の違いによって、結果として得られる変位性状が異なることを指摘し、この正確な評価が必要であることを示した。また、収束計算過程における解析上の工夫もなされている。さらに彼らはせん断応力が作用する場合についても解析している⁹⁾。

樋渡、倉西¹⁰⁾は、有限要素解析を行なって、曲げを受ける曲線桁腹板パネルの弾性非線形挙動の解明を試み、腹板圧縮側の応力分布から腹板の圧縮応力に対する有効幅を求めた。さらにBaslerら¹¹⁾が提案した直線プレートガーダーの曲げ崩壊形式と呼応して、曲線桁の曲げ崩壊についても検討した^{11, 12)}。

また藤井、大村¹³⁾は初期たわみを有する曲線桁腹板パネルの弾性非線形曲げ挙動を有限要素法を用いて解析し、初期たわみの影響を検討した。

上記諸研究は、鉛直補剛材およびフランジで囲まれた一枚の腹板パネルだけを取り出した解析、あるいはフランジを考慮していてもその剛性等の評価が不十分であった。曲線桁の断面変形を正確に把握し、それが桁の耐荷力におよぼす影響を解明するためには、腹板のみならずフランジをも考慮した板殻構造解析を行なう必要がある。従来、有限要素法や有限帯板法の発達とともに、曲線桁を板殻構造としてとらえた桁全体の解析が、たとえば坂井、中村¹⁴⁾、Lim, Kilford, Moffatt¹⁵⁾、Cheung, Cheung¹⁶⁾らによってなされている。しかしこれらの研究は弾性線形解析である。曲線 I 形桁の断面変形に注目した板殻構造有限変位解析は、最近になって行なわれるようになり、中井、北田、大南¹⁷⁾、藤井、大村¹⁸⁻²⁰⁾、

末武，平嶋，依田²¹⁻²²⁾の研究がある。

また，材料学的非線形性をも考慮した板殻構造解析には藤井，大村²³⁾の弾塑性挙動解析，末武，平嶋，依田²⁴⁾の曲げ耐荷力解析があり，曲線桁の崩壊性状とフランジおよび腹板の非線形挙動との関連について解明が試みられている。

一方，Basler, Thurlimann⁶³⁾によれば，直線プレートガーダーの曲げ耐荷力は圧縮フランジの三つの座屈形式に起因して決定されるとしている。これについては後で述べるが，このうちの二種類の座屈はフランジの局部座屈を示すものである。この種の崩壊形式は曲線桁においても十分に考えられるが，曲線桁では曲げねじれモーメントが発生するために，フランジには曲げにともなう軸圧縮応力のほかに反り応力が現われる。Culver, Frampton²⁵⁾は，曲線桁フランジの弾性ねじれ座屈解析を行い，曲率およびフランジ反り応力が局部座屈応力におよぼす影響の解明を試みた。さらにCulver, Nasir²⁶⁾は，桁の製作方法に起因して生じる三種類の残留応力形状についてフランジの弾塑性座屈解析を行なって，フランジ反り応力がある場合には桁の座屈曲げモーメントが大きく低下することを示した。これらの成果は，AASHTOの曲線 I 桁橋設計試案⁴⁾で取上げられており，小西²⁷⁾にも紹介されている。また，我が国では，川村，大塚，彦坂²⁸⁾，藤井，大村^{29, 30)}が有限帯板法を用いて局部座屈解析を行なっている。

また，曲線橋床版あるいはフランジのShear Lag と有効幅の問題に関しては，小松，中井，北田³¹⁾，芳村，韭沢³²⁾の研究がある。

ところで曲線桁の曲げ耐荷力の研究は，曲線桁の大きな特徴である曲げとねじりが連成することと関連して，塑性ヒンジの発生における曲げとねじりの相互作用の研究，あるいは横倒れ座屈に関する研究などのように，断面変形を考慮しない梁理論に基づくものが多い。たとえば曲がり梁理論の研究は，渡辺³³⁾，小西，小松³⁴⁾をはじめ，薄木，稼農らの一連の研究^{35, 36)}，深沢の研究³⁷⁾などがある。最近では西野，深沢³⁸⁾が変位場仮定に基づいた静的挙動の定式化を行なっている。有限変位問題については，平嶋，井浦，依田³⁹⁾の理論的研究のほかに，渡辺，薄木，稼農の有限なねじり変位を正確に評価した解析⁴⁰⁾がある。また，耐荷力については，西田，吉田，福本⁴¹⁾，前川，吉田⁴²⁾の横倒れ座屈解析などがあり，Chu, Thelen⁴³⁾，Yoo, Heins⁴⁴⁾，今井，太田⁴⁵⁾の塑性ヒンジの発生や桁の塑性崩壊に関する研究がある。

曲線桁曲げ耐荷力に関する実験的研究は，その境界条件の設定が特に難しいためか直桁に比べると驚くほど少なく，今後の実験的成果に期待されるところが多い。従来，Culver, Christiano^{46, 47)}などのような曲線橋床版の力学性状や，Fukumoto, Nishida⁴⁸⁾あるいはNakai, Kotoguchi⁴⁹⁾などの曲線桁の横倒れ座屈に

注目した実験がいくつかある。しかし薄肉の曲線桁腹板の曲げ挙動やその強度の解明を目的とした実験は、中井、北田、大南⁵⁰⁾、久保、大塚、彦坂⁵¹⁾、大村、藤井、奥村⁵²⁾などがあるのみで、十分な基礎資料は得られていないようである。

中井、北田らは過去に架設された曲線橋の腹板の実績調査を行ない、腹板設計のための統計的資料を与える⁵³⁾とともに、彼らの研究成果を基に終局強度に基準をおいた設計法を提案した⁵⁴⁾。

一方、直線プレートガーダーの曲げ耐荷力に関しては、曲線桁に関するものよりもはるかに多くの解析的実験的研究がなされており、いままでにもいくつかの曲げ耐荷力の簡易算定式が提唱されている。直線プレートガーダーは曲率が零の場合の特殊な曲線桁とみなすことが可能で、この種の研究成果も本論文ときわめて密接な関係がある。そこで以下では、本論文と特に関係の深いと思われる直線プレートガーダーの曲げ耐荷力算定式あるいは局部座屈解析などの研究について概説する。

直線プレートガーダーは薄板で構成されるので、当然のことながら板要素の座屈安定がその耐荷力を決定する重大な影響因子となる。板の座屈問題はきわめて多くの研究者によって解かれ^{55, 56)}、その座屈に関する莫大な資料は長柱研究委員会⁵⁷⁾によってまとめられている。また、代表的な解析例は鋼構造設計あるいは耐荷力に関する多くの教科書にも引用されている^{58, 59)}。そして、いわゆる固有値として得られる座屈応力が、鋼構造物のフランジやウェブなどの構成要素設計の核をなしてきたのはいうまでもない⁶⁰⁾。しかし過去の多くの実験でも観測されているように、たとえば腹板の座屈は桁崩壊の直接的要因にはならず、かなりの耐荷余力を有すること、などは既によく知られた事実である。このような後座屈をも含む高度の非線形性をともなう研究は、昨今の目覚ましい解析手法の発展と並行して、現在精力的に行なわれている⁶¹⁾。

プレートガーダーの耐荷性状を調べた代表的研究は、Baslerらの一連の研究であろう。彼らは実験を通してプレートガーダーの崩壊性状の解明を試み⁶²⁾、種々の荷重状態に対する耐荷力理論を発表した⁶³⁻⁶⁵⁾。彼らは、曲げ崩壊⁶³⁾について、圧縮フランジの水平座屈、ねじれ座屈、そして鉛直座屈の三つの座屈形式に起因して桁が崩壊することを示すとともに、腹板座屈後の圧縮側の曲げ応力の欠損を腹板の有効幅で評価し、種々の形式のフランジ座屈応力と組み合わせて曲げ耐荷力算定式を与えた。

以来、Cooper^{66, 67)}、秋田、藤井⁶⁸⁾、Owen, Rockey, Skaloud⁶⁹⁾、Herzog⁷⁰⁾、長谷川、和田、西野⁷¹⁾、三上、武田、大谷⁷²⁾などによって相次いでプレートガーダーの曲げ耐荷力算定式が提唱された。

実験的研究では、関西橋梁鉄骨溶接研究会⁷³⁾、小西、米沢、三上⁷⁴⁾、森脇、藤野⁷⁵⁾、長谷川、西野ら^{76)・77)}など多くの曲げ耐荷力実験があり、塩見、伊藤、福本⁷⁸⁾が実験データをまとめている。

Basler, Thurlimann⁸³⁾が指摘した曲げ崩壊性状のうち、圧縮フランジの水平座屈に起因する崩壊は、ねじり剛性を無視した場合の横倒れ座屈と等価と考えられ、桁全体の座屈様式である。横倒れ座屈については、福本、藤原、渡辺⁷⁹⁾、前川、吉田^{80)・81)}など多くの研究報告がある。最近では、断面変形をも考慮したものにBradford, Hancock⁸²⁾の有限帯板解析や、深沢、杉原⁸³⁾、彦坂、高海、丸山⁸⁴⁾のはり理論解析がある。

一方、フランジの鉛直座屈とねじれ座屈は、圧縮フランジの局部座屈に起因する桁の崩壊形式と考えられる。

長谷川、西野ら^{71)・77)・85)}は、フランジ鉛直座屈崩壊に対しては検討すべき問題点が残されていることを指摘し、腹板の剛性に着目した曲げ耐荷力実験を行ない、フランジ鉛直座屈崩壊の曲げ耐荷力理論を提唱した。藤井、大村⁸⁶⁾は、腹板がフランジを支える支持力という観点から、腹板のフランジ支持力を腹板の面外方向たわみと関連させて評価することを試み、崩壊メカニズムについて検討した。もう一つの崩壊形式、すなわち圧縮フランジのねじれ座屈崩壊については、三辺単純支持一辺自由の矩形板の座屈問題として解かれている^{55)・56)}。また小西、福本ら^{87)・88)}、Nishino, Tall, Okumura⁸⁹⁾は、十字柱の座屈実験を行なってフランジの幅厚比を検討した。小松、北田^{90)・91)}は過去の研究成果をまとめ、幾何学的小よび材料学的非線形性を考慮して、自由突出圧縮鋼板の残留応力の影響をも含めた強度特性を解明した。

1. 3 本研究の目的と内容

本研究は、曲げを受ける曲線I形桁の断面変形挙動と応力性状を解明し、断面変形が桁の崩壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的とする。

いうまでもなく、桁の断面変形は、横倒れ座屈のような桁全体の座屈に対してもいくらか影響することが考えられる。しかし、この種の問題は、むしろフランジねじれ座屈あるいは鉛直座屈といった、局部的な座屈に起因する崩壊形式においてとくに重大な意味を持つのは明らかである。そこで本研究では局部的な座屈に起因する崩壊だけに的を絞った。

上記の目的のために、本論文は大きく分けて二つの内容から構成されている。

まず、第2章～第4章は、曲線I形桁を板殻構造としてとらえ、幾何学および材料学的非線形性を考慮した有限要素解析によって、曲げを受ける桁の非線形断面変形挙動の解明を試みたものである。

第2章では、扇形板要素と円筒曲板要素を用いた有限要素解析の定式化を行ない、あわせて桁の一区画を取り出して断面変形解析を行なう場合の、解析上の処理法について述べる。さらに断面変形解析のための種々のモデル化解析と境界条件について考察し、本解析法が、曲げのみならずねじりモーメントなどの種々の断面力をきわめて容易に考慮できることを示す。また、断面変形におよぼすねじりモーメントの影響についても言及する。なお、本章に示す解析法は、第3章および第4章の断面変形解析において適用される。

第3章は曲げを受ける曲線I形桁の弾性非線形断面変形挙動について検討したものである。まず弾性挙動に関するパラメータについて考察し、さらに断面変形性状および応力性状について、フランジのねじり剛度と腹板曲げ剛度との関連において検討する。また、過去の解析研究^{1-3), 7-10), 13)}で採用された解析モデル、すなわちフランジと鉛直補剛材で囲まれた腹板パネルのみを取り出したモデル化解析も行なって、板殻構造とした解析結果と比較し、このモデル化の適用性についても検討する。

さらに第4章において、曲げを受ける曲線I形桁の弾塑性挙動とその耐荷性状の把握を試みる。曲線桁の腹板は、曲げを受けると曲率を有するために面外にたわみを発生し、これに起因して腹板が分担すべき曲げモーメントの欠損が起こる。本章では、桁の弾塑性崩壊性状の解明のほか、とくに腹板が分担する曲げモーメントに注目して、塑性域の進展あるいはフランジねじれ座屈が、腹板の曲げモーメント分担率におよぼす影響について検討する。

一方、Baslerら⁸⁾によれば、直桁の曲げ耐荷力は圧縮フランジの水平座屈、ねじれ座屈および鉛直座屈によって決定されるとしている。曲線I形桁においてもこれと同様な崩壊形式が考えられる。第5章～第8章は、フランジの局部座屈（ねじれ座屈と鉛直座屈）に起因する曲げ崩壊形式について検討したものである。

第5章では、曲線桁圧縮フランジの局部座屈応力を得るために、有限帯板法による扇形板の弾塑性座屈解析法について述べる。このとき、仮想仕事の原理に基づく有限帯板法への定式化を円筒座標系を用いて行なうことによって、曲線桁のフランジ特有の解析上の諸問題をより明確にするとともに、これらに対処すべき解析法と解析モデルを示す。本章で示された解析法と解析モデルは、第6章および第8章における解析に応用される。

第6章では、フランジねじれ座屈に起因する崩壊形式に関して、曲線桁フラン

ジ設計のための幅厚比制限について提案する。曲線桁の最も大きな特徴として、曲げねじりに起因するフランジ反り応力の問題がある。本章では、とくにフランジ反り応力が弾性および弾塑性ねじれ座屈におよぼす影響について検討する。このとき、従来普通に用いられていた座屈応力に基準をおくのではなく、桁の曲げモーメントに対応させるといった意味で、フランジ軸圧縮力を基準とした座屈係数を採用するなど、曲線桁特有のパラメータについても新しい試みを行う。そして、曲線桁フランジの幅厚比制限について提言する。

第7章においては、2軸対称I形断面曲線桁の曲げ耐荷力実験を行って、腹板のたわみ変形性状を把握し、この腹板のたわみが曲げ耐荷力にどのように影響するかといった問題に対して調査するとともに、数少ない曲線桁の実験資料を補足する。本章において得られた耐荷曲げモーメントは、次章で示される曲げ耐荷力モデルの妥当性の検証に使用される。

第8章は、フランジの鉛直座屈に起因する桁の崩壊形式の解明を試みたものである。腹板がきわめて薄い場合には、上下のフランジ間隔を保持するという腹板の役割が損なわれ、フランジが鉛直方向に座屈して桁が崩壊する。これは製作過程における避けることのできない初期たわみ、さらに腹板の後座屈などによってたわみが大きくなり、腹板がフランジを十分に支えきれなくなるために起きると考えられる。曲線桁では荷重が小さくても曲率に起因して腹板に大きなたわみが発生するため、この崩壊を解明することはとくに重要な意味を持つ。本章では、まず腹板のフランジ支持力を腹板のたわみを用いて評価した新しい曲げ耐荷力モデルを提案する。そして第7章の曲線桁曲げ耐荷力実験結果および過去に行われた曲げ耐荷力実験結果と、本章で示す曲げ耐荷力モデルによる解析結果を比較することによって、曲げ耐荷力モデルがフランジ鉛直座屈による崩壊を十分に説明可能であることを示す。さらにこの曲げ耐荷力モデルを用いてパラメトリック解析を行ない、種々のパラメータが曲線I形桁の曲げ耐荷力におよぼす影響を明らかにする。

第9章では、本論文を総括するとともに、今後の解決すべき問題点などについて述べる。

なお、本論文の終りに、参考文献に加え、謝辞、および付録として本論文に関係した著者の発表論文を付記する。

第2章 曲線 I 形桁の有限変位解析

2.1 緒言

構造物の薄肉化にともなって、断面変形の発生は避けることのできない問題となっている。とりわけ曲線 I 形桁では、曲率を有するために、腹板は面外にたわみを発生して桁の断面変形を誘起するので、直桁に比べて断面の変形は大きく、桁の力学性状あるいは耐荷力におよぼす影響は多大である。曲線桁では、曲げとねじりが連成するために、梁としての力学性状自体非線形性が強く複雑であるのに加えて、断面変形性状も幾何学的非線形性が強く現われるので、その力学性状は一層複雑なものとなる。また、腹板にたわみが発生するとBernoulliの平面保持の仮定は成立しなくなり、腹板の曲げ応力分布は直線にはならず、曲げ応力の欠損が起こる。さらに腹板のたわみにともなってフランジはねじられるのでフランジのねじれ座屈が助長されたり、上下のフランジ間隔を保持するという重要な腹板の役割が損なわれるなど、断面変形が桁の耐荷力に大きく影響することは明らかである。

従来、曲げを受ける曲線桁腹板の非線形挙動あるいは応力性状の解明を試みたものに、Dabrowski, Wachowiak¹⁾, Culver, Dym^{2, 3)}, 三上, 古西, 米沢⁷⁾, 倉西, 樋渡¹⁰⁻¹¹⁾の解析的研究がある。これらの研究は、曲線桁の鉛直補剛材とフランジで囲まれた腹板パネルを周辺支持された円筒曲板として取りだし、その力学性状を解明したものである。しかし上記の諸研究で採用された腹板パネルだけの解析モデルでは、フランジ接合辺上で腹板のたわみを拘束するために、厳密な腹板の挙動を示すものとは言い難い。また、フランジねじり剛度などの影響を、正確に反映することができないなどの問題点がある。このような問題点を解決するためには、腹板だけでなくフランジをも考慮した解析を行なう必要がある。また、腹板パネルのみを取り出した解析で実用上差し支えない程度の精度を得ることが可能であるとしても、これを検証するためには、フランジをも考慮した解析を行なうことが不可欠であろう。

曲線桁は、フランジを扇形板、腹板を円筒曲板とした板殻構造物とみなすことができる。従来、曲線 I 形桁を板殻構造としてとらえてその非線形曲げ挙動解析を行なった研究は、中井, 北田, 大南¹⁷⁾, 末武, 平嶋, 依田²¹⁻²²⁾などがある。

断面変形性状を解明するために、桁全体を板殻構造とみなして解析するのは、

記憶容量，計算時間あるいは精度など，計算上の面で得策ではなく，鉛直補剛材で挟まれた桁の一区画に注目すれば十分であると考えられる。ただし，部分構造として桁の一区画を取り出して解析する場合には，その境界条件の設定にとくに注意しなければならない。すなわち，解析領域の端断面（鉛直補剛材の接合断面）では，断面変形はないと考えられ，さらに着目パネルと隣接パネルとの変位の適合性を考慮すると，端断面内の任意点の変位は”梁の変位場仮定を満足するような条件付境界条件”の下で解析するのが望ましいと考えられる。また，端断面における荷重条件についても，曲げモーメントやねじりモーメントなどの断面力を用いて与えることができれば，桁全体との対応がきわめて容易になる。

本章では，この点を重視して，端断面では梁の変位場が満足され，かつ荷重を断面力で与えることが可能な，板殻構造解析法を示す。それは，端断面内の任意節点の変位をせん断中心の変位で表現するといった処理を施すことによって，上記諸条件を満足させるもので，曲げとねじりなどの組み合わせ荷重に対する比例負荷の問題も容易に解析できる。以下では，まず，この解析法を概説し，部分構造解析を行う場合の境界条件について考察する。そして，曲線 I 形桁の一区画に曲げのみならずねじりモーメントも作用する場合をとりあげて，比例負荷がきわめて容易に対処可能であることを示すとともに，断面変形におよぼすねじりの影響について検討する。

2. 2 曲板要素と扇形板要素

曲線桁は，そのフランジおよび腹板がそれぞれ扇形板と円筒曲板で構成された板殻構造とみなすことができる。したがって，有限要素には扇形板要素と曲面板要素を採用し，円筒座標系を用いて定式化するのが，精度の面で有利である。そしてこの場合，曲線座標に基づくため，変位関数には剛体変位および剛体回転を正確に表現したものを採用するのが望ましい。

この種の曲面板要素には，Cantin, Clough⁹²⁾, Megard⁹³⁾の要素がある。扇形板要素ではこのような試みはなされていないようである。本解析では，曲面板要素のほかに扇形板要素についても剛体変位および回転を正確に表現した変位関数を与えた¹⁸⁾。

以下では，主に要素の変位関数について述べる。仮想仕事の原理に基づく有限変位理論の有限要素法への定式化はすでになされている⁹⁴⁾ので，これについては簡単な説明を加える程度にとどめる。

(a) 曲面板要素

図2-1に示すような一節点6自由度の円筒曲板要素を考える。この要素に対して、図に示すように円筒座標系 (r, θ, z) と局所座標系 (ξ, η, ζ) を定める。ここに、 $\xi = -z/a$, $\eta = \theta/\beta$, $\zeta = r - R_w$, である。

いま、要素内任意点における中央面の変位 (u, v, w) を次のような関数形で与える。

$$u = \alpha_2 \sin \beta \eta + \alpha_3 \cos \beta \eta + \alpha_4 R_w \sin \beta \eta - \alpha_5 a \xi \cos \beta \eta + \alpha_6 a \xi \sin \beta \eta + 1/2(\alpha_{16} \xi^2 + \alpha_{17} \xi \eta + \alpha_{18} \eta^2 + \alpha_{19} \xi^3 + \alpha_{20} \xi^2 \eta + \alpha_{21} \xi \eta^2 + \alpha_{22} \eta^3 + \alpha_{23} \xi^3 \eta + \alpha_{24} \xi \eta^3), \dots (2-1)$$

$$v = \alpha_2 \cos \beta \eta - \alpha_3 \sin \beta \eta - \alpha_4 R_w (1 - \cos \beta \eta) + \alpha_5 a \xi \sin \beta \eta + \alpha_6 a \xi \cos \beta \eta + 1/2(\alpha_8 \xi + \alpha_9 \eta + \alpha_{11} \xi \eta), \dots (2-2)$$

$$w = \alpha_1 - \alpha_5 R_w (1 - \cos \beta \eta) - \alpha_6 R_w \sin \beta \eta + 1/2(\alpha_7 \xi + \alpha_8 \eta + \alpha_{10} \xi \eta + \alpha_{12} \eta^2 + \alpha_{13} \xi \eta^2 + \alpha_{14} \eta^3 + \alpha_{15} \xi \eta^3), \dots (2-3)$$

ここに、 $\alpha_1 \sim \alpha_{24}$ は一般化変位である。なお、上式で α_4 および α_5 に対する項が、Cantin, Clough^{9,2)}と異なっているのは、回転軸を $(\xi, \eta) = (0, 0)$ の接平面内に置いたためである。

一方、kirchhoff-Loveの仮定にしたがって、要素内任意点の変位 U, V, W は、中央面の変位 u, v, w を用いて、

$$U = u, \dots (2-4a)$$

$$V = v - \zeta \partial u / R_w \partial \theta, \dots (2-4b)$$

$$W = w - \zeta \partial u / \partial z, \dots (2-4c)$$

と表わされる。

また、変位・ひずみ関係式は、

$$\epsilon_\theta = \partial V / R_w \partial \theta + U / R_w + 1/2(\partial u / R_w \partial \theta)^2, \dots (2-5a)$$

$$\epsilon_z = \partial W / \partial z + 1/2(\partial u / \partial z)^2, \dots (2-5b)$$

$$r_{\theta z} = \partial W / R_w \partial \theta + \partial V / \partial z + (\partial u / R_w \partial \theta)(\partial u / \partial z), \dots (2-5c)$$

である。

なお、各軸まわりの回転変位 $\phi_r, \phi_\theta, \phi_z$ を軸変位で表わせば、次のようになる。

$$\phi_r = 1/2(\partial w / R_w \partial \theta - \partial v / \partial z), \dots (2-6a)$$

$$\phi_\theta = \partial u / \partial z, \dots (2-6b)$$

$$\phi_z = \partial u / R_w \partial \theta - v / R_w, \dots (2-6c)$$

(b) 扇形板要素

扇形板要素については、図2-2のように全体座標系と局所座標系を定める。扇形板要素の中央面上の任意点の変位(u, v, w)は次のような関数形で与えることができる。

$$u = \alpha_1 \cos \beta \eta + \alpha_2 \sin \beta \eta - \alpha_6 R_w \sin \beta \eta + 1/2(\alpha_7 \xi + \alpha_8 \eta + \alpha_{10} \xi \eta + \alpha_{12} \eta^2 + \alpha_{13} \xi \eta^2 + \alpha_{14} \eta^3 + \alpha_{15} \xi \eta^3), \dots (2-7)$$

$$v = -\alpha_1 \sin \beta \eta + \alpha_2 \cos \beta \eta + \alpha_6 (r - R_w \cos \beta \eta) + 1/2(\alpha_8 \xi + \alpha_9 \eta + \alpha_{11} \xi \eta), \dots (2-8)$$

$$w = \alpha_3 + \alpha_4 r \sin \beta \eta + \alpha_5 (R_w - r \cos \beta \eta) + 1/2(\alpha_{16} \xi^2 + \alpha_{17} \xi \eta + \alpha_{18} \eta^2 + \alpha_{19} \xi^3 + \alpha_{20} \xi^2 \eta + \alpha_{21} \xi \eta^2 + \alpha_{22} \eta^3 + \alpha_{23} \xi^3 \eta + \alpha_{24} \xi \eta^3), \dots (2-9)$$

ここに $\xi = (r - R_w)/a$, $\eta = \theta/\beta$ である。

また、要素内任意点の変位U, V, Wは、中央面の変位u, v, wを用いて、

$$U = u - \zeta \partial w / \partial r, \dots (2-10a)$$

$$V = v - \zeta \partial w / r \partial \theta, \dots (2-10b)$$

$$W = w, \dots (2-10c)$$

と表わされ、変位・ひずみ関係式は、

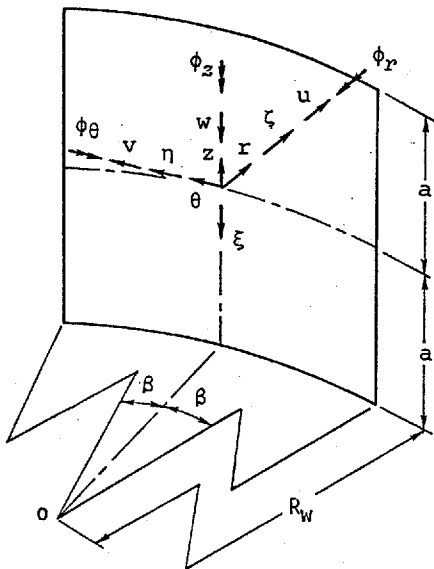


図 2-1 曲面板要素

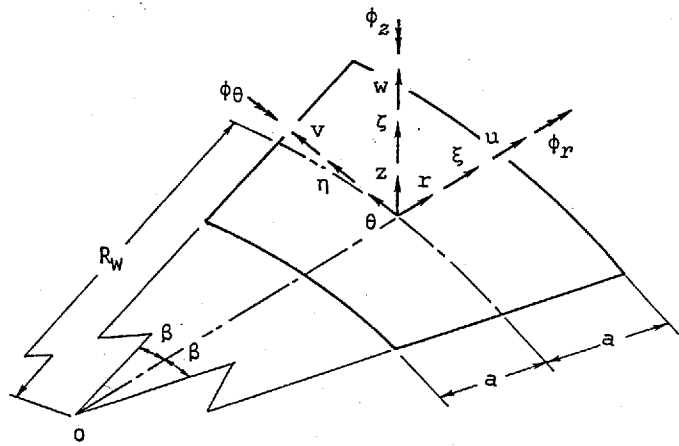


図 2-2 扇形板要素

$$e_r = \partial U / \partial r + 1/2 \{ (\partial u / \partial r)^2 + (\partial w / \partial r)^2 \}, \dots\dots\dots (2-11a)$$

$$e_\theta = \partial V / r \partial \theta + U / r + 1/2 \{ (\partial u / R \partial \theta)^2 + (\partial w / R \partial \theta)^2 \}, \dots\dots\dots (2-11b)$$

$$r r_\theta = \partial U / r \partial \theta + \partial V / \partial r - V / r + (\partial u / \partial r) (\partial u / \partial r \partial \theta) + (\partial w / \partial r) (\partial w / \partial r \partial \theta), \dots\dots\dots (2-11c)$$

である。一般には、非線形項としてたわみ w に関するものだけを考えることが多いが、上式では、桁のフランジ水平座屈をも考慮する目的で、半径方向変位 u の微小項も付加した。

また各軸まわりの回転変位 $\phi_r, \phi_\theta, \phi_z$ を軸変位で表わせば、次のようになる。

$$\phi_r = \partial w / r \partial \theta, \dots\dots\dots (2-12a)$$

$$\phi_\theta = \partial w / \partial r, \dots\dots\dots (2-12b)$$

$$\phi_z = 1/2 (\partial u / r \partial \theta - \partial v / \partial r - v / r), \dots\dots\dots (2-12c)$$

以上の準備の下に、要素節点の変位を用いて要素内の変位を表現し、変位・ひずみ関係式(2-5 a~c)および(2-11 a~c)から増分形で表わされた非線形ひずみマトリクスを求めて、さらに増分形表現の仮想仕事式

$$\delta U = \delta W, \dots\dots\dots (2-13)$$

に代入し、有限要素法への定式化を行なえば、次式が得られる。

$$[K + K_0 + K_\sigma] \{U\} = \{F\} + \{F_r\}, \dots\dots\dots (2-14)$$

ここに $\delta U, \delta W$ はそれぞれひずみエネルギーの変分、外力のなす仮想仕事であり、 $[K]$ は剛性行列、 $[K_0]$ は初期ひずみマトリクス、 $[K_\sigma]$ は初期応力マトリクスである。また、 $\{U\}, \{F\}$ はそれぞれ変位増分、荷重増分であり、 $\{F_r\}$ は前段階の荷重状態における不平衡力が、仮想変位に対してなす仕事を示す。なお、有効剛性行列の積分には、Gaussの数値積分を用いた。また、塑性域の応力・ひずみ関係式には、Zienkiewicz, 山田が導出した塑性流れ理論に基づく構成方程式^{95, 96)}を採用し、降伏条件にはvon Misesの条件式を用いた。

(c) 要素の精度

円筒曲板要素を用いて、外圧を受ける端部固定円筒シェル曲板の有限変位解析を行ない、外圧と中央のたわみの関係を示せば図2-3を得る。解析には、対称性を考慮して、1/4領域に対し3×3分割とした。また図にはBrebbia, Conner⁹⁷⁾が行なった解析結果および線形解析結果もあわせて示す。図から、本解析結果は、Brebbiaらの得た結果(1/4領域に対し4×4)とほとんど一致しているのがわかる。

また、周辺単純支持された曲面板パネルが曲げを受ける場合の有限変位解析結

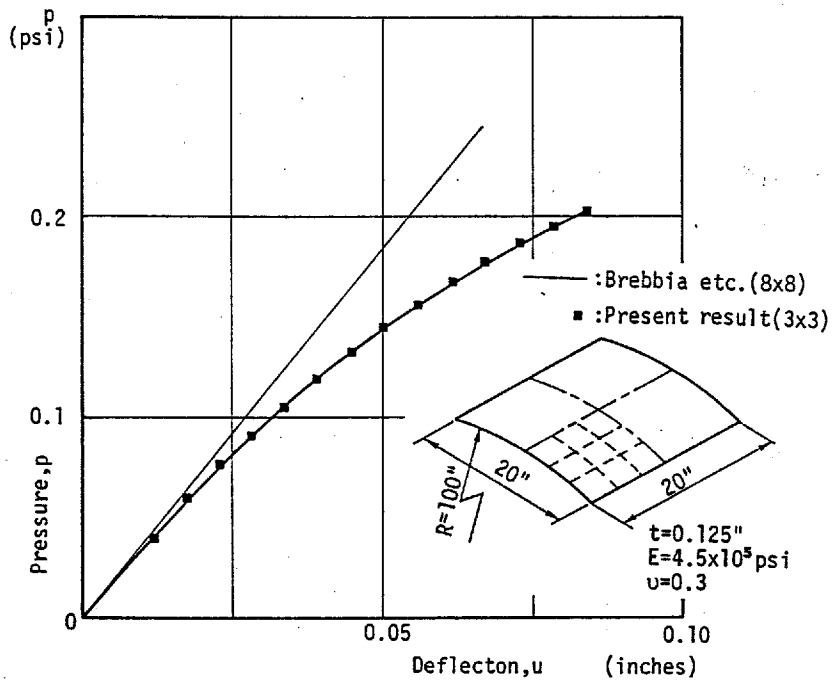
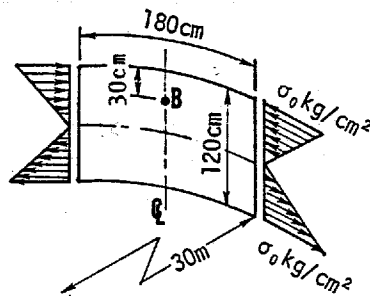


図 2-3 外圧を受ける円筒シェル

表 2-1 曲げを受ける円筒腹板パネルの面外たわみ

σ_0	Present analysis			Kuranishi etc.	
	8×6	8×12	12×18	8×6	16×6
900	0.5151	0.5209	0.5514	0.4926	0.5302

$t_w = 5.0 \text{ mm}$, $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.3$



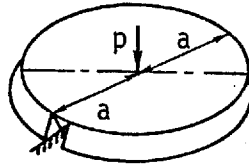


図 2-4 集中荷重を受ける円板

表 2-2 集中荷重を受ける円板の線形解析

N	w_c/t		$\frac{(a)}{(b)}$
	Present result (a)	Exact ²⁹⁾ (b)	
3	0.78842	0.79327	0.99389
4	0.79027		0.99622
6	0.79166		0.99797
10	0.79243		0.99883

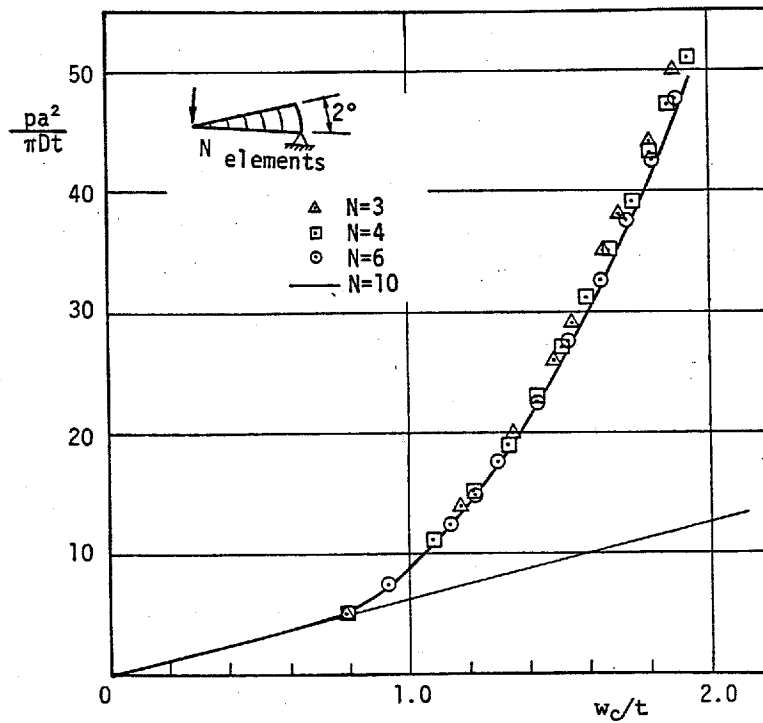


図 2-5 集中荷重を受ける円板の非線形解析

果のうち、圧縮側のたわみに対して倉西，樋渡¹⁰⁾の結果とを比較したものが、表2-1である。解析は対称性を仮定し、縦横比=1.5の曲面板に対し1/2の領域を対象とした。表中、8×6などは鉛直方向と周方向の全要素分割数を示す。表から、8×6分割は12×18分割に対して6.6%の差異、倉西ら16×6分割に対しては3.8%の差異があるのがわかる。

したがって、以下の断面変形解析における腹板の要素分割は、縦横比=1.0に対し鉛直方向8分割、周方向6分割を基本とし、縦横比の変化に対応させて周方向の分割数を変化させることとする。

一方、扇形板に関しては、図2-4に示すような周辺単純支持された半径 a の円板の中心に集中荷重を与え、弾性非線形解析を行なった。表2-2は、線形解析の場合について、種々の半径方向分割数 N に対する中心のたわみ w_c を厳密解⁹⁾ $w_c = (3+\nu)Pa^2 / \{16\pi(1+\nu)D\}$ と比較したものである。また、図2-5は非線形解析結果の荷重・たわみ曲線である。

表2-2から半径方向分割数を3とすると厳密解に対する誤差は0.6%程度であり、この程度の分割数でも実用上十分な精度が得られると判断される。また非線形解析(図2-5)においてもこの程度の分割数で十分であると考えられる。

したがって、曲線桁の解析においてはフランジの半径方向分割数は4～6程度とし、周方向分割は腹板に対応させて変化させることとする。

2. 3 解析区画の端断面の処理法

鉛直補剛材間の一区画を取り出して、曲線I形桁の断面変形解析を行なう場合、桁全体への対応、すなわち隣接する区画との変位の適合性を考えると、その区画の端部(鉛直補剛材接合位置)断面では、梁の変位場仮定が成立していると考えの方が合理的である。倉西，樋渡¹⁰⁾は、曲線桁腹板パネルの曲げ挙動解析でこの点を重視し、腹板パネルの載荷辺のたわみ角に対応する直線変化の周方向変位を、強制変位として与えることで曲げ荷重を与えた。このとき幾何学的非線形による周方向の軸引張力が発生するが、これを打ち消すために軸方向変位を付加し、修正反復計算を行なってこの付加変位を決定している。腹板パネルのみを取り出した解析ならばこのような処理は有効であろうが、板殻構造解析において同様な手法を適用するのは大きな問題がある。すなわち、腹板パネルだけの解析では周方向変位成分だけが荷重状態を支配するので問題は生じないが、板殻構造解析の場合には、いうまでもなく曲げモーメントのほかにねじれモーメントや曲げねじ

れモーメントが発生し、強制変位を与える方法では、これらの荷重（断面力）の比を一定とした比例荷重はきわめて困難である。

したがって、本解析では強制変位を与える方法を採用せず、端断面上の節点を含む要素に対しては、以下に示すような処理を行なうことで梁理論の変位場仮定を満足している。

解析する桁の一区画の端断面内の節点*i*およびせん断中心*S*の変位を図2-6に示すように定め、それぞれの変位を $\{u_i\}$ 、 $\{u_s\}$ で示す。梁理論の変位場仮定に基づいて両者の関係を示せば、次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \phi_{\theta i} \\ \phi_{r i} \\ \phi_{z i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 & z_s - z_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & z_s - z_i & r_s - r_i & -\omega \\ 0 & 0 & 1 & r_i - r_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & r_s(r_i - r_s)/r_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & r_s(z_s - z_i + \omega/r_s)/r_i \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ v_s \\ w_s \\ \phi_{\theta s} \\ \phi_{r s} \\ \phi_{z s} \\ \psi \end{Bmatrix}$$

あるいは、これを

$$\{u_i\} = [T_i] \{u_s\}, \dots \dots \dots (2-15)$$

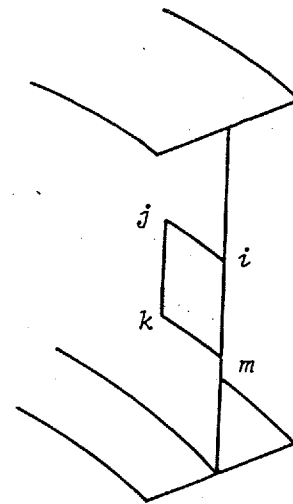
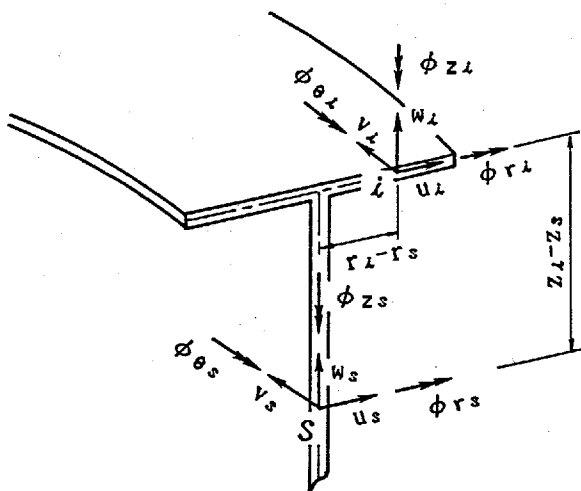


図 2-6 端断面上の節点変位とせん断中心の変位 図 2-7 端断面の要素

と表わしておく。ここで、 (r_i, z_i) , (r_s, z_s) は節点*i*およびせん断中心*S*の座標である。また ω はせん断中心に関する反り関数、 $\psi (= \partial\phi_{\theta s}/r_s \partial\theta - \partial w_s/r_s^2 \partial\theta)$ はねじれ率である。

一方、せん断中心の断面力 $\{f_s\}$ と節点における節点力 $\{f_i\}$ の間には次式の関係が成り立つ³⁷⁾。

$$\{f_{s_i}\} = [t_i]^T \{f_i\} \dots\dots\dots (2-16)$$

ここに、

$$\{f_{s_i}\}^T = [f_{sr}, f_{s\theta}, f_{sz}, m_{s\theta}, m_{sr}, m_{sz}, B]$$

$$\{f_i\}^T = [f_{r_i}, f_{\theta_i}, f_{z_i}, m_{\theta_i}, m_{r_i}, m_{z_i}]$$

である。 $\{f_{s_i}\}$ は端断面内の点*i*の節点力が梁の断面力におよぼす寄与分を示しており、これを端断面内の節点全体にわたって加えあわせたものがせん断中心の断面力 $\{f_s\}$ となる。

いま、図2-7に示すような要素節点*i*, *j*, *k*, *m*のうち、*i*と*m*が端断面上の節点とすると、節点変位ベクトルは、

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \\ u_m \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & t_i \\ E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & t_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_s \\ u_s \end{Bmatrix}$$

あるいは

$$\{U\} = [T] \{U_s\} \dots\dots\dots (2-17)$$

と表わすことができる。ここでEは6×6の単位行列、 t_i , t_m はそれぞれ節点*i*および*m*に関する式(2-15)の変換行列である。

節点荷重についても同様に、

$$\{F_s\} = [T]^T \{F\} \dots\dots\dots (2-18)$$

が導かれる。

一方要素の節点力と節点変位の関係は、式(2-14)から

$$\{F\} = [K + K_o + K_\sigma] \{U\}$$

であるから、これに式(2-17), (2-18)を代入すると

$$\{F_s\} = [K_s] \{U_s\} \dots\dots\dots (2-19)$$

ここに $[K_s]$ は、

$$[K_s] = [T]^T [K + K_o + K_\sigma] [T] \dots\dots\dots (2-20)$$

式(2-19)からわかるように、変換された剛性行列 $[K_s]$ には、もはや端断面内の節点*i*, *m*の変位および節点力は含まれておらず、代わりにせん断中心の変位 $\{U_s\}$ と断面力 $\{F_s\}$ で置き換えられている。

解析領域の端断面に関係する要素に対して剛性行列を変換した後は，一般の有限要素解析と同様に全体の剛性行列を作成し，これを解けば解析領域内の任意節点変位と端断面のせん断中心の変位が得られる．そして端断面上の節点変位は，せん断中心の変位を用いて式(2-17)から計算される．

解析にあたっては，各荷重増分ごとに収束判定を行ない，仮想仕事式(2-14)の $\{F_r\}$ が許容値以下になるまで修正Newton-Raphson法により変位を修正した．収束判定基準としては， $\{F_r\}$ の最大誤差が外荷重に対して 10^{-6} 以下とした．

2. 4 梁の変位と断面変形にともなう変位

曲線桁が曲げを受けると，その断面は図2-8のように変形する．この変形状態は，腹板あるいはフランジの断面変形にともなう現われる変位と，たわみやねじれ角など梁としての変位が加えられたものである．したがって，断面変形挙動を考察するためには，解析結果を上記二種類の変位に分離しておく必要がある．

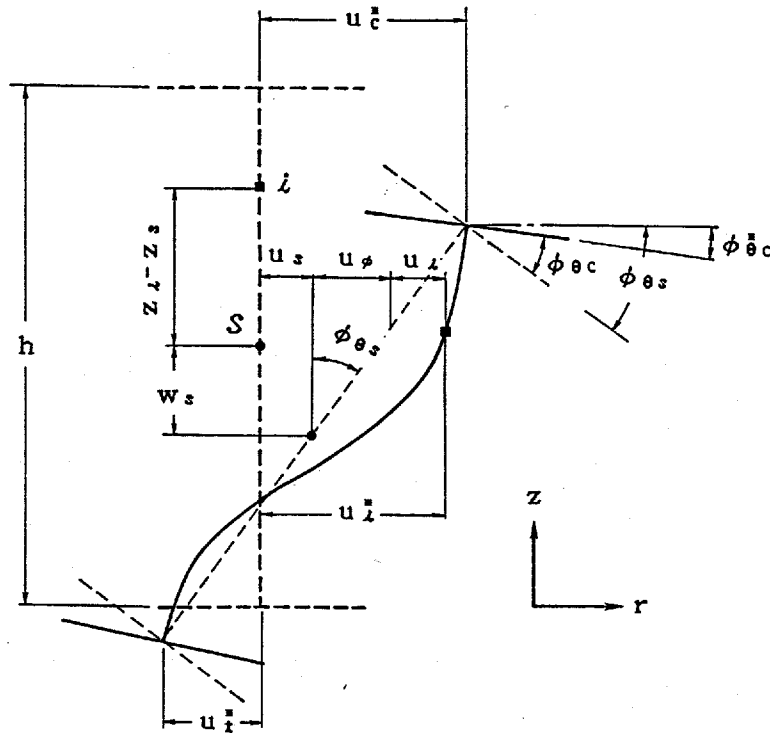


図 2-8 断面変形にともなう変位と桁の変位

いま，図2-8に示すように，桁の断面が荷重を受けて実線で示すように変位したとすると，本論文では梁の変位と断面変形による変位を次のように決める．

上下のフランジ・ウェブ接合線を直線で結び，これとz軸のなす角 $\phi_{\theta s}$ を桁のねじれ角とし，また，フランジとウェブの接合点のr方向変位 u_i^* と u_c^* の平均値をもって桁のr方向変位 u_s とする．そして桁のねじれ角 $\phi_{\theta s}$ およびr方向変位 u_s による変位を計算結果から補正したものを断面変形による変位とする．これらの変位を，図2-8に示す記号を用いて表わせば

(a) 桁の変位

$$\phi_{\theta s} = (u_i^* - u_c^*) / h, \dots\dots\dots (2-21)$$

$$u_s = (u_i^* + u_c^*) / 2, \dots\dots\dots (2-22)$$

(b) 断面変形にともなう現われる変位

$$u_i = u_i^* + \phi_{\theta s} (z_i - z_s) - u_s, \dots\dots\dots (2-23)$$

$$\phi_{\theta c} = \phi_{\theta c}^* - \phi_{\theta s}, \dots\dots\dots (2-24)$$

である．ここに u_i は腹板の点iの断面変形によって現われるr方向変位， $\phi_{\theta c}$ は断面変形によって現われるフランジのねじれ角を示す．また， u_i^* ， $\phi_{\theta c}^*$ などの*付の変位は解析で得られた変位を示す．

以下では解析結果の変位(*付変位)を全変位と呼ぶことにする．また， $\phi_{\theta s}$ ， u_s は桁の変位，さらに，断面変形にともなう現われる変位 u_i ， $\phi_{\theta c}$ は，単に，腹板のたわみあるいはフランジねじれ角と呼ぶことにして，これらの変位を区別する．

2. 5 解析モデルと境界条件に関する考察

曲線I形桁の断面変形解析を行なう場合，鉛直補剛材が接合されている断面では断面変形は無視し得るので，図2-9に示すように，鉛直補剛材で挟まれた桁の一區画を解析対象とすれば十分であると考えられる．事実，過去に発表された腹板パネルのみを取り出した解析あるいは板殻構造とした断面変形解析でも，鉛直補剛材間に着目した研究がほとんどである^{1-3, 7-11)}．この場合，その端部(鉛直補剛材接合断面)の荷重条件の設定には，応力条件を与える場合^{1, 2, 7, 8)}と変位条件を与える場合¹⁰⁻¹²⁾の二種類が考えられる．

応力条件を与える場合は，端部断面に外荷重(断面力)に相当する適当な応力分布を仮定し，これと等価な節点荷重を与える方法である．この方法は，組み合わせ荷重に対し，比例載荷がきわめて容易であるが，前述のように隣接区画との

変位の適合性が崩れる。また、この場合、端断面の変位に対する境界条件の設定にも困難をともなう。たとえば端断面でたわみ角の他にねじれ角が発生するような場合、端断面では変形が無視し得るといった仮定すなわち”断面剛の仮定”を境界条件に取り入れることはきわめて難しい。一方、変位条件を与える場合は、端断面で荷重の代わりに強制変位を与える方法であるが、この場合には応力条件を与える方法とは逆に、端断面剛の仮定を満足することは容易であるが、組み合わせ荷重に対する比例負荷が困難になる。

このような観点から、2.3節では、端断面において断面変形がないという条件と比例負荷とを同時に満足可能な解析法を提案した。このとき、端断面の境界条件は、各軸方向の変位および回転角とねじれ率の、梁としての七つの変位成分に対して与えることになるが、本論文では次のような解析モデルを採用した。

種々の組み合わせ荷重に対し比例負荷を行なうためには解析モデルを桁として静定構造とする必要がある。したがって、図2-10に示すように、一端($\theta=0$)で半径方向変位 u_s とたわみ w_s を拘束し、他端($\theta=\alpha$)で u_s と w_s のほかにねじれ角 $\phi_{\theta s}$ と周方向変位 v_s を拘束した静定構造のモデルを基本とした。また、両端の反り拘束はないものとした。

ただし、図2-10で、両端に曲げモーメント $M_c \cos(\alpha/2)$ を与え、 $\theta=0$ にねじりモーメント $M_c \sin(\alpha/2)$ を与えた場合には、微小変位梁理論からは中央断面のねじりモーメント $T_c=0$ 、かつ解析領域全体にわたってせん断力が零となり、さら

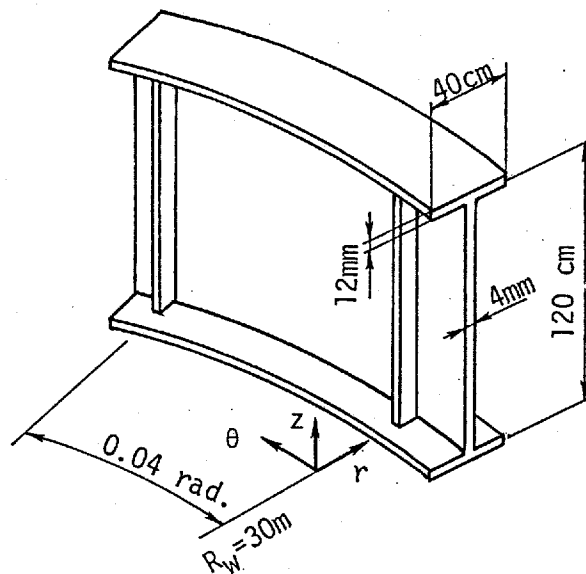


図 2-9 解析モデル

$\theta=0$ におけるねじれ角 $\phi_{\theta s}=0$ となる。本論文ではこの状態を純曲げ状態と呼ぶことにするが、微小変位梁理論によれば、この場合に限って両端のねじれ角を拘束した一次不静定モデルと上記静定モデルとは一致することになる。過去に行なわれた解析的研究^{17, 21)}では、純曲げ状態を想定し応力条件を採用しているが、この解析モデルは端断面の腹板のたわみを拘束しているので両端でねじれ角を拘束することになり、桁としては一次不静定である。

図2-9に示す諸元を有する曲線桁が、曲げとねじりを同時に受ける場合の全変位図を示せば図2-11 a~c) のようになる。図 a~c) は、図2-10に示すように中央断面のねじりモーメント T_c と曲げモーメント M_c の比 T_c/M_c を基準に採り、それぞれ $T_c/M_c=0.00, 0.01, -0.01$ で、 $M_c=100(t \cdot m)$ である。また、図2-12は座標 $(\theta, z)=(\alpha/2, 3h/4)$ における腹板圧縮側の全たわみを荷重とともに示したものである。さらに、同じ位置の腹板のたわみを示せば図2-13のようになり、また $z=3h/4$ における腹板のたわみの周方向分布を示したものが図2-14である。

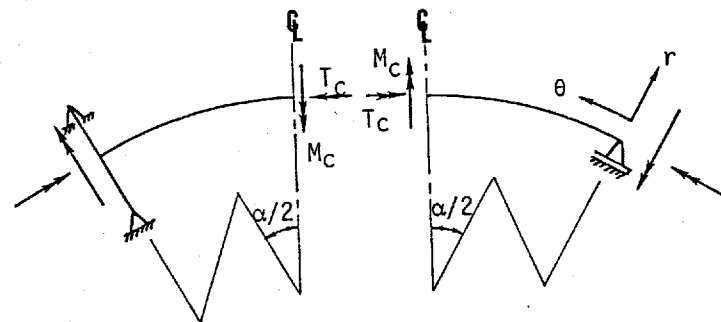
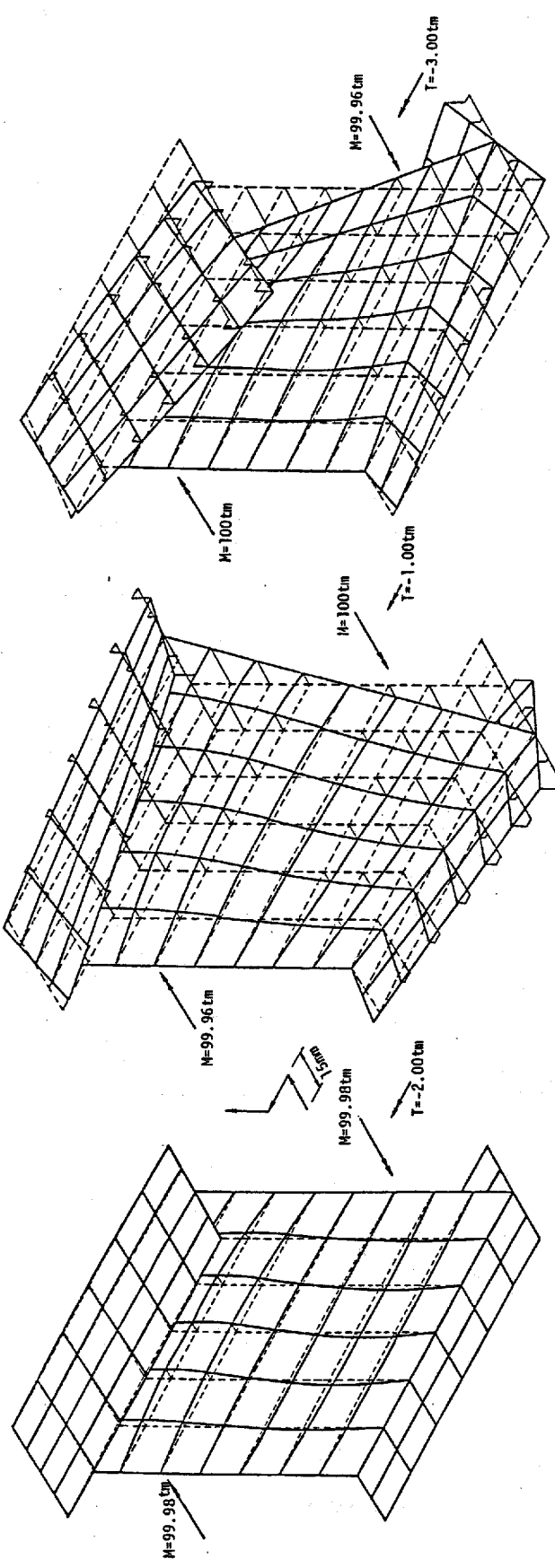


図 2-10 境界条件

図2-11, 2-12から、開断面曲線桁では、わずかなねじりモーメントが作用しても大きなねじれ角が現われており、また、その全変位はきわめて非線形性の強い挙動を呈しているのがわかる。一方、断面変形にもなって現われる腹板のたわみは、ねじれモーメントの存在によってたわみの周方向分布形状は左右対称とはならないこと、また、その方向によってその影響の程度が異なることが図2-13、および図2-14からわかる。しかし、図2-13に示すように、中央断面圧縮側のたわみに限ってみれば、ねじりモーメントが存在しても、等しい M_c に対して腹板のたわみがほとんど一致していることには興味がある。



a) $T_c/M_c=0.0$

b) $T_c/M_c=0.01$

c) $T_c/M_c=-0.01$

图 2-11 全变位图 ($M_c=100$ tm)

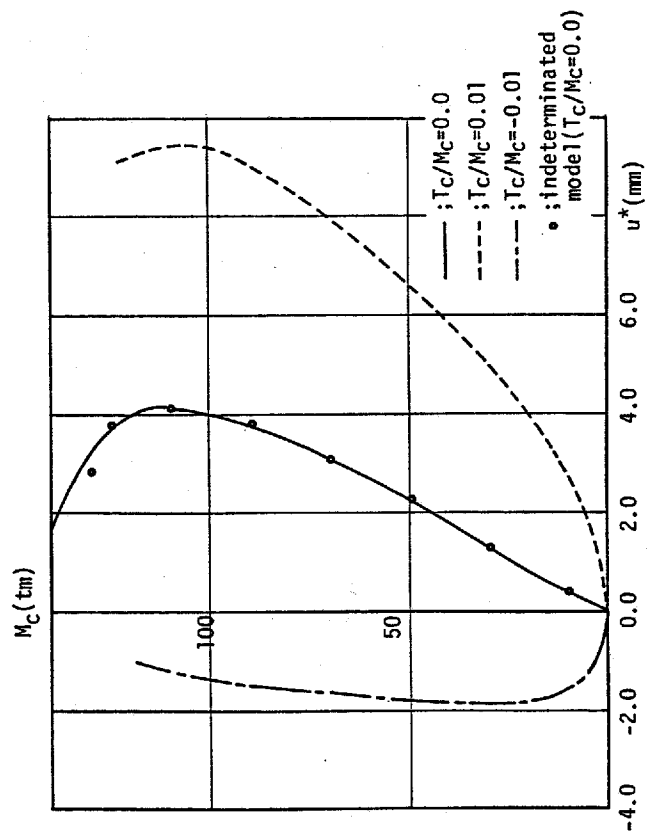


図 2-12 荷重-腹板全たわみ曲線

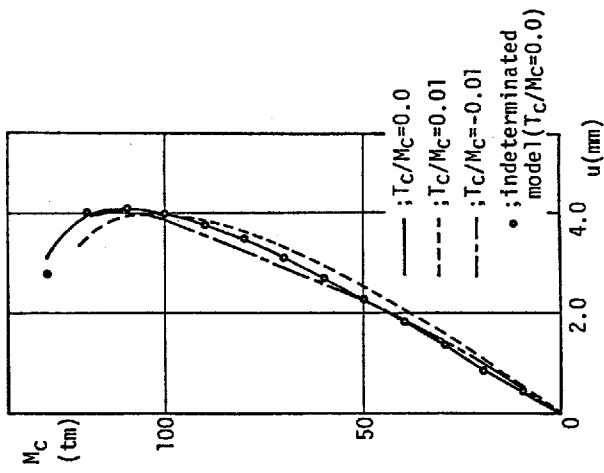


図 2-13 荷重-腹板たわみ曲線

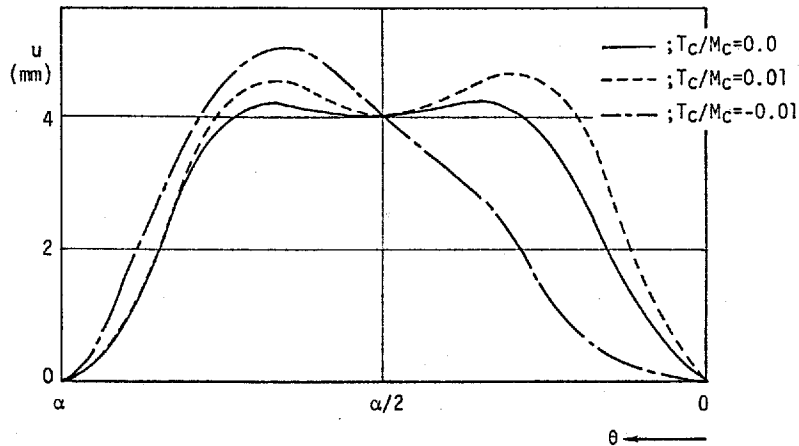


図 2-14 腹板圧縮側のたわみの周方向分布
($M_c=100 \text{ tm}$)

なお、図2-12および図2-13には、両端のねじれ角を拘束した一次不静定のモデルを用いた純曲げ状態の解析結果もあわせて示した。図から、静定モデルと一次不静定モデルはほとんど差がないのがわかる。第4章では、両端のねじれ角を拘束した一次不静定のモデルを採用した。これは、静定モデルでは桁の横倒れ座屈によって崩壊する場合が考えられたためであるが、図2-13から判断して、純曲げ状態に関してはどちらのモデルを用いても断面変形挙動には大差ないと考えられる。

ところで、本解析と、過去の多くの諸研究で採用されている応力条件を与えた解析とを比較しておくことは興味深い問題である。そこで両者を比較するために、端断面の処理を行なわないで応力条件を与えた解析もあわせて行なった。ただし応力条件の解析は、上述のように端断面剛の仮定を満足することが困難であるので、両端のねじれ角を拘束した一次不静定モデルを用い、純曲げ状態を想定した。解析断面は図2-9のような曲線桁である。応力条件を与える場合には、曲げモーメントに対応する直線的变化の応力分布から各節点の等価節点力を計算して入力する。また端部における境界条件には、フランジの節点ではたわみ(w)に対して単純支持とし、腹板の節点ではたわみ(u)に対して固定支持と単純支持の二種類を考えた。また、両端の反り拘束はないものとした。

それぞれの解析結果に対して、座標 $(\theta, z)=(\alpha/2, 3h/4)$ における腹板圧縮側の断面変形にともなうたわみを曲げモーメント M_c とともに示せば図2-15を得る。図中、破線と一点鎖線は応力分布を仮定した解析で、それぞれ端断面において腹

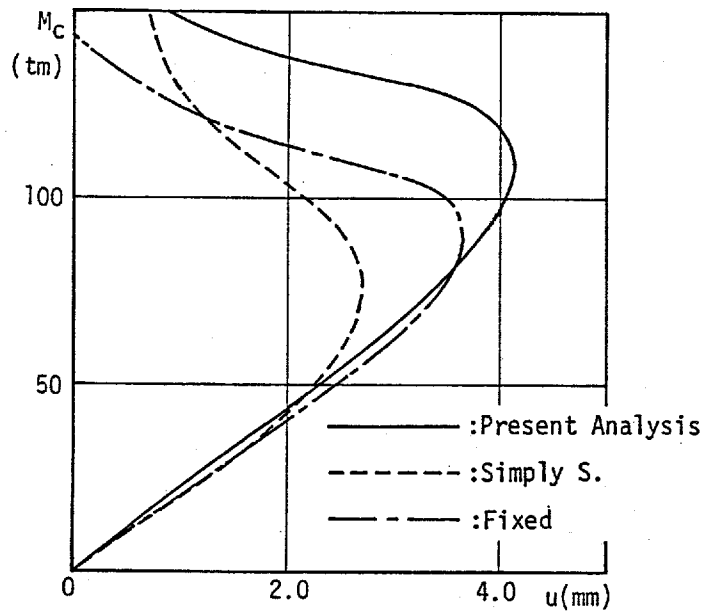


図 2-15 荷重-腹板たわみ曲線

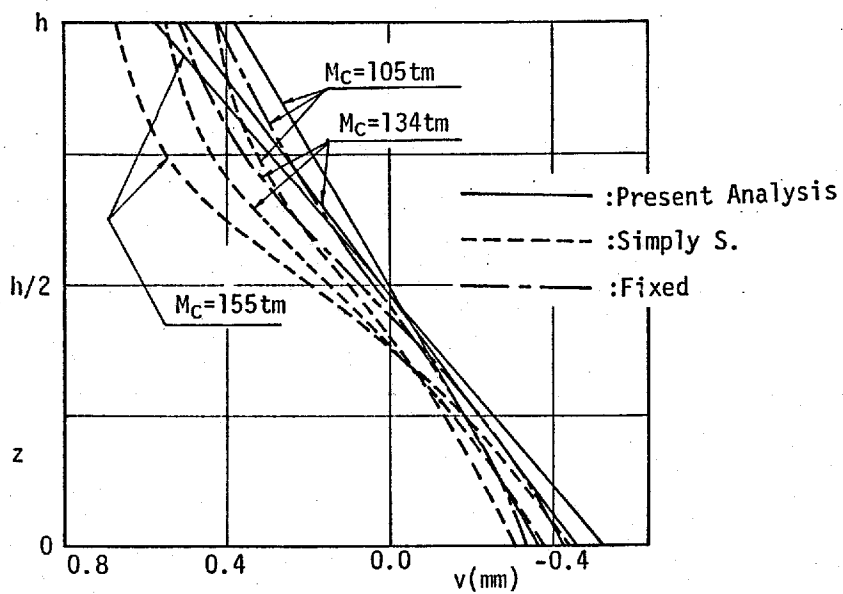


図 2-16 端断面の周方向変位分布

板のたわみを単純支持および固定支持とした場合である。また図2-16は、端断面 ($\theta=0$) の腹板の周方向変位 (v) 分布を比較したものである。

図2-15では、荷重が小さい段階では、どの境界条件、荷重条件を用いても腹板のたわみに大きな差異は認められない。しかし荷重の増加につれて差異が大きくなるのがわかる。また、荷重が増加すると腹板のたわみは急激に減少しているが、これはたわみの周方向分布が正弦半波 (1次モード) から正弦1.5波 (3次モード) へ移行するためである (図2-14参照)。図から、応力仮定の方が低い荷重で3次モードのたわみ形へ移行するのがわかる。また、端断面の処理を行なった結果と応力仮定の結果を比較すると、前者は応力仮定の固定支持に近い挙動が得られている。これは腹板端辺上の任意節点の z 軸まわりの回転角 ϕ_z がせん断中心の回転角 ϕ_{zs} で代表されているためである。

図2-16からは、応力仮定の場合、低荷重状態から断面は直線とはなっておらず、梁理論の変位場は成立していないことがわかる。さらに、圧縮側にかなり大きな変位が発生しており、これと対応して断面 (せん断中心) の周方向変位も大きい。また引張側では比較的直線的であるが、これは引張側では腹板のたわみにともなって平板に近い形状となるためと考えられる。一方本解析の端断面の処理を行なった結果では、周方向変位分布は直線となっており梁の変位場仮定が満足されている。そして断面の周方向変位は応力仮定の場合に比べてかなり小さいことも図は示している。

2. 6 結 論

本章では、鉛直補剛材で挟まれた曲線 I 形桁の一区画を取りだし、板殻構造として断面変形解析を行なう場合の解析上の問題点を指摘し、これらの諸問題に対処可能な一解析手法を示した。そして、曲げのみならずねじりも同時に作用する場合を取り上げて、種々の断面力を考慮した比例負荷問題に対し、この解析手法が曲線桁の部分構造解析において十分に対処できることなどを示した。本章で示した解析手法の適用性および解析モデルなどについて、検討したことをまとめれば次のようになる。

(1) 曲線桁の一区画を部分構造として取り出した断面変形解析を行なう場合、桁全体との対応を考慮すると、その両端において、(I) 断面内の任意点変位は梁の変位場仮定を満足すること、(II) 種々の組み合わせ断面力 (荷重) 状態に対応した比例負荷が可能であること、が要求される。

(2) 本解析法の特徴は、端断面内の任意接点の変位を、せん断中心の変位を用いて表現し、さらに端断面での節点力を梁の断面力に置き換えて解く点にある。この方法によれば、端断面では梁理論の変位場仮定が満足され、荷重は断面力そのものを入力することになるので、曲げのほかにねじりが作用するような組み合わせ荷重に対し、比例負荷がきわめて容易である。

(3) 解析モデルには、たとえば図2-10に示すような梁として静定なモデルと、両端でねじれ角を拘束した一次不静定モデルが考えられる。種々の組み合わせ荷重状態を表現するためには静定モデルを用いなければならないが、純曲げ状態における断面変形挙動に関しては、どちらのモデルを採用しても際立った差異はない。

一方曲げのみならずねじりをも考慮した解析結果からは、

(4) 開断面曲線桁では、わずかなねじりモーメントが作用しても大きなねじれ角が発生する。そして、その全変位はきわめて非線形性の強い挙動を呈する。

(5) この全変位を桁の変位と断面変形にともなって現われる変位に分離してみると、断面変形による腹板のたわみは、ねじれモーメントの存在によって左右対称とならないこと、また、ねじれモーメントの方向によってたわみにおよぼす影響の程度が異なることがわかった。しかし、中央断面に限ってみれば、ねじりモーメントが存在しても、等しい M_0 に対して腹板のたわみがほとんど一致していることには興味がある。

また、応力状態を仮定しそれを節点荷重として与える解析と本解析を比較した結果からは次のことがいえる。

(6) 本解析手法は、応力を仮定する解析のうち、鉛直補剛材接合辺（載荷辺）の腹板のたわみを固定支持とした挙動に近い。

(7) 応力条件を仮定する場合、両端断面において、周方向変位 (v) の分布は直線にはならず、梁の変位場を成立させることができない。また、幾何学的非線形性にともなって現われる端断面（せん断中心）の周方向変位も大きい。これに対して、端断面の処理を行なった本解析結果では、端断面において周方向変位分布は直線となっており梁の変位場仮定が満足される。また、端断面の周方向変位は、応力仮定の場合に比べてかなり小さい。

第3章 曲げを受ける曲線 I 形桁の 弾性断面変形挙動

3.1 緒言

我国の道路橋示方書⁶⁰⁾には、曲線桁腹板に関する規定はとくになく、直線桁腹板の規定が準用されているのが現状である。

直線桁の腹板においては、曲げとせん断に対し最大応力が降伏応力に達するまで座屈しないという条件が、設計の基本的考え方である。しかし、過去に行なわれた直線桁の曲げ耐荷力実験⁷⁷⁾でも指摘されているように、初期たわみが存在するために分岐座屈といった現象は実際には現われない、また、腹板の座屈応力（ここでは固有値問題として解かれたものを示す）を超えても、桁はかなりの耐荷余力を持ち、腹板の座屈が桁崩壊の直接的要因とはならないことなどは、すでによく知られた事実である。耐荷力に基準をおいた限界状態設計法へ移行しつつある昨今の世界的動向¹⁰¹⁻¹⁰⁴⁾を考えると、この点において現在の腹板の設計基準については今一度見直し、さらに十分な検討が必要であると考えられる。

直線桁腹板の後座屈挙動、あるいはとくに曲線桁においては荷重が小さくても、腹板にはかなり大きな面外方向のたわみを生じるので、座屈問題としてではなく変形問題としてとらえ、許容たわみを基に幅厚比を決める⁵⁴⁾ことも可能である。しかし、腹板に発生するたわみがどの程度の影響力をもって耐荷力を低下させるかといった問題を解明しない以上、終局強度設計の確立は難しい。すなわち腹板の挙動を踏まえて曲げ耐荷力を直接的に求め、逆にこれを腹板の設計に反映させるのが、終局強度設計法といった立場からはむしろ合理的であろう。そのためには、まず腹板の力学挙動を十分に把握することが必要である。

本章では、第2章に示す板殻構造解析法を用いて、曲げを受ける曲線 I 形桁の弾性非線形挙動に関するパラメトリック解析を行ない、断面変形とくに腹板のたわみ挙動と膜応力について、腹板剛性とフランジ剛性の相互関連において検討する。またあわせて腹板パネルだけを取り出したモデル化解析も行なって、このモデルの妥当性についても検討する。

3. 2 解析パラメータ

曲線 I 形桁の形状を図3-1のように定めると、弾性断面変形挙動を支配するパラメータは、腹板では曲率パラメータ $Z (=h^2\sqrt{1-\nu^2}/R_w/t_w)$ 、腹板幅厚比 h/t_w 、腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ が考えられ、またフランジでは、フランジ幅と曲率半径との比 b/R_w 、自由突出脚幅厚比 b/t_f 、フランジ辺長比 $R_w\alpha/b$ が考えられる。さらに、腹板とフランジ相互の関係を表わすものとして、フランジねじり剛度 GJ_f と腹板板剛度 D_w の比 $GJ_f/D_w h$ 、フランジ面内の曲げ剛度 EI_f と腹板板剛度 D_w の比 $EI_f/D_w h$ 、圧縮フランジと腹板の面積比 A_{fc}/A_w がある。ここで、 α は鉛直補剛材で挟まれた解析区間の開角、 J_f および I_f はそれぞれ圧縮フランジのねじり抵抗 ($J_f=2bt_f^3/3$) とフランジの z 軸まわりの断面 2 次モーメント ($I_f=2b^3t_f/3$) である。これら全てに対してパラメトリック解析を行ない、断面変形挙動におよぼす種々のパラメータの影響を解明することはきわめて複雑である。したがって本章では、断面変形にとくに大きく影響すると考えられる曲率パラメータ Z とフランジのねじり剛度比 $GJ_f/D_w h$ (フランジ突出脚幅厚比 b/t_f) を主な検討の対象とした。

実際の曲線桁の曲率半径 R_w は、 $R_w > 30m$ が多く、 Z も 10 程度までのものが多い⁵³⁾ ので $300m > R_w > 30m$ とし、 $Z < 15$ とした。また、フランジ突出部の幅厚比 b/t_f は、2~24 の範囲で変化させた。道路橋示方書⁶⁰⁾ における圧縮力を受ける板の突出幅厚比規定は $b/t_f \leq 16$ とされているが、圧縮フランジのねじれ座屈が腹板のたわみ挙動に与える影響を検討するために、薄いフランジをも想定し $b/t_f=24$

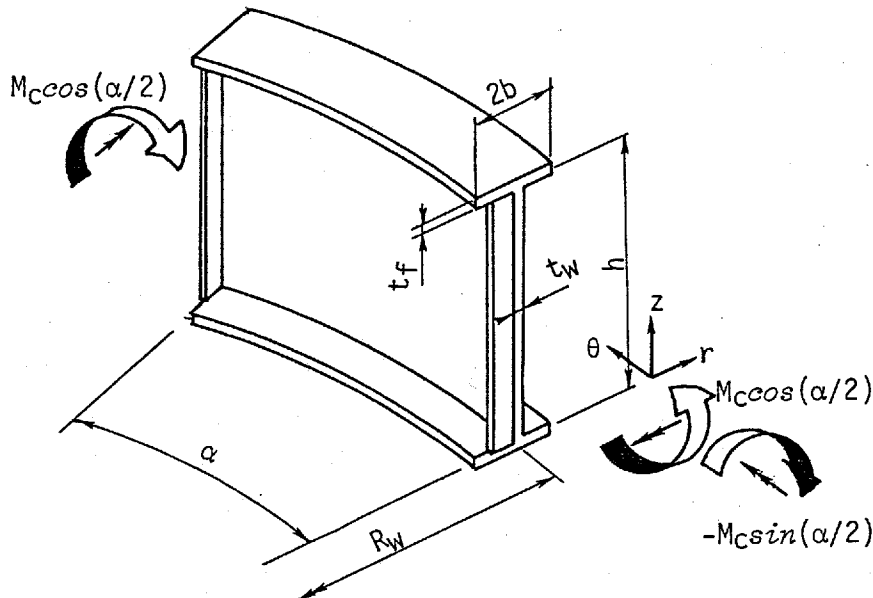


図 3-1 解析モデルの諸元

も考慮した。また腹板縦横比 $\alpha R_w/h=1$ とし、フランジウェブ面積比 $A_{fc}/A_w=0.5$ 、 1.0 とした。腹板幅厚比 h/t_w 、 b/t_f あるいは A_{fc}/A_w にともなう GJ_f/D_{wh} 、 EI_f/D_{wh} も変化するが、これらのパラメータは、 $1.5 < GJ_f/D_{wh} < 90$ 、 $1200 < EI_f/D_{wh} < 10000$ 程度、である。

また、荷重条件についても種々の組み合わせ状態が考えられるが、断面変形挙動の把握を容易にするため、また過去の諸研究との比較をも含めて、断面変形に最も影響力があり、かつ開断面桁で最も基本的と考えられる純曲げ状態を想定した。すなわち、解析モデルには第2章第5節、図2-10に示すような静定構造のモデルを使用し、中央断面におけるねじりモーメント T_o と曲げモーメント M_o の比が $T_o/M_o=0$ となるように、両端で $M_o \cos(\alpha/2)$ の曲げモーメントを作用させ、ねじれ角を拘束しない側の端部($\theta=0$)では $-M_o \sin(\alpha/2)$ なるねじりモーメントを作用させた。このとき微小変位梁理論からは、反力として $\theta=\alpha$ で $M_o \sin(\alpha/2)$ のねじりモーメントが現われる。そして荷重(曲げモーメント)の大きさは、中央断面($\theta=\alpha/2$)の曲げモーメント M_o を基準として、腹板幅厚比をも含めた次のパラメータ

$$k = \frac{\sigma_m h^2 t_w}{\pi^2 D_w} = \frac{M_o}{I} \frac{h}{2} \frac{h^2 t_w}{\pi^2 D_w} \dots\dots\dots (3-1)$$

で表わすこととする。ここに、 σ_m は梁理論から得られる縁応力であり、 I は桁の断面2次モーメント、 D_w は腹板の曲げ剛度 $=Et_w^3/12(1-\nu^2)$ である。なお上式 k は板の座屈係数に対応するものである。

本章で用いた解析モデルに対する要素分割はフランジ 4×6 分割、腹板 8×6 分割である。

3.3 断面変形性状

前節で述べたように、純曲げ状態にある曲線I形桁の弾性非線形断面変形解析を行ない、各荷重段階における腹板のたわみ分布(第2章第4節にしたがった断面変形にともなう現われるたわみを意味する)の一例を示せば、図3-2 a)~c)を得る。図は、 $Z=11.45$ 、 $GJ_f/D_{wh}=12.6$ の場合であるが、図3-2 a)には以後の考察で使用する位置および断面もあわせて示した。以下では、着目する点あるいは断面の位置は図3-2 a)に示す記号を用いて表わすこととする。

いま $Z=11.45$ の腹板を持つ曲線桁の腹板引張側(点B)および圧縮側(点A)のた

わみを荷重とともに表わせば，それぞれ図3-3 a), b)のようになり，また腹板とフランジの接合辺上の中央点Cのフランジのねじれ角を示せば図3-3 c)のようになる．さらに，図3-3と同じ点の変位を， $Z=1.72$ の曲線桁について示したものが図3-4 a)～c)である．なお，図3-4で $GJ_f/D_{wh}=1.58$ ， $EI_f/D_{wh}=1138$ の桁は $A_{fc}/A_w=0.5$ であり，その他の曲線は $A_{fc}/A_w=1.0$ ， $GJ_f/D_{wh}=12.6$ であるが，フランジおよび腹板の板厚が異なるためにパラメータ EI_f/D_{wh} の値が異なっている．図3-3および図3-4で，細線，細破線は板殻構造解析と比較のために，腹板のみを対象とした解析結果でそれぞれフランジとの接合辺を固定支持 (F. S.)，単純支持 (S. S.)としたものである．以下では，腹板パネルのみを取り出した解析結果はF. S.，S. S.の記号を用いて表わす．

図3-5は $GJ_f/D_{wh}=12.6$ ， $EI_f/D_{wh}=9100$ の場合の，各曲率パラメータ Z について腹板の点AおよびBのたわみを表わしたものである．また，比較のためにS. S.について腹板のたわみを示したものが図3-6である．

なお，図3-3～図3-6には，Sayed⁵⁾の腹板の座屈荷重，有限帯板法による圧縮フランジのねじれ座屈荷重²⁹⁾などもあわせて示した．ただし，フランジねじれ座屈モーメントについては，荷重の大きさを式(3-1)で表わしているので座屈時の k の値は腹板幅厚比によって左右される．したがって，図3-3では $h/t_w=300$ ， $b/t_f=24$ ，($A_{fc}=48\text{cm}^2$ ， $A_{fc}/A_w=1.0$)でありフランジ座屈荷重は $k=73.7$ ，一方，図3-4では $h/t_w=150$ ， $b/t_f=16.7$ ，($A_{fc}=48\text{cm}^2$ ， $A_{fc}/A_w=0.5$)でフランジ座屈荷重 $k=30.9$ となるが，座屈時のフランジ軸圧縮応力そのものは，図3-4の場合の方が大きい．

図3-2～図3-6から次のことがわかる．

まず，荷重初期の段階では，腹板圧縮側(点A)のたわみは曲率中心と反対側へ生じ，逆に引張側(点B)では曲率中心側にたわみを生じるのがわかる．そして引張側のたわみの増加率は荷重の増加とともに減少する．一方，圧縮側では，縦横比 $\alpha R_w/h=1.0$ の場合，荷重が大きくなると図3-2からわかるように，周方向に正弦半波(1次モード)のたわみ形から中央部が凹む正弦1.5波(3次モード)たわみ形に移行する．このため図3-3 b)あるいは図3-6に示すように，点Aのたわみはある荷重に達すると減少する．

この3次モードのたわみ形に移行する現象は，腹板パネルだけを対象とした図3-6の場合， $Z>1.0$ ではっきりと認められ，また曲率が大きいほど顕著である．これに対してフランジをも考慮した解析では， Z が大きいほど3次モードたわみ形に移行する傾向を示してはいるものの，たとえば図3-4($Z=1.72$)からわかるように腹板パネルのみの解析ほど顕著ではなく，大きな曲率(図3-3)の場合に現わ

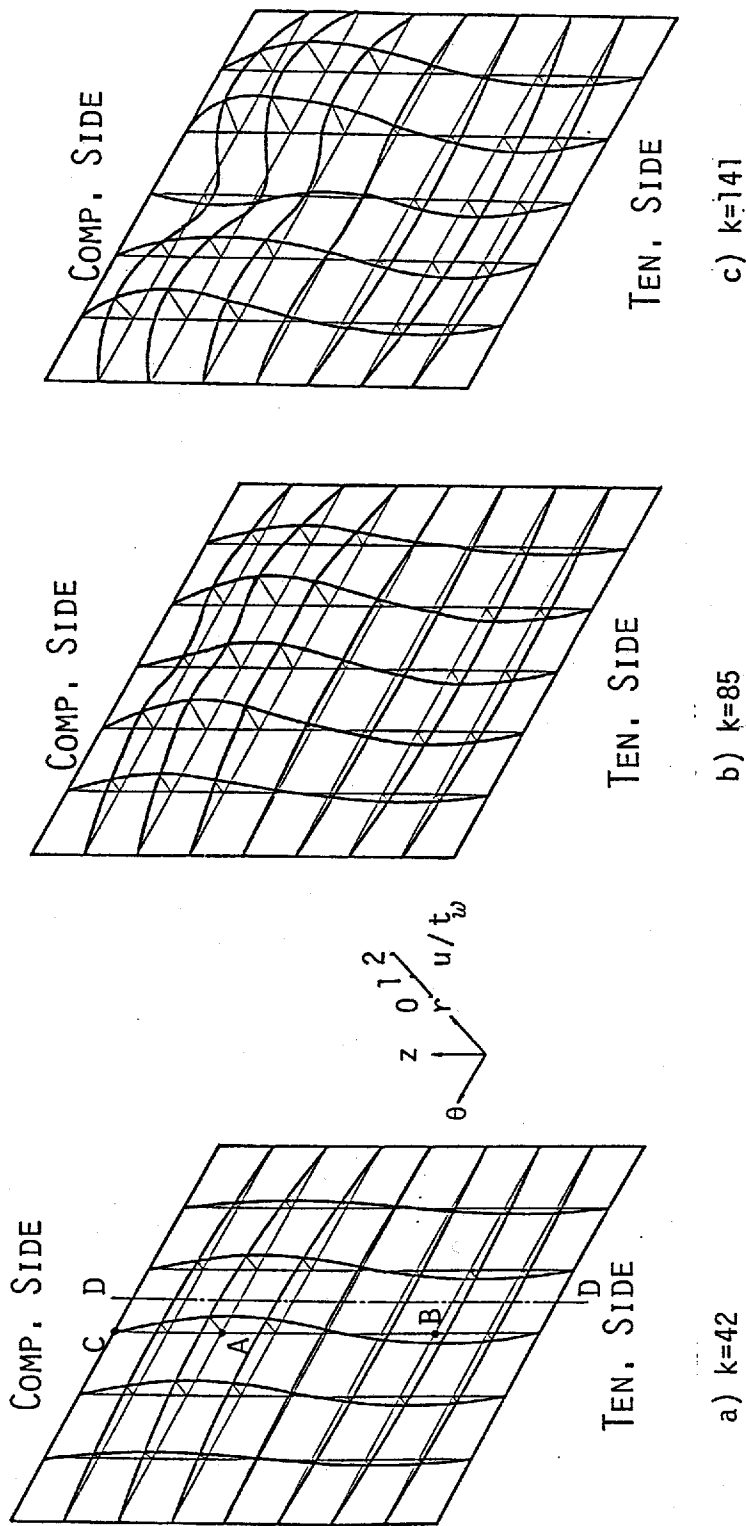
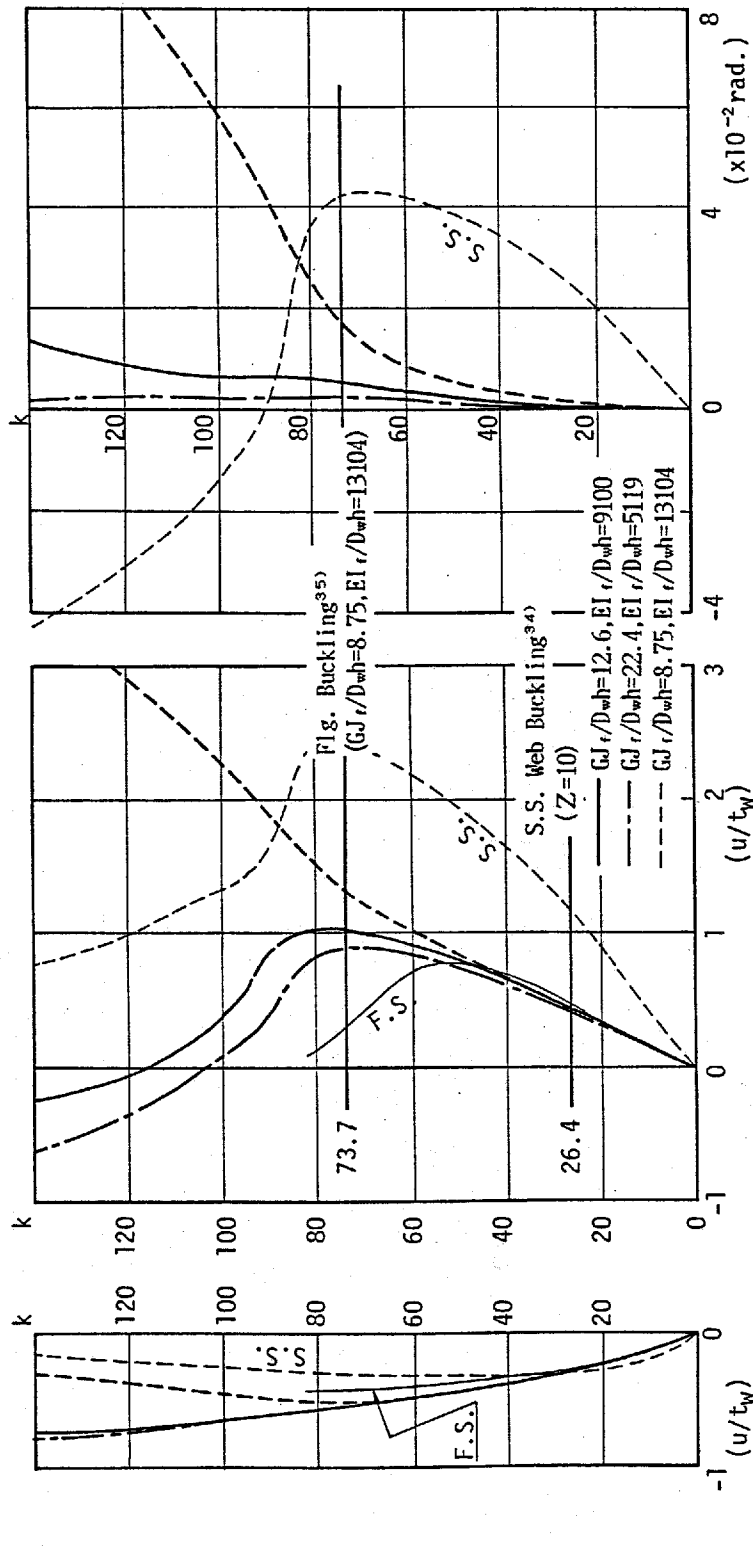


図 3-2 腹板のたわみ分布 ($Z=11.45$, $GJ_r/D_w h=12.6$)

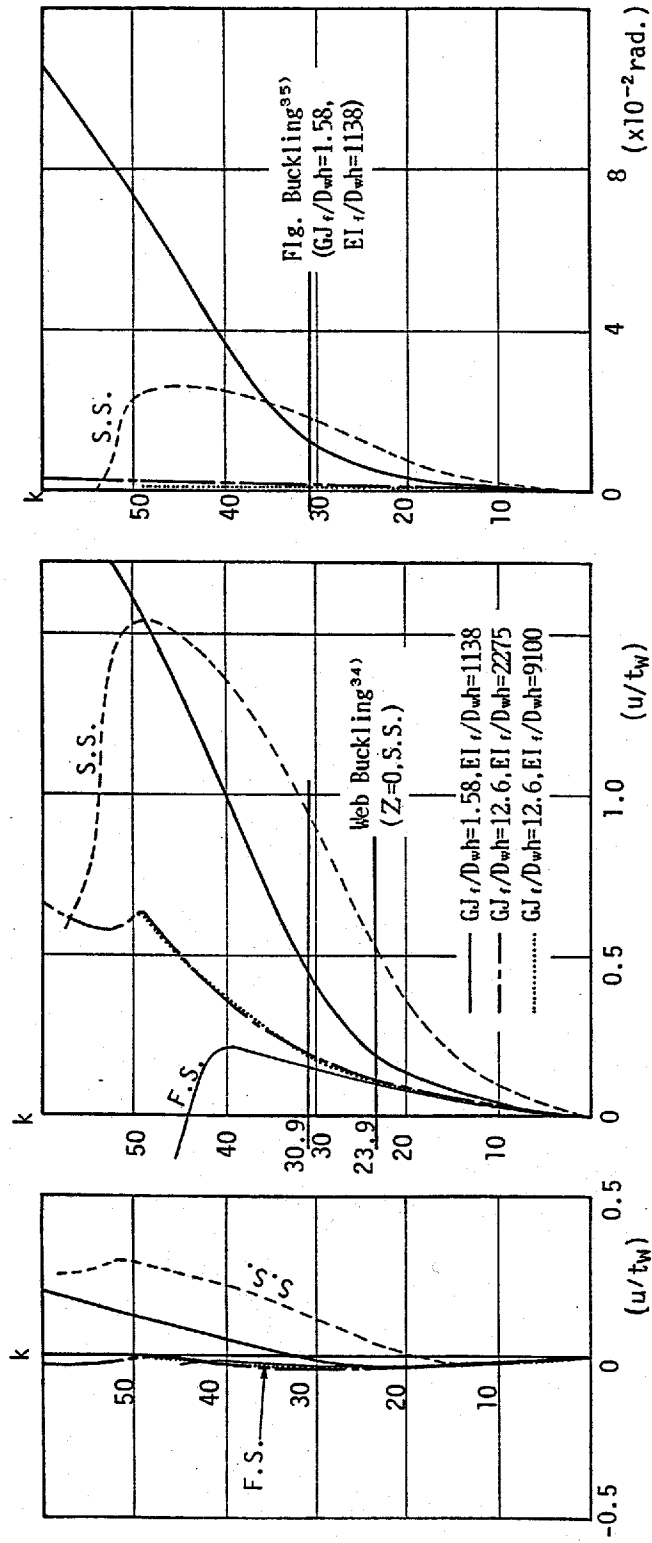


c) 点Cのフランジねじれ角

b) 点Aのたわみ

a) 点Bのたわみ

図 3-3 荷重-変位曲線 ($Z=11.45$)



a) 点Bのたわみ

b) 点Aのたわみ

c) 点Cのフランジねじれ角

図 3-4 荷重-変位曲線 ($Z=1.72$)

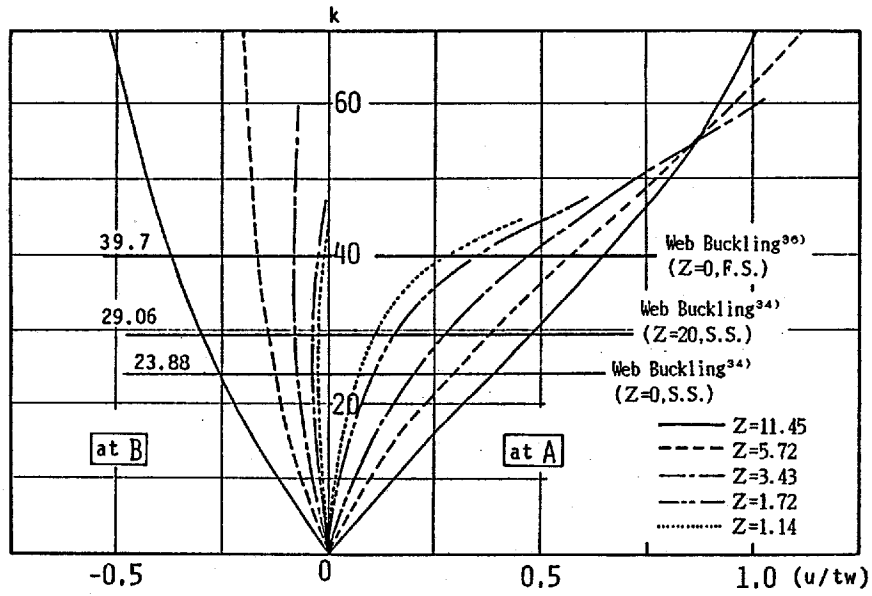


図 3-5 点AおよびBの荷重-たわみ曲線
 ($GJ_f/D_{wh}=12.6$, $EI_f/D_{wh}=9100$)

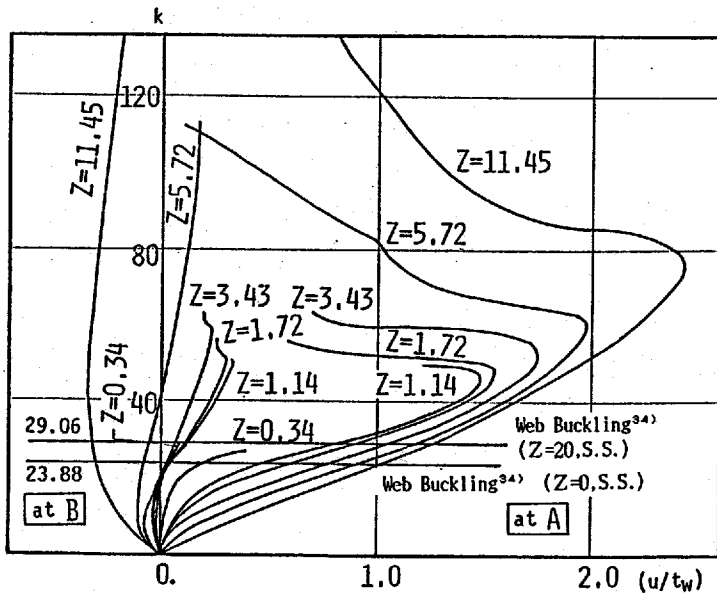


図 3-6 点AおよびBの荷重-たわみ曲線
 (S. S.)

れている。そして、図3-3では、板殻構造解析の場合は、3次モードへ移行するときの荷重が腹板パネルのみの解析に比べて大きくなっている。これは幾何学的非線形に起因して発生する圧縮フランジのねじれ角が、腹板のたわみモードの移行を拘束するためと考えられる。

また図3-5から、 $Z < 1.72$ では、F. S. かつ $Z=0$ の腹板パネルの座屈係数 $k=39.7$ 付近で腹板のたわみが急激に増加している。このような現象を一応腹板の座屈と考えると、 $Z > 3$ では、座屈現象は明確には現われず、荷重の低い状態から非線形性の強い挙動を呈しているのがわかる。腹板パネルのみを取り出した S. S. の解析、図3-6でも、 $Z < 3$ で座屈現象が現われているが、曲率が大きくなるにつれて不明確となっている。ただし、この座屈現象の座屈たわみ形は周方向に1次モードであるのに対して、固有値解析から得られる座屈モードは2次モードであることには注意しておく必要がある。

一方、図3-3では $GJ_f/D_{wh}=8.75$ 、また図3-4では $GJ_f/D_{wh}=1.58$ の場合には、それぞれ $k=73.7$ 、 $k=30.9$ 付近から急激にフランジねじれ角が増加しており、圧縮フランジのねじれ座屈が明確に認められる。そして、これらのケースでは腹板圧縮側に大きなたわみが発生しているが、これは明らかにフランジのねじれ座屈に影響されたものである。

さらに腹板パネルのみを取り出した解析結果と比較すると、 $GJ_f/D_{wh} > 8.75$ の範囲では、低い荷重レベル ($k < 40$) では F. S. すなわちフランジ・ウェブ接合辺が固定支持のモデルに近い挙動が得られている。三上、古西、米沢²⁾は腹板パネルのみの解析で GJ_f/D_{wh} が10程度を越えると固定支持の場合と同様な効果を与えているが、本解析における板殻構造解析においても同様のことがいえる。このことから荷重が小さい場合には、腹板パネルのみを取り出した解析モデルでも曲線桁腹板のたわみ挙動の一応の把握は可能であると思われる。しかし荷重が大きくなって、フランジのねじれ座屈あるいはその非線形挙動が現われると、これが腹板のたわみ挙動に大きく影響することには留意すべきである。

また、図3-3および図3-4から、パラメータ EI_f/D_{wh} が変化しても腹板のたわみには GJ_f/D_{wh} ほど影響しないことがわかる。このことと、第2章第5節で得たねじりモーメントの影響をあわせて考えると、発生するねじれ角があまり大きくない場合には、反り剛度が断面変形に与える影響は小さいと判断される。

3. 4 腹板の周方向応力性状

図3-2 a)に示す断面D-Dにおける腹板周方向応力分布を図3-7～図3-9に示す。図3-7は、 $GJ_f/D_{wh}=12.6$ に対し曲率パラメータ Z を変化させた場合であり、図3-8は $Z=11.45$ とし、 $GJ_f/D_{wh}=12.6$ の場合の板殻構造解析と腹板パネルのみを取り出したF. S. , S. S. の解析を比較したものである。また図3-9は $b/t_f(GJ_f/D_{wh})$ を変化させた場合の周方向応力分布を示したもので、図中a)では $GJ_f/D_{wh}=8.75$ の場合、またb)では $GJ_f/D_{wh}=1.58$ の場合、圧縮フランジがねじれ座屈現象を起こした後の応力状態である。そして、図3-9に対応して圧縮フランジと腹板の接合辺の縁応力を荷重とともに示したものが、表3-1 a), b)である。これらの図および表の応力分布は周方向応力 σ_θ と梁理論から得られる縁応力 $\sigma_m (=M_{ch}/2I)$ の比 σ_θ/σ_m を用いて表わした。

これらの図表から次のことがわかる。

すでに指摘されているように、これらの図でも腹板圧縮側の応力は梁理論から得られるそれよりも小さく、周方向応力の欠損が認められる。そして、図3-7から、その欠損量は曲率(Z)が大きい程大きいことがわかる。また、引張側でも、圧縮側ほど大きくはないものの、 σ_m の欠損がみられ、これも曲率が大きい場合ほど大きくなっている。

しかしながら、図3-7からわかるように荷重 $k=40$ では、曲率パラメータ $Z < 2$ 程度の場合、周方向応力分布は梁理論から得られる直線分布とほとんど差異がない。このことは、すでに架設されている曲線桁のほとんどが $Z < 4$ であり⁵³⁾、また降伏応力に達するまでは座屈を起こさないと考えた考えに基準をおいて設計することを考えると、現行の道路橋示方書にしたがって設計された曲線桁に関する限り、腹板の曲げ応力(周方向応力)の欠損は小さく、梁理論に基づく設計法で十分であることを示すことになる。

また、板殻構造解析結果と腹板パネルのみを対象とした解析結果を比較すると、図3-8からわかるように、圧縮側($z=3h/4$)の応力の減少はS. S. , 板殻解析, F. S. の順に小さくなる。これは、図3-4 a)からわかるように腹板圧縮側のたわみの大きさと対応しており、たわみが大きいほど応力欠損は大きいことを示す。

一方、図3-8で圧縮縁の応力をみると、すでに指摘されているように腹板パネル解析では梁理論による縁応力 σ_m よりもかなり大きな値が得られている¹⁰⁾のに対して、板殻構造解析結果は σ_m とほとんど差異がないのがわかる。すなわち腹板パネル解析では、腹板が負担する曲げモーメント($=M \cdot I_w/I$, $I_w=h^3t_w/12$)を全て腹板で受け持つために、中央部の応力欠損によって減少する曲げモーメントにみあう大きさだけ縁応力が増加しなければならないことを示す。これに対して板殻構造解析では、フランジをも含めて考慮しているため、腹板の応力の減少量を

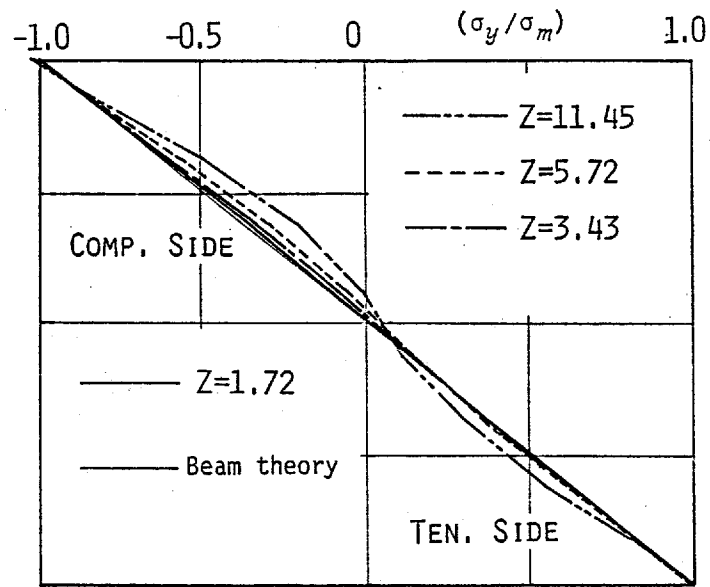


图 3-7 腹板周方向应力分布
 ($k=42.3, GJ_r/D_{wh}=12.6, EI_r/D_{wh}=9100$)

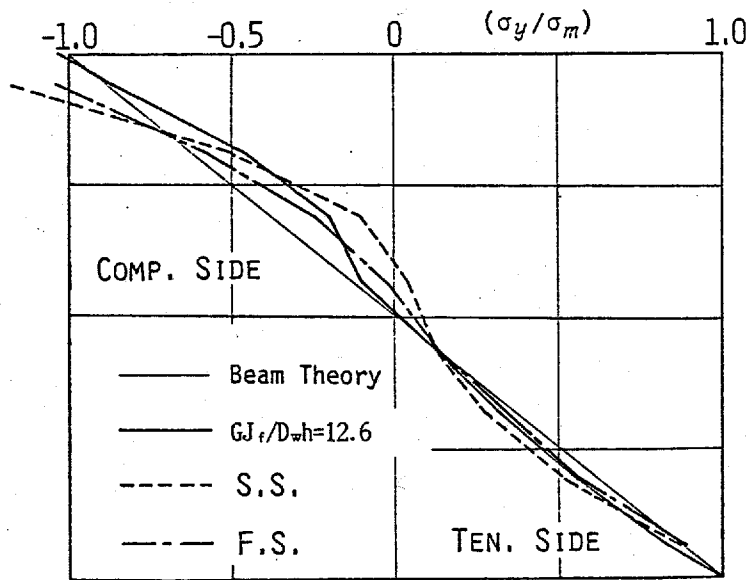
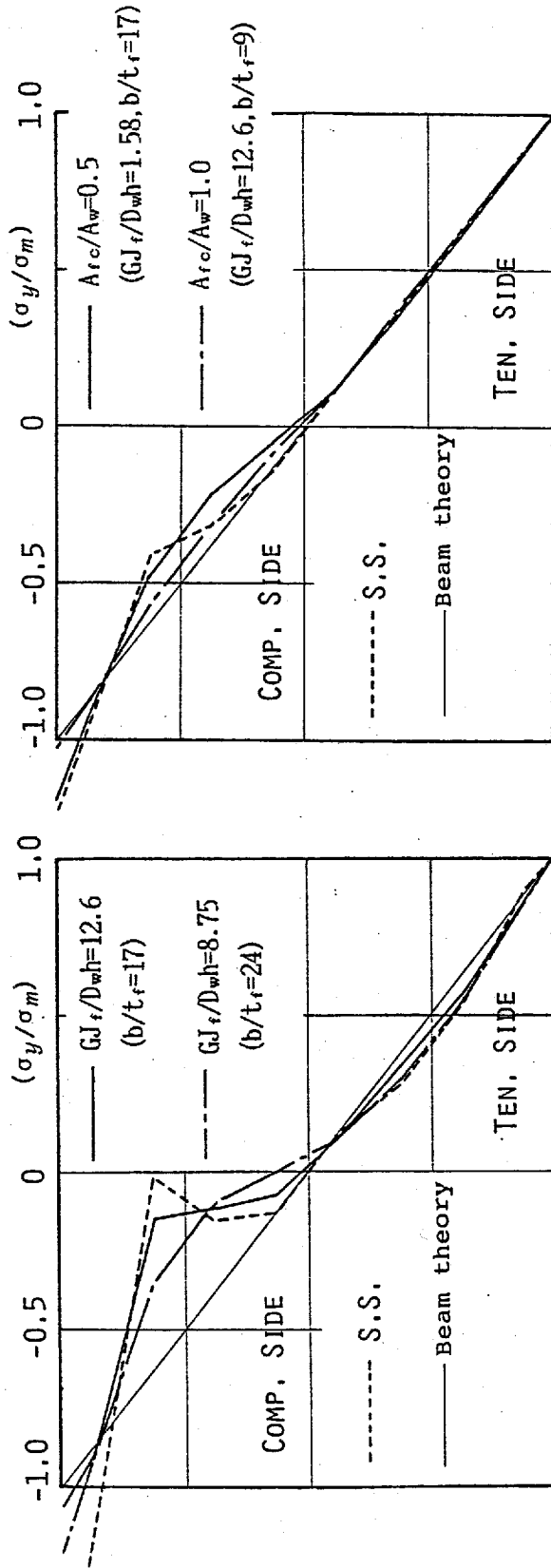


图 3-8 腹板周方向应力分布
 ($k=56.4, Z=11.45$)



a) $h/t_w=300, k=126.3, Z=11.45,$
 $A_w/A_w=1$

b) $h/t_w=150, k=56.0, Z=1.72$

图 3-9 腹板周方向应力分布

表 3-1 腹板圧縮縁の周方向応力 (σ_e/σ_m)

a) $Z=11.45, A_{fc}/A_w=1.0$

$GJ_f/D_w h$	22.4	12.6	8.75
b/t_f	9.0	16.7	24.0
k	14.1	1.0187	1.0194
	49.4	—	—
	67.0	—	—
	77.6	1.0345	1.0381
	98.1	1.0392	1.0399
	110.1	1.0423	1.0440
	122.8	1.0470	1.0486
	133.4	1.0499	1.0517
			1.0227
			1.0386
			1.0484
			(1.0655)
			(1.1271)
			(1.1668)
			(1.2011)
			(1.2308)

b) $Z=1.72$

A_{fc}/A_w	1.0	1.0	0.5
h/t_w	300	150	150
k	12.6	12.6	1.58
	14.1	1.0005	1.0004
	24.7	1.0012	1.0010
	38.8	1.0038	1.0038
	48.0	1.0095	1.0100
	56.2	—	1.0252
	66.1	—	1.0365
			(1.1186)
			(1.1900)
			(1.2726)

フランジが受け持つ、すなわち腹板の曲げモーメントの分担率は I_w/I よりも小さくなることを示しており、さらに腹板の応力欠損にともなうフランジの応力増加は小さいことを示している。たとえば、表3-1 a), b)では、腹板の応力欠損に起因して増加するフランジの応力は、 σ_m に対し大きくても5%程度である。したがって、フランジ・ウェブ面積比 A_{fc}/A_w が極端に小さくなければ、腹板の応力欠損はそれほど大きな問題ではないと判断される。また表3-1 b)から、 $A_{fc}/A_w=0.5$ の場合でも、フランジの応力は $A_{fc}/A_w=1$ の場合よりも幾分大きめではあるが、あまり大きな差異はないことがわかる。

また図3-9からは、 b/t_f の大きい($GJ_f/D_w h$ が小さい)場合の圧縮縁応力が大きいのがわかる。このときの荷重は、図3-3および図3-4からわかるように、フランジのねじれ座屈が現われて後であることから、フランジねじれ角が増大するためにフランジ縁の応力の負担能力が低下し、フランジ・ウェブ接合辺近傍に応力が集中したためと考えられる。表3-1では、フランジねじれ座屈が発生した後の荷重に対しては()をつけて表わしているが、表から、荷重の増加とともに圧縮縁応力は急激に増加し、 σ_m に対して20~30%程度も大きくなっているのがわかる。

3. 5 結 論

本章では、曲線 I 形桁の鉛直補剛材で挟まれた一区画を取りだし、これを板殻構造とみなして曲げを受ける曲線桁の断面変形解析を行なった。そして、腹板の挙動におよぼすフランジ剛性の影響を明らかにし、曲線桁の断面変形およびこれにともなう力学性状解明のための基礎資料を提供した。

本章において検討した結果から、次のことがいえる。

(1) 腹板縦横比 $\alpha R_w/h=1$ では、曲率が大きくなると($Z \geq 5$)、荷重の増加につれて腹板圧縮側のたわみは周方向に正弦半波(1次モード)から正弦1.5波(3次モード)へ移行する。

(2) この圧縮側のたわみの移行現象は、腹板パネルだけを取り出した解析では、曲率パラメータ $Z > 1$ で顕著に現われる。しかし、フランジを考慮した板殻構造解析では、圧縮フランジの非線形挙動に影響されて、腹板パネルだけの解析ほど顕著ではなく、 $Z > 5$ のようなかなり曲率の大きい場合に現われる。

(3) 曲率パラメータ $Z \leq 2$ では、腹板の座屈現象(たわみの急激な増加を示す)が認められ、また、曲げにともなう周方向応力の分布も直線桁とほとんど差異はない。したがって、曲率パラメータ $Z \leq 2$ 程度の曲線桁は、直桁とみなして

差し支えないと考えられる。一方、曲率が大きくなると ($Z \geq 5$) 腹板の座屈現象は不明確となる。ただし、この座屈現象に関しては、固有値解析から得られる座屈たわみ形は、たとえば $\alpha R_w/h=1$ の場合周方向に正弦1波 (2次モード) であるのに対して、解析結果は1次モードで対称なたわみ形である。

(4) 腹板の周方向圧縮応力の欠損は、曲率が大きいほどまた荷重が大きいほど大きい。腹板パネルだけの解析では、周方向圧縮応力の欠損と対応して、圧縮縁応力は梁理論によるそれよりもかなり大きな値となるが、フランジを考慮した板殻構造解析では、腹板の応力欠損に対応する曲げモーメントをフランジが受け持つので、圧縮縁応力の増加はわずかである。したがってフランジ面積が極端に小さい場合や大曲率の曲線桁の場合を除けば、周方向圧縮応力の欠損にともなう腹板圧縮縁応力の増加は無視してよいと考えられる。

(5) ところが、圧縮フランジのねじれ座屈が発生すると、フランジのたわみ (ねじれ角) に対応して腹板圧縮側の面外たわみは急激に増加し、さらにフランジ縁では圧縮応力の負担能力が低下するために、フランジ・ウェブ接合辺付近に応力が集中し、梁理論による縁応力の20~30%増となる。このことから、フランジのねじれ座屈は、桁の崩壊に対し致命的要因となることが予想される。

(6) 荷重が小さく ($k < 40$)、フランジのねじり剛性と腹板の曲げ剛度の比を示すパラメータ $GJ_f/D_{wh} \geq 10$ の場合には、フランジ・ウェブ接合辺を固定支持とした腹板パネルだけの解析で、実際の断面変形挙動の一応の把握は可能である。これに対して、フランジ・ウェブ接合辺を単純支持とした腹板パネル解析では、荷重初期段階からきわめて大きなたわみを発生し、実際の挙動とはかけ離れたものとなる。また、パラメータ EI_f/D_{wh} が腹板の挙動におよぼす影響は小さい。

第4章 曲げを受ける曲線 I 形桁の 弾塑性非線形挙動

4.1 緒言

直線プレートガーダーの曲げ耐荷力については、すでに数多くの実験的・解析的研究がなされ、実験結果をかなりの精度で表現しうる耐荷力算定式も提案されている⁸¹⁻⁸⁵⁾。これに対して曲線桁では、いままでに数多くの架設例をみながらも、その力学性状、特に曲げにともなう断面変形あるいは耐荷性状については、いまだ十分な解明がなされていないようである。このように、曲線桁の力学性状あるいは耐荷性状が明らかにされていない最も大きな理由は、パラメータとして曲率加わるために、1) 直桁と異なって力学性状が著しく複雑となり、たとえば連成するねじりにともなうフランジにhelical tensionが発生するなど、梁としての幾何学的非線形性が強いことに加えて、2) 薄肉構造物特有の問題といえる断面変形、とくに腹板の面外方向のたわみが荷重の小さい段階から発生し、これも幾何学的非線形性が顕著に現われること、であろう。

従来、曲線桁の幾何学的非線形挙動あるいは耐荷力に関する研究⁴⁰⁻⁴²⁾がいくつかあるが、これらの研究では断面変形が考慮されていない。一方、曲線桁腹板の力学性状解明のための解析研究^{1-3, 7-13)}、フランジをも考慮した曲線桁断面変形解析¹⁷⁻²²⁾に関する研究も行なわれている。しかし、これらは弾性解析で幾何学的非線形性のみを考慮するに留まっており、曲線桁の耐荷力までは言及されていない。したがって、断面変形が曲線桁の曲げ耐荷力におよぼす影響を解明するためには、材料学的非線形性をも考慮した断面変形解析が是非とも必要である。

そこで本章では、鉛直補剛材で挟まれた曲線桁の一区画に対し、幾何学的非線形性のみならず材料学的非線形性をも考慮した弾塑性板殻構造解析を行なって、曲線 I 形桁の曲げ耐荷性状の解明を試みる。上記の諸研究^{1, 7, 10)}では、腹板のたわみに起因して腹板の負担する曲げモーメントの欠損が起こることが指摘されている。本章でもこの腹板の応力欠損に特に注目し、フランジのねじれ座屈現象あるいはフランジの塑性域の進展が腹板の曲げモーメント分担率におよぼす影響

について検討する。

4. 2 解析条件とパラメータ

曲線桁が横桁などによって横倒れ座屈が起きないように補剛されている場合には、フランジなどの構成部材の局部座屈に起因する崩壊が起こる。この局部座屈に起因する崩壊形式に重要な関わりを持つパラメータは、第3章第2節で述べたものとも重複するが、フランジの自由突出幅厚比 b/t_f 、腹板幅厚比 h/t_w 、腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ 、フランジ・ウェブ面積比 A_{fc}/A_w などの直桁に関するパラメータのほかに、曲線桁では曲率が加わる。曲率を表わすパラメータとしては、腹板では曲率と腹板幅厚比をあわせて考えた曲率パラメータ $Z (=h^2\sqrt{1-\nu^2}/R/t_w)$ が代表的であり、またフランジでは b/R_w などが用いられている。本章では、腹板の剛性と断面変形をともなう弾塑性挙動との関連といった面から、腹板幅厚比 h/t_w と腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ を主に変化させ、他のパラメータはできるだけ一定とした。腹板幅厚比はかなり薄い腹板をも想定し $100 \leq h/t_w \leq 500$ とし、腹板縦横比は実橋で用いられる範囲 $\alpha R_w/h \leq 1.5$ とした。固定したパラメータに関しては、桁高 $h=120\text{cm}$ とし、フランジ自由突出幅厚比 $b/t_f=13.3$ は道路橋示方書⁶⁰⁾の規定($b/t_f < 16$)を満足する値を用いた。また、フランジ・ウェブ面積比 $A_{fc}/A_w=1.0$ とした。曲率パラメータ Z は、過去の実績⁵³⁾を考慮するとともに、前章における解析結果との比較も考えて $Z=11.45$ とした。したがって、 h/t_w の変化に伴って曲率半径 R_w は $10\text{m} \sim 50\text{m}$ 程度の範囲で変化している。なお、比較のために行なわれた弾性解析では、フランジ自由突出幅厚比 $b/t_f=16.7$ である。

一方、本章における解析モデルは、解析区間の両端でねじれ角を拘束した一次不静定モデル(第2章第5節参照)を採用した。曲線桁が直線桁と異なる大きな特徴の一つに、曲げとともに連成する曲げねじりモーメントに伴ってフランジに反り応力が発生するという曲げねじりの問題がある。本章で一次不静定モデルを採用したのは、反り応力に起因する塑性域の進展に伴って曲げねじり剛度が低下し、静定モデルでは横倒れ座屈に起因する崩壊が起きる可能性があることを考慮したためである。なお、第2章第5節にて述べたように、一次不静定モデルを採用しても桁の断面変形に関しては静定モデルの場合とほとんど変わらない。また、両端の反り拘束はないものとした。

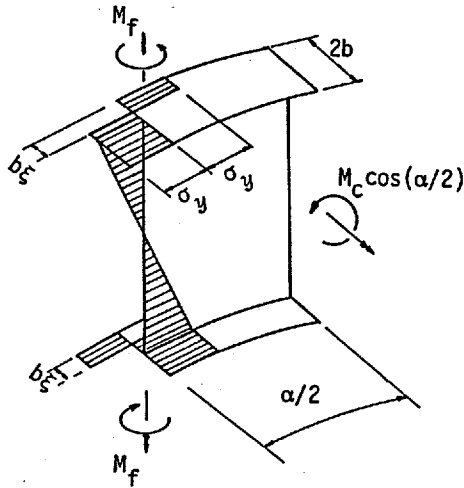


図 4-1 基準としたフランジ降伏モーメントの応力状態

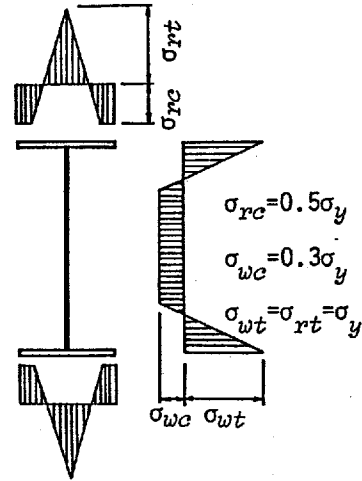


図 4-2 残留応力

曲げモーメントの大きさは、座屈係数に対応する荷重パラメータ式(3-1)によって表わすが、耐荷力を表わす場合には、 M_o/M_y^* が考えられる。ただしこの場合のフランジ降伏モーメント M_y^* は、図4-1に示すように、曲率に起因して発生するフランジの面内曲げ応力を考慮したものをを用いるのが妥当であろう。このときフランジのひずみ分布の直線性を考えると、フランジ全領域が降伏した状態ではフランジ-ウェブ接合辺上のひずみは降伏ひずみを越えることになる。したがって腹板の縁近傍部分は塑性域に達していなければならなくなり、図4-1に示すような腹板の応力状態は実際には考えられない。しかし図のような応力状態を仮定することによって、直桁のフランジ降伏モーメントの考え方と同じ基準で曲線桁の曲げ耐荷力を評価することができると思われる。

本解析における境界条件の下では、フランジに発生する面内の曲げモーメント M_f は、近似的に、中央断面から腹板の両端を結ぶ弦に下ろした垂線の距離(ライズ) $\delta = R \{1 - \cos(\alpha/2)\}$ と、フランジ軸力 $P = M_o / I \cdot h / 2 \cdot A_{fc}$ との積で与えることができるので、フランジ面内の曲げモーメント M_f をも考慮した降伏モーメント M_y^* は、

$$M_y^* = \sigma_y \cdot h \{ A_{fc}(1 - \xi) + A_w / 6 \} \dots \dots \dots (4-1)$$

と表わすことができる。ここに、 ξ は図4-1に示すように、曲げと圧縮力を同時

に考えたときに圧縮フランジに引張応力が発生する領域を示し、

$$\xi = 1 + \lambda - \sqrt{1 + \lambda^2}, \quad \lambda = \delta / b \dots\dots\dots(4-2)$$

である。したがって、降伏モーメント M^* は直桁の場合と異なり、ライズ δ の関数でもあることに注意する必要がある。

また、弾性係数 $E=2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ 、降伏応力 $\sigma_y=3000 \text{kg/cm}^2$ とした。

残留応力は、図4-2に示す分布形とした。ただし腹板の残留応力に関しては、実際の曲線桁腹板の桁高は大きく、また板厚は薄いと考えられるので、腹板の圧縮残留応力 σ_{wc} は小さいと考えられること、また筆者らが行なった曲線桁($h/t_w=178$)の残留応力測定結果(第7章第3節)でも $\sigma_{wc}=0.03 \sigma_y$ ときわめて小さい値であったことを考慮して、 $\sigma_{wc}=0.3 \sigma_y$ は $h/t_w=120$ 、 $\alpha R_w/h=1$ の場合にのみ採用し、他の解析ケースでは腹板の残留応力は考慮しないこととした。

4. 3 断面変形にともなう変位

パラメトリック解析を行なって得られた曲線桁腹板の全たわみ分布の一例を、図4-3に示す。図には考察を行なうために、特に着目した点あるいは断面の位置もあわせて示した。本章では図4-3の記号を用いて位置を表わすこととする。

解析によって得られた変位、たとえば図4-3のC-C断面の腹板のたわみは、梁のねじれ角によって生じる腹板のr方向変位と断面変形に起因して現われるそれとが加えられた形で現われる。ここでも第2章第4節にしたがって、フランジねじれ角や腹板のたわみなどの変位を梁の変位と断面変形による変位とに分解して表現し、断面変形に起因する変位を単に、フランジねじれ角、腹板たわみなどと呼ぶことにする。なお、梁のねじれ角による変位は、解析したスパンが短いこともあって、図4-3でもわかるように断面変形による変位に比べて極めて小さい値であった。

腹板縦横比 $\alpha R_w/h=1$ とし、各腹板幅厚比 h/t_w について断面変形にともなう変位を示せば、図4-4、4-5を得る。ここで図4-4および図4-5は、それぞれ中央断面圧縮側(点B)の腹板面外変位と点Aのフランジねじれ角を、荷重係数 k について表わしたものである。本解析では図4-2のような残留応力を仮定しているので、荷重初期から引張フランジにおいて塑性域が徐々に進展するが、これらの図では、

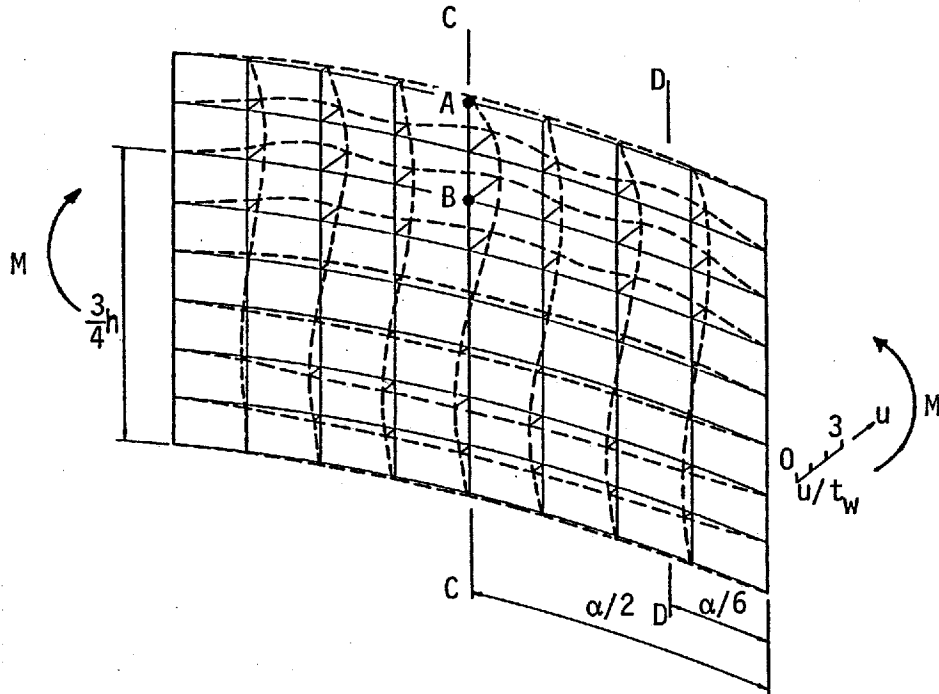


図 4-3 腹板の全たわみ分布 ($k=85.4$, $h/t_w=500$, $\alpha R_w/h=1.5$)

圧縮フランジの曲率中心側の縁が降伏するときの荷重係数もあわせて示した。また、圧縮フランジのみを取り出して第5章に示す有限帯板法によって弾塑性ねじれ座屈解析を行ない、得られた座屈圧縮力を用いて梁理論から計算される座屈曲げモーメントも図4-5に示した。フランジねじれ座屈解析では、フランジとウェブとの接合辺は単純支持を仮定した。

図4-4から、腹板圧縮側のたわみ u/t_w は、弾性域では h/t_w の大きさにかかわらず荷重係数 k に対してほぼ同じ値となっているのがわかる。これは、本解析では曲率パラメータ $Z (=11.45)$ を一定としたためと考えられる。また、本解析程度のフランジ ($b/t_f=13.3$, $A_{fo}/A_w=1$) では、腹板のたわみ挙動におよぼすフランジ剛性の影響は各ケースとも同じ程度であることを図4-4は示している。

また図4-4は、腹板幅厚比 $h/t_w \leq 200$ の場合には、弾性解析 ($h/t_w=300$) にみられるような腹板の幾何学的非線形挙動が顕著となる前に塑性域の影響を強く受けており、道路橋示方書⁶⁰⁾のプレートガーダーの腹板幅厚比制限 ($h/t_w \leq 152$) を満足する曲線桁では、腹板の幾何学的非線形挙動が曲げ耐荷力におよぼす影響は大きくないことを示している。これに対して薄い腹板 ($h/t_w \geq 300$) を持つ曲線桁では、その腹板の挙動はきわめて幾何学的非線形性が強く、腹板のたわみにともなって変化するフランジを支える腹板の支持力、すなわちBaslerらが観測した圧縮フラ

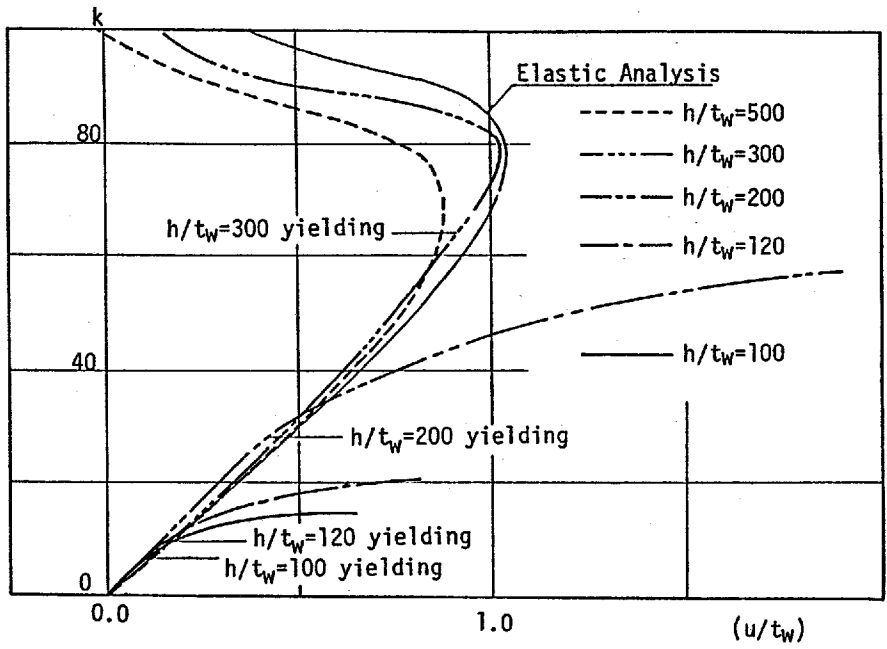


図 4-4 荷重(k)-腹板たわみ曲線(点B, $\alpha R_w/h=1$)

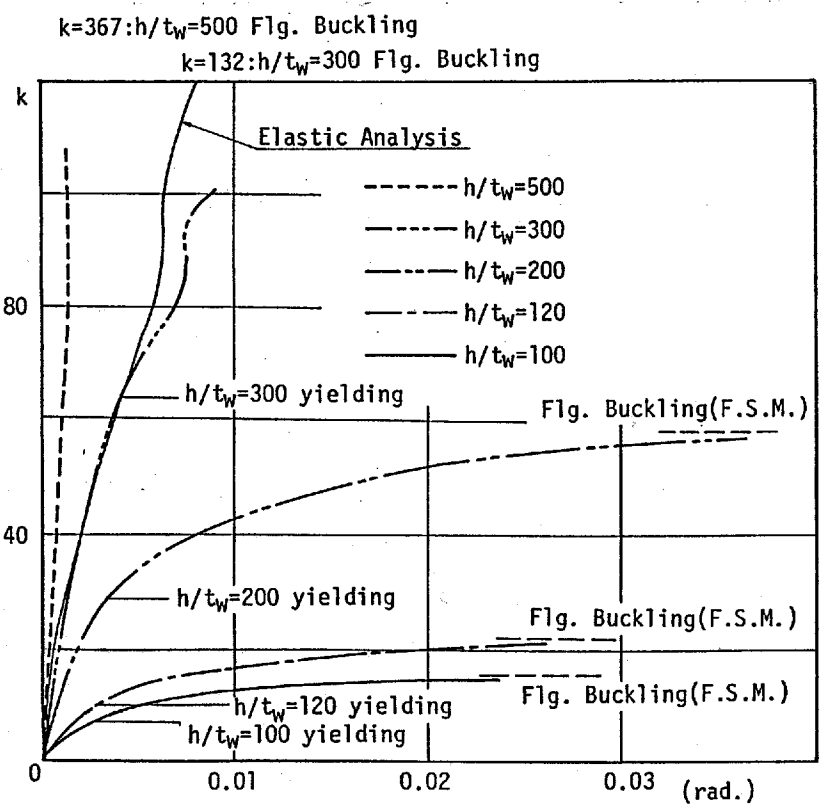


図 4-5 荷重(k)-フランジねじれ角曲線(点A, $\alpha R_w/h=1$)

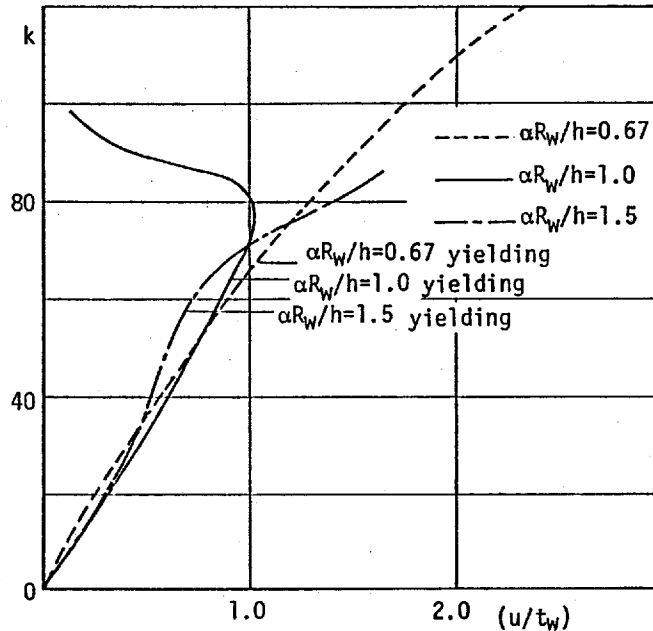


図 4-6 荷重(k)-腹板たわみ曲線(点B, $h/t_w=300$)

ンジの垂直座屈に起因する崩壊形式の観点から、今後十分な検討を要することも図は示唆していると思われる。

図4-5からは、圧縮フランジの曲率中心側の縁が降伏すると圧縮側のフランジねじれ角は増加し、 $h/t_w \leq 200$ の桁では有限帯板法で得られたフランジねじれ座屈モーメントに漸近しているのがわかる。このことから $h/t_w \leq 200$ の桁は圧縮フランジのねじれ座屈に起因する崩壊形式と考えられる。しかしこのフランジねじれ座屈現象は、腹板の挙動に影響されて荷重の小さい段階からわずかではあるがフランジねじれ角を生じるために、明確な分岐座屈ではない。そして、一旦フランジにねじれ座屈が発生すると、図4-4に示すように、これに影響されて腹板圧縮側のたわみが急増するのが認められる。

一方、腹板幅厚比を300とし各腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ について、腹板圧縮側点Bのたわみを示せば図4-6を得る。この図から、荷重係数 $k=40$ までは、腹板縦横比の差異にかかわらず、ほぼ同程度のたわみ値であるのがわかる。また $\alpha R_w/h=0.667$ の腹板のたわみは、荷重とともに増加し、 $k=80$ 付近から徐々にたわみの増加率が大きくなっている。これに対し $\alpha R_w/h=1.0$ では、3次モードへのたわみの移行が

現われて、 $k \geq 80$ では、たわみは減少傾向を示す。また $\alpha R_w/h=1.5$ の場合には、 $k=40$ 付近でたわみの増加率は減少するが、 $k \geq 70$ から再びそれは大きくなっている。これは、 $\alpha R_w/h=1.5$ では荷重の増加につれて腹板のたわみが1次モードから3次モードへ移行し、さらに図4-3に示すように5次モードへと移行するためである。このように、腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ が大きくなるにつれて、そのたわみ形は高次のモードが現われるのがわかる。

また、図4-5で圧縮フランジの内側縁が降伏するときの荷重が腹板幅厚比の小さいものほど低い値となっているのは、荷重係数 k で表現したことのほかに、曲率パラメータ Z を一定としたために、 h/t_w が小さいものほど曲率半径が小さくなってフランジ面内の曲げモーメントが大きくなることにも起因する。同様のことが図4-6でも考えられ、腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ が小さいものほどフランジ面内の曲げモーメントは小さくなるので、 $\alpha R_w/h=0.667$ の桁は他と比べて圧縮フランジ縁が降伏するときの荷重が大きくなっている。

4. 4 塑性域の進展

各荷重段階における塑性域の進展状況を示せば、図4-7、4-8を得る。これらの図は腹板縦横比 $R_w \alpha/h=1$ で、それぞれ腹板幅厚比 $h/t_w=120$ および200の桁について表わしたもので、 $h/t_w=120$ では、フランジのほかに腹板の残留応力も考慮されている。

フランジの周方向応力は、桁の曲げモーメントによる応力と残留応力、そして曲線桁特有のフランジ面内の曲げモーメントによる応力とが加えられた形で現われるが、これと対応して塑性域が拡っているのがこれらの図からわかる。すなわち、圧縮フランジでは残留応力の存在によりフランジ縁端部から降伏し、しかもフランジ面内の曲げモーメントによって(本解析では解析モデルの両端で反りを自由としているので)曲率中心側がそれと反対側よりも先に降伏する。これに対して、引張フランジでは腹板接合部から縁端部へ降伏域が拡るが、圧縮フランジと同様にフランジ面内の曲げモーメントによって曲率中心側が先に降伏する。

また、解析モデルの両端で反りを自由としているので、フランジ面内に生じる曲げモーメントは端部近傍では中央部(C-C断面)に比べて小さくなる。したがってフランジの曲率中心側では中央から両端に向かって塑性域が進行し、逆に曲率

中心と反対側では両端から中央に向かって塑性域が進行する。

なお、他の解析ケースでも同様の塑性域の進展がみられたが、腹板幅厚比が大きい場合($h/t_w \geq 300$)には、塑性域があまり拡らないうちに解析を続行することができなくなった。これは、変位あるいは応力性状などから弾塑性域における分岐現象と考えられるが、今後十分な検討が必要と思われる。

一方、図4-7と図4-8を比較すると、フランジでは同じ様な塑性域の進展が認められるが、腹板については、残留応力を考慮した $h/t_w=120$ (図4-7)では、荷重の低いレベルから引張側において徐々に塑性域が進行しており、またフランジの大部分が降伏しても圧縮側は全く降伏していない。これに対し図4-8($h/t_w=200$)では、 $M_o/M_y^* = 0.95$ 程度となると、腹板圧縮側および引張側ともにフランジ接合辺近傍が急激に降伏するのがわかる。

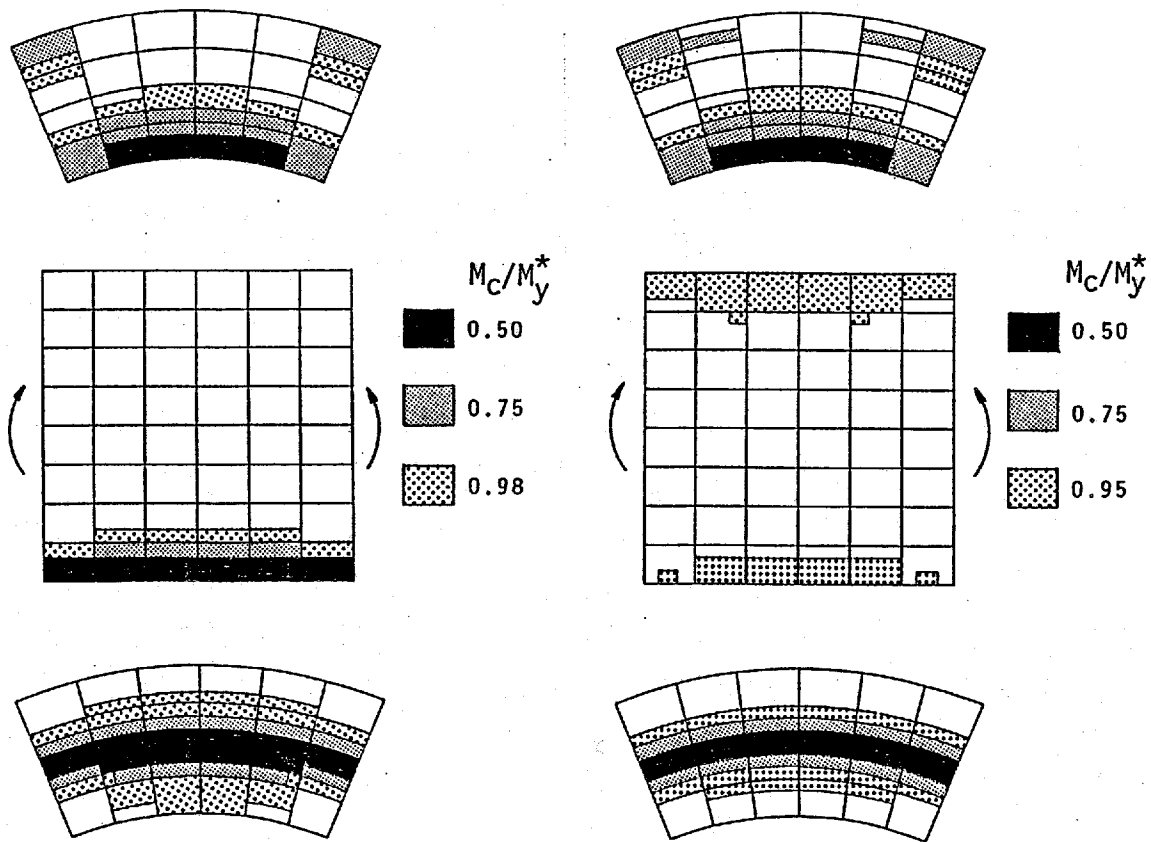


図 4-7 塑性域の拡り
($h/t_w=120$, $\alpha R_w/h=1$)

図 4-8 塑性域の拡り
($h/t_w=200$, $\alpha R_w/h=1$)

4. 5 腹板周方向応力と腹板の負担する曲げモーメント

腹板の残留応力を考慮した $h/t_w=120$, $\alpha R_w=1$ の場合の腹板の周方向応力分布を、各荷重の大きさについて示せば、図4-9のようになる。また、腹板の残留応力を無視した場合の一例を図4-10に示す。図4-10では梁理論から得られる腹板応力分布も細線であわせて示した。これらの図は、中央断面(C-C)付近のもので、周方向応力 σ_θ は降伏応力 σ_y との比で、また曲げモーメント M_o の大きさは、先に述べたフランジ面内の曲げモーメント(反りねじりモーメント)を考慮して得られる降伏モーメント M_y^* との比で示した。図4-11は、考察のために $\alpha R_w/h=1$ の桁のC-C断面における圧縮フランジのねじれ角を M_o/M_y^* とともに表わしたものである。

図4-9では、腹板引張縁近傍で、残留応力の影響によって、荷重の低いレベルから降伏域が拡っており、逆に圧縮縁では最高荷重($M_o/M_y^*=0.98$)となっても弾性域のままである。また、荷重のかなり大きい場合($M_o/M_y^*\geq 0.75$)には、腹板圧縮側の応力の欠損がみられるが、引張側ではそれは圧縮側ほど顕著ではない。

一方図4-10では、腹板の残留応力を考慮していないので、最高荷重($M_o/M_y^*=0.95$)では、引張縁のみならず圧縮縁も降伏しているのがわかる。また、引張縁の応力は梁理論から得られる応力よりもかなり大きく現われている。これは、フランジに残留応力が存在するために、腹板との接合辺近傍がすぐに降伏するため、フランジが分担すべき応力の一部を腹板が受け持っていることを示している。また、圧縮側の応力についても梁理論のそれよりも若干大きめの値を与えている。そして、荷重の増加につれて圧縮縁応力と梁理論との差異は大きくなり、圧縮側の応力欠損も大きくなるのがわかる。

腹板圧縮縁の応力の増加が $M_o/M_y^*\geq 0.5$ で顕著となるのは、次のことが考えられる。まず図4-8に示すように圧縮フランジでは、 $M_o/M_y^*=0.5$ で残留応力とフランジ面内の曲げモーメントに影響されて曲率中心側で降伏し、降伏域の進展にともなって腹板がフランジの圧縮力を分担しなければならなくなること、さらに図4-11でみられるように $M_o/M_y^*\geq 0.7$ では圧縮フランジのねじれ角が急増しており、これにともなって圧縮フランジ縁付近ではたわみ(w)を生じるために、フランジは曲げによる圧縮力に対し十分な抵抗力を維持できなくなって、腹板との接合辺付近に応力が集中することが考えられる。

なお、図4-11で圧縮フランジの曲率中心側が降伏する時の曲げモーメントは、

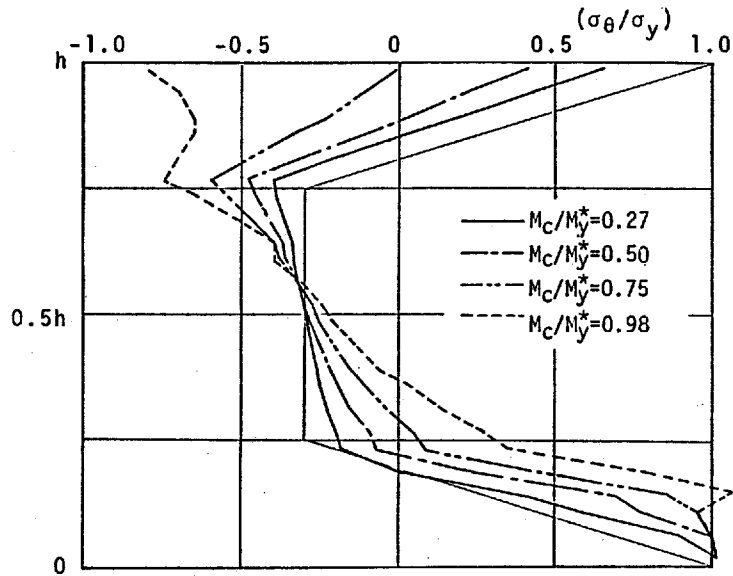


図 4-9 腹板の周方向応力分布
($h/t_w=120$, $\alpha R_w/h=1$)

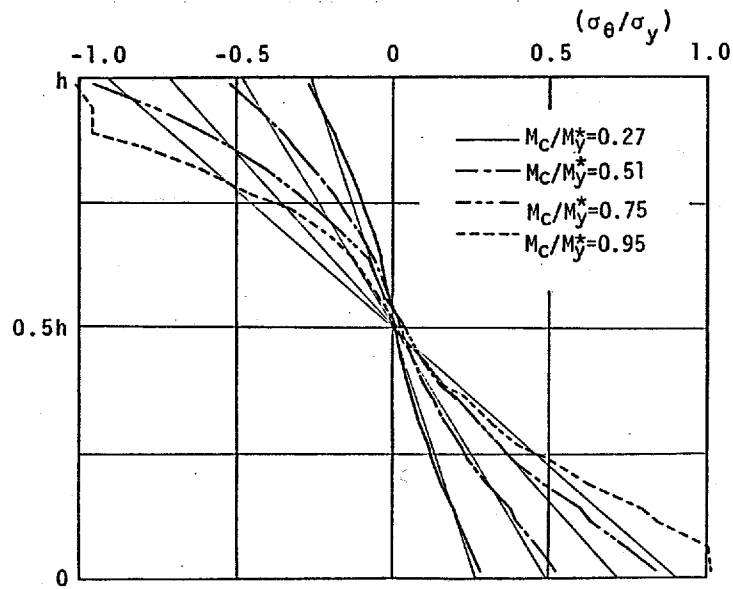


図 4-10 腹板の周方向応力分布
($h/t_w=200$, $\alpha R_w/h=1$)

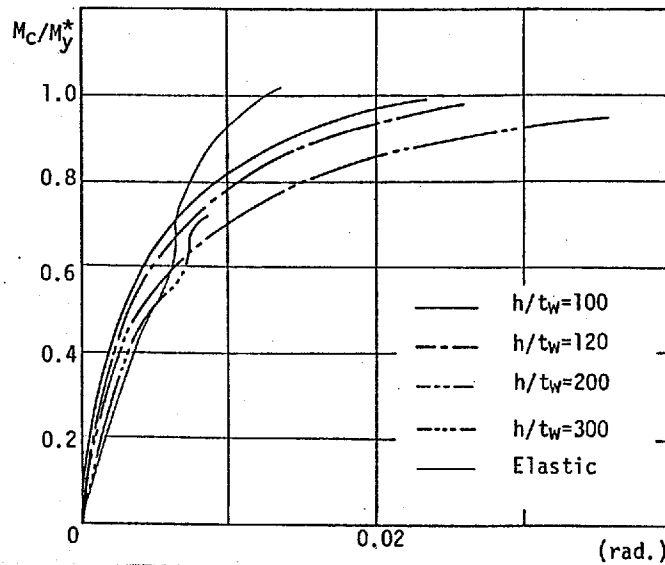


図 4-11 荷重-フランジねじれ角曲線(点 A)

腹板幅厚比の差異にはあまり関係なく， $M_w/M_y^* = 0.455 \sim 0.464$ の間であった。

ところで，図3-7, 3-8に示すように，また従来の研究報告にも指摘されているように，腹板圧縮側では，荷重の小さい段階からたわみを生じるために，周方向応力の欠損が起こる．そしてこのことも，フランジ圧縮縁応力が梁理論による縁応力よりも大きくなることの一因であるのは言うまでもないが，筆者がとくに興味を持ったのは，この応力欠損にともなって腹板の分担すべき曲げモーメントが，フランジの一部が降伏した場合に，どのように変化するかといった問題である．

いま，腹板の断面2次モーメントを $I_w (= A_w h^3 / 12)$ ，桁の断面2次モーメントを $I (= I_w + A_f c h^2 / 2)$ とすると，梁理論にしたがう腹板の曲げモーメント分担率は I_w / I で与えられる．したがってフランジ・ウェブ面積比 $A_f c / A_w = 1$ の場合， $I_w / I = 1/7$ となる．一方，解析によって得られた腹板の応力分布から計算される曲げモーメントを M_w とし， M_w / M_o と I_w / I の比を荷重とともに示せば，図4-12 a), b) および図4-13となる．図4-12 a), b) は $\alpha R_w / h = 1$ とし，各腹板幅厚比に対して表わしたもので，それぞれ C-C 断面および D-D 断面近傍の腹板曲げモーメント分担率を示す．また，図4-13は $h/t_w = 300$ とし腹板縦横比 $\alpha R_w / h$ が変化した場合を示す．なお， $\xi = 0$ の場合には，全塑性モーメント $(= A_f c \sigma_y h + A_w \sigma_y h / 4)$ 状態における腹板曲げモーメント分担率は， $A_f c / A_w = 1$ の場合， $M_w / M_o = 1/5$ であるから， $(M_w / M_o) / (I_w / I) = 1.4$ となる．

図4-12および図4-13からは，荷重の初期段階から腹板の曲げモーメント分担率

は、梁理論におけるそれ(=1/7)よりも10%程度減少しているのがわかる。すなわち荷重初期では、梁の曲げモーメント M_o の1.43%を余分にフランジが受け持つことをこれらの図は示している。これは曲板の弾性線形解析でも腹板の引張側、圧縮側ともに周方向応力の欠損が現われ、直線分布とはならないためである。

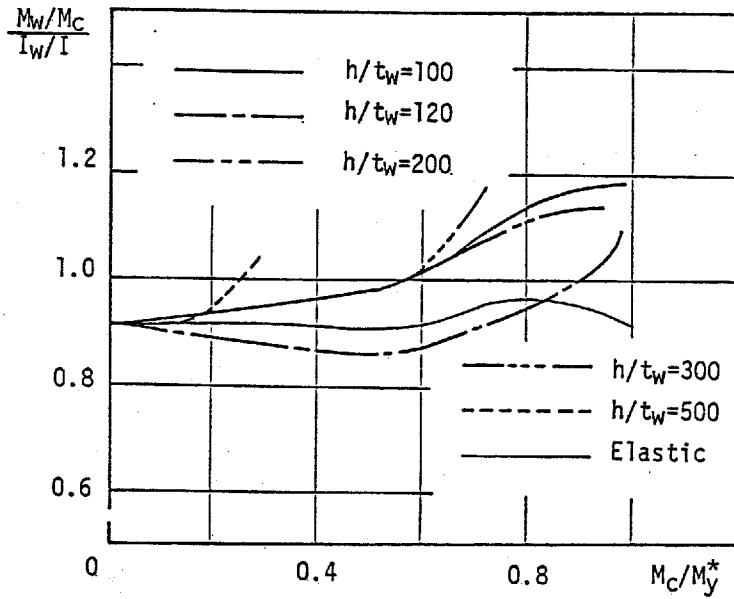
また図4-12 a), b)を比較すると、腹板残留応力を考慮した $h/t_w=120$ の場合を除いて、中央断面C-Cでは荷重の増加とともに腹板の曲げモーメント分担率は増加し、 $h/t_w \leq 300$ では $M_o/M^* = 0.6$ 付近で梁理論から導かれるのと同様の分担率となり、さらに大きな荷重では $(M_w/M_o)/(I_w/I) > 1$ となる。これに対してD-D断面では、図4-12 a)と同様な傾向が認められるものの、 $(M_w/M_o)/(I_w/I) = 1$ となるときの曲げモーメントは降伏モーメントの8割程度であり、腹板曲げモーメント分担率は断面の位置によって異なることがわかる。これは、腹板周方向応力の欠損が断面によって異なるためで、図には示さなかったが、腹板圧縮側のたわみの周方向分布が極値を与える位置では、応力欠損は比較的小さく、D-D断面のように極値から極値へ移り変わる位置においてそれは顕著であったことと対応している。

また、腹板残留応力を考慮した場合は、荷重の増加とともに腹板曲げモーメント分担率は、一旦梁理論に対し2割程度減少するが、 $M_o/M^* = 0.6$ 付近から増加し、降伏モーメント付近になると腹板が受け持つ曲げモーメントの割合はかなり大きくなる。一方、図4-13でも図4-12 a), b)と同様の傾向を示すが、腹板縦横比が大きいほど腹板の分担する曲げモーメントは小さい。これは腹板縦横比が大きくなるとライズ δ が大きくなり、曲板としての性質がより強くなるためと思われる。

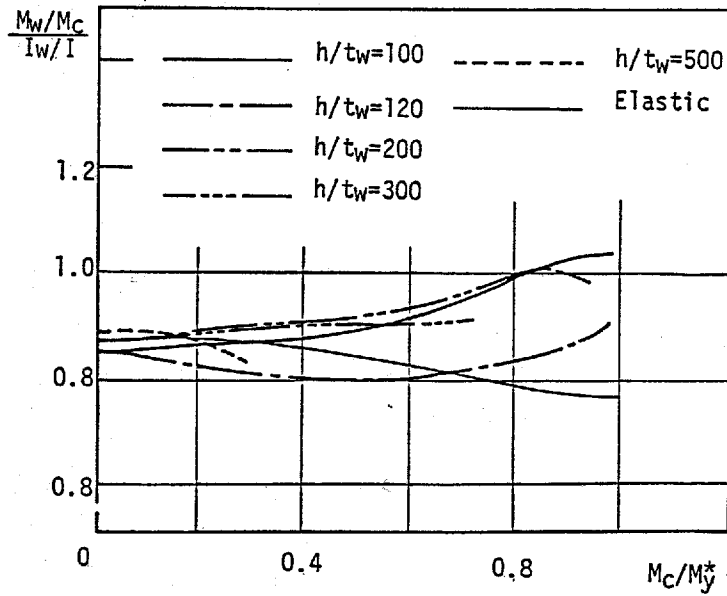
これに対して弾性解析では、倉西・樋渡¹⁰⁾が既に指摘しているように、 $(M_w/M_o)/(I_w/I)$ の増加はなく、腹板の曲げモーメント分担率は荷重の増加とともに急激に減少しているのがわかる。

このように、弾性解析では腹板の曲げモーメント分担率が小さくなるのに対して、弾塑性解析では荷重の増加につれて大きくなるのは、塑性域の進展あるいはフランジねじれ座屈などにより、フランジが曲げによる軸力を十分に受け持たなくなるために、腹板の分担する曲げモーメントは、弾性解析の場合と異なって、逆に増加しなければならないことを示している。

以上のことから判断すると、腹板幅厚比が大きい($h/t_w > 300$)桁では、フランジが降伏するまでに腹板の圧縮側の応力欠損が顕著となるので、腹板有効幅を設



a) C - C 断面



b) D - D 断面

図 4-12 腹板の曲げモーメント分担率
($\alpha R_w/h=1$)

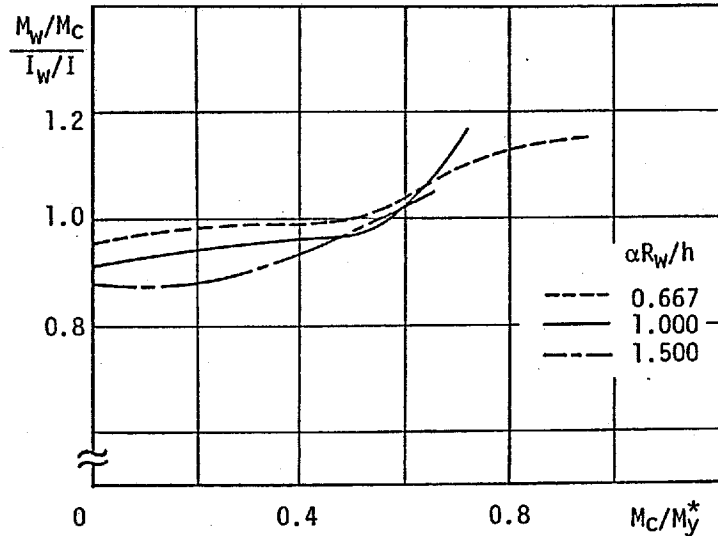


図 4-13 腹板の曲げモーメント分担率
(C-C断面, $h/t_w=300$)

定することは極めて意義深いと考えられる。しかし、フランジの弾塑性ねじれ座屈に起因する崩壊あるいは塑性崩壊を起こす場合のような腹板幅厚比が小さい曲線桁では、腹板の応力欠損が曲げ耐荷力におよぼす影響は小さいといえる。

4.6 結 論

本章は、幾何学的のみならず材料学的な非線形性をも考慮した弾塑性有限要素解析を行なって、曲げを受ける曲線 I 形桁の断面変形挙動を把握し、曲げ耐荷力解明のための一資料を提供することを試みたものである。

得られた結果に対して考察したことをまとめれば、次のようになる。

(1) 腹板幅厚比 $h/t_w < 200$ の桁の崩壊は、圧縮フランジのねじれ座屈に起因すると考えられた。しかし、このフランジねじれ座屈現象は、荷重初期からねじれ角を生じるので、直桁のような明確な分岐現象ではない。そしてフランジねじれ角が大きくなると、これが腹板のたわみにおよぼす影響は大きく、腹板圧縮側のたわみは急増する。

(2) 塑性域の進展は、フランジ面内の曲げモーメントと残留応力そして曲げ

によるフランジ軸力によって、フランジの中央断面曲率中心側で降伏し、これは両端部に向かって拡る。逆に、曲率中心と外側のフランジでは両端から中央に向かって塑性域が進展する。

(3) 腹板幅厚比 $h/t_w < 200$ の桁では、腹板の幾何学的非線形性が強く現われる前にフランジが降伏する。したがってこのような腹板幅厚比に対しては、腹板の幾何学的非線形性が曲げ耐荷力におよぼす影響は大きいものではないと思われる。

(4) フランジの降伏あるいは弾塑性ねじれ座屈現象によって、曲げによるフランジ軸力に対して圧縮フランジが十分な抵抗力を持たなくなると、腹板はこれに影響されて圧縮縁応力が急増する。このため、弾性解析とは異なり、腹板の負担曲げモーメントは増加傾向を示す。

(5) したがって、腹板幅厚比 $h/t_w > 300$ のような曲線桁では、腹板の応力欠損が顕著に現われるので腹板有効幅を設定するのは有意義であると思われるが、 $h/t_w < 200$ のような幅厚比の小さい曲線桁では、腹板の応力欠損が曲げ耐荷力におよぼす影響は小さいものと思われる。

(6) また弾性解析、弾塑性解析ともに、腹板縦横比 R_α/h が大きくなると、荷重の増加につれて腹板圧縮側のたわみ形は周方向に高次のモードが現われる。

第5章 有限帯板法による曲線桁 フランジの弾塑性局部座屈解析

5.1 緒言

Basler・Thurlimann^{2,3)}によれば、直線プレートガーダーの曲げ耐荷力は、圧縮フランジの3つの座屈形式、すなわち水平座屈（横倒れ座屈）、ねじれ座屈、鉛直座屈によって決定されるとしている。このような圧縮フランジの座屈に起因する崩壊形式は曲線桁でも考えられるが、曲線桁の挙動は幾何学的非線形性が強く、直桁におけるような明確な座屈は現われない。しかし、複雑な複合非線形問題として曲げ耐荷力が決定されるとしても、構造要素の座屈荷重を用いることによって実用可能な精度でそれを推定できるならば、座屈荷重に基準をおく評価法は、経済性あるいは簡便性の面できわめて有利といえる。

圧縮フランジの水平座屈に起因する崩壊は、横倒れ座屈と等価であり、横桁配置間隔を基本座屈長とする桁の全体座屈と考えられる。過去に行なわれた直線プレートガーダーの曲げ耐荷力実験のほとんどは横倒れ座屈に注目したものであり、また理論的にも研究され、直線桁に関するこの崩壊については実用上信頼しうる耐荷力推定が可能となった。曲線桁に関しても、中井・北田ら^{4,5)}の一連の実験研究や福本・西田^{41,48)}、前川・吉田⁴²⁾の曲げ耐荷力解析などがあり、曲げねじり問題をも含めて耐荷性状などは既に一定の成果が得られている。

一方、横桁などによって横倒れ座屈が発生しないように補剛されている場合には、フランジのねじれ座屈あるいは鉛直座屈によって崩壊する。

圧縮フランジのねじれ座屈は、横倒れ座屈と並んで代表的な崩壊形式で、腹板が十分な支持力をもって上下フランジ間隔を維持できる場合に起きると考えられる。曲線桁でも、藤井・大村²³⁾あるいは依田・末武・平嶋²⁴⁾が行なった板殻構造とした弾塑性有限変位解析において、フランジねじれ座屈崩壊が報告されている。圧縮フランジのねじれ座屈は、フランジウェブ接合辺で分離されたフランジ半幅に対し、三辺単純支持残り一辺自由の矩形板の座屈問題として扱われることが多い。曲線桁フランジの局部座屈については、Culverら^{25,26)}、川村・大塚・彦坂²⁸⁾、藤井・大村・河野²⁹⁾の研究があるが、必ずしも十分な基礎資料が得られているとは言い難い。またこれらの諸研究においても、フランジ半幅の解析モ

デルを用いているために、曲線桁の最も大きな特徴である反りモーメントが解析に正確には反映されていないといった問題点がある。それは曲線桁のフランジを腹板との接合辺で内側と外側の二つの部分に分離し、各半幅フランジに対して別々に解析するといった、直桁と全く同様の考え方を適用したことに起因する。

曲線桁が直桁と異なる最も大きな特徴は、曲げにともなって反りモーメントが連成するためにフランジには面内の曲げモーメントが発生することであろう。これが局部座屈に大きく影響することを最初に指摘したのはCulverら²⁵⁾であるが、彼らが採用したフランジ半幅の座屈解析モデルは反り応力を正確に評価することが不可能なものであった。ただし腹板の曲げ剛性が極めて大きく、腹板との接合辺上で固定支持が成立する場合には、曲線桁においてもフランジを二つに分離して扱えるのはいうまでもない。しかし実際の曲線桁腹板はフランジに比べて曲げ剛性が小さく、フランジのねじれに対して十分な抵抗力があるとは考えられない。したがって、曲線桁に関するフランジ局部座屈については、いま一度基礎資料を得、設計に関する十分な検討を行なう必要があるといえる。

一方、有限帯板法による解析は、Cheung¹⁰⁵⁾をはじめ多くの研究者によってすたになされており、また座屈問題への応用も試みられている¹⁰⁶⁾。

曲線桁のフランジは扇形板とみなすことができるので、円筒座標を用いた解析が精度等の面で有利である。従来、川村・大塚・彦坂²⁸⁾、藤井・大村・河野²⁹⁾は、有限帯板法を用いて曲線桁フランジ局部座屈解析を行ない、反り応力を考慮したフランジ幅厚比制限の提案、あるいは曲げにともなう軸応力と反り応力の座屈問題に関する相互作用の解明を試みた。しかしながら、これらの解析には、周方向応力だけを考慮するという仮定を用い、なおかつ仮想仕事の原理に基づく有限帯板法への定式化を円筒座標系を用いて行なったために、理論上の問題点がある。

固有値問題とした板の座屈解析においては、外荷重に対応する正確な応力状態を求めて解かれるべきはいうまでもないが、一般には解かれる系の支配的な応力のみを考え、その他の応力を無視するのが普通である。このとき直交デカルト座標系に基づく場合には、仮想仕事の原理における初期応力ポテンシャルの増分に支配的な応力だけを考慮して誘導された座屈方程式と、他の方法によって得られた座屈方程式のその応力のみを考慮した式とは一致する。ところが円筒座標系を用いた仮想仕事式においては、初期応力のポテンシャル増分を評価する段階で支配的な応力のみを与えて他の応力を無視すると、それから導かれるものは座屈方程式において支配的な応力のみを考慮したものとは必ずしも一致しない。これは、仮想仕事の原理から座屈方程式を誘導する過程で膜（面内）応力に関する応力釣

合条件が必要となるため、このような意味において、上記研究には周方向応力しか考慮しないといたした仮定から決定される限界を無視しても、その解析自体には理論的な適用限界がある。

以上の議論から、本章では、まず円筒座標系を用いて仮想仕事の原理から座屈支配方程式を導出することにより、既に行なわれた有限帯板法による曲線桁フランジ局部座屈解析^{28) 29)}の問題点を明確にする。そして曲線桁フランジの局部座屈解析に関して、有限帯板法を用いる場合のより正確な定式化を示す。さらにこの定式化に基づいた局部座屈解析を行なって、過去の研究で採用された解析モデル²⁵⁻²⁹⁾上の問題点、すなわちフランジ半幅をとりだした解析モデルでは曲線桁特有の反り応力を正確に評価できないこと、また正確な座屈応力を得るためにはフランジ全幅を考慮した解析が是非とも必要であることを示す。

なお、本章に示される有限帯板法による曲線桁フランジの座屈解析法は、第6章において使用される。さらに第8章においては、曲線桁フランジの鉛直座屈に起因する崩壊形式を解明するために、本解析法が応用される。

5.2 仮想仕事の原理による扇形板の座屈理論の定式化

いま、扇形板の座屈問題を仮想仕事の原理で表わせば、

$$\delta U + \delta W^{(0)} = 0, \dots\dots\dots(5-1)$$

ここに δU 、 $\delta W^{(0)}$ はそれぞれひずみエネルギーの変分、初期応力ポテンシャルの変分で、

$$\begin{aligned} \delta U = \int \int D \left[(w_{,rr} + \frac{w_{,r}}{r} + \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2}) (\delta w_{,rr} + \frac{\delta w_{,r}}{r} + \frac{\delta w_{,\theta\theta}}{r^2}) \right. \\ \left. - (1-\nu) \left\{ w_{,rr} \left(\frac{\delta w_{,r}}{r} + \frac{\delta w_{,\theta\theta}}{r^2} \right) + \left(\frac{w_{,r}}{r} + \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right) \delta w_{,rr} \right. \right. \\ \left. \left. - 2 \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right) \left(\frac{\delta w_{,r\theta}}{r} - \frac{\delta w_{,\theta}}{r^2} \right) \right\} \right] r dr d\theta, \dots\dots\dots(5-2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta W^{(0)} = \int \int (w_{,r} N_r \delta w_{,r} + \frac{w_{,\theta}}{r} N_\theta \frac{\delta w_{,\theta}}{r} \\ + w_{,r} N_\theta \frac{\delta w_{,\theta}}{r} + \frac{w_{,\theta}}{r} N_r \delta w_{,r}) r dr d\theta, \dots\dots\dots(5-3) \end{aligned}$$

である。ここに w はたわみ、 D は板の曲げ剛度、また N_r , N_θ , $N_{r\theta}$ はそれぞれ r 方向、 θ 方向の合応力、およびせん断合応力を示す。また $w_{,r}$ は $\partial w/\partial r$ を表わす。

ひずみエネルギー増分 δU にストークスの定理を適用し、部分積分を行なって変形すると、いくらか面倒な計算の後、次のような座屈支配方程式に関する部分と境界条件を表わす部分が導かれる。

$$\begin{aligned} \delta U = & \int \int D \nabla^4 w \delta w \, r dr d\theta + \int D \left[\left\{ w_{,rr} + \nu \left(\frac{w_{,r}}{r} + \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right) \right\} l^2 \right. \\ & \left. + \left(\nu w_{,rr} + \frac{w_{,r}}{r} + \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right) m^2 + 2(1-\nu) \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right) l m \right] \delta w_{,n} \, ds \\ & - \boxed{ D(1-\nu) \left\{ w_{,rr} - \frac{w_{,r}}{r} - \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right\} l m - \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right) (l^2 - m^2) \right] \delta w \\ & + \int D \left[(1-\nu) \frac{\partial}{\partial s} \left\{ \left(w_{,rr} - \frac{w_{,r}}{r} - \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right) l m - \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right) (l^2 - m^2) \right\} \right. \\ & \left. - \left\{ (\nabla^2 w)_{,r} l + \left(\frac{\nabla^2 w}{r} \right)_{,\theta} m \right\} \right] \delta w \, ds. \dots\dots (5-4) \end{aligned}$$

ここで、 s は境界に沿った線分、 l , m は境界に立てた法線のそれぞれ r および θ 軸の方向余弦である。

一方、初期応力ポテンシャルの増分 $\delta W^{(0)}$ に対して同様な処理を施すと、

$$\begin{aligned} \delta W^{(0)} = & - \int \int \left(N_r w_{,rr} + N_\theta \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} + 2N_{r\theta} \frac{w_{,r\theta}}{r} \right) \delta w \, r dr d\theta \\ & - \int \int \left\{ w_{,r} \left(\frac{N_r}{r} + N_{r,r} + \frac{N_{r\theta,\theta}}{r} \right) + \frac{w_{,\theta}}{r} \left(\frac{N_\theta}{r} + N_{\theta,r} \right) \right\} \delta w \, r dr d\theta \\ & + \int \left\{ (N_r w_{,r} + N_{r\theta} \frac{w_{,\theta}}{r}) l + (N_\theta \frac{w_{,\theta}}{r} + N_{r\theta} w_{,r}) m \right\} \delta w \, ds \dots\dots (5-5) \end{aligned}$$

となる。

上式右辺第2項は、扇形板の面内(膜)応力釣合条件、

$$N_{r,r} + \frac{N_{r\theta,\theta}}{r} + \frac{N_r - N_\theta}{r} = 0, \dots\dots (5-6)$$

$$\frac{N_{\theta\theta}}{r} + N_{r\theta,r} + \frac{2N_{r\theta}}{r} = 0, \dots\dots\dots(5-7)$$

を考慮すると、それぞれ次のように書き直される。

$$\iint w_{,r} \left(\frac{N_r}{r} + N_{r,r} + \frac{N_{r\theta\theta}}{r} \right) \delta w \, r \, dr \, d\theta = \iint w_{,r} \frac{N_{\theta}}{r} \delta w \, r \, dr \, d\theta, \dots(5-8)$$

$$\iint \frac{w_{,\theta}}{r} \left(\frac{N_{\theta\theta}}{r} + N_{r\theta,r} \right) \delta w \, r \, dr \, d\theta = - \iint \frac{w_{,\theta}}{r} \frac{N_{r\theta}}{2r} \delta w \, r \, dr \, d\theta, \dots(5-9)$$

したがって初期応力ポテンシャル $\delta W^{(0)}$ は

$$\begin{aligned} \delta W^{(0)} = & - \iint \left\{ N_r w_{,rr} + N_{\theta} \left(\frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} + \frac{w_{,r}}{r} \right) + 2N_{r\theta} \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right) \right\} \delta w \, r \, dr \, d\theta \\ & + \int \left\{ (N_r w_{,r} + N_{r\theta} \frac{w_{,\theta}}{r}) l + (N_{\theta} \frac{w_{,\theta}}{r} + N_{r\theta} w_{,r}) m \right\} \delta w \, ds, \dots(5-10) \end{aligned}$$

となる。

ここで、種々の断面力

$$M_r = -D \left\{ w_{,rr} + \nu \left(\frac{w_{,r}}{r} + \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right) \right\}, \dots\dots\dots(5-11a)$$

$$M_{\theta} = -D \left(\nu w_{,rr} + \frac{w_{,r}}{r} + \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \right), \dots\dots\dots(5-11b)$$

$$M_{r\theta} = -D(1-\nu) \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right), \dots\dots\dots(5-11c)$$

$$M_n = M_r l^2 + M_{\theta} m^2 + 2M_{r\theta} l m, \dots\dots\dots(5-11d)$$

$$M_{ns} = (M_{\theta} - M_r) l m + M_{r\theta} (l^2 - m^2), \dots\dots\dots(5-11e)$$

$$Q_r = -D(\nabla^2 w)_{,r}, \dots\dots\dots(5-11f)$$

$$Q_{\theta} = -D(\nabla^2 w)_{,\theta}/r, \dots\dots\dots(5-11g)$$

$$Q_n = Q_r l + Q_{\theta} m, \dots\dots\dots(5-11h)$$

を考慮すると、式(5-1)(5-4)(5-10)から次の座屈方程式

$$D \nabla^4 w = N_r w_{,rr} + N_\theta \left(\frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} + \frac{w_{,r}}{r} \right) + 2N_{r\theta} \left(\frac{w_{,r\theta}}{r} - \frac{w_{,\theta}}{r^2} \right), \dots (5-12)$$

と、境界条件式

$$M_n \delta w_{,n} = 0, \dots (5-13a)$$

$$\boxed{M_{ns} \delta w} = 0, \dots (5-13b)$$

$$V_n + \overline{Q_r} w_{,r} + \overline{Q_\theta} w_{,\theta}/r = 0, \dots (5-13c)$$

を得る。ここに

$$V_n = M_{ns,s} + Q_n, \quad \overline{Q_r} = N_r \zeta + N_{r\theta} m, \quad \overline{Q_\theta} = N_{r\theta} \zeta + N_\theta m,$$

である。

5. 3 曲線桁フランジ局部座屈解析における解析上の諸問題

前節で示したように、仮想仕事の原理から扇形板の座屈方程式の導出過程において、円筒座標系を用いた場合の最も大きな特徴は、式(5-5)から式(5-10)を導く過程で膜応力に関する釣合条件式(5-6)、(5-7)が必要となることである。このことは、座屈解析において、膜応力に関する釣合条件を満足しないような応力状態を仮定した場合には、仮想仕事の原理を用いて得られた座屈荷重と他の方法によって得られたそれとは必ずしも一致しないことを示す。

当然、実際の構造物に現われる応力状態を忠実に反映した場合には、釣合条件が満足されるので、両者は完全に一致するのはいうまでもない。しかし座屈問題解析においては、解かれる系の支配的な応力のみを考えその他の応力は無視して解くといったことが、従来、普通に行なわれてきた。ところが曲線座標を用いて仮想仕事の原理に基づいた座屈問題解析を行なう場合には、支配的な応力のみを考慮するだけでは膜応力の釣合条件式(5-6)、(5-7)が一般には満足されない。したがって、支配的応力のみを考慮し他の応力は無視するといった仮定を、初期応力ポテンシャルを表わす式(5-3)において導入する場合と、座屈方程式(5-12)まで導いた後にその仮定を取り入れる場合とでは、両者は等価にはならないことになる。

曲線桁フランジの応力状態は、曲げおよびそれにとりなう曲げねじりに対応する軸方向合応力 N_θ が支配的となるが、フランジは扇形板であるがために半径方向合応力 N_r あるいはせん断合応力 $N_{r\theta}$ も発生する。Culverら²⁵⁾は、曲線桁フランジ

の応力状態を平面応力問題として正確に解き、これを基に差分法による曲線桁フランジの局部座屈解析を行なった。その結果、実用範囲の曲線桁では、その応力状態に関して曲率の影響は小さく、曲げモーメントと反りねじりモーメントに対応するフランジ軸圧縮応力 N_{θ} を考慮するだけでも十分であることを指摘した。そして筆者らは、中央差分法によって、フランジ軸圧縮応力 N_{θ} のみを考慮して座屈方程式(5-12)を解き、曲率およびフランジ縦横比があまり大きくない場合には軸圧縮応力だけでもCulverら²⁸⁾が得た座屈応力と大差はないことを確認した。

一方、川村・大塚・彦坂²⁸⁾、藤井・河野・大村²⁹⁾は、軸圧縮合応力 N_{θ} のみを考えて、有限帯板法を用いた曲線桁フランジ局部座屈解析を行なっている。しかし、これらの解析では、軸圧縮応力 N_{θ} だけを考慮するといった仮定を式(5-3)において適用したために、上述の問題点が発生した。すなわちこれらの研究における初期応力ポテンシャルの変分は

$$\delta W^{(0)} = \int \int \frac{w_{,\theta}}{r} N_{\theta} \frac{\delta w_{,\theta}}{r} r dr d\theta \dots\dots\dots (5-14)$$

であり、これから導かれる座屈方程式は、

$$D \nabla^4 w = N_{\theta} \frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} \dots\dots\dots (5-15)$$

となる。

式(5-15)と式(5-12)を比べると、円筒座標系を用いることの大きな特徴である $N_{\theta} w_{,r}/r$ が欠落しているのがわかる。

このように曲線座標系を用いて仮想仕事の原理による座屈解析を行なう場合、その初期応力ポテンシャルを表わす段階で支配的応力だけを考慮して得られる座屈方程式は、必ずしも正確ではない。したがって、より正確な座屈応力を得るためには、少なくとも面内応力に関する釣合条件を満足させなければならないことになる。なお式(5-15)の導出過程で N_{θ} の θ 方向の変化はないものとした。実際には、 N_{θ} は周方向に変化するが、鉛直補剛材で挟まれた曲線桁の一区画に注目する場合この変化量は無視し得るほど小さい。

このような問題点を考慮して、以下では有限帯板法による曲線桁フランジの局部座屈解析を行なうためのより正確な定式化を試みる。

曲げを受ける曲線桁では、周方向合応力 N_{θ} が支配的となるが、 N_{θ} だけではフランジ面内の応力釣合条件が満たされないのは明らかで、実際にはこれを満足するような他の応力が存在しなければならない。いま、軸方向応力 N_{θ} の θ 方向の変化

はないものとし，せん断合応力 $N_{r\theta}$ は小さいので解析領域全体にわたって零と仮定すると，釣合条件式(5-7)は満足される．一方，もう一つの釣合条件式(5-6)は，

$$N_{r,r} + \frac{N_r - N_\theta}{r} = 0$$

となり，上式から r 方向合応力 N_r について解くと，

$$N_r = N_\theta(1 - r^*/r) \dots\dots\dots(5-16)$$

を得る．

したがって初期応力のポテンシャルの増分 $\delta W^{(0)}$ は次のように表わされる．

$$\delta W^{(0)} = \iint \left\{ w_{,r} N_\theta \left(1 - \frac{r^*}{r}\right) \delta w_{,r} + N_\theta \frac{w_{,\theta\theta}}{r} \frac{\delta w_{,\theta\theta}}{r} \right\} r dr d\theta \dots\dots\dots(5-17)$$

ここで， r^* は N_r の応力的境界条件から決定される積分定数で，本解析では”フランジ縁端部で $N_r=0$ ”の条件から，腹板を挟んで曲率中心側のフランジについては $r^*=R_1$ ，それと反対側のフランジでは $r^*=R_0$ である．ここに R_1 ，および R_0 は，それぞれ圧縮フランジの曲率中心側縁の半径，曲率中心と反対側縁の半径を示す．

式(5-17)とひずみエネルギー増分 δU を等価とおくことによって得られる座屈方程式は

$$D \nabla^4 w = \left\{ N_\theta \left(1 - r^*/r\right) w_{,rr} + N_\theta \left(\frac{w_{,\theta\theta}}{r^2} + \frac{w_{,r}}{r} \right) \right\} \dots\dots\dots(5-18)$$

となる．

式(5-18)では，式(5-15)とは異なり $N_\theta w_{,r}/r$ の項を考慮することが可能となっている．

5. 4 有限帯板法による曲線桁フランジの弾塑性座屈解析

フランジの局部座屈解析は，鉛直補剛材間隔を基本長とする座屈様式で，補剛材位置で単純支持された板の座屈問題として扱われたものが多い．本編でも，この考え方に従って，鉛直補剛材位置でたわみに対し単純支持された扇形板の弾塑性座屈解析を行なう．この境界条件を満足する変位関数として，橋軸方向には正弦関数を使用することとし，また，扇形帯板要素の場合，円筒座標を用いるのが精度等の面で有利であることを考慮して，Pardoen¹⁰⁷⁾らと同様に，次の変位関数

を採用した。

$$w_i = \sum_n [\eta^n \eta^{-n} \eta^{n+2} \eta^{-n+2}] \cdot \sin(n\pi\theta/\alpha) \cdot \{\alpha_{in}\} \dots (5-19)$$

ここに、 w_i は要素 i 内の任意点 (r, θ) のたわみ、 $\{\alpha_{in}\}$ は一般化変位であり、 $\eta = r/r_a$ (r_a は帯板要素を代表する半径)、 α は扇形板の開角である。なお、式(5-19)右辺の行ベクトルは、軸対称問題における円板のたわみ方程式の一般解である。

前節までに行なった仮想仕事式による座屈問題の定式化を、弾塑性域をも含めた形に拡張することは容易である。いま、非弾性域における応力-ひずみ関係式はBijlaardの塑性変形理論が成り立つとすると、増分形で表わされた曲げモーメント-曲率関係式は次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \delta M_r \\ \delta M_\theta \\ \delta M_{r\theta} \end{Bmatrix} = \frac{Et^3}{12} \begin{bmatrix} \kappa_1 & \kappa_2 & 0 \\ \kappa_2 & \kappa_3 & 0 \\ 0 & 0 & \kappa_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\delta w_{,rr} \\ -(\delta w_{,r/r} + \delta w_{,\theta\theta}/r^2) \\ 2(\delta w_{,r\theta}/r - \delta w_{,\theta}/r^2) \end{Bmatrix} \dots (5-20)$$

ここに、 $\kappa_1 \sim \kappa_4$ は

$$\begin{aligned} \kappa_1 &= \frac{4}{\beta}, & \kappa_2 &= 2 \frac{1-(1-2\nu)\tau}{\beta}, & \kappa_3 &= \frac{1+3\tau}{\beta}, \\ \kappa_4 &= \frac{1}{2+2\nu+3e}, & & & & \dots (5-21) \end{aligned}$$

であり、 $\beta = 5-4\nu+3e-(1-2\nu)^2\tau$ 、 $\tau = E_t/E$ 、 $e = \epsilon_p/\epsilon_y$ で与えられる。ここに、 ν は非弾性域でのポアソン比 ($=0.5$)、 E_t は応力-ひずみ曲線の接線弾性係数、 ϵ_p はひずみの塑性成分、 ϵ_y は降伏ひずみである。式(5-20)で、 $\tau=1$ および $e=0$ とおくと弾性域の曲げモーメントと曲率の関係となる。

式(5-20)を用いて式(5-2)を書き直せば、

$$\delta U = \iint \{\delta x\}^T \{M\} r dr d\theta, \dots (5-22)$$

と表わされる。

ここに $\{x\}$ 、 $\{M\}$ は、

$$\{ \alpha \} = \begin{Bmatrix} -w_{,rr} \\ -(w_{,r}/r + w_{,\theta\theta}/r^2) \\ 2(w_{,r\theta}/r - w_{,\theta}/r^2) \end{Bmatrix}, \quad \{ M \} = \begin{Bmatrix} M_r \\ M_\theta \\ M_{r\theta} \end{Bmatrix},$$

である。

式(5-19)を式(5-22)および式(5-17)に代入して仮想仕事式(5-1)をマトリックス表示し、三角関数の直交性を考慮すると、各座屈モード n に対する固有方程式 $|K_{\sigma n} - K_{\sigma n}| = 0$ (5-23)

を得る。ここに $K_{\sigma n}$ 、 $K_{\sigma n}$ はそれぞれ剛性マトリクス、初期応力マトリクスである。式(5-23)から得られた各座屈モードに対する座屈応力のうち、最小なものが実際に現われる座屈応力であり、それに対応する n が実際に現われる座屈モードとなる。

ところで、曲線桁に曲げが作用すると、圧縮フランジの応力は、桁の曲げモーメントに対応するフランジ等分布圧縮応力（曲げ応力）と、曲げとともに連成する曲げねじりモーメントに対応するフランジ面内の曲げ応力（反り応力）が加わった状態となる。したがって、解析は、曲げ応力と反り応力の比が一定となる条件の下で行なう必要がある。一方ひずみについては、梁理論を重視すると、半径方向に直線変化（正確には反りひずみは直線変化ではないが曲率が小さいので直線とみなして差し支えない）の分布形状であることが要求される。弾性座屈の場合、曲げひずみと反りひずみの比は曲げ応力と反り応力の比に等しくなるが、非弾性座屈においては、曲げひずみと反りひずみの比は弾性域のような応力との対応関係がなくなってしまう。さらに、溶接などによる残留応力も考慮しなければならないのはいうまでもない。

そこで解析では、まず、弾性域で応力に対応する曲げひずみと反りひずみを、同時に与えて、(1) 式(5-23)を固有値問題として解き、座屈ひずみを得る。(2) そして座屈ひずみが非弾性域にあれば、得られたひずみに対応するフランジ軸圧縮力 P とフランジ面内の曲げモーメント M_r を求め、両者の比が所定値を満足するようにひずみ分布を修正する。(3) さらに修正されたひずみが式(5-23)を満たしているか確かめ、満足していなければ再び(1)から(2)の処理を繰り返す、といった方法を採用した。許容誤差は、フランジ面内の曲げモーメント M_r と、軸圧縮力 P とフランジ半幅 b の積との比 $M_r / P b$ の値が所定値の0.1%以内、また、座屈ひずみについては、上記(3)において前回とのひずみの誤差が0.1%以内とした。

また、塑性域および残留応力をできるだけ正確に考慮するために、帯板要素の内部をさらに細かく分割してこれに対処した。

5.5 精度の検討

圧縮を受ける周辺単純支持正方形板（一辺 a ，板厚 t ）の弾性座屈係数を各要素数 N について表わせば、図5-1を得る。解析では扇形帯板要素を使用しているので、開角をできるだけ小さくし開角 $\alpha = 5.73 \times 10^{-4} \text{rad.}$ とした。図から4分割程度で十分な精度が得られているのがわかる。また、図には一般に多く採用されている r 方向3次多項式からなる変位関数を用いた解析結果もあわせて示すが、これと比べて式(5-19)で示した変位関数は幾分収束が速いようである。

また、図5-2に示すような半径 R_w ，板厚 t_r ，幅 $2b$ ($b/R_w = 0.1$ ，縦横比 $\alpha R_w/b = 20$) の扇形板に、等分布圧縮応力と反り応力が同時に作用する場合 ($M_r/Pb = 0.2$) の弾塑性座屈係数 k_{mean} を、要素数 N と要素内の分割数 m について示せば表5-1のようになる。表から、要素数 $N=4$ ，要素内分割数 $m=20$ とすると、 $N=20$ ， $m=20$ の値に対して0.04%の誤差であり、この程度の要素分割で実用上十分であると思われる。

以上の結果から、以下では要素数4，要素内分割数20を用いることとする。

図5-3 a) ~ b) に、Culverら²⁵⁾ が得た曲線桁フランジの座屈曲線と本解析結果を比較した一例を示す。図は、反り応力がなく曲げ応力（等分布圧縮応力）だけの場合で、 $b/R_w = 0.1$ である。図5-3 a) は、腹板を境界として曲率中心側（内側）の半幅フランジを取り出し、その境界辺で単純支持とした場合の座屈曲線であり、図5-3 b) はそれと反対側（外側）のフランジ座屈曲線である。

図中、一点鎖線（差分法）は過去に筆者らが行なった中央差分法による座屈解析結果で、座屈方程式(5-12)において軸方向応力 N_θ のみを考慮したものである。また、Culverらの曲線（実線）は文献25) から読み取ったもので曲線自体はいくらも正確性に欠けるが、フランジの応力状態は N_θ のみならず他の応力 N_r ， $N_{r\theta}$ も正確に考慮したものである。一方、破線は、初期応力ポテンシャルにおいて軸方向応力 N_θ のみを考慮した式(5-14)を適用して得られたもの²⁹⁾ である。そして本解析で提案した式(5-17)を用いた座屈曲線を●で示した。

図から式(5-17)を適用して得られる座屈曲線は、フランジ応力として周方向応力 N_θ しか考慮していないにもかかわらず、Culverらの曲線ときわめてよく近似しており、ほとんど一致しているのがわかる。これに対して、初期応力ポテンシ

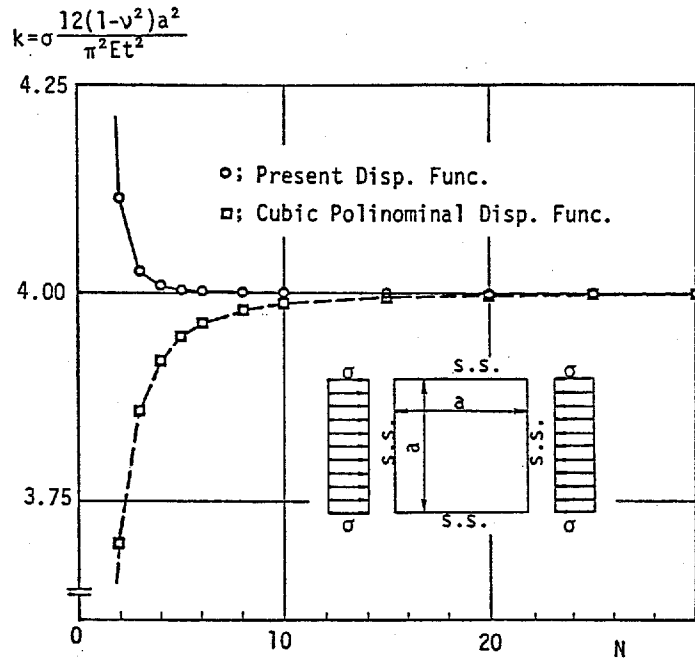


図 5-1 圧縮を受ける正方形板の座屈

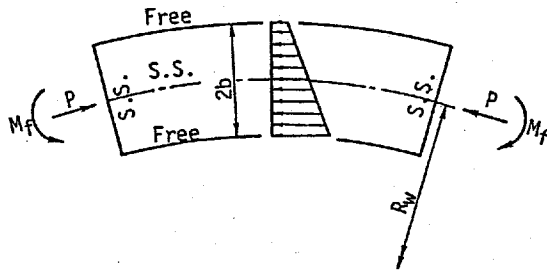


図 5-2 曲げ応力と反り応力を受ける曲線桁フランジ

表 5-1 曲げ応力と反り応力を受ける曲線桁フランジの

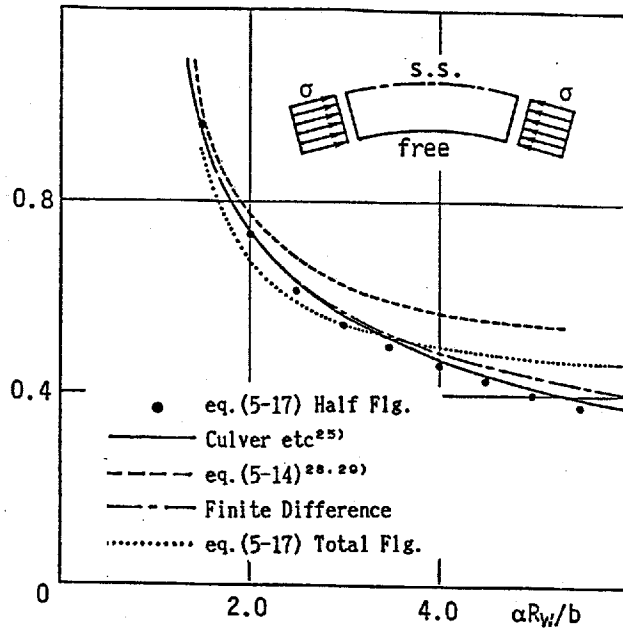
$$\text{弾塑性座屈係数 } k_{\text{mean}} \left(= \frac{P_{\text{cr}}}{2t_f} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 E} \frac{b^2}{t_f^2} \right)$$

m \ N	2	4	6	8	20
5	0.2610	0.2509	0.2520	0.2530	—
10	0.2510	0.2531	0.2519	0.2517	0.2517
16	0.2519	0.2517	0.2524	0.2519	—
20	0.2532	0.2518	0.2520	0.2522	0.2519

Note N : Number of elements

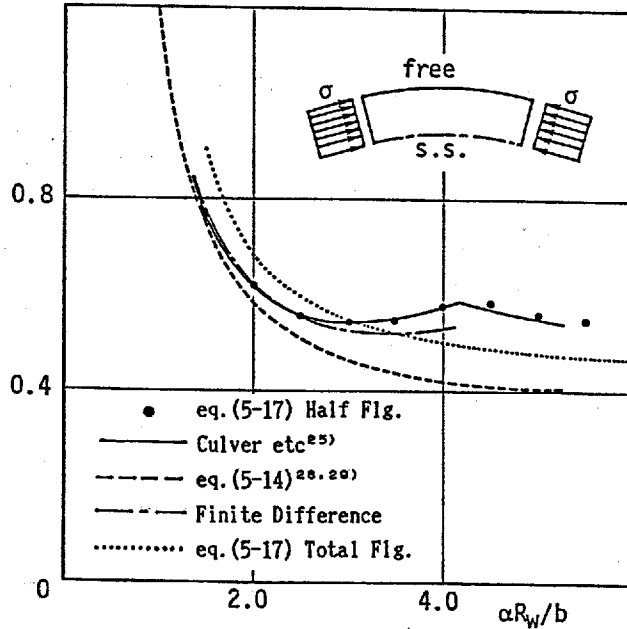
m : Number of sub-elements in an element

$$k = \sigma \frac{12(1-\nu^2)b^2}{\pi^2 E t_f^2}$$



a) 内側フランジ

$$k = \sigma \frac{12(1-\nu^2)b^2}{\pi^2 E t_f^2}$$



b) 外側フランジ

図 5-3 解の精度(フランジ座屈曲線, $b/r_w=0.1, M_f/P_b=0$)

シャルを表わす式(5-3)において軸方向応力 N_0 以外の応力を無視した場合，すなわち式(5-14)から得られた座屈曲線と，本解析結果あるいはCulverらの曲線を比較するとかなり大きな差異が認められる．そして，その差異はフランジ縦横比 $\alpha R_w/b$ が大きいほど大きい．たとえば内側フランジでは，縦横比 $\alpha R_w/b=5$ で，本解析の場合 $k_{mean}=0.404$ であるのに対して，式(5-14)から得られるそれは0.546で35%も差異がある．なお，曲率が十分に小さく矩形板として扱える場合には，式(5-14)，式(5-17)のどちらを適用しても同じ解となるのはいうまでもない．

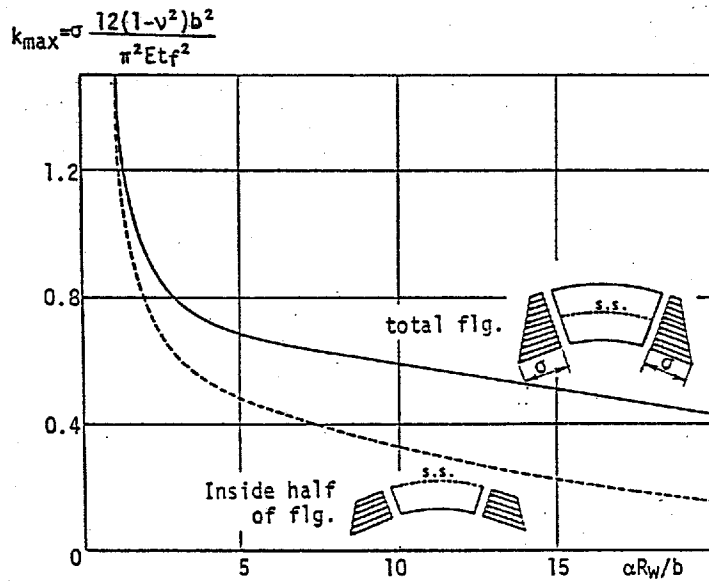
このように，扇形板の座屈解析を曲線座標系を用いて行なう場合には，支配的応力だけを考慮するといった仮定を初期応力ポテンシャルを評価する段階で導入すると，得られた座屈応力は正確ではない．したがって，正確な座屈応力を得るためには，支配的応力以外の応力 N_r も，たとえば N_0 を用いて表現するなどの処理を施し，少なくとも膜応力の釣合条件は満足させる必要があるといえる．

5.6 解析モデルに対する考察

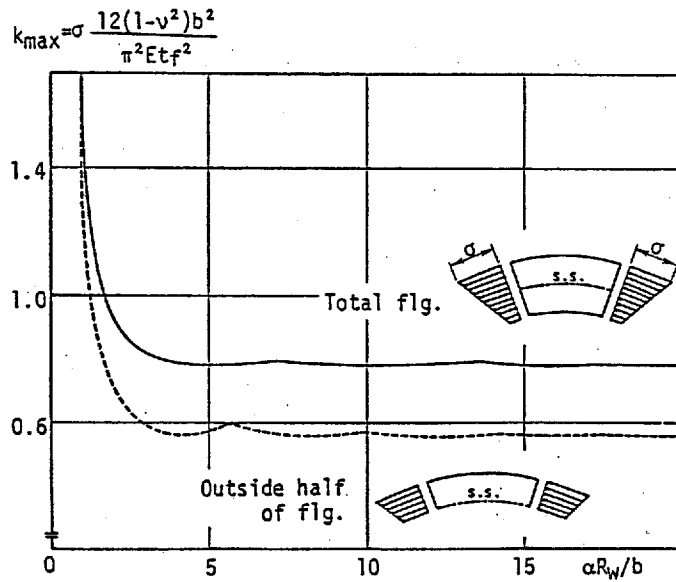
従来，曲線桁フランジの局部座屈解析²⁵⁻²⁹⁾には，直桁のそれと同じモデル化を行なって，フランジを腹板との接合辺上で分離した半幅のフランジを解析対象としていた．

このフランジ半幅モデルを用いた場合とフランジ全幅を対象とした場合の座屈応力を比較するために，図5-3には，フランジ全幅の解析モデルを用いて得られる座屈曲線を点線で示した．また，反り応力がある場合に対して， $b/R_w=0.05$ の弾性座屈曲線を示したものが図5-4 a)～b)である．図5-4 a)およびb)は，反り応力によるフランジ面内の曲げモーメント M_r と曲げ応力によるフランジ軸力 P の比を示すパラメータ M_r/Pb を，それぞれ0.2，-0.2とした座屈曲線で，半幅フランジの解析は外側と内側に分離してそれぞれに解かれた座屈係数 k_{max} のうち小さい方だけを示した．

図5-3および図5-4から，半幅の解析結果と全幅のそれとは大きな差異があるのがわかる．たとえば図5-3では，外側と内側に分離して解かれた座屈係数 k は， $\alpha R_w/b=5$ のとき，それぞれ0.563，0.404であるのに対して，全幅モデルのそれは0.479であり，半幅モデルの結果とは $\pm 16\%$ 程度もの差がある．反り応力がある場合には，両モデルの差異はさらに大きくなり，図5-4 a)， $M_r/Pb=0.2$ では， $\alpha R_w/b=10$ のとき，全幅の座屈係数 $k_{max}=0.588$ に対して内側半幅のそれは0.327，また，図5-4 b)， $M_r/Pb=-0.2$ では，全幅0.781，半幅0.569ときわめて大きな



a) $M_t/Pb=0.2$



b) $M_t/Pb=-0.2$

図 5-4 半幅モデルと全幅モデルの座屈曲線の比較
(反り応力がある場合, $b/R_w=0.05$)

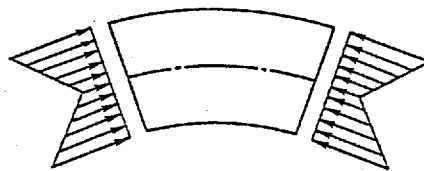


図 5-5 フランジ半幅モデルの応力状態

差が認められる。なお、半幅モデルと全幅モデルとの差異は、曲率パラメータ b/R_w が大きいほど、また反り応力が大きいほど顕著に現われる。

図5-3および図5-4からわかるように、フランジ半幅の解析で得られた座屈応力のうち小さい方を用いると、設計上は安全側になる。しかし、上述のように、半幅解析モデルによる座屈応力を採用するのは、あまりにも安全側過ぎる設計を行なうことになると判断される。したがって、曲線桁では、とくに曲げねじりにともなう反り応力が存在するために、圧縮フランジ全幅に注目した座屈解析が是非とも必要である。

なお、フランジ半幅の解析モデルは反り応力を正確に考慮したものではない。すなわち、得られる座屈応力は、図5-5のような応力状態に対応するものであり、反り応力分布とは全く異なるものである。実際には、解析しない側のフランジの応力は解析する側のフランジよりも小さいので、解析しない側のフランジは解析する側のフランジの座屈をある程度拘束することになる。したがって全幅の座屈応力は半幅のそれよりもかなり大きくなると考えられる。

5.7 結 論

以上、曲線桁フランジの局部座屈解析に関して、曲線座標系を用いる場合の解析上の問題点を指摘し、有限帯板法による座屈問題解析のより正確な一解析法を示し、さらにこの解析法を用いて、曲線桁フランジ全幅に注目した局部座屈解析を行なって、過去の諸研究において採用されたフランジ半幅の解析モデルの問題点を示した。

本研究で得られた結果をまとめれば次のようである。

(1) 曲線座標系を用いて、仮想仕事の原理から板の座屈方程式を導出するためには膜応力に関する釣合条件が必要である。このことを考慮して、有限帯板法を用いた曲線桁フランジの局部座屈解析をより正確に行なうために、式(5-16)のような半径方向応力 N_r をも考慮した解析法を提案した。これによって、円筒座標系を用いることの大きな特徴である $N_{\theta w, r}/r$ を考慮することが可能となった。

(2) 直桁のフランジ局部座屈解析と同じ考え方に基づいたフランジ半幅の解析モデルは、曲線桁の場合には適用できない。とくにこのモデルはフランジ反り応力を正確に考慮することができず、フランジ全幅に注目した解析が是非とも必要である。

(3) 曲率パラメータ $b/R_w < 0.02$ 、かつ反り応力が $-0.2 < M_t/Pb < 0.2$ の範囲で

あれば，初期応力ポテンシャルの増分式 (5-14) を採用しても，曲線桁のフランジ座屈応力の把握は一応可能である．しかし，曲率が大きい場合，とくに反り応力が大きい場合には，式 (5-14) は適用できず，式 (5-16) を用いるべきである．

第6章 曲線桁圧縮フランジの 局部座屈と幅厚比制限

6.1 緒言

プレートガーダーの曲げ崩壊形式の一つに圧縮フランジのねじれ座屈に起因する崩壊がある。これは、曲げにともなうフランジ圧縮力によって、フランジが鉛直補剛材間で局部的なねじれ座屈を起こす崩壊で、過去に行なわれた多くの曲げ耐荷力実験結果^{82, 73)}でも、横倒れ座屈とならんで代表的崩壊形式として知られている。従来、小西・福本・伊藤^{87, 88)}、Nishino・Tall・Okumura⁸⁹⁾は、プレートガーダーの圧縮フランジの局部座屈を十字柱のねじれ座屈問題としてとらえ、フランジ幅厚比の実験的検討を行なっている。また、これらの研究では梁理論を用いたねじれ座屈の定式化と解析もなされているが、フランジ局部座屈に関するいままでの解析的資料は板理論によるフランジ局部座屈解析⁵⁹⁾によるものも多いようである。また、小松・北田⁹⁰⁾は、自由突出圧縮鋼板の座屈に関する過去の研究成果を紹介するとともに、有限変位解析を行なってその強度特性を明らかにした。

板理論に基づくプレートガーダーのフランジ局部座屈解析は、鉛直補剛材と腹板両者の接合辺で切り取られたフランジを、三辺単純支持残り一辺自由の矩形板の座屈問題として扱ったものである。この考え方を曲線桁のフランジにそのまま拡張して、その局部座屈解析を行なったものに、Culverら^{25, 26)}、川村・大塚・彦坂²⁸⁾、藤井・大村・河野²⁹⁾の研究がある。しかし、前章で述べたように、曲線桁フランジの局部座屈解析においてこの解析モデルを適用することには、大きな問題点があった。すなわちそれは、圧縮フランジを二分するといった直桁と同様のモデル化を行ったために、曲線桁の大きな特徴であるフランジ反り応力を正確に考慮することが不可能になることである。フランジの反り応力を正確に考慮するためには、圧縮フランジ全幅を解析対象としなければならないが、現在のところこのようなモデル化解析例はないようである。

本章では、以上の議論から、フランジ全幅を対象とした曲線桁のフランジ局部座屈解析を行い、曲線桁特有のフランジ反り応力が局部座屈におよぼす影響を説明するとともに、曲線桁圧縮フランジの幅厚比制限について検討する。

Culver, Nasir²⁶⁾は桁製作過程で生じる三種類の残留応力タイプを考慮して曲線桁フランジの弾塑性局部座屈解析を行ない、フランジ面内の曲げモーメントとフランジの全塑性モーメントの比をパラメータとして座屈曲げモーメント曲線を与えた。その中で、反り応力がある場合には桁の座屈曲げモーメントが大きく低下することを指摘し、許容応力度設計に際して反り応力と曲げ応力を加えた最大応力が許容応力を越えないこととした。しかし、桁の全塑性状態を考えた場合、反り応力がある場合には、それが無い場合の全塑性曲げモーメントを期待すること自体不可能である。これと同様に、反り応力をともなう桁の座屈曲げモーメントが反り応力のない場合の座屈モーメントよりも小さくなるのは、むしろ当然とも思われる。上記研究における座屈曲げモーメント曲線は反り応力がない場合の全塑性モーメントを基準としているが、この点において、基準とすべき曲げモーメント（フランジ軸力）は反り応力を考慮したものをを用いるのが妥当であろう。さらに、種々のパラメータの選択にも改良すべき問題点が残されていると考えられる。そこで本章では、直桁は曲線桁の特別な場合であるという考え方に立脚し、直桁に関するパラメータを曲線桁をも含めて表現可能な形に拡張することによって、現行の自由突出脚幅厚比規定を大幅に変更することなく、曲線桁に適用することを試みた。

6.2 解析パラメータ

解析モデルは、図6-1に示すように鉛直補剛材間の圧縮フランジ全幅（斜線部分）を考え、鉛直補剛材接合辺（載荷辺）および腹板との接合辺で単純支持された扇形板を用いた。応力状態は、桁の曲げモーメントに対応する等分布応力（曲げ応力）と反りモーメントに対応するフランジ面内の曲げ応力（反り応力）が同時に作用するものとし（図6-2参照）、周方向応力 N_θ 以外の応力は小さいので無視した。ただし釣合条件式(5-6)を満たすために、解析上は半径方向応力 N_r が式(5-16)の形で考慮されることになる。

直線プレートガーダーのフランジ局部座屈を支配するパラメータは、フランジ突出脚幅厚比 b/t_f 、あるいは降伏応力をも考慮した幅厚比パラメータ $R = \{b/t_f \cdot \sqrt{12(1-\nu^2)(\sigma_y/E)/\pi^2 k}\}$ とフランジ縦横比 $\alpha R_w/b$ であろう。ここに k は座屈係数である。

曲線桁では、これらのパラメータのほかに曲率パラメータ b/R_w が加わる。実際の曲線桁では、 b/R_w は大きくとも0.05を越えることはないであろう。たとえば、

$b/R_w=0.05$ のとき，曲率半径 $R_w=10\text{ m}$ とするとフランジ幅 $2b=1\text{ m}$ となるが，実際にはこのような幅広フランジが採用されることはないと考えられる．したがって本研究では，実用範囲の上限とも思える $b/R_w \leq 0.05$ を主な検討対象とした．

さらに曲線桁では，曲げねじりにともなって反り応力が連成するといった特有の問題がある．曲げ応力と反り応力の組み合わせ状態を表わすパラメータには， $\lambda = M_r / Pb$ を用いた．ここに， M_r は反り応力によるフランジ面内の曲げモーメントで，曲率中心側のフランジが圧縮となる場合を正とする．また， P は曲げ応力によるフランジ軸力で，圧縮を正とする．なお，応力の組み合わせ状態を表わす他のパラメータとして，反り応力 σ_w と曲げ応力 σ_b の比 σ_w / σ_b ，あるいは両縁の応力の比 σ_o / σ_i など（図6-2参照）のように応力を用いた表現も考えられる．しかし桁の曲げ耐荷力といった観点からは，フランジの軸圧縮力 P を用いる方が曲げモーメントの算出が容易であること，また，応力表現のパラメータは弾性座屈問題では使用可能であるが，弾塑性座屈の場合には組み合わせ応力状態の表現が困難となることを考慮して λ を採用することとした．パラメータ λ は，荷重状態あるいは格子桁の横桁配置間隔などによって種々の値となることが予想されるが，この解析範囲は過去の報告⁴⁾などを考慮して， $-0.2 \leq \lambda \leq 0.2$ とした．

ところで，反り応力がある場合，フランジの全塑性応力状態は図6-2b)のようになる．反り応力によって引張降伏応力となる無次元化幅 ξ は，残留応力が無い場合には，

$$\xi = 1 + |\lambda| - \sqrt{1 + \lambda^2}, \dots\dots\dots (6-1)$$

と導かれるので，反り応力を考慮したフランジ降伏軸力は，

$$P_{\xi}^* = 2(1 - \xi)bt_f \sigma_y, \dots\dots\dots (6-2)$$

となる．一方，反り応力を考慮しない場合（ $\xi=0$ ）のフランジ降伏軸力は P_y で示すこととし， P_{ξ}^* と区別する．ここに，

$$P_y = 2bt_f \sigma_y, \dots\dots\dots (6-3)$$

である．

また座屈時のフランジ軸力は P_{or} で表わす．

座屈係数については，次の二種類の座屈係数を使い分ける．一つは，図6-2a)に示すように，座屈時の曲率中心側のフランジ縁応力 σ_i とそれと反対側の縁応力 σ_o のうち圧縮応力の大きい方（ σ_i, σ_o ） $_{\max}$ を基準とした座屈係数 k_{\max} であり，

$$(\sigma_i, \sigma_o)_{\max} = k_{\max} \pi^2 E (t_f / b)^2 / 12 (1 - \nu^2), \dots\dots\dots (6-4)$$

のように表わされる．もう一つの座屈係数 k_{mean} は，座屈軸力 P_{or} の平均化された応力 σ_A を基準とするもので，

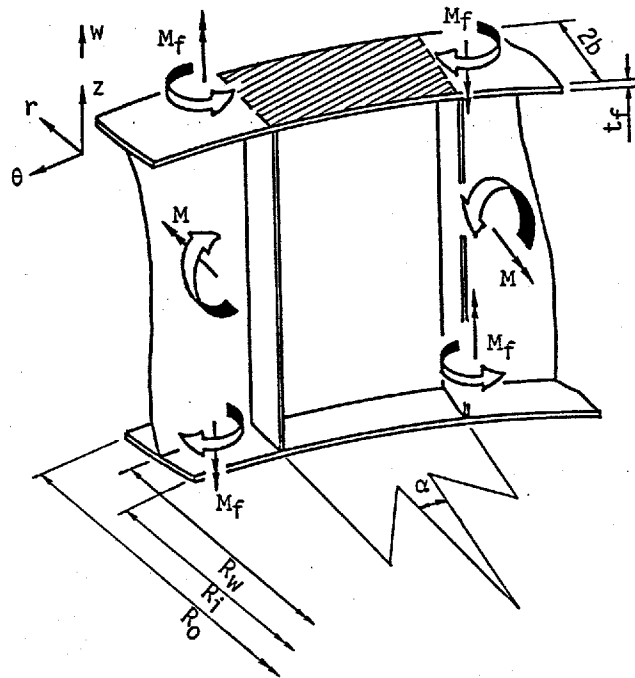
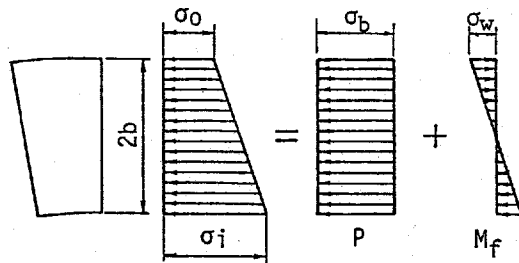
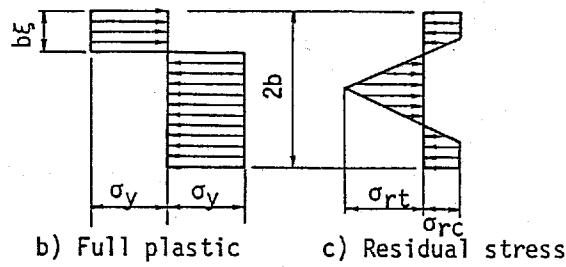


図 6-1 解析パネル(斜線部)と諸元



a) Elastic



b) Full plastic

c) Residual stress

図 6-2 曲線桁フランジの応力状態

$$\begin{aligned} \sigma_A &= P_{cr} / (2bt_f) \\ &= k_{mean} \pi^2 E (t_f/b)^2 / 12(1-\nu^2), \dots\dots\dots (6-5) \end{aligned}$$

である。曲線桁の曲げ耐荷力といった観点からフランジの局部座屈問題を考えるとき、上下のフランジ軸力がなす偶力によって桁の曲げモーメントが形成されるのは明らかで、フランジ軸力を用いて座屈係数を表わすと桁の曲げモーメントの把握が容易であると考えられる。式(6-5)は、このことを考慮したものである。

また同様の考えから、座屈曲線における無次元化された座屈軸力には、直桁の場合とは異なったパラメータ P_{cr}/P_f の適用を試みた。したがって Euler curve ($1/R^2$) に意味を持たせるために、幅厚比パラメータ R は、

$$R = b/t_f \sqrt{12(1-\nu^2)(1-\xi)(\sigma_y/E) / \pi^2 k_{mean}}, \dots\dots\dots (6-6)$$

で表わす。

なお、本章で仮定した残留応力を図6-2c) に示す。

6.3 弾性座屈曲線

曲率パラメータ $b/R_w = 0.05$ の曲線桁フランジについて、種々の M_f/Pb に対する座屈曲線を、平均応力 σ_A を基準とする座屈係数 k_{mean} を用いて示したものが図6-3である。図から、 M_f/Pb が大きいほど座屈係数 k_{mean} は小さくなっており、反り応力が座屈荷重に与える影響は大きいことがわかる。そして反り応力の影響は、とくに $M_f/Pb > 0$ の場合に顕著である。

また図6-3から、 $M_f/Pb < 0$ の場合には高次の座屈モードが現われ、座屈係数に最小値が存在するのがわかる。これに対して $M_f/Pb > 0$ の場合には、Culverらがフランジ半幅の解析で指摘した²⁵⁾ のと同様に、フランジ全幅の解析結果でも縦横比 $\alpha R_w/b$ の増加に連れて座屈係数は単調減少となり、最小値が存在しない。そこでフランジ縦横比を $\alpha R_w/b = 10$ に限定し、種々の b/R_w と M_f/Pb について座屈係数 k_{mean} を求めれば、表6-1のようになる。

表6-1に示す解析結果をもとに、最小二乗法によって k_{mean} を b/R_w と M_f/Pb の関数として近似的に求め、次のような関数形を得た。

$$k_{mean} = k_0 \{ 1 - 16.3 (M_f/Pb) (b/R_w) \}, \dots\dots\dots (6-7)$$

ここに、 k_0 は直桁の反り応力がない場合の座屈係数 (=0.43) である。式(6-7)によれば、4%未満の誤差で座屈係数 k_{mean} が推定可能である。ただしこの式の適用限界は、

$$-0.2 \leq M_f/Pb \leq 0.2, \dots\dots\dots (6-8)$$

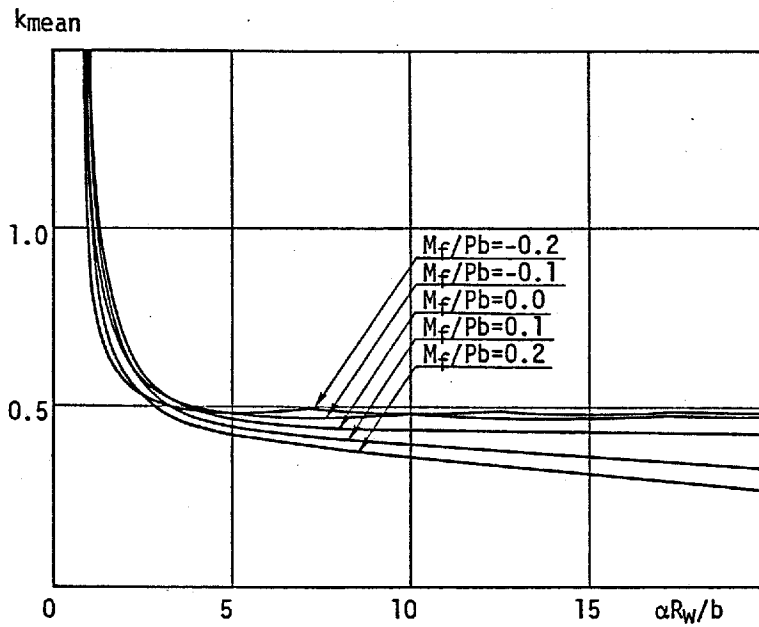


图 6-3 弹性座屈曲线 ($b/R_w=0.05$)

表 6-1 座屈系数 k_{mean} ($\alpha R_w/b=10$)

$M_f/Pb \backslash b/R_w$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
-0.20	0.432	0.449	0.464	0.472	0.479	0.488
-0.16	0.433	0.447	0.462	0.473	0.479	0.486
-0.12	0.434	0.444	0.455	0.467	0.478	0.483
-0.08	0.435	0.442	0.449	0.456	0.464	0.472
-0.04	0.435	0.439	0.442	0.446	0.450	0.454
0.00	0.435	0.435	0.435	0.436	0.436	0.437
0.02	0.435	0.434	0.432	0.431	0.430	0.429
0.04	0.435	0.432	0.429	0.426	0.423	0.421
0.06	0.435	0.430	0.425	0.421	0.417	0.414
0.08	0.435	0.428	0.422	0.416	0.411	0.406
0.10	0.434	0.426	0.419	0.412	0.405	0.399
0.12	0.434	0.424	0.415	0.407	0.399	0.392
0.14	0.434	0.422	0.412	0.402	0.394	0.386
0.16	0.433	0.420	0.409	0.398	0.388	0.379
0.18	0.433	0.418	0.405	0.394	0.383	0.373
0.20	0.432	0.416	0.402	0.389	0.378	0.367

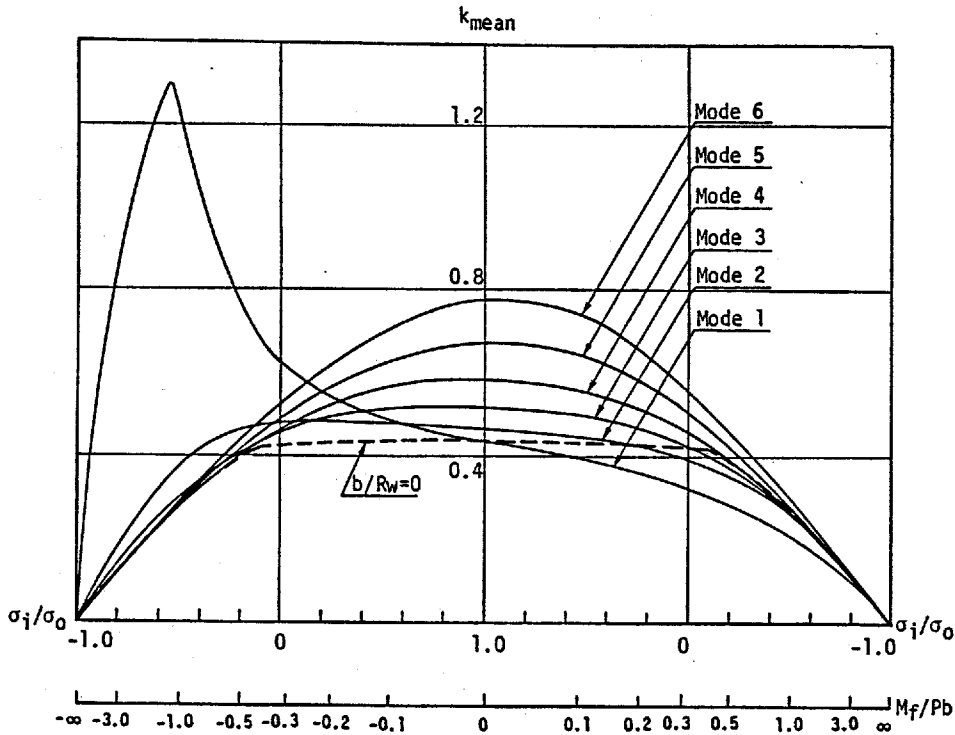


図 6-4 反り応力の影響($b/R_w=0.05$, $\alpha R_w/b=10$)

$$b/R_w \leq 0.05, \dots\dots\dots (6-9)$$

とした。式(6-8)および(6-9)は、曲線桁フランジの実用範囲を包含しており、式(6-7)は曲線桁フランジ局部座屈応力の推定に有用であると思われる。

表6-1および式(6-7)からわかるように、反り応力がない場合には k_{mean} におよぼす曲率の影響は小さい。しかし、反り応力がある場合には、曲率パラメータ b/R_w は座屈応力に大きく影響するのがわかる。

曲率パラメータ $b/R_w=0.05$ 、縦横比 $\alpha R_w/b=10$ とし、種々の M_f/Pb に対し各座屈モード(式(5-19)の n を示す)ごとに座屈応力を求め、これに対する座屈係数 k_{mean} を示したものが図6-4である。図にはフランジ両縁の応力 σ_i と σ_o の比もあわせて示した。図で、 $\sigma_i/\sigma_o=-1$ はフランジ面内の曲げモーメント(あるいは反り応力)のみの状態を示し、 $\sigma_i/\sigma_o=1$ は等分布圧縮応力(曲げ応力)状態を表わす。実際に現われる座屈は各曲線群のうち k_{mean} が最小となる曲線で表わされ、対応する曲線のモード次数が実際の座屈たわみ波形となる。なお、直桁に関する各座屈モードごとの曲線で k_{mean} が最小となる包絡線を破線で示した。

直桁の場合、座屈係数 k_{mean} は、 $M_f/Pb=0$ を軸として左右対称となり、反り応力がない場合に最も大きくなる。また、反り応力があっても、 $-0.3 < M_f/Pb < 0.3$ の範囲に限れば、反り応力がない場合($M_f/Pb=0$)の k_{mean} とほとんど差がない。このことは、直桁の場合には、フランジが局部座屈を起こしたときの桁

の座屈曲げモーメントは、わずかの反り応力があってもほとんど変わらないことを示している。ただし、どちらかのフランジ縁に引張応力が現われるような大きな反り応力 ($0.3 < |M_r/Pb|$) がある場合には、桁の座屈曲げモーメントは急激に低下する。

一方、曲線桁の場合には、反り応力の影響が顕著に現われ、とくに $M_r/Pb > 0$ の場合に座屈応力を大きく低下させることを、図6-4は示している。 $M_r/Pb < 0$ の場合には、 k_{mean} は反り応力がない場合よりも大きく、それが最大となる応力状態は、直桁とは異なって等分布圧縮応力状態でないのは興味深い。

6. 4 弾塑性座屈曲線

曲率パラメータ $b/R_w = 0.05$ のフランジ弾塑性局部座屈曲線を示せば、図6-5あるいは図6-6のようになる。両図は同じ結果をパラメータを変えて示したものである。図6-5では、縦軸に座屈圧縮力 P_{cr} と反り応力を考慮しない全塑性軸力 P_y (式(6-3)) の比 P_{cr}/P_y 、横軸には式(6-4)に示す座屈係数 k_{max} を用いた幅厚比パラメータで表した。一方、図6-6では、反り応力を考慮した全塑性軸力 P_{\ddagger} (式(6-2)) を基準とする P_{cr}/P_{\ddagger} と、さらに式(6-6)に示す幅厚比パラメータ R が用いられている。これらの図には道路橋示方書⁵⁰⁾の規定 ($0.5/R^2$) を破線で示した。また、残留応力は安全側を考慮して図6-2c)の分布を仮定し、 $\sigma_{rt} = \sigma_y$ 、 $\sigma_{rc} = 0.5\sigma_y$ とした。なお、それぞれの M_r/Pb に対する P_{\ddagger} は、式(6-1)および式(6-2)から容易に計算され、 $M_r/Pb = 0, \pm 0.1, \pm 0.2$ に対して、それぞれ $P_{\ddagger}/P_y = 1.0, 0.905, 0.820$ となる。

反り応力を考慮しない全塑性軸力 P_y を用いた図6-5では、 M_r/Pb の絶対値が大きくなるほど、 P_{cr}/P_y は小さくなる。そして全塑性状態となるまで座屈しないような厚い板厚を用いても、 P_y にはならない。これは反り応力がある場合には、むしろ当然のことといえる。

一方、 P_{cr}/P_{\ddagger} で表わした図6-6では、 $M_r/Pb = -0.2$ の場合には他の曲線と比較して幾分低めであるが、各ケースとも極めてよく類似した曲線となっている。そして P_{cr}/P_{\ddagger} の値は、 $R < 1$ では、現行の道路橋示方書の規定 ($= 0.5/R^2$) よりも大きい。したがって6.2節に示すパラメータを採用することにより、曲線桁においても、反り応力の影響を含めて現行の幅厚比規定が拡張できることを示している。ただし、基準とする全塑性降伏軸力 P_{\ddagger} には反り応力が考慮されているので、 $P_{\ddagger} \leq P_y$ であることに注意する必要がある。

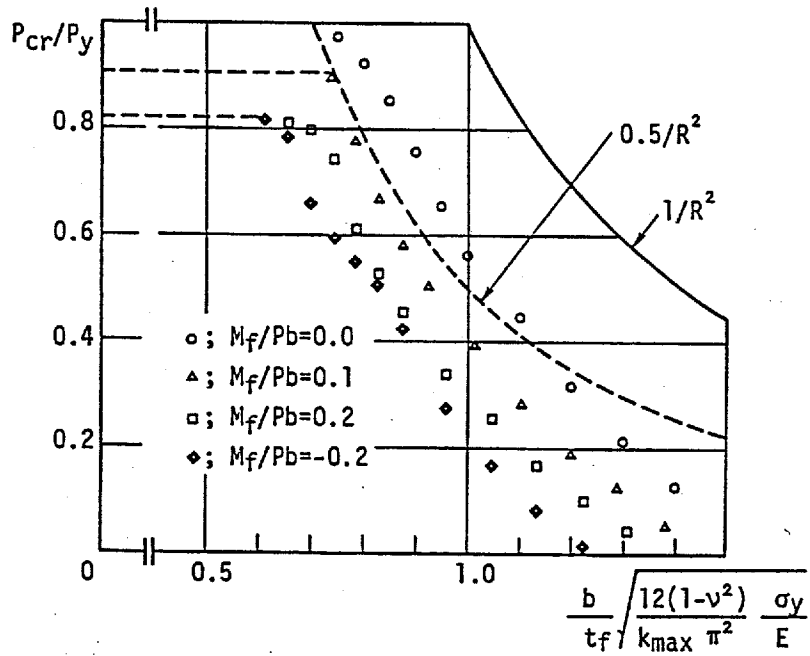


図 6-5 座屈耐荷力曲線(反り応力の影響, $b/R_w=0.05$)

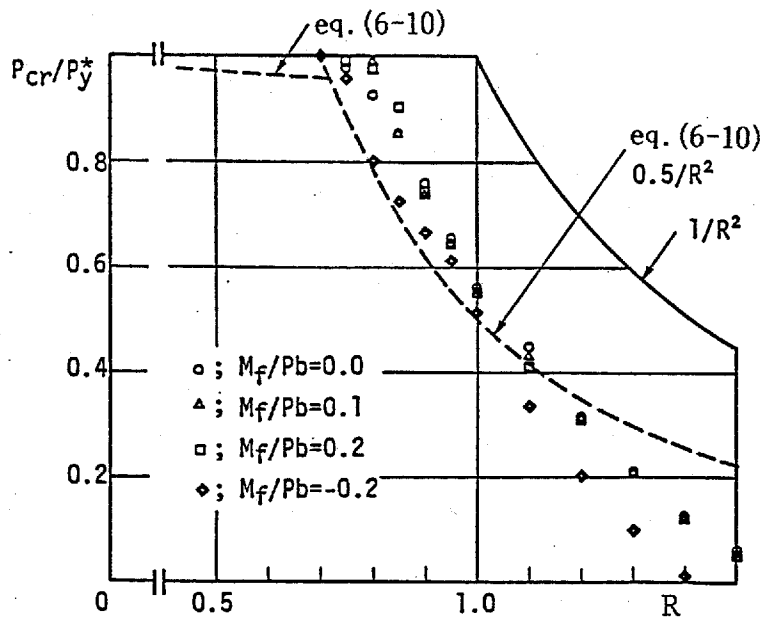


図 6-6 座屈耐荷力曲線(反り応力の影響, $b/R_w=0.05$)

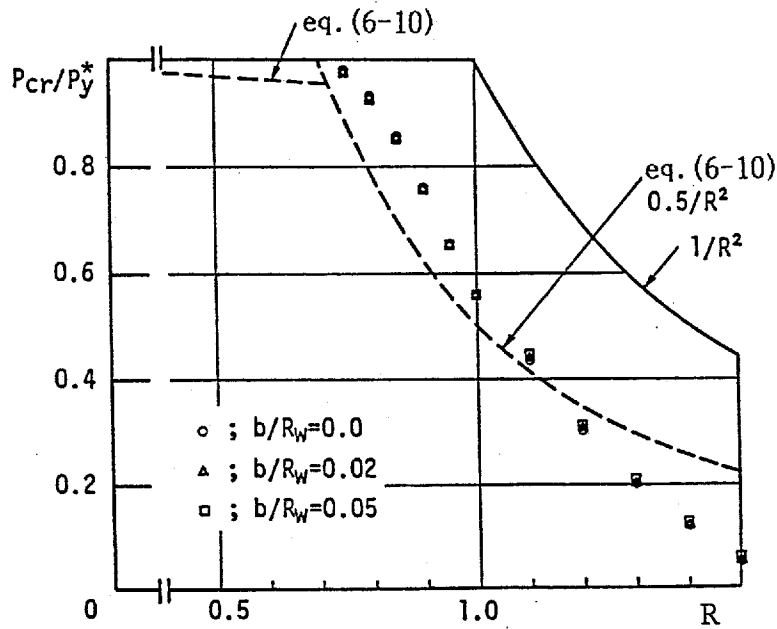


図 6-7 座屈耐荷力曲線(曲率の影響, $M_f/Pb=0$)

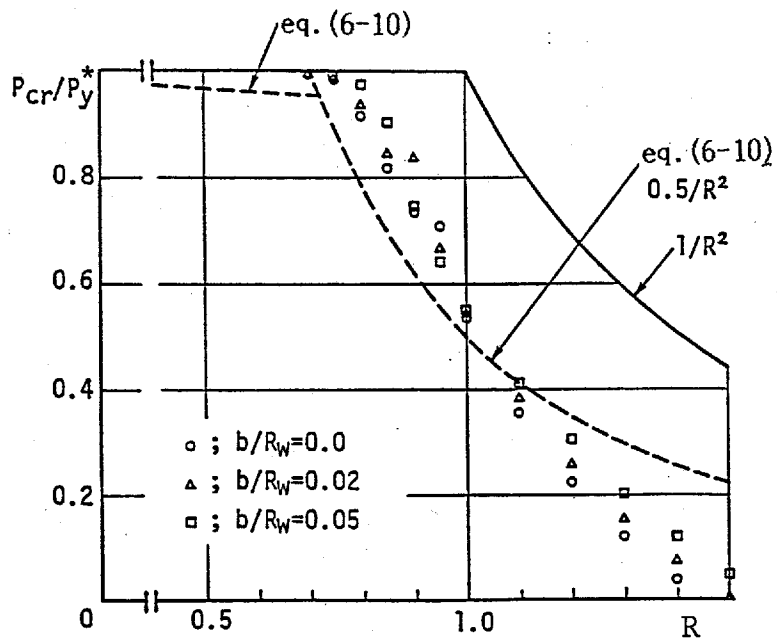


図 6-8 座屈耐荷力曲線(曲率の影響, $M_f/Pb=0.2$)

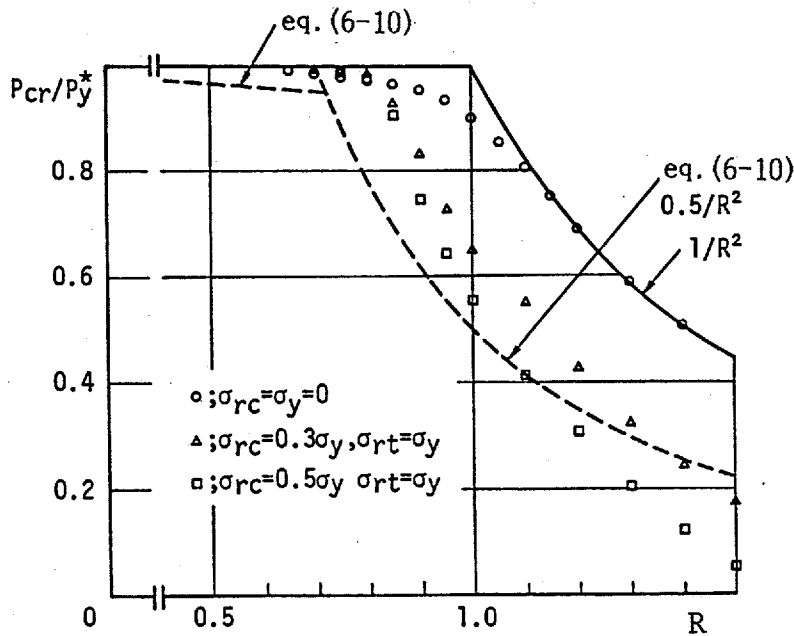


図 6-9 座屈耐荷力曲線(残留応力の影響, $b/R_w=0.05$, $M_t/Pb=0.2$)

図6-7および6-8に、種々の曲率パラメータ b/R_w に対して、それぞれ曲げ応力状態 ($M_t/Pb=0$)、反り応力がある場合 ($M_t/Pb=0.2$) の弾塑性座屈曲線を示す。これらの図でも残留応力は $\sigma_{rt}=\sigma_y$ 、 $\sigma_{rc}=0.5\sigma_y$ とした。なお図6-7は、 $M_t/Pb=0$ 、すなわち $\xi=0$ であるので、 $P_{cr}/P_y^*=P_{cr}/P_y$ である。

反り応力がない場合には、表6-1に示すように、曲率が変わっても座屈時のフランジ軸圧縮力 P_{cr} はほとんど変化しない。したがって図6-7では、ほぼ同一の曲線が得られている。これに対して、反り応力がある場合(図6-8)には曲率によっていくらかばらつきがみられる。しかし、これらの図でも、実用範囲と思われる $b/R_w<0.05$ に限れば、 $R<1$ では座屈軸力 P_{cr}/P_y^* は道路橋示方書の規定よりも大きく、現行の規定が適用可能であると考えられる。

図6-9は $b/R_w=0.05$ 、 $M_t/Pb=0.2$ の場合の弾塑性座屈曲線を、残留応力の差異について示したものである。残留応力がない場合、 $R>1.15$ では弾性座屈を起こし、Euler curve ($1/R^2$)となるが、フランジ面内の曲げが存在するために $1.15>R$ の幅厚比ではフランジの一部が降伏し、 P_{cr}/P_y^* はEuler curveよりも低くなる。そして $P_{cr}/P_y^*=1$ すなわち全塑性状態まで座屈しないことを保証する幅厚比パラメータ R の上限値は、道路橋示方書の規定 $R=0.7$ よりも小さくなっているのがわかる。

—また、 $R > 0.8$ の範囲では、残留応力がフランジ局部座屈に与える影響は大きく、 σ_{r0} が大きいほど座屈軸力は小さくなる。しかし弾塑性座屈を起こす $P_{or}/P\ddagger = 1$ 付近では、残留応力 σ_{r0} の大きさはあまり影響しないことがわかる。

6. 5 曲線桁フランジの幅厚比制限に関する提言

以上、曲率およびフランジ反り応力がフランジ局部座屈荷重におよぼす影響を説明し、反り応力を考慮した新しいパラメータの導入を試みた。本節では、得られた結果を基に曲線I桁フランジ局部座屈に関するフランジ幅厚比制限の提案を試みる。

まず、残留応力がない場合には、反り応力の存在によって $P_{or}/P\ddagger = 1$ となる幅厚比パラメータ R は0.7よりも小さくなることを考慮して、 $R \leq 0.72$ では、 $R = 0.7$ において $P_{or}/P\ddagger = 0.95$ 、 $R = 0$ で $P_{or}/P\ddagger = 1$ を結ぶ直線式を用いる。さらに、パラメータ $P_{or}/P\ddagger$ および式(6-6)を適用して座屈耐荷力曲線を表わせば、現行のフランジ突出脚幅厚比規定⁶⁰⁾が使用可能であるので、 $R \geq 0.72$ では、現行の道路橋示方書の基準曲線を適用する。また R における座屈係数には、式(6-7)を用いる。

これらを表わせば次式のようなになる。

$$P_{or}/P\ddagger = 1 - 0.07R \quad (R \leq 0.72), \dots\dots\dots (6-10a)$$

$$P_{or}/P\ddagger = 0.5/R^2 \quad (0.72 \leq R \leq 1), \dots\dots\dots (6-10b)$$

ただし、

$$b/R_w \leq 0.05, \dots\dots\dots (6-11)$$

$$-0.2 \leq \lambda \leq 0.2, \dots\dots\dots (6-11)$$

ここに、

b : 圧縮フランジの半幅

R_w : 腹板の曲率半径

λ : $= M_f / Pb$

M_f : 曲げねじりにともなうフランジ面内の曲げモーメント

P : 桁の曲げによるフランジ軸圧縮力

P_{or} : 座屈時フランジ軸圧縮力

$P\ddagger$: M_f を考慮したフランジ全降伏軸力

$$= 2(1 - \xi)bt_f\sigma_y$$

$$R = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\xi)(1-\nu^2)}{k\pi^2} \frac{\sigma_y}{E}}$$

$$k = 0.43 \{1 - 16.3(M_f/Pb)(b/R_w)\}$$

$$\xi = 1 + |\lambda| - \sqrt{1 + \lambda^2}$$

上式(6-10)は、式の形の上では道路橋示方書の規定とほとんど変わるところはないが、ここで注意すべきことは、基準とするフランジ降伏軸力 P_{\ddagger} は、 ξ の関数、すなわちフランジ面内の曲げモーメント M_f （反り応力）を考慮したものであること、したがって $P_{or}/P_{\ddagger} = 1$ が保証される板厚でも、座屈時のフランジ軸力 P_{or} は直桁の場合の降伏軸力 $P_y = 2bt_f\sigma_y$ よりも小さくなることである。

表6-2は、上式にしたがって $R=0.7$ に対する直桁および曲線桁（ $b/R_w=0.05$ ）のフランジ自由突出脚幅厚比を示したものである。表から、反り応力がある場合、直桁では幅厚比制限を緩和してよいことがわかる。ただし期待できるフランジ軸力（許容応力）は、たとえば $\lambda=0.2$ の場合 $P_{\ddagger}/P_y = 0.82$ であるから、反り応力がない場合の降伏軸力 P_y に対して18%減少する。これに対して曲線桁では、直桁のような幅厚比の緩和は行えないことを表は示している。

表 6-2 R=0.7のフランジ突出脚幅厚比

λ	P_{\ddagger}/P_y	b/t_f					
		$b/R_w=0$			$b/R_w=0.05$		
		SS41 SM41 SMA41	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58	SS41 SM41 SMA41	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58
0.00	1.000	12.9	10.5	9.3	12.9	10.5	9.3
0.05	0.951	13.2	10.8	9.6	13.0	10.6	9.4
0.10	0.905	13.6	11.1	9.8	13.0	10.6	9.4
0.15	0.861	13.9	11.4	10.0	13.0	10.6	9.4
0.20	0.820	14.3	11.6	10.3	13.0	10.6	9.4

6.6 結 論

本章は、曲率および曲線桁特有のフランジ反り応力がフランジねじれ座屈荷重におよぼす影響を解明し、これを考慮した曲線桁フランジの幅厚比制限について

検討したものである。以上をまとめれば次のことがいえる。

(1) 曲率パラメータの実用範囲, $b/R_w \leq 0.05$ では, 反り応力がない場合, フランジ局部座屈軸力におよぼす曲率の影響はほとんどない。しかし反り応力がある場合には, 曲率の影響が顕著となり, とくに $M_t/Pb > 0$ では座屈係数 k_{mean} の減少が著しい。

(2) 式(6-8)および式(6-9)の範囲では, 式(6-7)は座屈係数 k_{mean} を4%未満の誤差で推定可能である。

(3) パラメータ P_{or}/P^* および幅厚比パラメータ式(6-6)を適用して座屈耐荷力曲線を表わせば, 現行のフランジ突出脚幅厚比規定を大幅に変更することなく使用することが可能である。

(4) 残留応力のない場合には, 反り応力が存在すると $P_{or}/P^* = 1$ となる幅厚比パラメータ R は0.7よりも小さくなる。

(5) 以上のことを考慮して, 曲線I桁のフランジねじれ座屈に関する耐荷力曲線式(6-10)を提案した。

第7章 曲線 I 形桁の曲げ耐荷力実験

7.1 緒言

直線プレートガーダーの曲げ耐荷力に関しては、塩見・伊藤・福本⁷⁸⁾、長谷川・堀口・西野⁸⁵⁾がまとめているように、いままでに多数の実験がなされ、曲げ崩壊形式などに関しては一定の成果が得られている。ところが曲線プレートガーダーでは、すでに数多くの架設例があるにもかかわらず、曲げ耐荷力に関する基礎データは十分には得られていない。とりわけ実験研究はきわめて少なく、中井ら^{49)・50)}、久保・大塚・彦坂・太田⁵¹⁾を除けばないようである。これは、曲線桁の幾何形状に起因して曲げとともにねじりが連成するために、境界条件の設定が直桁に比べて著しく複雑になるためと考えられる。しかし耐荷力を基準とした限界状態設計法へ移行しつつある昨今の世界的趨勢¹⁰¹⁻¹⁰⁴⁾を考慮すると、曲線桁の実験を行って耐荷性状を解明し、現状では数少ない実験的資料を補足・提供することは工学的重要課題であるといえる。

現行の道路橋示方書⁸⁰⁾の直線プレートガーダー腹板の幅厚比規定は、“腹板に発生する最大応力が降伏応力に達するまでは座屈しないこと”を条件として決められている。しかしながら、一般には初期たわみが存在するために、座屈荷重が明確には現われないこと、また、腹板が座屈してもかなりの耐荷余力を有することは、すでに行われた数多くの実験報告でも指摘されているところである。耐荷力に基準をおく終局強度設計法という見方からすれば、座屈応力に基準をおく現在の腹板幅厚比規定が今後緩和され、薄い腹板の使用が可能となる、あるいは水平補剛材を取り付けなくてもよくなる、などといったことは十分に予想される。しかしあまりに薄い腹板を用いると、上下のフランジ間隔を保持するという腹板の重要な役割の一つが損なわれ、圧縮フランジが鉛直方向に座屈して耐荷力を失う、いわゆるフランジ鉛直座屈崩壊^{83)・85)}の危険性がある。

フランジの鉛直座屈に起因する崩壊形式については、直線桁においても十分には解明されていない。したがって、この崩壊を扱った解析研究は少なく、現在のところ確立された推定式はないが、フランジ鉛直座屈による曲げ崩壊形式は、腹板の面外方向のたわみと密接な関連があるのは明らかである。事実、道路橋示方書⁸⁰⁾における腹板の幅厚比および初期たわみに関する基準を満たすような直線桁の実験では、崩壊に至るまで腹板の面外たわみはきわめて小さいので、この崩

壊形式は現われていない。ところが曲線桁の腹板では、曲率を有するために、曲げが作用するとたとえそれが小さくても面外方向に大きなたわみが発生するから^{1-3, 7-13)}、フランジ鉛直座屈崩壊の危険性はかなり高くなることが予想される。

筆者らは、既に、上記観点からフランジ鉛直座屈崩壊に関する曲げ耐荷力モデルを提案し、種々のパラメトリック解析を行って直線桁の曲げ崩壊メカニズムについて検討した⁸⁰⁾。しかし、前述のようにこの崩壊形式に注目した実験報告は、わずかにBasler・Yen・Mueller・Thurlimann⁸²⁾、Owen・Rocky・Skaloud⁸⁹⁾、長谷川・和田・西野⁷⁷⁾、など直線桁でも数例しかない。さらに曲線桁に関するこの種の実験は皆無といって過言ではなく、わずかに中井・北田・大南⁵⁰⁾の実験が関連するだけである。

本章では、以上の議論から、2軸対称I形断面曲線桁の曲げ耐荷力実験を行い、腹板のたわみ性状を把握するとともに、それが耐荷力に及ぼす影響を明らかにすることを試みる。

7. 2 実験概要

製作した桁は、全5体で、鋼種は一般構造用圧延鋼材SS-41である。試験桁の断面寸法はすべて一定とし、腹板幅厚比 $h/t_w=178$ 、腹板縦横比 $\alpha R_w/h=1.0$ 、フランジ・ウェブ面積比 $A_{fc}/A_w=0.39$ である。試験桁5体の内3体(M-1~M-3)は図7-1および表7-1に示す載荷用試験桁で、M-1桁は直線桁、M-2、M-3桁はそれぞれ曲率半径 $R_w=5\text{m}$ および 2m の曲線桁である。残り2体はM-1(直線桁)およびM-3($R_w=2\text{m}$)の試験パネル区間だけを製作したもので、溶接による残留応力の測定に使用した。図7-1に示すように、載荷用試験桁は試験パネルの両端で板厚20mmの端板に溶接したが、このときに腹板に生じる初期不整を押さえる目的で、腹板と端板の溶接は千鳥溶接とした。また、溶接後のひずみ取りはとくに行なっていない。

載荷は、図7-2に示す試験桁の端部に曲げ載荷桁を取り付け、35tジャッキ2基を、試験パネル区間の両端を結ぶ軸線上に据付けて行なった。したがって曲線桁の実験では、両ジャッキを結ぶ線は曲げ載荷桁の軸線から偏心し、曲げ載荷桁には曲げのほかにはねじりが作用することになる。このねじれ変形を防止するために、図7-2に示す位置に横倒れ防止枠を取り付けた。横倒れ防止枠は、支承部(試験パネル端部)と試験パネルの曲率中心を結ぶ線と平行に設置し、試験パネルの曲げとねじりの連成を妨げないように注意を払った(写真7-1参照)。

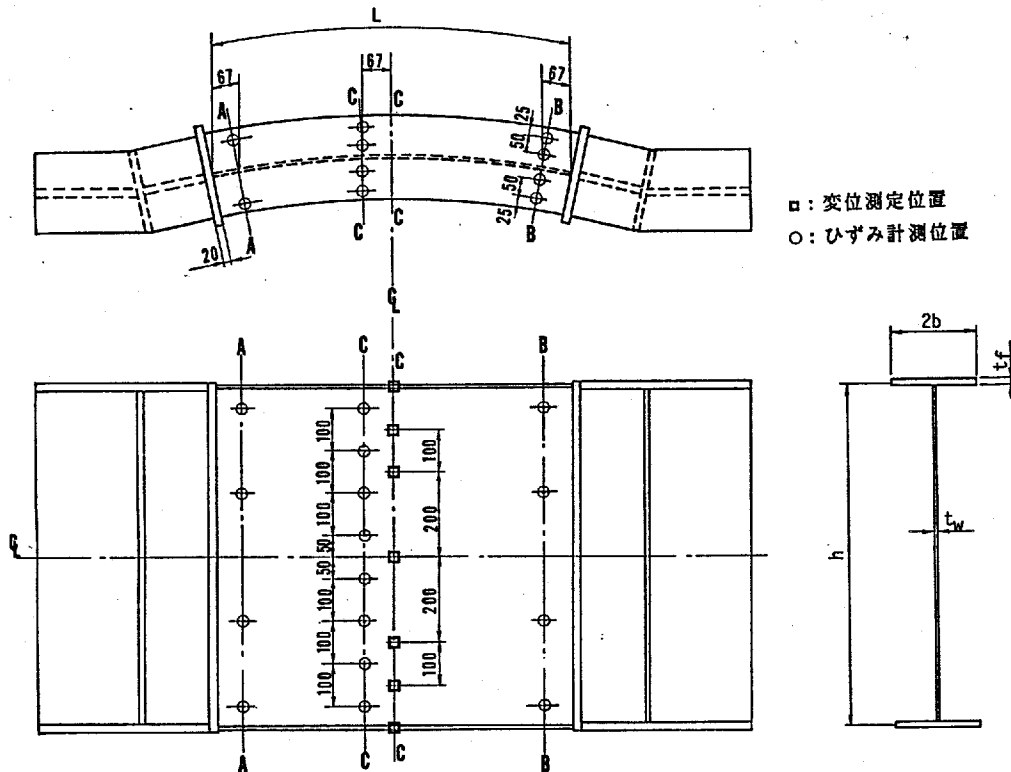


図 7-1 載荷用試験桁

表 7-1 試験パネルの諸元

Test Girder	R_w (mm)	Z	Flange $2b \times t_f$ (mm)	Web $h \times t_w$ (mm)	b/t_f	h/t_w	$\frac{\alpha R_w}{h}$
M-1	∞	0.00	201.2 \times 7.19	799 \times 4.50	13.99	177.6	1.00
M-2	5,000	27.1	201.4 \times 7.22	800 \times 4.51	13.95	177.4	1.00
M-3	2,000	67.8	202.6 \times 7.19	800 \times 4.50	14.09	177.8	1.00

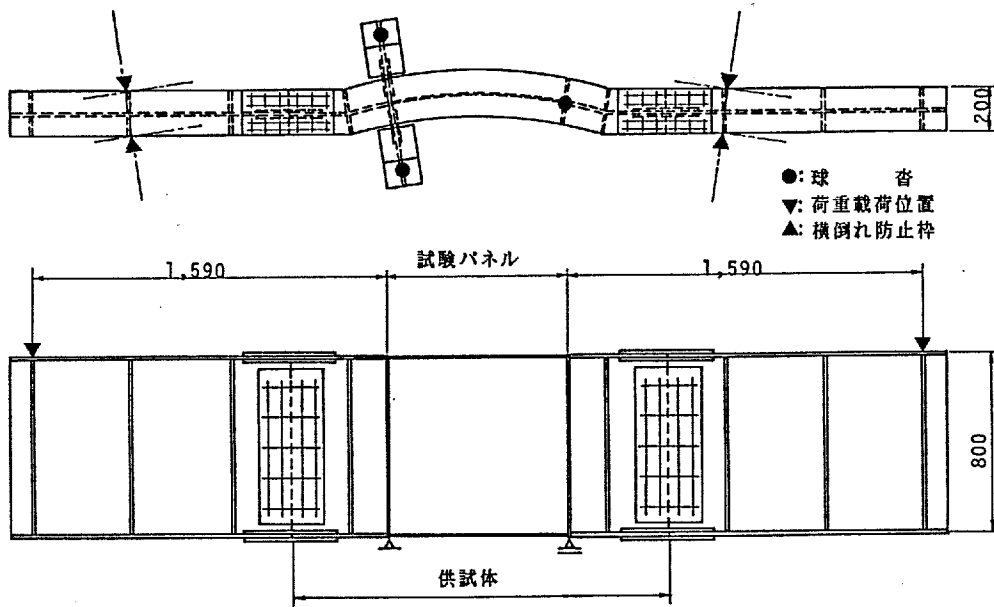


図 7-2 実験概要

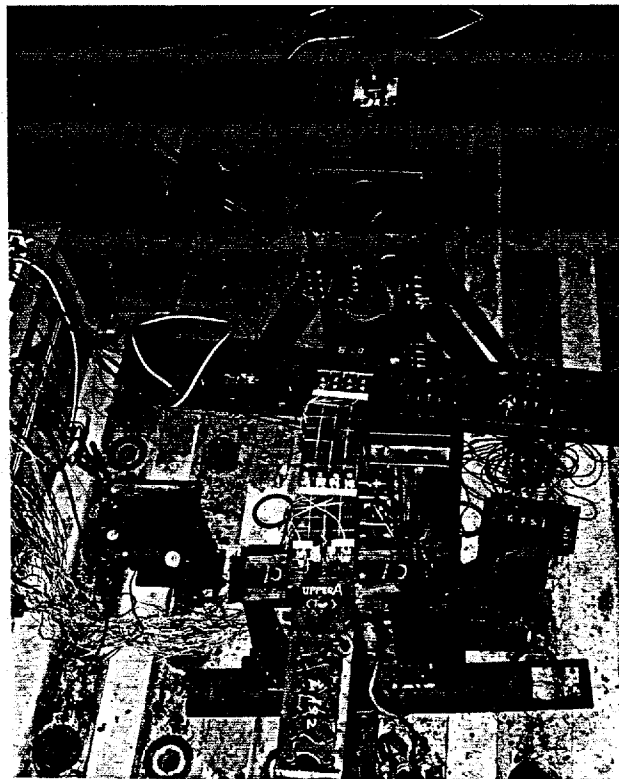


写真 7-1 実験概要

荷重は、ジャッキに取り付けたロードセルによって計測し、両ジャッキの荷重値が等しくなるように調整しながら徐々に増加させた。試験桁が弾塑性域に入ってから塑性流れを生じた場合、所定荷重に達すると荷重調整を繰り返して数分間放置し、変形が安定したところで変位およびひずみを測定した。加力を繰り返しても荷重値の低下が著しく、変形速度に追いつけなくなった荷重値を最高荷重 P_u とし、この値に対応する試験パネル中央断面の曲げモーメント $M_u (=P_u \times 1.59\text{m})$ を曲げ耐荷力とした。

支承には球沓3個を使用し、図7-2に示すように、一端(図7-1A-A断面側)で2個の球沓によって桁のねじれ角とたわみを拘束した。一方、他端(図7-1B-B断面側)では端板上に球沓を設置してたわみを拘束し、桁としては一応静定構造とした。しかし横倒れ防止棒を取り付けたため、測定結果では他端のねじれ角もほとんど拘束された状態となっていた。また、ねじれ角を拘束しない側の球沓は、水平面内に移動可能な移動支承上に置き、幾何学的非線形性に起因して現われる軸力の発生を防いでいる。

写真7-1~3に実験の状況を示す。

変位は、図7-1に示す7点の腹板面外方向のたわみ(r 方向変位)の他に、両端のねじれ角を測定した。このとき、フランジ縁に仮溶接した金具にワイヤーを取り付け、滑車を介して吊した重錐の変位を測定して、フランジ・ウェブ接合辺の r 方向変位とした。ひずみについては、腹板およびフランジ表面に歪ゲージを貼り付けて測定し、その平均値をもって軸ひずみとした。また、数箇所には3軸ロゼットゲージを貼り付けて、ねじれモーメントおよびせん断力の検証に使用した。

曲線桁では曲げとねじりが連成するが、開断面部材の場合、特に曲げねじれモーメントによって発生するフランジの反り応力が重要な問題となる。したがって、測定断面は端部および中央の3断面とした。ひずみ測定位置を図7-1に示す。

載荷にさきだち、各試験パネルの寸法および腹板の初期たわみを測定した。試験パネルの実測結果を表7-1に示す。また、各試験パネルの腹板の初期たわみ測定結果を図7-3に示す。図7-3に示すように、溶接のひずみ取りを行わなかったこともあって、初期たわみはかなり大きいことがわかる。最大初期たわみ $u_{0\text{max}}$ は中央付近に現われており、M-1、M-2、M-3のそれはそれぞれ $u_{0\text{max}}/t_w=1.06$ 、 1.56 、 1.08 である。道路橋示方書⁶⁰⁾の規定 $u_{0\text{max}} \leq h/250 (=3.2\text{mm})$ に照らし合わせると、本実験で用いた試験桁はいずれもこの基準は満たされていないが、残留応力測定用の桁と同条件とするため、ひずみ取りは行わないこととした。

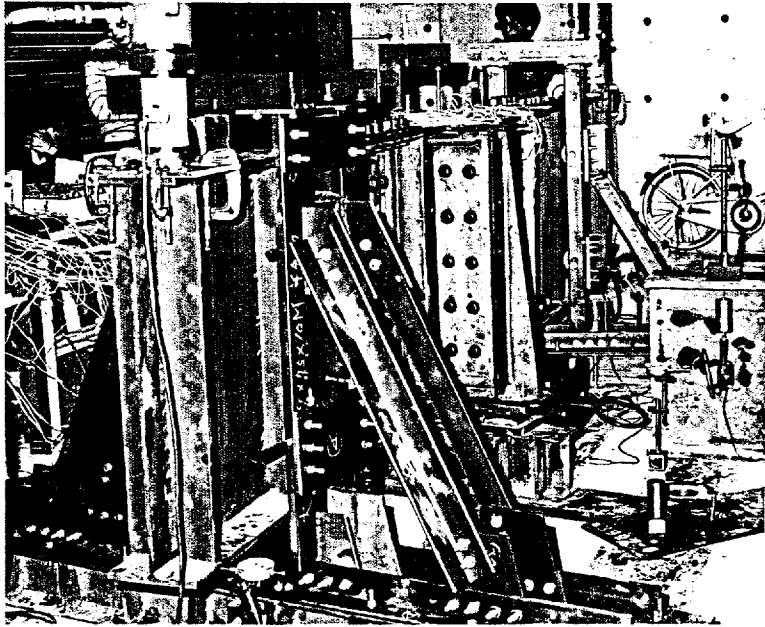


写真 7-2 実験桁

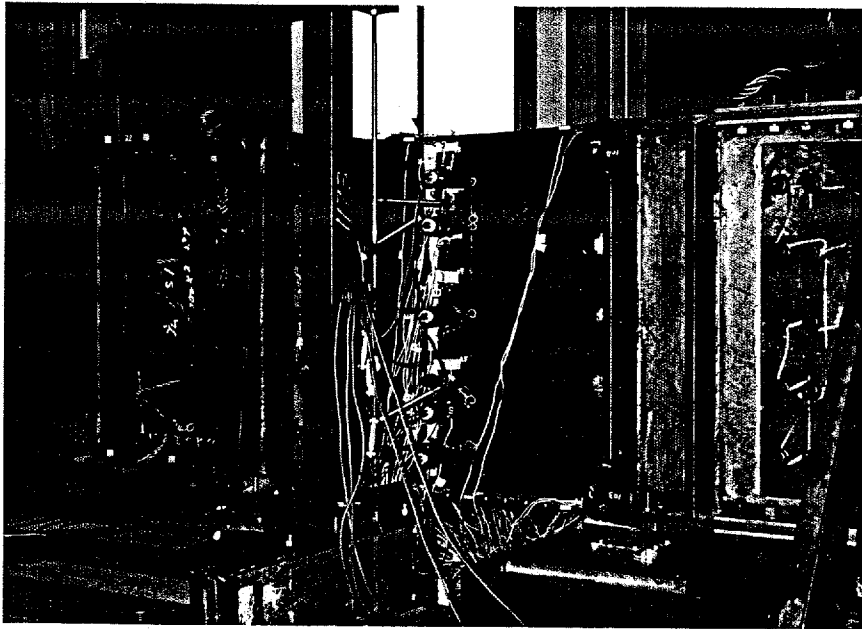


写真 7-3 試験パネル

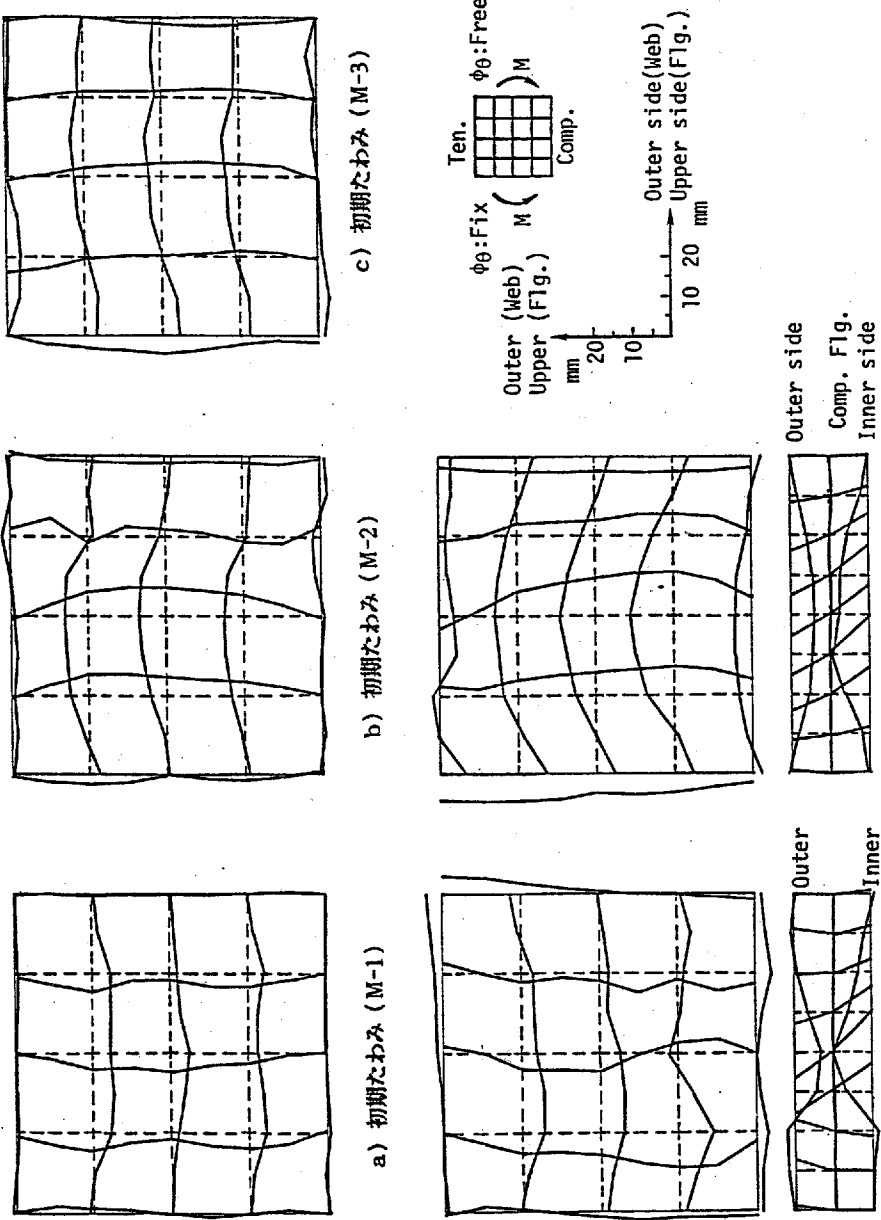


図 7-3 試験パネル腹板の初期たわみと載荷後残留たわみ

7.3 素材試験および残留応力測定

試験桁の鋼板の材料定数を得るために、残留応力測定後、JIS 1号引張試験片を残留応力測定用の桁から取り出して作成し、素材試験を実施した。

試験結果を表7-2に示す。引張試験結果から、第8章における曲げ耐荷力解析には、弾性係数 $E=2.01 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.286$ 、フランジの降伏応力 $\sigma_y=3655 \text{kg/cm}^2$ 、腹板降伏応力 $\sigma_y=4000 \text{kg/cm}^2$ を用いた。

残留応力は、曲率半径2mの曲線桁と直線桁の2体の残留応力測定用試験体を用い、切断法によって、幅1cm長さ20cmの細片に切断して応力を解放し、解放前後のひずみ差を測って求めた。ひずみの測定には、電気抵抗線型ひずみゲージと標点法の両方を使用した。両者に顕著な差異は認められなかった。

図7-4に残留応力測定結果を示す。

図から、フランジでは、腹板接合辺付近は降伏応力程度の引張応力が現われており、圧縮残留応力は降伏応力の1/2程度となっているのがわかる。またフランジ縁では、溶断による引張応力が認められる。直線桁と曲線桁の残留応力を比較すると、フランジでは大した差は見られないが、腹板では曲線桁に大きな曲げひずみが生じている。これは、桁製作時に腹板をあらかじめ曲げて溶接したことに起因すると考えられる。しかし平均応力（軸応力）を比較すると両者の差異は小さく、また、腹板の残留応力は、縁部ではいくらか大きくなるものの、中央部のそれはきわめて小さいことが図からわかる。

7.4 実験結果と考察

(a) 変位および耐荷性状

上記試験桁に対して曲げ耐荷力実験を行ない、各荷重に対する中央断面C-Cにおける腹板面外方向のたわみ分布を図7-5に示す。さらに、第2章第4節に示す方法にしたがって、測定された腹板のたわみを、桁のねじれ角による変位と、全たわみからこれを差し引いた断面変形による変位とに分離し、腹板圧縮側および引張側の断面変形にともなう変位（初期たわみは含めていない）を荷重とともに示せば図7-6を得る。図7-6には第2章に示す有限要素法を用いて、初期たわみを考慮した腹板パネルだけの弾性非線形解析結果もあわせて示した。

直桁(M-1)については、図7-6a)から、荷重(曲げモーメントM)が小さい場合には、曲げモーメントによって生じる腹板のたわみは小さいことがわかる。

表 7-2 材料試驗結果

Specimen		Modulus of Elasticity $\times 10^9$ (kg/cm ²)	Poisson's Ratio	Yield Stress (kg/cm ²)	Tensile Strength (kg/cm ²)
Flange	No. 1	2.017	0.295	3697	4465
	No. 2	2.039	0.279	3613	4403
Web	No. 3	2.005	0.287	4014	4604
	No. 4	1.984	0.283	4004	4597
Used Value	Flg.	2.010	0.286	3655	4434
	Web			4009	4601

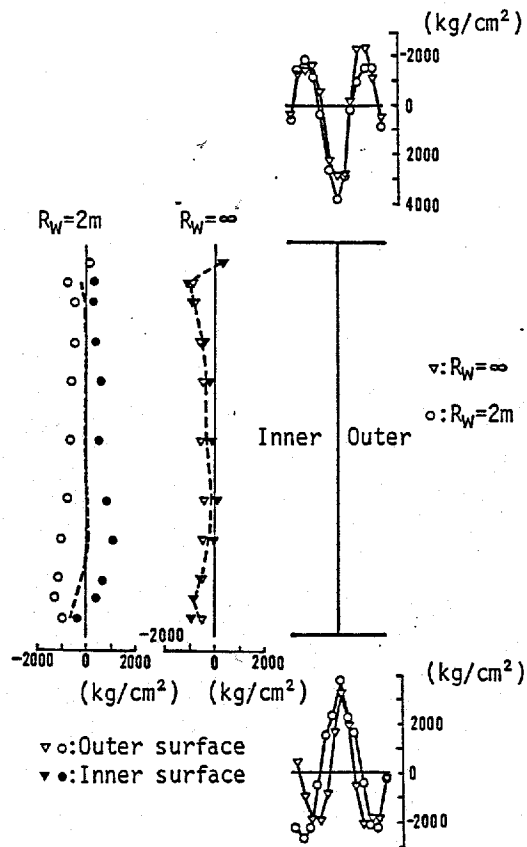


圖 7-4 殘留应力測定結果

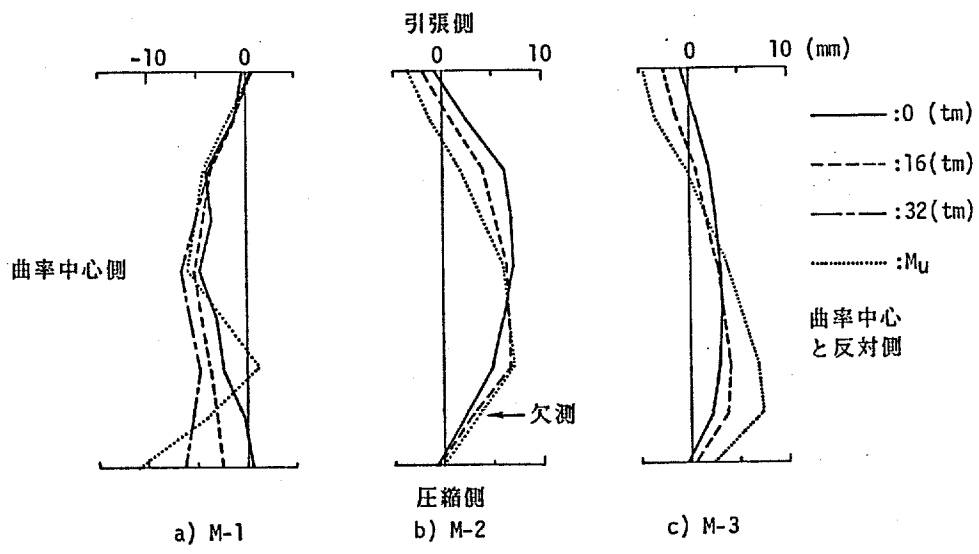


図 7-5 中央断面C-Cの全たわみ

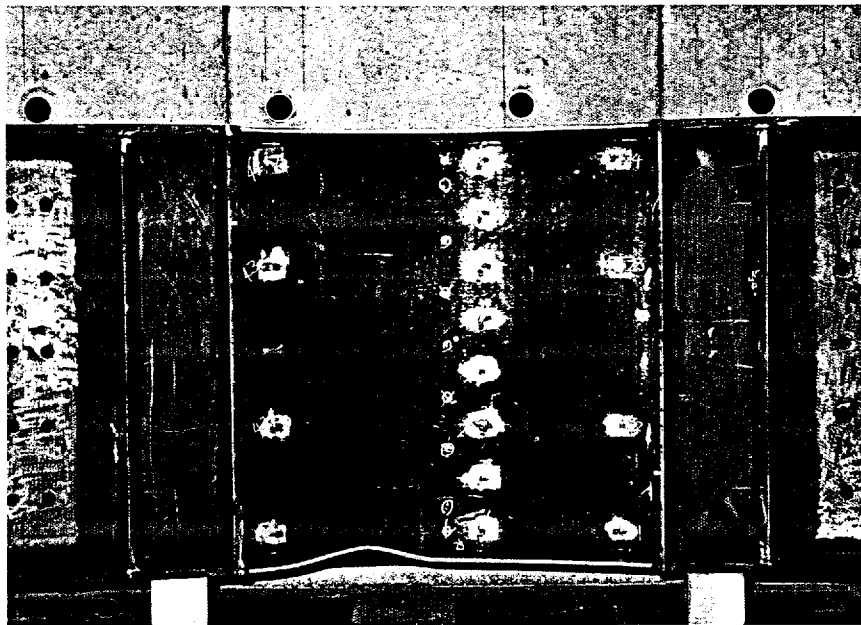


写真 7-4 崩壊性状 (M-3)

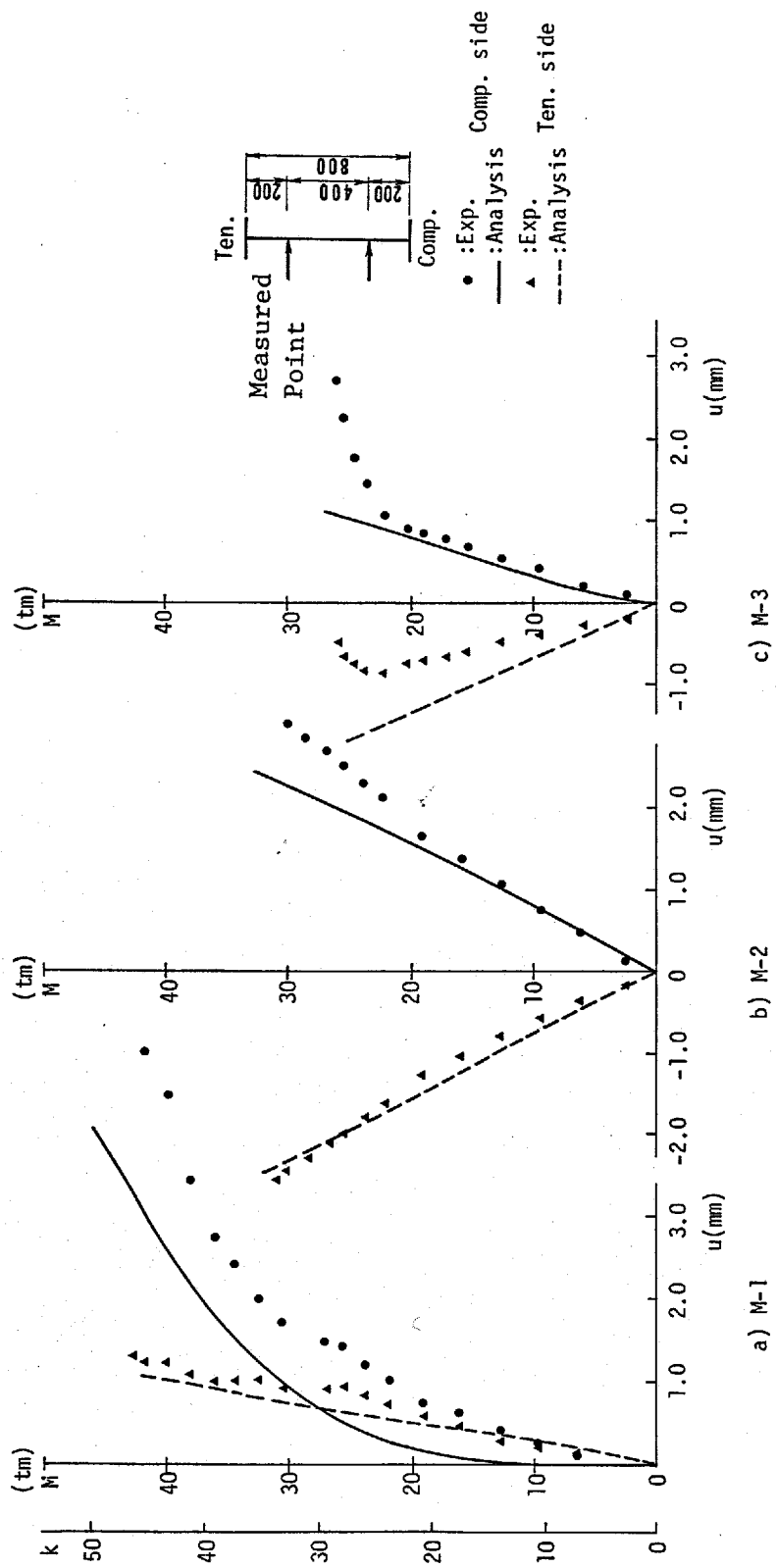


図 7-6 荷重一たわみ曲線 (断面変形によるたわみ)

また図からわかるように、断面変形にともなう腹板の付加たわみは、圧縮側引張側ともに同じ方向に変位している。このような挙動は腹板パネルの有限要素解析でも認められるが、これは初期たわみ形状に起因するもので直桁特有の性質でないことは明らかである。図7-6 a) に示すように、引張側の付加たわみは、最高荷重 ($M_u=47.7\text{tm}$) に達するまでほとんど線形的に増加する。一方、圧縮側の付加たわみは、曲げモーメント $M \geq 24\text{tm}$ から徐々に増加し、 $M=30\text{tm}$ 付近から急激なたわみの増加がみられ、図7-3 d) に示す残留たわみでもわかるように、圧縮フランジに目視できるほど大きなねじれ角が発生した。また、図7-5 a) からわかるように、最高荷重付近では桁のねじれ角も急増するのが認められる。

一方曲線桁では、図7-5からわかるように、曲げモーメントが小さいうちから桁のねじれ角が発生し、また図7-6に示すように、引張側では曲率中心側、圧縮側ではそれと反対側へ断面変形にともなう腹板付加たわみが生じる。しかも直桁と大きく異なって、発生するたわみはかなり大きい。曲げモーメントの増加とともに圧縮フランジのねじれ角も徐々に増加し、最高荷重 ($M-2$ 桁は $M_u=31.0\text{tm}$ 、 $M-3$ 桁では $M_u=26.1\text{tm}$) 付近では、かなり大きなねじれ角を生じている。図7-3 e) および写真7-4に、それぞれ $M-2$ 桁の残留たわみと $M-3$ 桁の崩壊後の写真を

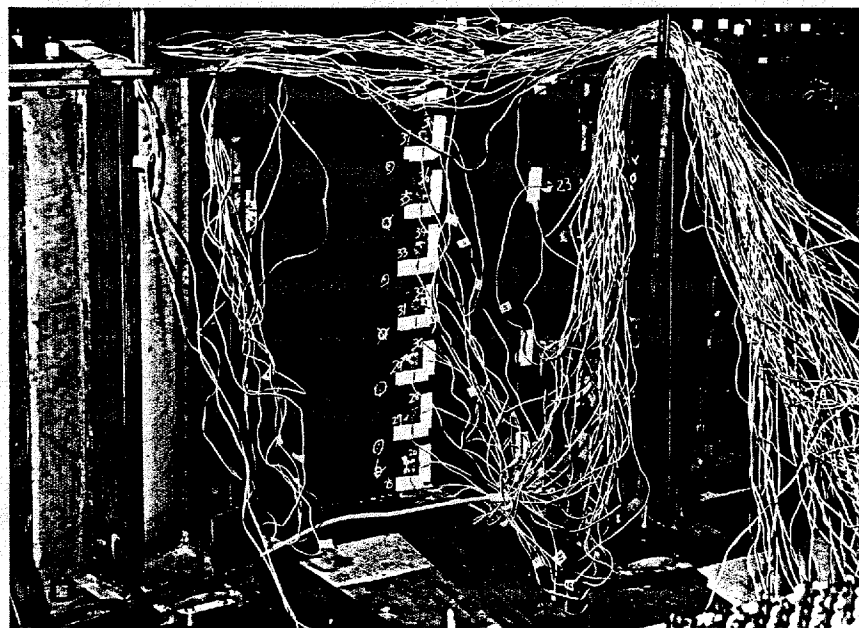
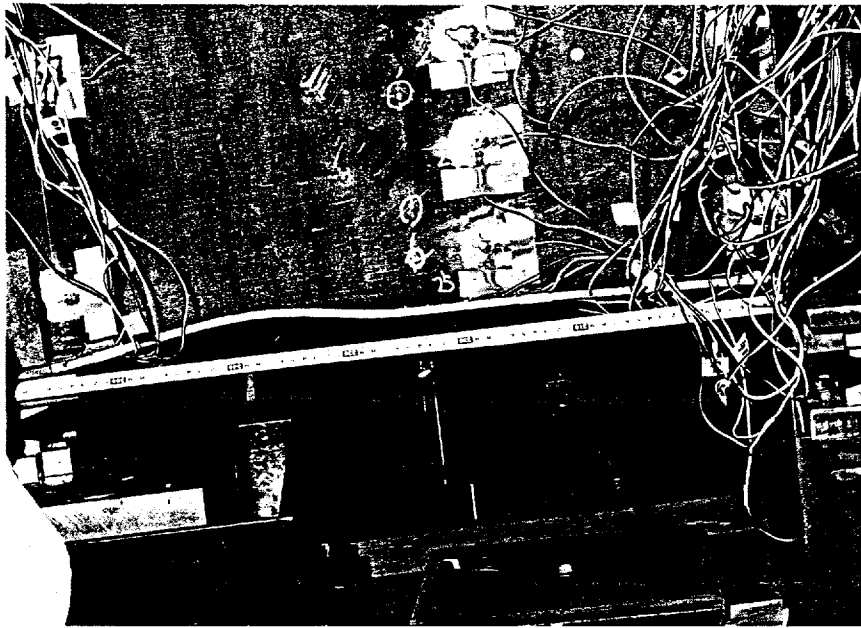
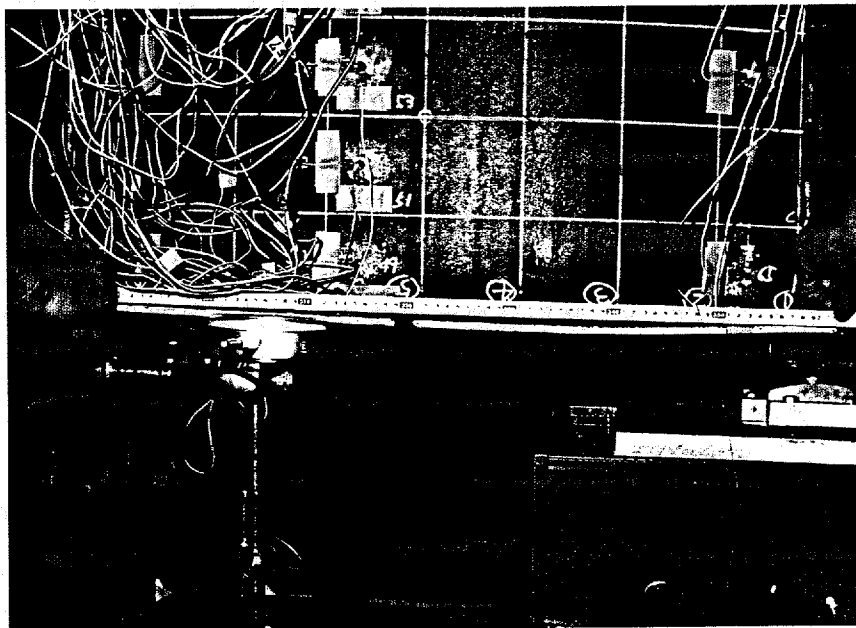


写真 7-5 変位状態



a) 曲率中心側



b) 曲率中心と反対側

写真 7-6 圧縮フランジのねじれ

示す。しかしながら、このようにフランジねじれ角が発生したといっても、圧縮フランジのねじれ座屈に起因する崩壊とは必ずしもいえない。それは、フランジがねじれ座屈を起こして腹板にたわみが発生するという考え方に対して、すでに指摘されているように⁷⁷⁾、フランジ鉛直座屈が発生し、腹板が面外にたわむことに追隨してフランジがねじれると考えることもできるからである。

曲線桁の圧縮フランジに発生するねじれ角を、写真7-5および写真7-6に示す。写真7-6 a)は曲率中心側の圧縮フランジを示したもので、曲率中心と反対側のフランジが写真7-6 b)である。これらの写真からわかるように、曲率中心側ではきわめて大きなフランジねじれ角が発生しているのに対して、曲率中心と反対側では、ほとんどねじれ角が現われていない。これは曲げねじりにともなって発生するフランジ反り応力の影響と考えられる。また、曲線桁のフランジねじれ角は、腹板のたわみと呼応して、曲率中心側では腹板の方向に、逆に反対側では腹板から遠ざかる方向に発生するのがわかる。

M-2桁 ($R_w=5m$) と M-3桁 ($R_w=2m$) を比較すると、図7-6 b), c) に示すように、腹板に発生する付加たわみは曲率の小さいM-2桁の方が大きい。これは図7-3に示す初期たわみがM-2桁では大きいこと、あるいは三上、古西、米沢⁷⁸⁾が指摘しているように、曲率がかなり大きくなるとたわみが小さくなることに起因すると思われる。

また、腹板パネルの弾性有限要素解析と実験結果を比較すると、図7-6に示すように、M-1桁ではいくらか差異が大きいものの、概ね一致しており、解析結果は腹板の挙動をよくとらえているといえる。ただし、降伏が進展するとその差異は大きくなっている。

ところで、周辺単純支持された腹板の座屈係数 ($k_w=23.9$) および2辺単純支持残りの2辺固定とした正方形板の座屈係数 ($k_w=39.7$) に対応する曲げモーメントを、梁理論から求めるとそれぞれ $M_{cr}=23.0tm$, $38.0tm$ となる。図7-6で、この曲げモーメント付近をみると、全ての桁において腹板圧縮側の付加たわみが増加しているのがわかる。これを腹板の座屈と解釈した報告⁵⁰⁾もあるが、固有値問題として解かれた正方形板の座屈波形および座屈後のたわみ形が、周方向に正弦1波形であることを考えると、正弦半波形の付加たわみの増加を座屈と呼ぶにはいくらか無理があるように思われる。なお、曲線桁ではフランジに反り応力が発生するため、圧縮フランジの曲率中心側縁の応力はすでに塑性域に達していることが考えられ、上記荷重付近のたわみの増加はフランジの一部が降伏するために起こると考えるのがむしろ妥当と思われる。

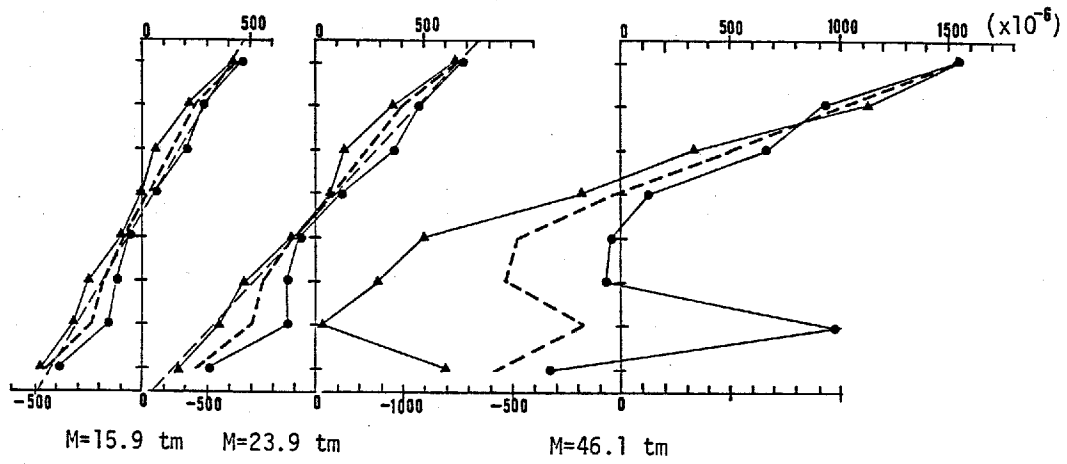
(b) ひずみ性状

各試験桁の中央断面（図7-1C-C断面）の腹板の周方向ひずみ分布を、図7-7に示す。図では腹板の両表面のひずみおよびこれらの平均値（軸ひずみ）のほか、梁理論から得られる軸ひずみ分布（細い破線）もあわせて示した。図で直桁と曲線桁を比較すると、曲げモーメントが小さい場合（ $M \leq 23.9 \text{tm}$ ）には、直桁はほとんど梁理論から得られるひずみ分布と変わらないのに対して、曲線桁では、ひずみが発生するのはフランジ・ウェブ接合辺付近のごく一部分に限られており、中央部のひずみは梁理論に比べてきわめて小さいのがわかる。このことは、腹板が受け持つ曲げモーメントの分担率は、曲線桁では梁理論から得られる分担率よりも小さくなることを示す。

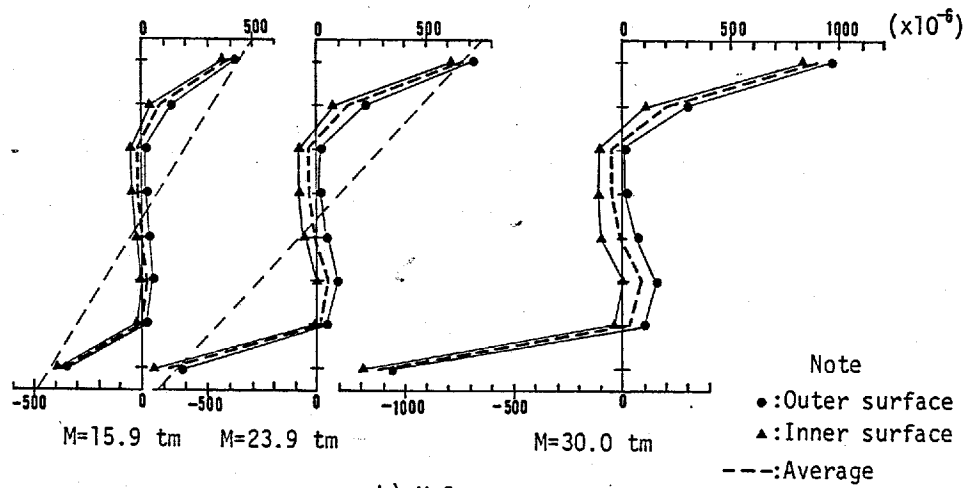
この腹板のひずみ（応力）が梁理論のそれよりも小さくなる現象を、応力欠損と呼ぶことにすると、本実験の曲線桁は、応力欠損がきわめて大きいといえる。本実験では曲線桁の性質をより顕著にするため、M-2およびM-3桁の曲率パラメータ $Z (=h^2 \sqrt{1-\nu^2}/R_w/t_w)$ をそれぞれ $Z=27.1$ 、 67.8 としたが、実際に架設されている曲線桁のそれと比べると本実験の曲線桁はきわめて大きな曲率を有するといえる。したがって実用範囲の曲線桁は、これほど大きな応力欠損はないと考えられるが、曲率に起因して発生する応力欠損は圧縮側のみならず引張側においても起きることが、これらの図からわかる。

一方、図7-7a) からわかるように、直線桁でも $M=23.9 \text{tm}$ で圧縮側にいくらか応力欠損が認められ、さらに曲げモーメントが増加して最高荷重付近になると、それはきわめて顕著に現われている。また、これと対応して大きな曲げひずみも発生している。これは、腹板のたわみが急増し平面保持の仮定が成立しなくなるといった幾何学的非線形問題としてとらえるべき現象で、いうまでもなく曲率に起因する応力欠損とは性質を異にする。したがって曲線桁では、曲率に起因する応力欠損と幾何学的非線形性によるそれが、同時に現われることに注意する必要がある。たとえば、図7-7b)、 $M=30 \text{tm}$ では、引張・圧縮両方の側で大きな応力欠損があり、また両者を比べると、それは圧縮側が大きくなっているのがわかる。

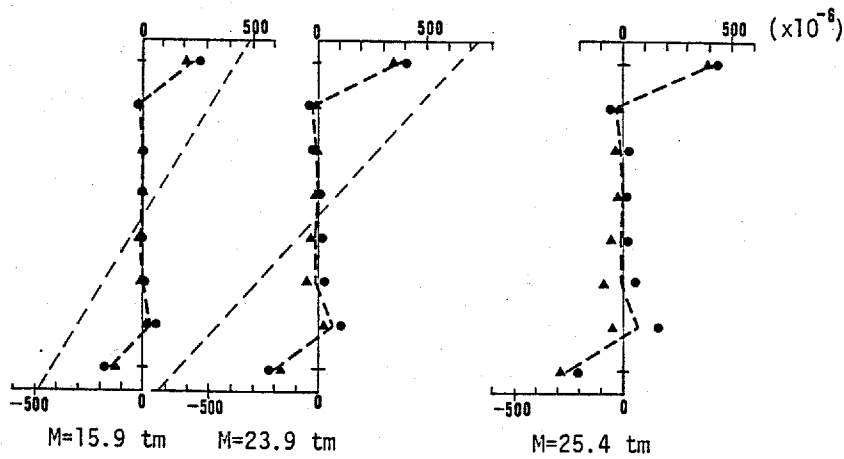
一方、フランジに発生する軸ひずみを示せば、図7-8のようになる。図でも梁理論から計算されるフランジのひずみ（実線および破線）をあわせて示した。なお、梁理論のひずみは、両端の反り拘束がない場合である。図7-8からわかるように、曲げモーメントが小さいときには、フランジのひずみは梁理論のそれと概ね一致しており、本実験では両端の反り拘束はほとんどないと判断される。また、曲げモーメントが最高荷重付近になると、直線桁曲線桁ともにフランジに大きな



a) M-1



b) M-2



c) M-3

図 7-7 腹板の膜ひずみ分布 (断面C-C)

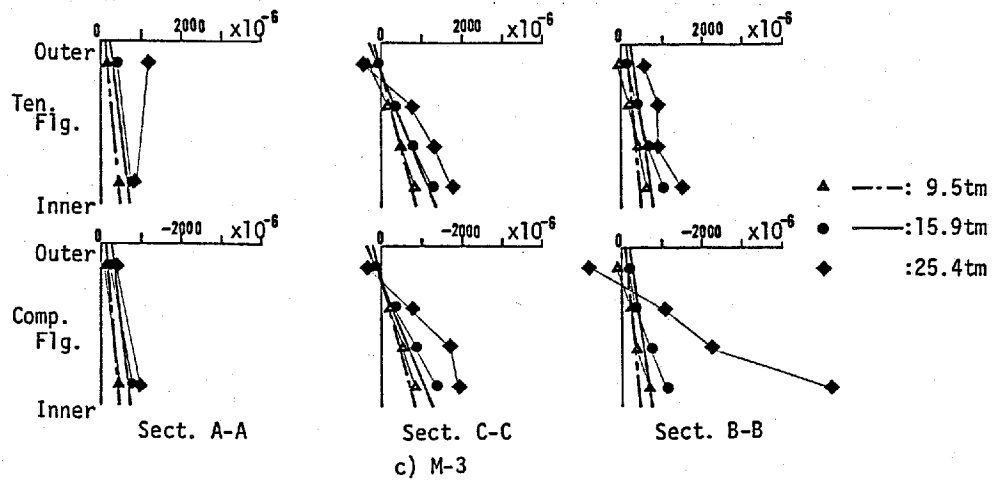
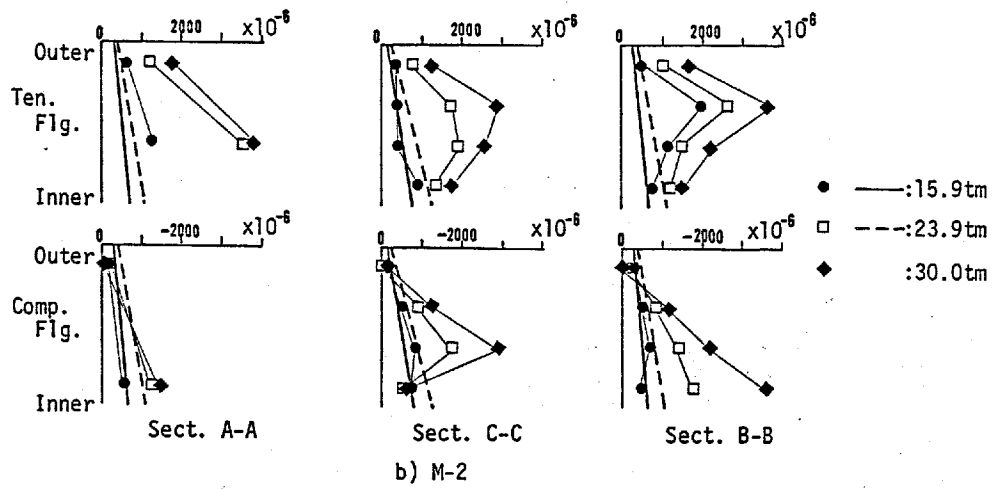
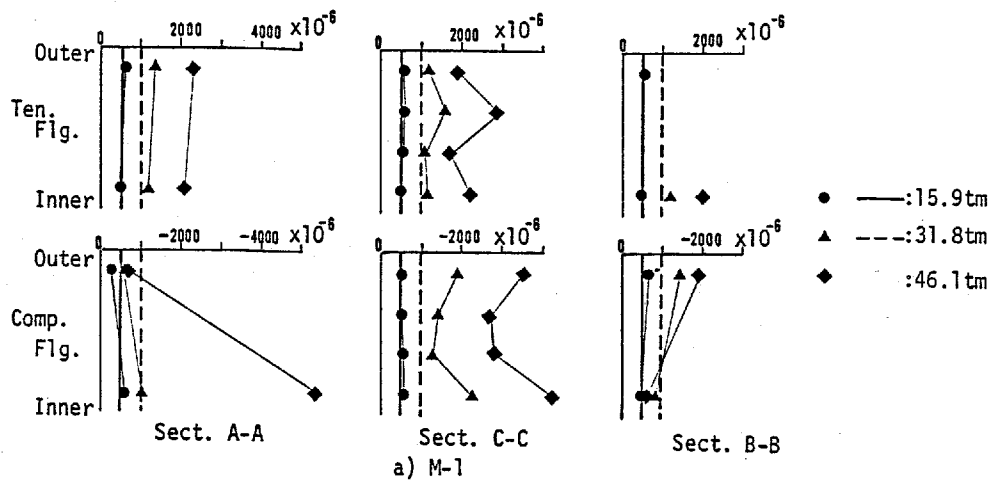


図 7-8 フランジ膜ひずみ分布

ねじれ角を発生するため、フランジのひずみは直線的でなくなることも、これらの図は示している。

7.5 結 論

本研究は、曲線 I 形桁の曲げ耐荷力実験を行って、その断面変形挙動と耐荷性状を明らかにするとともに、数少ない曲線桁曲げ実験の基礎資料を提供することを試みたものである。本実験で得られた結果に対して考察したことをまとめれば次のようになる。

(1) 溶接による曲線桁の残留応力は、フランジ腹板ともに、膜ひずみについては直桁と大きな差異はない。しかし腹板の曲げひずみはきわめて大きい。

(2) 直線桁腹板の面外たわみは初期たわみに影響されて発生するが、座屈荷重に至るまではあまり増加しない。また、本実験においても明確な分岐座屈現象は現われなかった。

(3) 一方曲線桁の腹板では、荷重の増加につれてたわみは徐々に増加し、圧縮側では曲率中心と反対方向へ、逆に引張側では曲率中心側へたわみを生じる。そして、圧縮側、引張側ともにそれはかなり大きい。また、桁のねじれ変位も大きい。

(4) 腹板が受け持つ曲げモーメントの減少すなわち曲げ応力の欠損は、曲線桁では大きく、とくに曲率に起因するものと幾何学的非線形性に起因するものの両方が現われることに注意する必要がある。

(5) 崩壊状態においては、直線、曲線桁ともに圧縮フランジに大きなねじれ角（桁のねじれ角ではない）を生じた。しかし、解析結果も含めて判断すると、直桁ではフランジねじれ座屈、曲線桁はフランジ鉛直座屈に起因する崩壊と考えられる。

(6) 曲線桁の曲げ耐荷力は、たとえフランジ面内の曲げモーメント M_x を考慮したフランジ降伏モーメント M_{xv} を基準としても、直桁に比べ著しく小さい。それは、崩壊形式の違いによるが、フランジ鉛直座屈崩壊に関しては、腹板のたわみのみならずフランジ面内の曲げモーメント M_x も大きな要因となることが考えられる。

第8章 曲線桁の曲げ耐荷力解析

8.1 緒言

直線桁あるいは曲線桁の腹板は、板厚をできる限り薄くし桁高を大きく採るのが、経済的かつ合理的である。わが国の道路橋示方書⁶⁰⁾における許容腹板幅厚比は、腹板の座屈応力を基準として定められているが、他国の示方書^{101), 102)}などと比べると低くかなり厳しいものとなっている。プレートガーダーの腹板は後座屈強度が期待でき、腹板の座屈は耐荷力の決定的要因とはならないこと、また、耐荷力に基づきおいた限界状態設計法へ移行しつつある昨今の現況などを考えると、今後、現在の腹板幅厚比規定が緩和されることが予想される。しかし、あまりに薄い腹板を使用すると、鉛直方向には極めて剛性の小さいフランジを支持するという腹板の重要な役割の一つが損なわれ、フランジが鉛直方向へ座屈して崩壊するいわゆる圧縮フランジの鉛直座屈が起こる。

腹板が上下のフランジ間隔を保持する役割を担える場合には、圧縮フランジのねじれ座屈に起因する曲げ崩壊が起こる。この崩壊は、すでに第6章で示したように、フランジ突出脚幅厚比、曲率あるいはフランジ反り応力などのフランジに関するパラメータだけで曲げ耐荷力が推定できる。曲げ耐荷力の算定には、曲率あるいは非線形挙動に起因する腹板曲げ応力の欠損が問題になるが、これは腹板の有効幅^{63), 71)}を考える、あるいは腹板座屈後の腹板の曲げモーメントの増加は考慮しない¹⁰³⁾などの直線桁の処理法が、曲線桁にも容易に応用できる。

一方、フランジ鉛直座屈による曲げ崩壊は、腹板の非線形たわみ挙動とフランジの座屈の相互作用問題としてとらえるべき現象と考えられる。したがってこの崩壊形式では、フランジの座屈を支配するパラメータのほかに腹板幅厚比、曲率などの腹板の挙動を支配するパラメータも関与するので、その把握はフランジねじれ座屈に比べ一層複雑である。Basler, Thurlimann⁶³⁾によって直線I形桁の曲げ耐荷力算定式が発表されて以来、秋田, 藤井⁶⁸⁾, Herzog⁷⁰⁾, 長谷川, 和田, 西野⁷¹⁾, 三上, 武田, 米沢⁷²⁾など、直線桁の耐荷力算定式が相次いで提案された。しかし、フランジ鉛直座屈崩壊については、Baslerら⁶³⁾を除けば、長谷川, 西野ら^{71), 77), 85)}の一連の研究がある程度で、十分に検討されているとは言い難い。また、過去に行なわれた多くの直線桁曲げ耐荷力実験でも、この崩壊形式に注目した例はわずかに数体しかない^{62), 77)}。他方、曲線桁では、腹板に大きなたわ

みが発生するので、フランジ鉛直座屈崩壊の可能性は直線桁の場合よりもさらに高くなると考えられる。しかしながら曲線桁に関するこの種の理論的研究はなく、さらに実験研究では実験例自体少なく⁴⁹⁻⁵¹⁾、この崩壊形式に注目した実験は皆無といって過言ではない。

従来、直線桁のフランジ鉛直座屈崩壊については、桁がたわむことによってフランジ軸力の垂直成分が発生し、これに起因して腹板が座屈するためにフランジを支えきれなくなるとした考え方⁹⁾や、腹板のフランジ支持力を腹板の有効幅に置き換えて評価した研究⁷⁾がある。しかし、明らかに腹板のたわみと大きく関連すると考えられる腹板の支持力を、正確に評価するという試みはなされておらず、また、フランジ鉛直座屈の崩壊メカニズムも十分には解明されていないようである。そして、曲線桁では、曲率を有するためにたとえ荷重が低くても腹板にたわみを生じるので、腹板のフランジ支持力とたわみとの関連を解明することはとくに重要な意味を持つと考えられる。

腹板のたわみが小さい場合には、腹板がフランジを支える支持力は十分に期待できるので、フランジねじれ座屈あるいはフランジの降伏に起因する崩壊が起こる。ところが荷重の増加とともに腹板のたわみが大きくなると腹板のフランジ支持力が減少し、フランジが鉛直方向へ座屈するのを防止できなくなってフランジ鉛直座屈崩壊が起きる。本章では、フランジのねじれ座屈あるいは鉛直座屈といった圧縮フランジの局部座屈に起因する曲げ崩壊メカニズムについて、このような観点から、腹板のフランジ支持力を腹板のたわみとの関連において正確に評価し、曲げ耐荷力を求める。以下では、まずフランジの局部座屈に起因する曲げ崩壊を示す曲げ耐荷力モデルについて説明し、第7章および過去の実験結果と比較することによって、本耐荷力モデルがこの種の曲げ崩壊を十分に説明可能であることを示す。さらにパラメトリック解析を行って、種々のパラメータが曲げ耐荷力におよぼす影響について検討する。

8. 2 曲げ耐荷力モデル

直線桁あるいは曲線桁が曲げを受けると、初期たわみあるいは曲率が存在するために、腹板には面外方向のたわみが発生する。いま、初期たわみを有する柱が軸圧縮力を受ける場合を考えると、初期たわみを含めた幾何学形状によって、初期たわみが大きいほど大きな軸方向変位が現われる。これと同様に、腹板がたわんだ状態で鉛直方向に力が作用すると、そのたわみが大きいほど鉛直変位は大き

くなるのは容易に予想される。すなわち、腹板をフランジを支える支持力（ばね定数）という観点からみれば、腹板のたわみが大きいほど、腹板のフランジ支持力は小さくなるといえる。他方、圧縮フランジは腹板によって弾性的にばね支持されているとみなされるので、荷重（曲げモーメント）の増加とともに腹板の面外たわみが大きくなって腹板の支持力が減少すると、フランジが鉛直方向へ座屈するのを防止できなくなり、圧縮フランジが腹板にめり込む形で崩壊する。この場合、種々の曲げモーメント値に対する腹板のフランジ支持力を等価なばねに置き換えて、そのばね定数を定量的に表現できれば、フランジの鉛直座屈に起因する崩壊形式は弾性支持されたフランジの座屈問題として容易に扱うことができる。

本節では、このような考え方に立脚した耐荷力モデルについて述べる。

(a) 腹板のフランジ支持力の評価と曲げ耐荷力モデル

横桁などによって圧縮フランジの水平座屈（横倒れ座屈）は起こらないように補剛されていると仮定し、桁はフランジあるいは腹板の局部的現象によって崩壊するものとする。そうすると、図8-1 a) に示すように、桁の最も危険な状態にある鉛直補剛材で挟まれた一区画に注目すればよい。

この一区画の両端に曲げモーメント M が作用すると、腹板はそのうちの M_w を分担するが、この分担曲げモーメント M_w に対応して、腹板は、初期たわみあるいは曲率に起因して面外にたわみ u を生じる。いうまでもなく、腹板の曲げ座屈、後座屈によるたわみもここでは考慮される。

さて、腹板分担曲げモーメント M_w に対応するたわみ分布 $u(y, z)$ が得られたものとし、図8-1 b) に示すように、腹板を幅 dy なる帯板柱要素の集合体として考えると、座標 y における帯板要素がフランジを支持する力と等価なばね定数は、次のように導くことができる。

いま、図8-1 b) に示すように帯板に鉛直力 $p dy$ が作用し、 δ だけ縮んだと仮定する。このとき、座標 z における帯板の曲げモーメント m は、たわみ $u(y, z)$ を用いて

$$m = p \cdot u(y, z), \dots\dots\dots (8-1)$$

であるから、仮想仕事の原理によって δ は、

$$\delta = \int_0^h \frac{m \bar{m}}{E I} dz,$$

$$= \frac{12p}{Et_w} \int_0^h \frac{u(y, z)^2}{t_w^2} dz, \dots\dots\dots (8-2)$$

と導かれる。ここに、 \bar{m} は式(8-1)で単位荷重 $p=1$ に対する曲げモーメント、 E は弾性係数、 $I (=t_w^3 dy/12)$ は帯板の断面2次モーメントであり、 t_w は腹板の板厚である。なお、上式(8-2)は帯板の軸応力による縮みは無視している。

ここで無次元化座標 $\eta = y/\alpha R_w$ 、 $\zeta = z/h$ (ただし、 αR_w は補剛材間隔、 h は桁高)を用いてたわみを表わし、式(8-2)を $p = \kappa \cdot \delta$ の形に変形すると、座標 η における単位幅あたりのばね定数 $\kappa(\eta)$ は、

$$\kappa(\eta) = \frac{Et_w}{12h} c(\eta), \dots\dots\dots (8-3)$$

で与えられる。式中、 $c(\eta)$ は

$$c(\eta) = \frac{1}{\int_0^1 \frac{u(\eta, \zeta)^2}{t_w^2} d\zeta}, \dots\dots\dots (8-4)$$

で、無次元化された腹板単位幅あたりのばね定数と考えることができる。以後では、 $c(\eta)$ を”基本ばね定数”と呼ぶことにする。

以上で腹板のフランジを支える支持力を、腹板のたわみを用いて表すことができた。

さて、圧縮フランジは、図8-1c)に示すように、端辺(鉛直補剛材接合辺)でたわみ w に対して単純支持され、さらに腹板との接合辺上では上記のばねによって弾性的に支持されている板とみなすことができる。種々の値の腹板曲げモーメント M_w に対応するばね定数 $\kappa(\eta)$ を考慮してフランジ局部座屈解析を行ない、得られた座屈軸ひずみ e_f と M_w の関係を図示すると、図8-2の曲線A-B-Cが得られる。図の区間A-Bは、 M_w が小さく発生する腹板のたわみが小さいので、フランジを支える腹板の剛性が十分に期待できる場合で、フランジはねじれ座屈あるいは降伏によって崩壊することを示す。これに対して、区間B-Cは、 M_w の増加につれて腹板のたわみが大きくなり、十分な腹板の支持力が期待できなくなるために、フランジの鉛直座屈に起因する崩壊形式が現われることを示している。

一方、あらかじめ腹板のみを取り出して解析された曲げモーメント M_w と圧縮縁の軸ひずみ e_w の関係を、同じ図にプロットすると図8-2の曲線a-bのようになる。

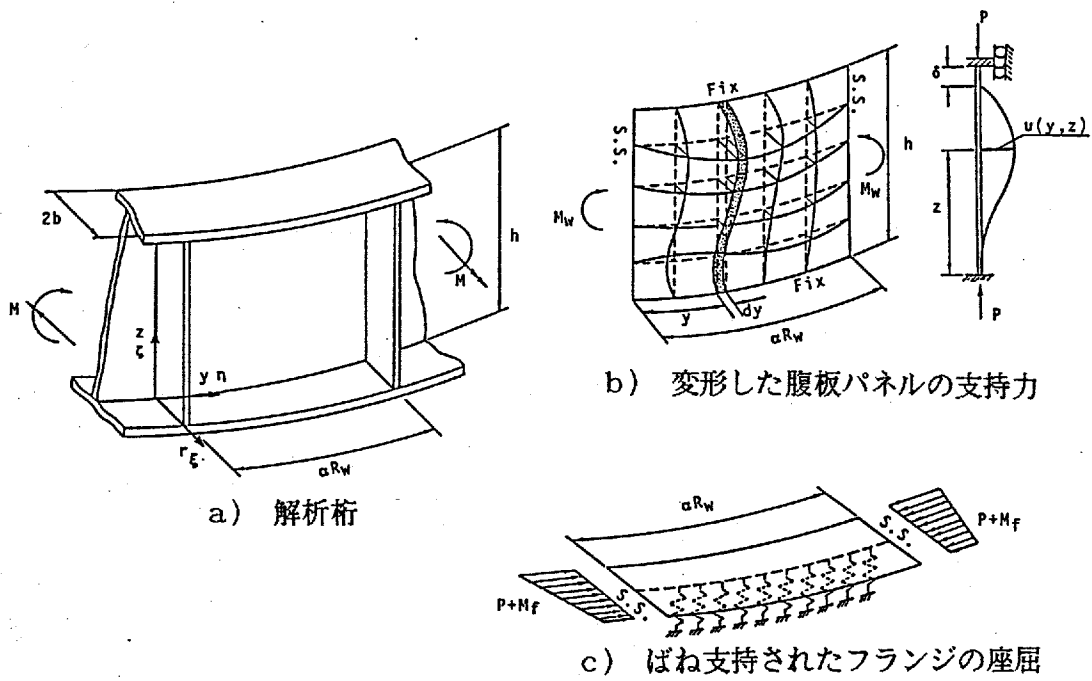


図 8-1 曲げ耐荷力モデル

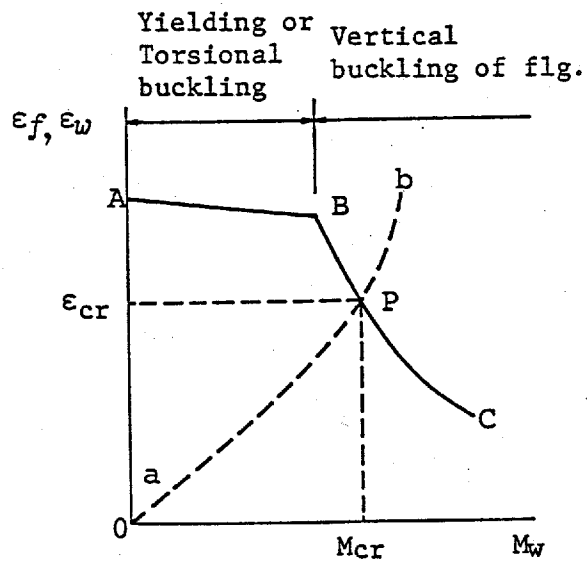


図 8-2 局部座屈に起因する崩壊機構

桁の曲げ崩壊は、図8-2の2本の曲線の交点、すなわちフランジの腹板接合部の座屈ひずみ ϵ_f と腹板圧縮縁のひずみ ϵ_w が一致するときが発生すると考えられる。もし、 ϵ_w - M_w 曲線a-bが ϵ_f - M_w 曲線の区間A-Bで交わる場合には、その崩壊形式は圧縮フランジのねじれ座屈かあるいは降伏によって崩壊することを示し、 ϵ_f - M_w 曲線の区間B-Cで交わる場合にはフランジ鉛直座屈に起因する崩壊形式が起こることを図は示している。換言すれば、 ϵ_w - M_w 曲線a-bがフランジの座屈曲線のどの区間で交差するかによって、崩壊形式が決定されることになる。なお、曲線A-Bは、降伏後の接線弾性係数 $E_t=0$ かつ残留応力がない場合には M_w 軸と平行($\epsilon_f=\text{const.}$)となるが、 $E_t \neq 0$ あるいは残留応力が存在するときには M_w の増加とともに座屈ひずみ ϵ_f は低下する。

したがって、桁の曲げ耐荷モーメント M_u は、2本の曲線の交点Pに対応するひずみ ϵ_{cr} から計算されるフランジの圧縮力 P_{cr} と腹板の曲げモーメント M_{cr} を用いて、

$$M_u = P_{cr} h + M_{cr}, \dots\dots\dots (8-5)$$

と表わすことができる。

本論文では、直線あるいは曲線桁の断面を2軸対称断面に限定したので、曲げ耐荷力算定式は上式のような形で与えた。上下非対称断面の桁に対しては、上式(8-5)を拡張すれば容易に対処できる。

(b) 腹板パネルの有限変形解析

本耐荷力モデルは、腹板がフランジを支える支持力を腹板のたわみを用いて評価するので、あらかじめ曲げを受ける腹板の面外変形挙動を把握しておく必要がある。解析は、第2章に示す板殻構造有限要素解析法を使用し、腹板パネルだけを考慮した弾性非線形解析とした。腹板パネル解析では、荷重増分制御と変位増分制御の両方を採用した。変位制御については、吉田、増田、松田⁹⁹⁾らの解析法を適用し、剛性行列の対称性を保った。

桁のフランジ降伏モーメント M_y を耐荷力の基準と考えるとき、仮に残留応力の存在によって一部分が塑性域に達したとしても腹板のほとんどの領域は弾性範囲内にあり、その挙動は弾性挙動と大差ないと考えられる。したがって腹板については弾性解析で十分と考えられる。そして弾性解析の場合には、座屈係数に相当する荷重パラメータ

$$k_w = \frac{M_w h}{I_w} \frac{h^2 t_w}{2 \pi^2 D_w}, \dots\dots\dots (8-6)$$

(ただし, $I_w = h^3 t_w / 12$, D_w : 腹板の曲げ剛度) と, 無次元化されたたわみ u / t_w によって腹板の曲げ挙動を表すことが可能となり, 基本ばね定数 c の値は, 腹板縦横比 $\alpha R_w / h$ と曲率パラメータ $Z = h^2 \sqrt{1 - \nu^2} / R_w / t_w$, さらに初期たわみの形状と大きさをパラメータとして一意的に決定されることになる。

境界条件は, 第3章において考察した結果からたわみに対してフランジ・ウェブ接合辺で固定支持とし, 鉛直補剛材接合辺では単純支持とした。

弾性非線形解析から得られた腹板のたわみ u を式(8-4)へ代入すると, 各荷重に対する基本ばね定数が求められる。しかし, 式(8-4)の積分計算の簡便性およびフランジ座屈解析との間の操作性を考慮して, 有限要素解析で求められた離散化された変位を一旦次のような級数

$$u = \sum_m \sum_n \phi_{mn} \sin(m\pi \eta) \left\{ a_n \zeta^3 + b_n \zeta^2 - \zeta + \frac{1}{n\pi} \sin(n\pi \zeta) \right\},$$

$$a_n = -1 - (-1)^n, \quad b_n = 2 + (-1)^n, \quad \dots \dots \dots (8-7)$$

に展開して表し, 数値積分によって基本ばね定数を求めた。

(c) 弾性支持されたフランジの弾塑性座屈解析

腹板によって弾性支持されたフランジの局部座屈解析は, 第5章に示す有限帯板法を使用することとし, 式(5-1)にばねのひずみエネルギー変分 δU_k が考慮できるように改良して行なった。有限帯板解析は, フランジの局部座屈に起因する二つの崩壊形式を考慮することが可能である。すなわち, 腹板のフランジ支持力が十分に期待できるときには圧縮フランジのねじれ座屈に起因する崩壊となり, 腹板の支持力が十分でない場合には圧縮フランジの鉛直座屈崩壊が起こるといった両崩壊形式を同時に扱える。なお, フランジのねじれ座屈によって崩壊する場合には, 第6章に示すフランジ・ウェブ接合辺を単純支持とした解析結果と全く一致する。

腹板によって弾性支持されたフランジの座屈問題は

$$\delta U + \delta U_k + \delta W^{(0)} = 0, \quad \dots \dots \dots (8-8)$$

と表される。ここに, δU は式(5-22)で与えられるフランジのひずみエネルギーの変分, $\delta W^{(0)}$ は式(5-17)に示す初期応力ポテンシャルの増分であり, δU_k は腹板の支持力を表わすばねの仕事増分で,

$$\delta U_k = \int_0^1 \kappa(\eta) w \delta w \alpha R_w d\eta, \quad \dots \dots \dots (8-9)$$

である。

ここで注意すべきことは、式(8-8)の積分でばね定数 $k(r)$ は座標 y の関数であるから、フーリエ級数でたわみを与えることの最大の利点である三角関数の直交関係が活用できなくなること、したがって、たわみ関数の各項に対する固有値を別々にもとめて、その最小値を座屈荷重とするといった、多くの座屈問題で用いられている方法が適用できなくなることである。

8.3 曲げ耐荷力モデルの妥当性の検討

第7章に示す曲げ耐荷力実験結果および過去に行われた曲げ耐荷力実験結果のうち、フランジの鉛直座屈あるいはねじれ座屈に起因して崩壊したと思われる桁に対して、腹板パネルの弾性曲げ挙動解析を行い、得られた腹板のたわみの一例を、図7-6および図8-3 a), b)に示す。また、式(8-4)から計算される各荷重段階の基本ばね定数 c の橋軸方向分布を示せば図8-3 c)および図8-4のようになる。ここで、図8-3, b-25-0桁⁷⁰⁾は腹板縦横比1.5, 腹板幅厚比 $h/t_w=257$ の直線桁, また図8-4は第7章に示すM-2桁, 曲率半径5mの曲線桁で腹板縦横比1.0, 腹板幅厚比 $h/t_w=178$ である。

図7-6および図8-3 a), b)から、腹板パネルの解析は実験のたわみ挙動をよくとらえていることがわかる。したがって、これらの実験に使用された程度のフランジでは、フランジの剛性が腹板の橋軸まわりの回転角を拘束していると考えて差し支えないと判断され、フランジ・ウェブ接合辺をたわみに対し固定支持とした腹板パネルだけの解析でも、腹板の挙動の一応の把握は可能であると思われる。なお、図8-3 a)で、崩壊時の引張側のたわみは、両者にかかなり大きな差異があるが、この原因として、腹板解析で初期たわみを十分に反映できなかったこと、また実験では塑性変形が進展していることなどが考えられる。

また、図8-4には、腹板初期たわみを考慮しない解析から得られた基本ばね定数の分布もあわせて示した。曲線桁M-2桁では、第7章でも述べたように大きな腹板の初期たわみがある。したがって、図からわかるように、初期たわみのない基本ばね定数に比べて、実験に対する腹板解析から得られたそれは中央付近できわめて小さい値となっている。

これらのほかにも腹板パネル解析を行って基本ばね定数を求め、これを考慮したフランジの弾塑性座屈解析から求めた曲げ耐荷力を示せば、直線桁については表8-1, そして曲線桁は表8-2のようになる。これらの表で、 M_u^{ex} , M_u^{th} は、そ

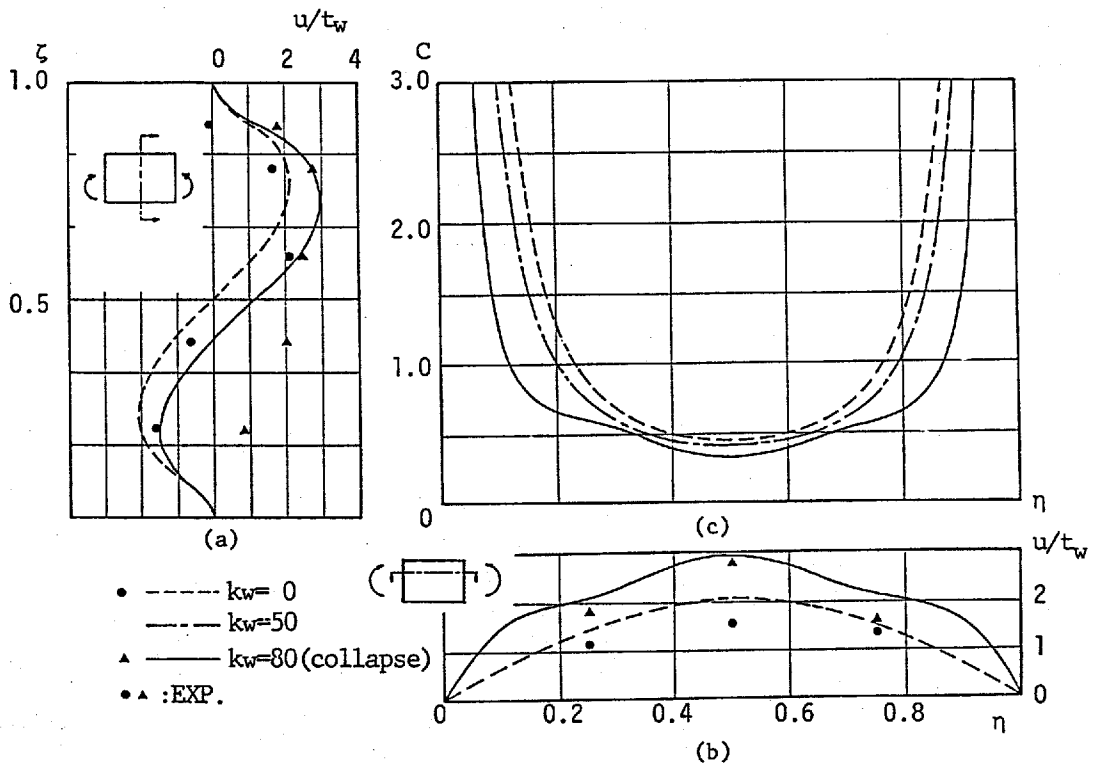
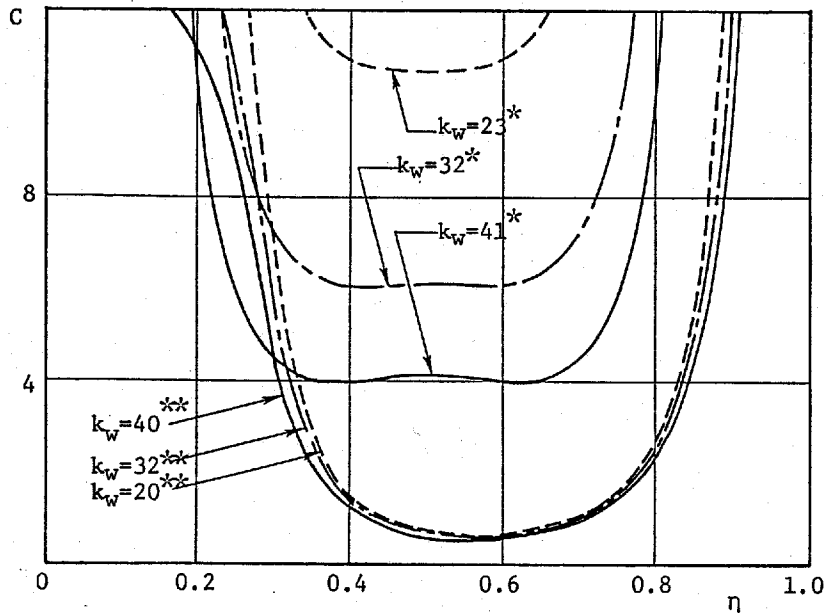


図 8-3 腹板のたわみと基本ばね定数(B-25-0桁)



Note : Initial deflection * : Not considered
 ** : Considered

図 8-4 基本ばね定数分布(M-2桁)

それぞれ実験およびモデル化解析から得られた耐荷曲げモーメント、 M_{ϕ} は第4章図4-1に示すようなフランジの反り応力を考慮したフランジ降伏モーメントである。直線桁ではフランジ反り応力がないので、 M_{ϕ} は、一般にいわれるフランジ降伏モーメント M_y に一致するのはいうまでもない。また、表中(V), (T), (Y) は崩壊形式を示し、それぞれ圧縮フランジの鉛直座屈およびねじれ座屈に起因する崩壊、および圧縮フランジの降伏による崩壊を表す。

耐荷力モデルを用いて曲げ耐荷力を求めるとき、フランジの弾塑性座屈解析ではフランジの残留応力が問題となる。残留応力形状については、溶接型で、フランジ縁応力を σ_{rc} としたもの (Type-a) と、溶断を考慮してフランジ縁応力を零としたもの (Type-b) の2種類 (図8-21に示す) を用意し、その大きさについては報告結果を正確に反映させるよう注意した。残留応力が与えられていない場合には、図6-2c) に示す形状Type-aを採用し、 $\sigma_{rc}/\sigma_y = 0.5$ 、 $\sigma_{rt}/\sigma_y = 1$ とした。表8-1および表8-2に、解析に使用した残留応力もあわせて示す。

また耐荷曲げモーメントの算出には、式(8-5)からわかるように、腹板の分担する曲げモーメントの評価が問題となる。実際の曲線桁の腹板圧縮縁には、降伏応力程度の溶接による引張残留応力があるので、フランジ・ウェブ接合辺のひずみが降伏ひずみを越えても腹板圧縮側はしばらくは弾性域のままであり、腹板が分担する曲げモーメントは弾性解析と同程度のものが期待できると考えられる。また、比較的厚い腹板板厚の場合には、第4章に示すように、腹板にも降伏域が発生し腹板が分担する曲げモーメントは大きくなる。したがって、腹板の分担当げモーメントは、弾性解析だけで十分と考えられ、図8-2の交点Pの曲げモーメント (荷重) M_{or} を使用した。

さて、直線桁の曲げ耐荷力を示す表8-1で、実験結果と曲げ耐荷力モデル解析結果を比較すると、ほとんどの桁の誤差は5%未満であり、本章で提案した曲げ耐荷力モデルは、良い精度で曲げ耐荷力を与えているのがわかる。また、崩壊形式も実験結果とほとんど一致しており、この曲げ耐荷力モデルはフランジ局部座屈に起因する崩壊形式をよく表現しているといえる。

なお、表8-1では、実験の初期たわみが報告されている桁は、腹板パネルの解析にできるだけ正確に反映させるよう注意を払った。しかし、初期たわみが明確でない桁については、腹板の板厚を最大たわみとするやせ馬形の初期たわみを与えた腹板パネル解析結果を採用した。したがって実験の初期たわみが正確に解析に反映されていない桁は、両者の差異がいくらか大きめに現われている。また、No.2桁のフランジの降伏応力は $\sigma_y = 5000\text{kg/cm}^2$ と大きい。モデル解析の残留応力は $\sigma_{rc} = 0.5\sigma_y$ を仮定したが、このような高張力鋼を用いた場合には、圧縮残

表 8-1 実験結果との比較(直線桁)

No.	Ref.	Test Girder	Flange 2b×t _f (mm)	Web h×t _w (mm)	$\frac{\alpha R_w}{h}$	Yield Stress of Flg. σ_y (kg/cm ²)	Residual Stress			$\frac{M_u^{ex}}{M_y^*}$	$\frac{M_u^{th}}{M_y^*}$
							Type	$\frac{\sigma_{ro}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_y}$		
1	Cooper 67)	LB-1	305.0x19.20	1,397x3.15	1.00	2640	a	0.5	1.0	0.891 (Y)	0.809 (V)
2	Konisi 7a)	C	240.0x12.00	1,200x6.00	1.00	5000	a	0.5	1.0	0.986 (T)	0.850 (V)
3		B-17-A	288.0x12.09	764x4.44	0.75	2866	a	0.5	1.0	1.030 (Y)	1.032 (Y)
4		B-17-B	288.0x12.09	764x4.44	1.50	2866	a	0.5	1.0	1.010 (Y)	1.070 (Y)
5	hasegawa 77)	B-21-A	288.0x12.09	942x4.44	0.75	2866	a	0.5	1.0	1.000 (V)	0.982 (V)
6		B-21-B	289.0x12.09	942x4.44	1.50	2866	a	0.5	1.0	0.980 (V)	0.984 (V)
7	7e)	B-25-A	288.0x12.09	1,121x4.44	0.75	2866	a	0.5	1.0	0.920 (V)	0.923 (V)
8		B-25-0	226.0x 9.00	796x3.10	1.50	2474	b	0.3	0.5	0.835 (V)	0.872 (V)
9	Author	M-1	200.0x 7.19	793x4.50	1.00	3655	b	0.5	1.0	0.825 (T)	0.788 (T)
10	Basler 8a)	G4-T2	308.9x19.66	1,270x3.28	0.75	2644	a	0.5	1.0	0.954 (V)	0.931 (V)
11		G2-T2	309.6x19.53	1,270x6.86	0.75	2714	a	0.5	1.0	0.966 (T)	1.108 (Y)

Note : Collapse mode
(V): Flange Vertical Buckling
(T): Flange Torsional Buckling
(Y): Yield of Flange

表 8-2 実験結果との比較(曲線桁)

No	Ref.	Test Girder	Flange $2b \times t_f$ (mm)	Web $h \times t_w$ (mm)	αR_w h	Yield Stress of Flg. σ_y (kg/cm ²)	Web Type	Residual Stress			M_u^{ex} M _y	M_u^{th} M _y	
								Type	$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_y}$	$\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_y}$			M _r /P _b
12	Arthur	M-2	201.4x 7.22	793x4.50	1.00	3655	-----	b	0.5	1.0	0.220	0.606	0.639 (V)
13		M-3	202.6x 7.19	793x4.50	1.00	3655	-----	b	0.5	1.0	0.372	0.560	0.563 (V)
14	Mukai ⁵⁰⁾	M30(0.5-178-15-0-2)	181.8x11.97	800x4.50	0.50	3947	No.7	a	0.5	1.0	0.080	1.085	1.106 (Y)
15		M30(1.0-178-15-0-2)	180.7x12.04	800x4.48	1.00	3458	No.6	a	0.5	1.0	0.115	1.007	1.126 (V)
16		M10(0.5-178-15-0-2)	181.6x12.02	800x4.50	0.50	3947	No.5	a	0.5	1.0	0.241	1.134	1.073 (Y)
17		M10(0.5-250-15-0-2)	180.5x11.97	800x3.23	0.50	3458	No.5	a	0.5	1.0	0.226	1.140	1.023 (V)
18	Nakai ⁵⁰⁾	M10(0.5-178-15-0-1)	181.3x11.98	800x4.50	0.50	3458	No.5	a	0.5	1.0	0.241	1.181	1.126 (V)
19		M10(0.5-178-7.5-0-2)	90.5x11.92	800x4.57	0.50	3458	No.5	a	0.5	1.0	0.573	0.991	2.220 (Y)
20		M10(1.0-178-15-0-2)	180.1x12.01	800x4.57	1.00	3458	No.4	a	0.5	1.0	0.346	1.075	1.152 (Y)
21	Ohtsuka ⁵¹⁾	B-1	80.0x 6.00	300x1.60	1.00	2800	No.7	a	0.5	1.0	0.422	1.264	1.095 (Y)
22		B-2	80.0x 6.00	300x1.60	1.00	2800	No.4	a	0.5	1.0	0.842	1.358	1.190 (Y)

Note ; Collapse mode
(V): Flange Vertical Buckling
(T): Flange Torsional Buckling
(Y): Yield of Flange

留応力 σ_{rc} は $0.5\sigma_y$ よりも小さいことが予想される。したがって解析結果はかなり低めの値を与えたと考えられる。

直線桁の崩壊形式はかなり明確であり、本論文で扱う崩壊に関係する桁を多くの実験結果から抽出するのは比較的容易である。ところが曲線桁では、曲げとねじりが連成するため、フランジのねじれ角、桁のねじれ角、あるいは腹板のたわみなどが複雑に絡んだ形で崩壊するため、目視によって崩壊形式が決定できるような明確さはない。また、現状では曲線桁の曲げ耐荷力実験例は少ないので、曲線桁の耐荷力、表8-2では著者らが入手できた結果すべてを示した。

表8-2では、第7章に示すM-2、M-3桁以外の桁は、初期たわみや残留応力などの基礎データが報告されていないので、これらの桁については初期たわみを考慮していない。また、M-2、M-3桁以外の桁の曲率パラメータ Z および腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ については、後で行うパラメトリック解析のために用いた表8-3に示す腹板パネルのうち最も近いもので代用した。これは、実験に採用された曲率はあまり大きくない（実用範囲を考慮したためと考えられる）ので、曲率の影響は初期たわみと同程度と考えられ、したがって初期たわみを正確に考慮できない以上、腹板の非線形解析における費用あるいは労力からいうと、曲率だけを正確にしてもそれほど大きな意味はないという判断による。表8-2 (Web Type) に、表8-3に示す解析番号を用いて、曲げ耐荷力解析に採用した腹板パネルを示す。このように初期たわみおよび曲率半径が正確でないにもかかわらず、表8-2からわかるように、誤差が10%を越える場合もあるが、それほど大きな誤差は現われていない。

また、表に示すように、解析においてフランジ鉛直座屈崩壊が現われた桁は、筆者らが行ったNo.12、No.13の2体しかなく、この崩壊形式に関する実験的資料が現時点で十分に得られているとは必ずしもいえない。しかしこれら2体については、解析結果と実験結果との差異は5%未満で、両者はよく一致しているといえる。一方、No.14~No.22の桁では、崩壊形式が明確に報告されていないけれども、ほとんど全ての実験結果が $M_{u^*} > M_{\bar{u}}$ であることから、フランジの降伏による崩壊と考えられる。またNo.19の桁は、フランジ幅厚比がきわめて小さいので、横倒れ座屈崩壊とも思われる。ちなみに、耐荷力モデル解析から得られた崩壊形式は、No.14~No.22すべてがフランジの降伏による崩壊であった。

なお、フランジの降伏によって崩壊する場合、たとえばNo.19は $\lambda (M_f/Pb) = 0.57$ とフランジに大きな反り応力があるため、フランジ全領域が降伏するときの解析における腹板圧縮縁ひずみはきわめて大きくなる。ところが曲げ耐荷力の算定における腹板の分担曲げモーメントには、弾性解析結果を用いているので、この縁ひずみに対応する腹板の曲げモーメントはきわめて大きなものとなる。そ

の結果としてNo.19では大きな差が現われることになる。本曲げ耐荷力モデルがフランジの降伏による崩壊も扱えることはいうまでもないが、この場合、No.19のようにフランジに大きな反り応力がある場合には、腹板の分担曲げモーメントを過大に評価する危険性がある。したがって、これを回避するために、また安全側を考慮するといった意味においても、腹板の分担曲げモーメントに上限を設定し、腹板圧縮縁の応力が降伏するとそれ以上の分担曲げモーメントの増加はないものとするのが妥当とも思われる。なお、本章第5節のパラメトリック解析では、このような上限を与えた腹板の曲げモーメントを使用して曲げ耐荷力を求めている。

8.4 腹板のたわみ挙動とフランジ支持力

前節までに、鉛直座屈、ねじれ座屈といった圧縮フランジの局部座屈による崩壊形式、そしてフランジの降伏による崩壊の、3種類の崩壊形式を考慮できる曲げ耐荷力モデルを提案し、その妥当性を示すことができた。以下では、この耐荷力モデルを用いて曲線桁の曲げ耐荷力解析を行い、種々のパラメータがフランジ局部座屈に起因する崩壊形式におよぼす影響について検討する。

本耐荷力モデルでは、すでに述べたように腹板パネルの弾性非線形解析を行って腹板のたわみ挙動を把握しておく必要がある。したがって、まず本節では、腹板パネルのたわみ挙動と腹板がフランジを支持する支持力との関連について調べる。腹板パネルの曲げ挙動は、すでに述べたように曲率パラメータ Z 、腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ 、腹板幅厚比 h/t_w のパラメータのほか、初期たわみに支配される。とくに初期たわみは、曲線桁では曲率を有するので、その大きさのみならず方向も大きな問題となる。弾性解析の場合、腹板のたわみ u を板厚 t_w の比 u/t_w で表わし曲げモーメント M_w を式(8-6)の荷重係数 k_w で表わすと、 k_w-u/t_w 曲線は腹板幅厚比 h/t_w には無関係となる。したがって、腹板パネルの解析では、曲率パラメータ Z および腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ 、そして初期たわみの形状と大きさに注目した。解析した腹板パネルの諸元を表8-3に示す。

曲率パラメータ Z については、過去の実績調査⁵³⁾を配慮するとともに、曲線桁としての特徴が明確に現われるような範囲も考えて、11.45, 5.00, 2.00とした。また腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ は、実績調査⁵³⁾では腹板パネルの94%が $0.45 \leq d/h \leq 1.00$ の範囲にあることから0.75, 1.0の二ケースを選んだ。

初期たわみあるいは残留応力などの初期不整は、溶接、溶断などの製作過程に

表 8-3 解析に用いた腹板パネルの諸元

No.	h/t_w	Z	$\alpha R_w/h$	初期たわみ (u_{0max}/t_w)	分岐荷重 K_{wcr}
No.1	300	11.45	1.0	鞍状(2.0)	58.5
No.2		11.45	1.0	鞍状(1.0)	63.2
No.3		11.45	1.0	樽状(1.0)	83.0
No.4		11.45	1.0	$\theta : 2次, z : 2次(0.01)$	72.6
No.5		11.45	0.75	なし	101.2
No.6		5.00	1.0	$\theta : 2次, z : 2次(0.01)$	53.0
No.7		5.00	0.75	$\theta : 2次, z : 2次(0.01)$	82.0
No.8		2.00	1.0	$\theta : 2次, z : 2次(0.01)$	43.0
No.9		2.00	0.75	$\theta : 2次, z : 2次(0.01)$	49.0

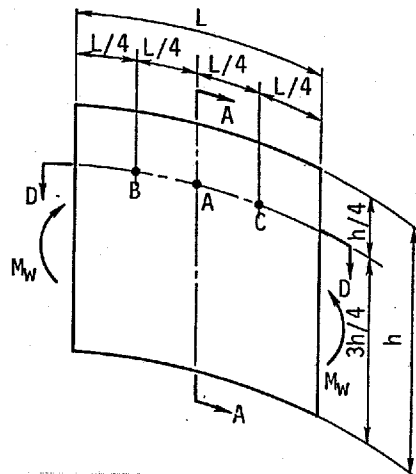


図 8-5 腹板パネルの断面および位置

において避けることのできないものである。初期たわみについては、表8-3に示すように、 $Z=11.45$ 、 $\alpha R_w/h=1.0$ の場合について三ケースとし、No.1、No.2は鞍状の初期たわみで、それぞれ最大初期たわみ $u_{0max}=2t_w$ および t_w とした。またNo.3は、樽状 $u_{0max}/t_w=1$ 、そして初期たわみのない場合がNo.4である。No.4~No.9は、初期たわみのない場合で、それぞれ曲率パラメータあるいは腹板縦横比が異なる。初期たわみは、フランジ・ウェブ接合辺でたわみに対して固定、鉛直補剛材辺上で単純支持となるように、式(8-7)の関数形を用いて与えた。なお、解析途中で不安定状態が発生したので、これを回避するために周方向2次($m=2$)、

鉛直方向2次 ($n=2$) のわずかな初期たわみ ($u_{0max}/t_w=1/100$) を与えた。

腹板パネルの挙動あるいはフランジを支える腹板支持力の検討に際し、主に注目した位置および断面を図8-5に示す。以下では図に示す記号A, B, Cなどを用いて位置あるいは断面を表わすこととする。また、たわみの方向は曲率中心と反対側に変位する場合を正とする。

さて、初期たわみがない腹板No.4 ($\alpha R_w/h=1$, $Z=11.45$) について、圧縮側のD-D断面上の各A, BおよびC点のたわみ u を荷重係数 k_w とともに表わせば、図8-6のようになる。さらに図8-7a)~c)は、腹板縦横比 $\alpha R_w/h=0.75$ の荷重-たわみ曲線で、それぞれ曲率パラメータ $Z=11.45$, 5.0 , 2.0 である。これらの図には、フランジ・ウェブ接合辺固定、鉛直補剛材接合辺単純支持の平板 ($Z=0$) の座屈荷重 ($k_w=39.7$)⁵⁷⁾ もあわせて示した。また、図8-8a)~c)は図8-7 ($\alpha R_w/h=0.75$) に対応して、中央断面A-Aの鉛直方向のたわみ分布を示したものである。

No.4 ($Z=11.45$) の点Aの面外たわみは、図8-6に示すように $k_w=60$ までは正方向に増加するが、その後は減少する。この挙動は第3章あるいは第4章のフランジをも考慮した板殻構造解析でも現われている。しかし、荷重 $k_w=72.6$ で収束がきわめて悪くなり、第4章でも述べたように荷重増分制御では解析不能となった。そこで変位増分制御を適用し、さらに大きい荷重まで解析すると、点Bと点Cのたわみに大きな差異が現われるようになる。すなわち中央断面に関して対称な点Bおよび点Cのたわみは、 $k_w \leq 72.6$ ではほとんど一致していたのに対し、 $k_w > 72.6$ では、点Bは増加傾向を呈し、点Cは一旦減少して再び増加するという挙動が現われて、たわみの対称性が崩れることが図からわかる。これは、幾何学的非線形をともなった広い意味の分岐座屈と考えられる。また、一旦分岐してしまうと安定となり、荷重増分制御でも解析可能となった。このような分岐現象は、たとえば図8-7に示すように、他のすべての解析ケースでも認められた。ただし、No.6についてはきわめて小さい荷重増分で後座屈へ移行したこと、また、No.5では微小な初期たわみを与えていないにもかかわらず比較的容易に後座屈解析できたことを付記しておく。

なお、各腹板に上記不安定現象（以下では座屈と呼ぶことにする）が現われたときの荷重係数 k_{wcr} を、表8-3に示した。

表8-3および図8-7から、曲率パラメータ Z が小さく平板 ($Z=0$) に近い形状ほど座屈荷重は小さく、また、平板の座屈荷重に漸近しているのがわかる。さらに図8-7からは、 $Z=2.0$ の場合点Cの座屈後たわみは負の値となっており、中央断面に関して逆対称なたわみ形が支配的であるのがわかる。これは平板の後座屈た

わみ形が周方向に正弦1波（2次モード）であることと対応している。一方，曲率が大きい $Z=5.0$ あるいは 11.45 では，点Cのたわみは一旦は減少傾向を呈するものの負値にまで減少することはない，圧縮側の周方向たわみ分布形は正弦1.5波（3次モード）が支配的である。したがって曲率パラメータ $Z \geq 5.0$ では曲線桁（曲板）の性質が顕著となるが， $Z \leq 2.0$ では平板とみなして差し支えないと考えられる。

図8-8でも， $Z \geq 5.0$ の場合と $Z=2.0$ ではたわみ分布に大きな差異が認められる。また，図から引張側のたわみは，圧縮側に比べて小さいことがわかる。これは後でも述べるが，フランジを支える腹板の支持力を決定するのは圧縮側のたわみ分布であることを示している。

腹板縦横比 $\alpha R_w/h=1.0$ の場合も $\alpha R_w/h=0.75$ （図8-7）とほとんど同様な挙動が得られたが，表8-3に示すように，座屈荷重は前者の方が小さい点で異なっている。なお，No.8（ $\alpha R_w/h=1.0$ ， $Z=2.0$ ）では，さらに高次のたわみ形へ移行する傾向が認められたが， $k_w=93$ で収束解が得られなくなった。

一方，初期たわみを有する場合の，圧縮側点Aの荷重-たわみ曲線を描けば，図8-9のようになる。図には，各腹板パネルの座屈荷重もあわせて示した。

図から，荷重初期段階で，No.1およびNo.2は曲率中心方向の初期たわみを有するにもかかわらず，曲率中心とは反対方向にたわみが増加しているのがわかる。直桁の腹板圧縮側では，初期たわみの方向にたわみが増加するのはいうまでもないが，上記のような現象は曲線桁特有のものであるといえる。すなわち曲線桁の場合には，たわみの増加方向は初期たわみのほかに曲率の影響が加わった形で決定されることを示す¹³⁾。このこととも関連して，鞍状の初期たわみの場合には，平板に近い形状となるため，図に示すように座屈荷重が小さく現われている。ま

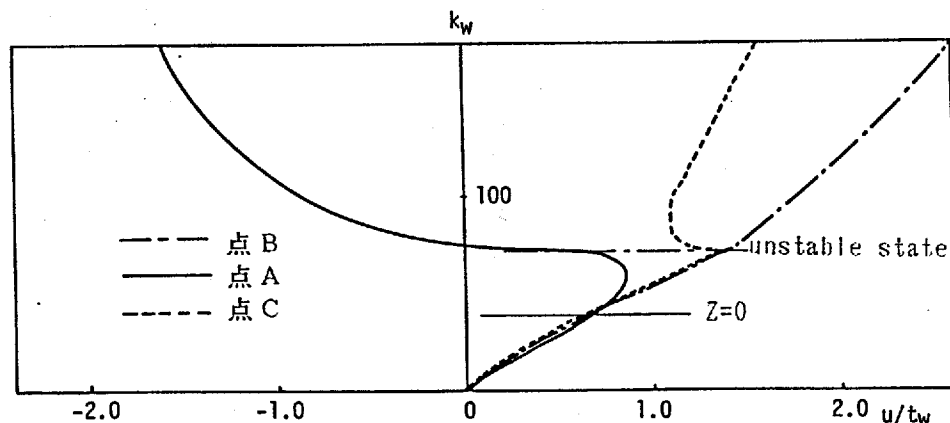
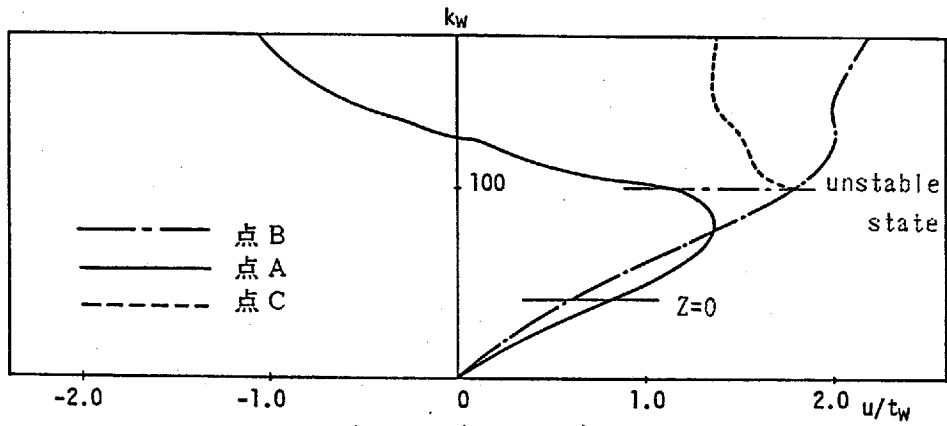
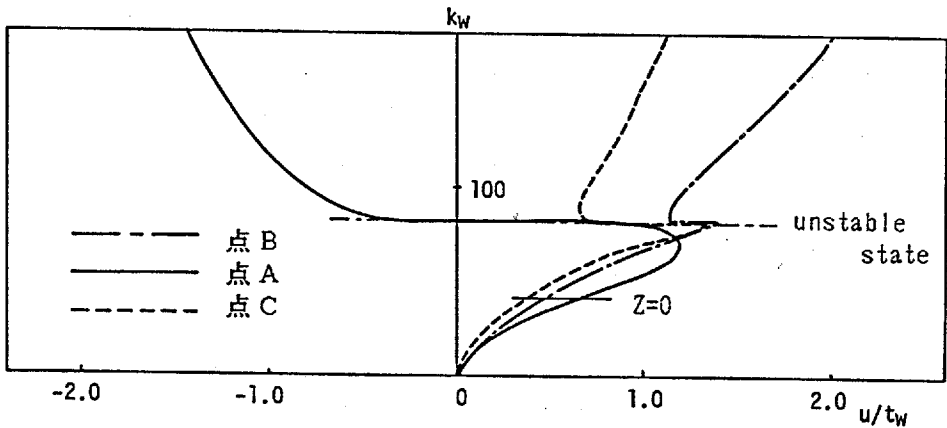


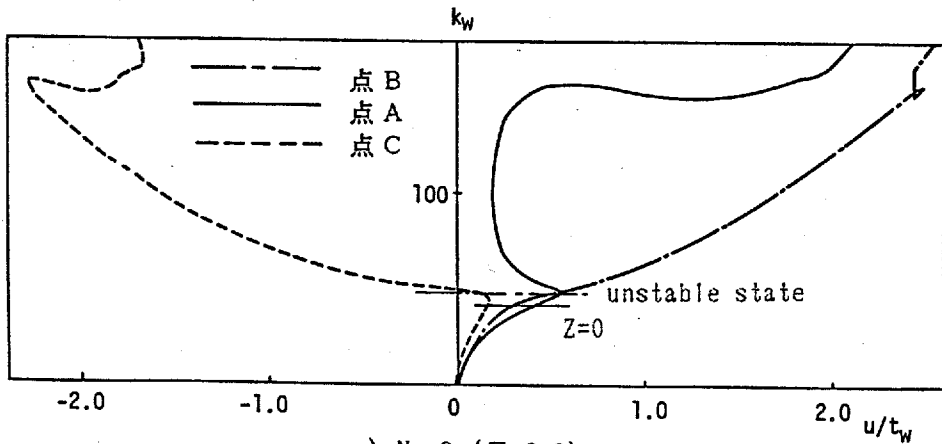
図 8-6 荷重-たわみ曲線(No.4: $\alpha R_w/h=1.0$, $Z=11.45$)



a) No.5 ($Z=11.45$)



b) No.7 ($Z=5.0$)



c) No.9 ($Z=2.0$)

图 8-7 荷重-たわみ曲线 ($\alpha R_w/h=0.75$)

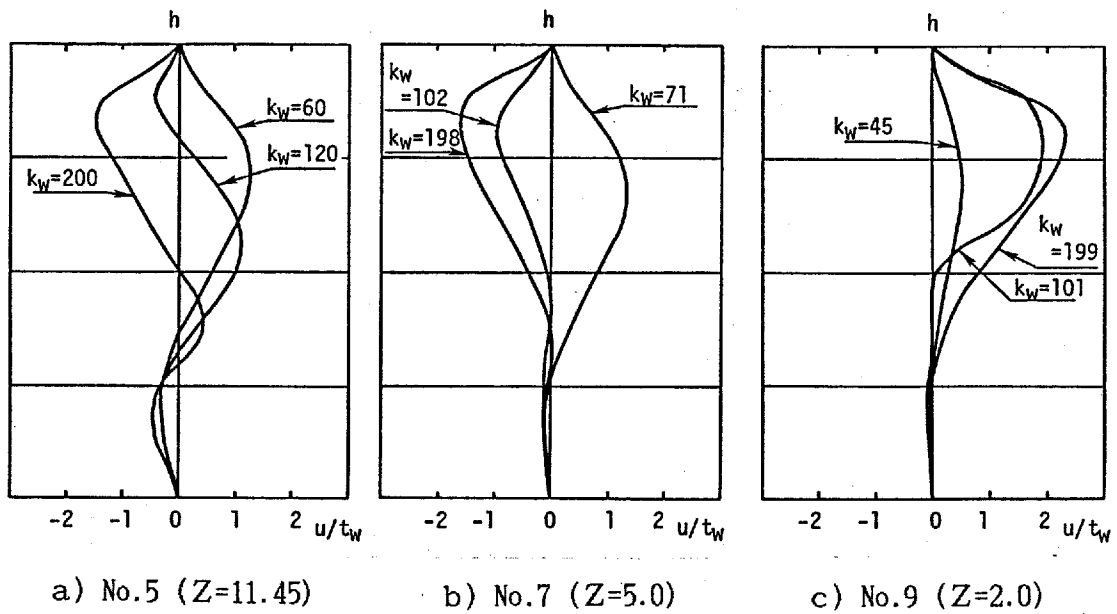


図 8-8 中央断面(A-A)のたわみ分布

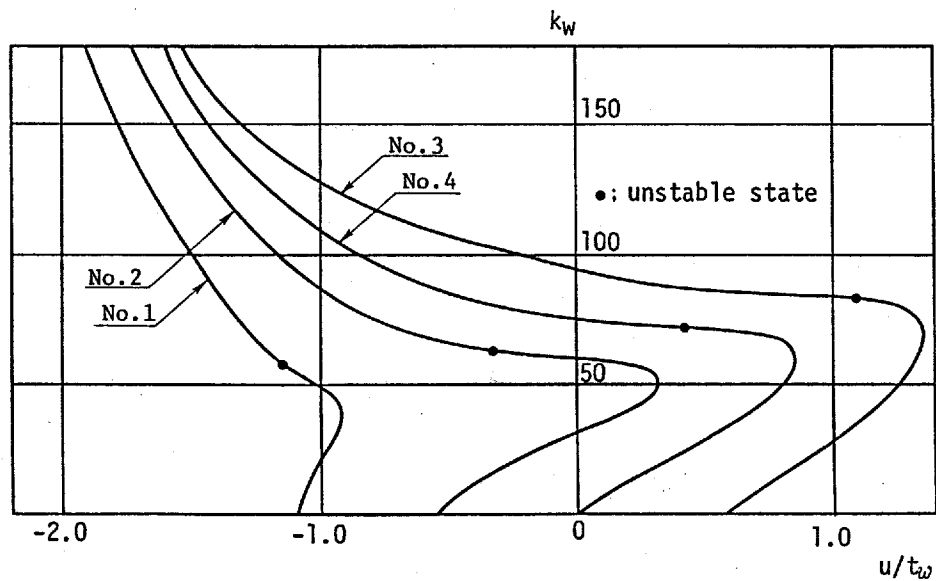


図 8-9 荷重-たわみ曲線($\alpha R_w/h=1.0$, $Z=11.45$)

た、荷重係数 $k_w > 150$ では、初期たわみ形状の影響が小さくなり、それが無い場合のたわみに漸近しているのがわかる。

一方、腹板パネルの弾性曲げ挙動解析結果を基に、式(8-4)から計算される基本ばね定数分布 $c(\eta)$ を、種々の荷重に対して描けば図8-10～図8-13のようになる。図8-10は、No.5 ($Z=11.45$, $\alpha R_w/h=0.75$) の基本ばね定数である。また、図8-11および図8-12は、曲率パラメータ Z が変化した場合を比較したものであり、腹板縦横比がそれぞれ0.75, 1.0である。そして図8-13は、種々の初期たわみ形状に対する基本ばね定数を比較したものである。また、各図には腹板圧縮側 D-D 断面上のたわみ分布もあわせて示した。

前に述べたように、また当然のことであるが、曲げによって腹板のたわみが顕著に現われるのは圧縮側である。そしてたわみによって決定される基本ばね定数 c は、これらの図に示すように、腹板圧縮側のたわみ分布ときわめて密接な関係がある。

いま、図8-10 (No.5) を例にとってその分布性状を述べると、荷重の小さい状態では、D-D 断面のたわみは周方向に正弦半波 (1次モード) 形で増加する。

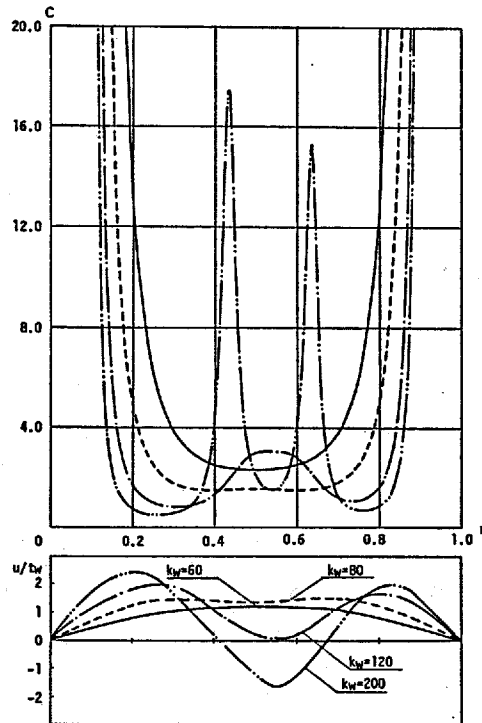
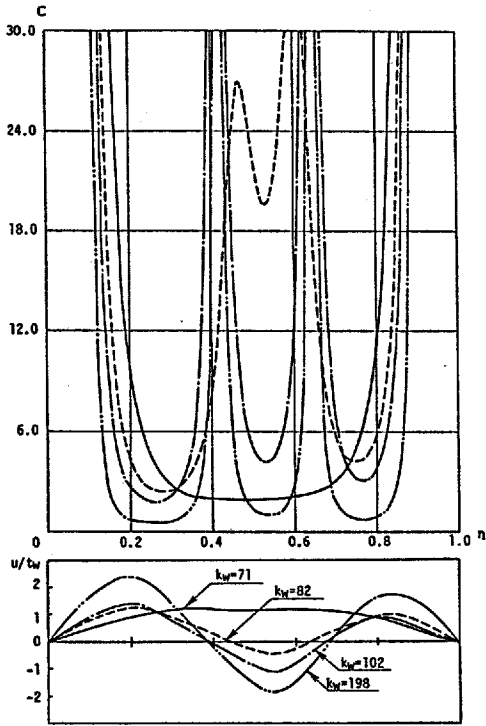
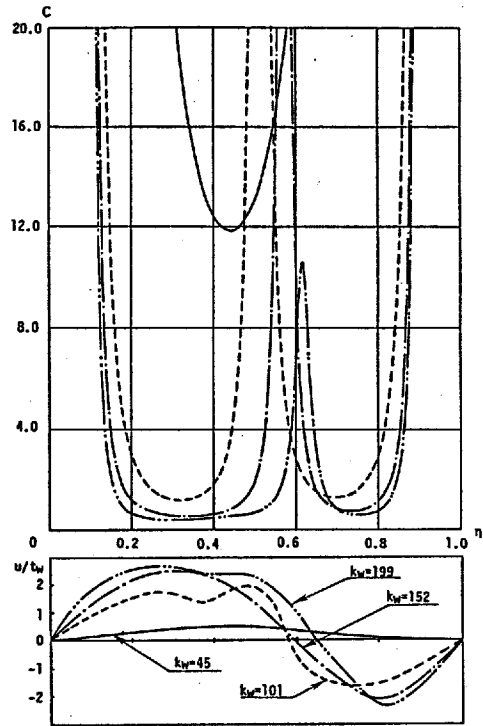


図 8-10 基本ばね定数分布 (No.5, $\alpha R_w/h=0.75$, $Z=11.45$)

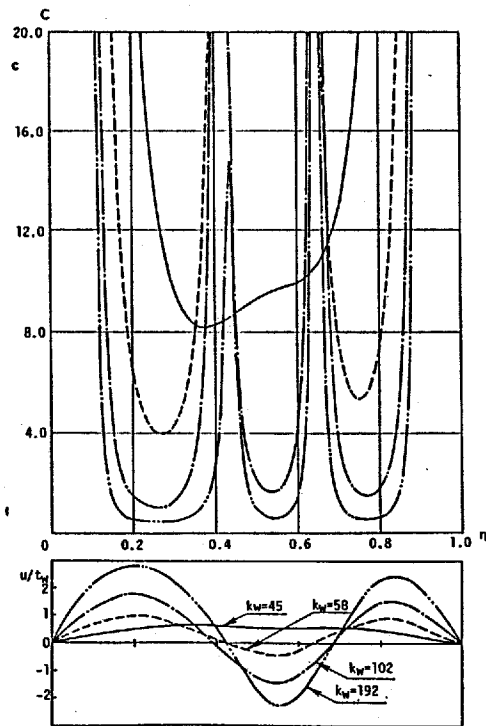


a) No.7 ($Z=5.0$)

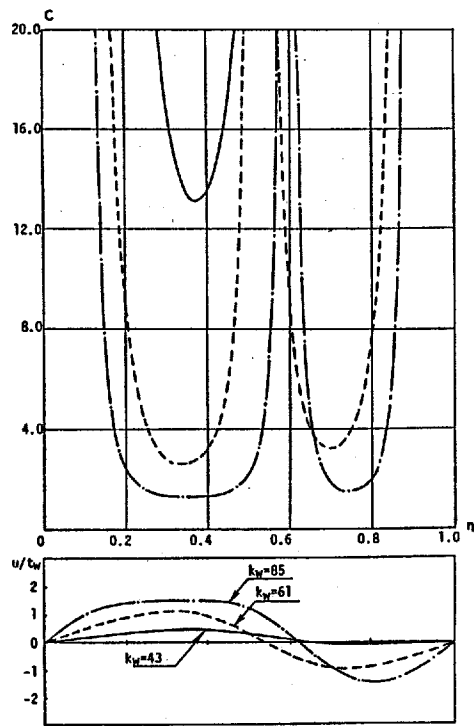


b) No.9 ($Z=2.0$)

図 8-11 基本ばね定数分布($\alpha R_w/h=0.75$)

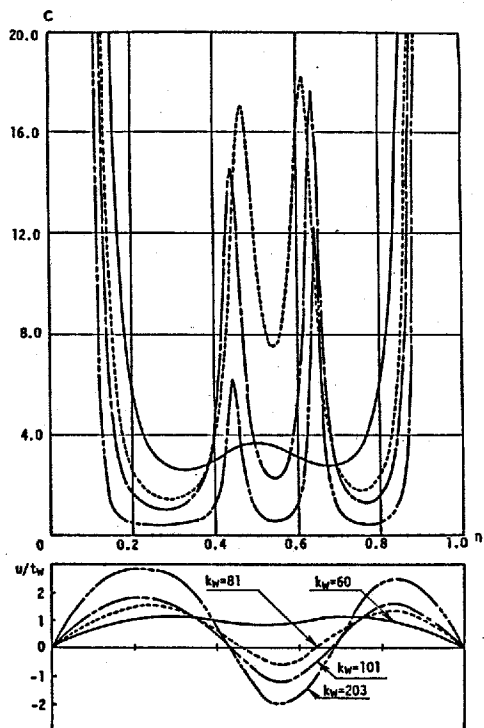


a) No.6 ($Z=5.0$)

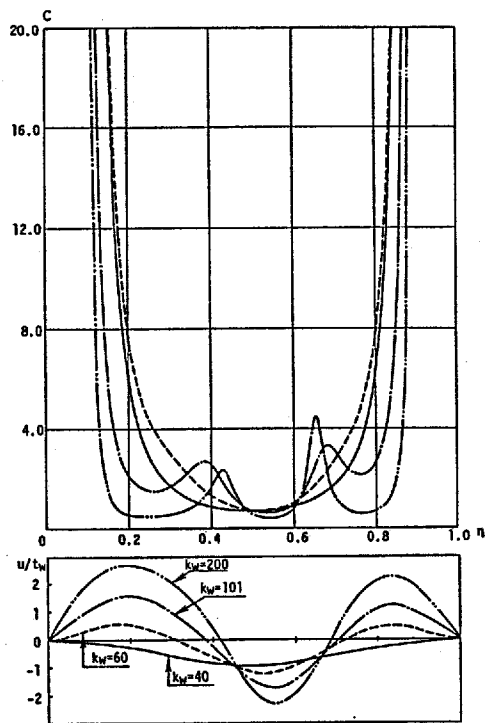


b) No.8 ($Z=2.0$)

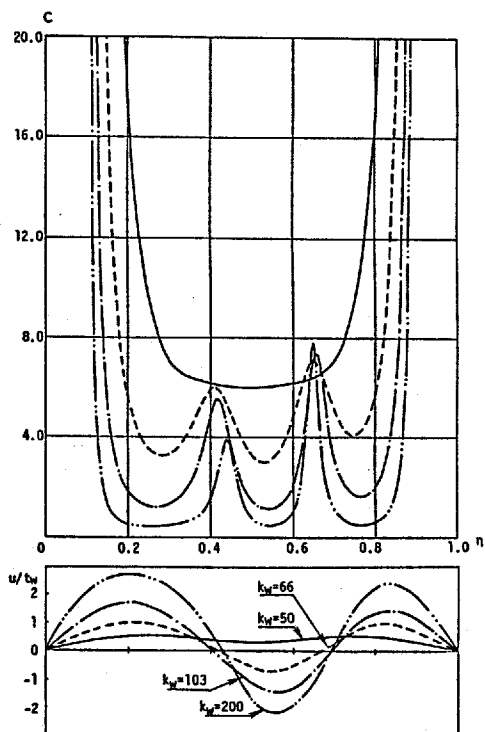
図 8-12 基本ばね定数分布($\alpha R_w/h=1.0$)



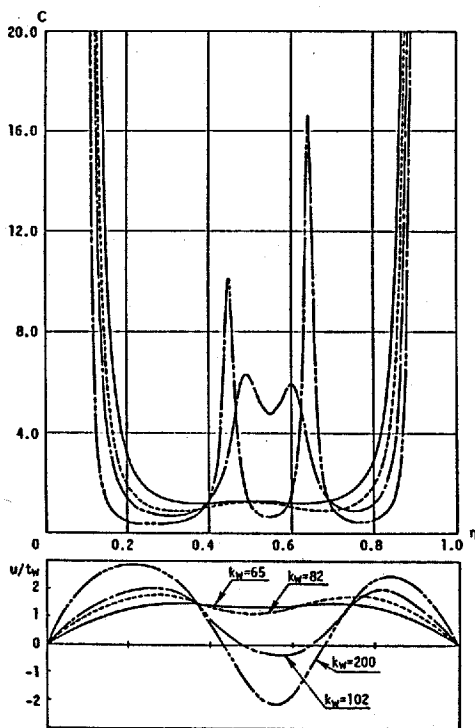
a) No. 4 ($u_{0max}/t_w=0.0$)



b) No. 1 ($u_{0max}/t_w=-2.0$, 鞍状)



c) No. 2 ($u_{0max}/t_w=-1.0$, 鞍状)



d) No. 3 ($u_{0max}/t_w=1.0$, 樽状)

図 8-13 基本ばね定数分布($\alpha R_w/h=1.0$, $Z=11.45$)

これに対応して基本ばね定数 c は中央 ($\eta=0.5$) で極小となる U 字形の分布となり、荷重の増加とともに極小値は小さくなる ($k_w=60$)。ところが、ある荷重に達すると D-D 断面のたわみ形は正弦 1.5 波 (3 次モード) へ移行を始め ($k_w=80$)、中央部が偏平な形状となり、 c もこれに対応して中央付近では一定値に収束する傾向を示しながら偏平な形に変化する。さらに荷重が増加して ($k_w=120$) 3 次モードたわみ形となり、中央のたわみが小さくなると、 c は中央で極大値を持つ W 形となり、中央のたわみがさらに減少して負の値になると、 c はたわみが零となる付近で極大値を二つ有する分布形に変化する。

また両端 ($\eta=0, 1$) では、腹板のたわみが発生しないので基本ばね定数は急激に大きくなる。

次に曲率パラメータ Z の影響について検討する。図 8-10 ($Z=11.45$) と図 8-11 ($Z=5.0, 2.0$) を比較すると、No. 5 ($Z=11.45$) と No. 7 ($Z=5.00$) の面外たわみ分布はよく類似しているのがわかる。しかし $k_w=80$ 付近をみると、No. 7 のたわみはやく 3 次モードへ移行するので、基本ばね定数の二つの極大値がより小さい荷重で現われている。一方 No. 9 ($Z=2.00$) では、圧縮側のたわみは正弦 1 波 (2 次モード) が支配的であるので、 $\eta=0.5$ 付近できわめて大きな極大値が現われている。腹板縦横比 $\alpha R_w/h=1.0$ (図 8-12) でも $\alpha R_w/h=0.75$ の場合と同様な傾向が認められる。このように、基本ばね定数 c は腹板圧縮側の面外たわみに大きく影響されるのがわかる。

一方、初期たわみがある場合 (No. 1~No. 3) および初期たわみのない No. 4 の基本ばね定数分布、図 8-13 a) ~ d) を比較すると、次のようなことがわかる。

まず、鞍状の初期たわみ形状の No. 1 と No. 2 を比較すると、 $k_w \leq 100$ では、同じ荷重に対する基本ばね定数 c の値は初期たわみが大きい No. 1 がかなり小さく、初期たわみの大きさによる差異が顕著に現われているのがわかる。しかし、荷重がかなり大きくなると ($k_w \geq 150$)、両者の差異は小さくなり、初期たわみの影響は小さくなるのがわかる。このことから判断すると、腹板幅厚比 h/t_w が大きい場合には、式 (8-6) から崩壊時の k_w はかなり大きくなることが予想され、初期たわみの影響は小さくなると考えられる。これに対して h/t_w が小さい場合には k_w が小さい値で崩壊するので、曲げ耐荷力は初期たわみの影響を鋭敏に受けることが予想される。

また、同じ初期たわみの最大値 $u_{o,max}$ を持つが、その方向が異なる No. 2 (鞍状) と No. 3 (樽状) を比較すると、図 8-13 c), d) からわかるように、 $k_w=60$ 付近では樽状 No. 3 の基本ばね定数は No. 2 (鞍状) よりもかなり小さい。これは、低い荷重状態では、樽状初期たわみの場合に現われるたわみが鞍状に比べて大きいこ

と対応している（図8-9参照）。ところが，3次モードたわみ形が現われるような大きい荷重，たとえば $k_w=200$ では，極大値は樽状初期たわみの方が大きくなっている。これは腹板引張側のたわみが，樽状の場合には初期たわみが消される方向に発生するのに対し，鞍状では初期たわみを増加させる方向へ生じることにより起因すると考えられる。

8.5 フランジ鉛直座屈崩壊におよぼす各種パラメータの影響

本節では，前節で計算された腹板パネルの基本ばね定数を用いてフランジ局部座屈に起因する曲げ耐荷力を求め，種々のパラメータが曲線桁の曲げ耐荷力におよぼす影響について調べる。

第6章においてはフランジのねじれ座屈に関して，また前節では腹板パネルの曲げ挙動を支配するパラメータについて述べた。本節で主に扱うフランジ鉛直座屈崩壊に関しても，これらのパラメータが重要な影響因子であるのはいうまでもないが，さらにフランジと腹板の相互関連を表わすパラメータが加わる。本節でとくに注目するパラメータは，腹板幅厚比 h/t_w であり，曲げ耐荷力 M_u の整理には，式(4-1)で示すフランジ反り応力を考慮したフランジ降伏モーメント M_f^* の比 M_u/M_f^* を用いた。

本節で採用した検討項目を次に示す。

- (a) フランジ反り応力(フランジ面内の曲げモーメント M_f と，フランジ軸圧縮力 P とフランジ半幅 b の積との比 $\lambda=M_f/Pb$)
- (b) フランジ降伏応力 σ_y
- (c) フランジ突出脚幅厚比 b/t_f
- (d) 曲率パラメータ Z および腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ (フランジアスペクト比 $\alpha R_w/b$)
- (e) フランジ・ウェブ面積比 A_{fc}/A_w
- (f) 初期たわみ
- (g) フランジの残留応力

耐荷曲げモーメントを算出する場合，腹板パネルが分担する曲げモーメントについては，本章第3節でも述べたように，フランジの反り応力がなければ，腹板パネルの弾性解析結果をそのまま使用してよいと考えられる。しかし，この評価法では，表8-2に示すNo.19桁のようにフランジに大きな反り応力がある場合には，腹板の分担曲げモーメントを過大に評価する危険性がある。そこで本節では安全側を考慮するという立場から，腹板の分担曲げモーメントに上限を設け腹板縁ひ

ずみが降伏ひずみに達したときの腹板曲げモーメントよりも大きくなることとした。したがって、本節で得られる耐荷曲げモーメント M_u は、腹板の応力欠損があるので、フランジ降伏モーメント M_y^* にはなり得ないことになる。

パラメトリック解析結果から得られた曲げ耐荷力曲線の一例を示せば、図8-14～図8-21のようになる。以下では上記(a)～(g)の項目について検討するが、このときの煩雑さを避けるために、図8-14～図8-21における種々の解析パラメータを表8-4に示しておく。なお図8-14～図8-20で用いた残留応力は、安全側を考慮して、図6-2c)に示す形状とし $\sigma_{rc}=0.5\sigma_y$ 、 $\sigma_{rt}=\sigma_y$ である。

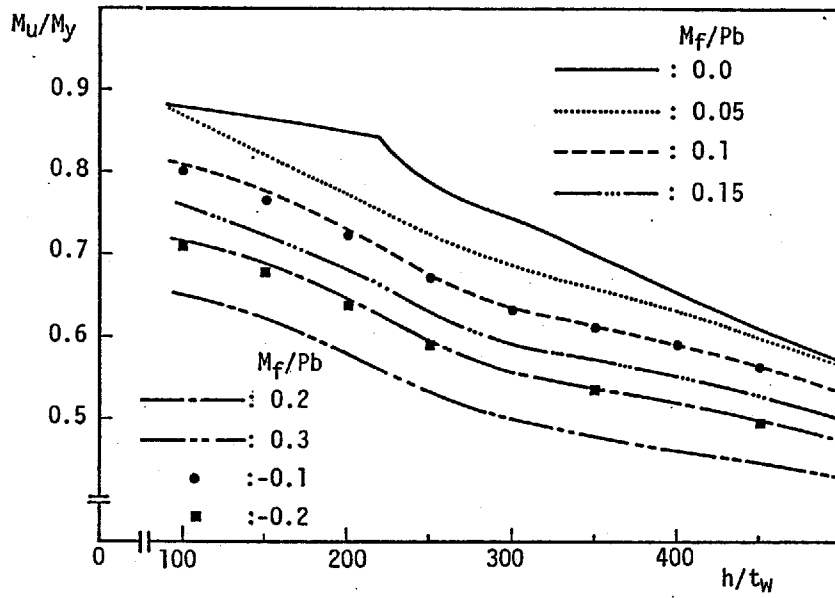
表 8-4 解析パラメータ

図番号	$\frac{\alpha R_w}{h}$	Z	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{A_{fc}}{A_w}$	σ_y kg/cm ²	$\frac{M_f}{Pb}$	検討項目
8-14	0.75	11.45	13	1.0	3600		(a)
8-15	1.0 0.75	11.45	13	1.0		0.0	(b)
8-16	0.75	11.45		1.0	3600	0.0 0.2	(c)
8-17	0.75		13	1.0	3600	0.0 0.2	(d)
8-18	0.75 1.0	0.0 5.0	13	1.0	3600	0.0	(d)
8-19	0.75	11.45	13		3600	0.0	(e)
8-20	1.0	11.45	13	1.0	3600	0.0 0.2	(f)
8-21	1.0	11.45	13	1.0	3600	0.0	(g)

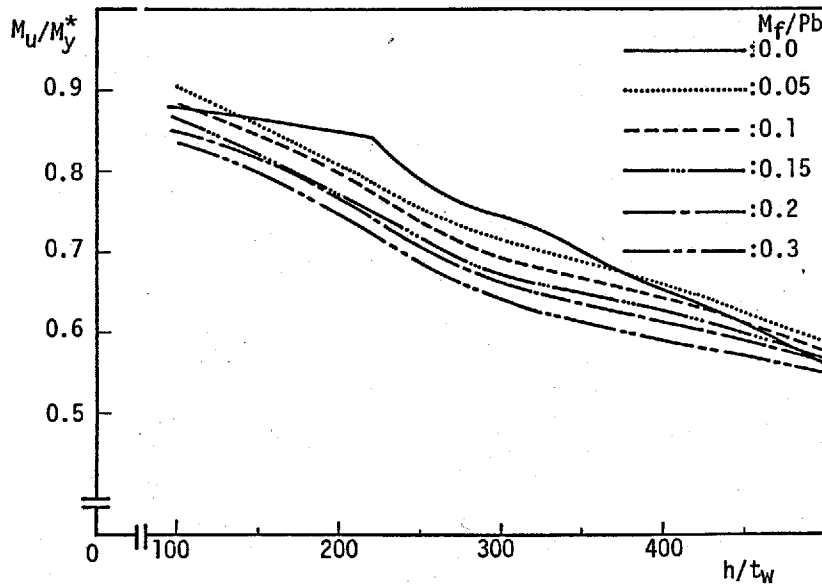
(a) フランジ反り応力の影響

曲線桁の大きな特徴の一つに、曲率に起因して発生するフランジの反り応力を掲げることができる。図8-14は、フランジ反り応力を示すパラメータ $\lambda (=M_f/Pb)$ が曲げ耐荷力におよぼす影響を示したものである。

図8-14 a) および b) は同じ結果を示したものであるが、図 a) は耐荷曲げモーメント M_u を反り応力を考慮しない場合のフランジ降伏モーメント M_y で割った値、 M_u/M_y を縦軸に用いて表わしたものであり、一方、図 b) は、フランジ



a) 縦軸 M_u/M_y



b) 縦軸 M_u/M_y^*

図 8-14 曲げ耐荷力曲線(反り応力の影響)

反り応力を考慮した降伏モーメント M_y^* を基準とした M_u/M_y^* で表わしたものである。図から、 M_u/M_y^* で曲げ耐荷力を表わせば、 M_u/M_y を縦軸に用いる場合に比べて各曲線の差を小さくできるが、曲げ耐荷力を M_u/M_y^* で表現しても、 λ の値によっては $0.1M_y^*$ 程度の差異が生じており、 λ の影響を M_u/M_y^* だけで表現するのは不十分といえる。しかし反り応力がある場合には、フランジの全領域が降伏してもフランジ降伏モーメント M_y を期待すること自体不可能であることを考えると、第4章図4-1に示す降伏モーメント M_y^* を採用するのがむしろ妥当であると考えられる。したがって、以下では曲げ耐荷力は M_u/M_y^* を用いて表わすこととする。

また図8-14から、反り応力がない($\lambda=0$)場合、耐荷力曲線は $h/t_w=225$ で折れ曲っているのがわかる。これは、崩壊形式が異なるためで、 $h/t_w < 225$ ではフランジねじれ座屈に起因する崩壊、 $h/t_w \geq 225$ においてはフランジ鉛直座屈に起因する崩壊形式であることを示す。一方、フランジ反り応力がある場合には、全解析範囲($0.05 \leq |\lambda| \leq 0.3$, $h/t_w \geq 100$)でフランジ鉛直座屈崩壊が現われている。さらに $\lambda (=M_r/Pb)$ の絶対値が大きいほど曲げ耐荷力は小さくなるのが図からわかる。

ところで、第6章におけるフランジのねじれ座屈解析では、フランジ面内の曲げモーメント M_r の方向によって異なった座屈荷重が得られた。図8-14 a)には、 $\lambda=-0.1$ および -0.2 の耐荷力もあわせて示した。図から、 λ が負の場合には、正の場合と比べて曲げ耐荷力はわずかに低めであるが、ほとんど差はないことがわかる。たとえば $h/t_w=200$ では、 M_r の方向による差異は約 $0.01M_y^*$ 程度でしかない。したがって、フランジ鉛直座屈崩壊に関しては、フランジ面内曲げモーメント M_r の方向がおよぼす影響はきわめて小さいといえる。

(b) フランジ降伏応力の影響

フランジの降伏応力が変化した場合の曲げ耐荷力曲線を図8-15に示す。図では、腹板幅厚比を降伏応力 σ_y を考慮したパラメータ $h/t_w \sqrt{\sigma_y/E}$ で示した。

図から降伏応力が大きいほど曲げ耐荷力は低下しており、降伏応力を考慮した腹板幅厚比 $h/t_w \sqrt{\sigma_y/E}$ を用いても一本の耐荷力曲線で表わすことはできないことがわかる。たとえば、 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ と $\sigma_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$ の曲げ耐荷力曲線には、フランジねじれ座屈崩壊では $0.3M_y^*$ 、フランジ鉛直座屈崩壊では $0.2M_y^*$ 程度の差がある。また、フランジ鉛直座屈を起こす最小腹板幅厚比も一致していない。これは上記幅厚比パラメータ $h/t_w \sqrt{\sigma_y/E}$ が要素部材の弾性座屈に基をおくもので、本耐荷力モデルのように腹板とフランジの相互剛性関連を有する非

線形問題では、その適用は十分でないことを示す。したがって、降伏応力に関するパラメータ $\sqrt{\sigma_y/E}$ と腹板幅厚比 h/t_w とは分離して扱うべきであろう。

フランジねじれ座屈に起因して崩壊する範囲(たとえば $\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha R_w/h = 1.0$ の場合, $h/t_w \sqrt{\sigma_y/E} \leq 11$)では、腹板縦横比 $\alpha R_w/h = 0.75$ の曲げ耐荷力は $\alpha R_w/h = 1.0$ のそれに比べてわずかに大きい。これは腹板縦横比の増加にともなってフランジ辺長比 $\alpha R_w/b$ が大きくなり、フランジねじれ座屈を起こし易くなるためと考えられる。またこれに起因して、 $\alpha R_w/h = 1.0$ のフランジ鉛直座屈を起こす最小腹板幅厚比は大きくなると考えられる。

一方、フランジ鉛直座屈に起因する崩壊形式については、たとえば $\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ の場合、 $h/t_w \sqrt{\sigma_y/E} = 10$ 付近では、 $\alpha R_w/h = 0.75$ の曲げ耐荷力は $\alpha R_w/h = 1.0$ のそれよりも小さいのがわかる。この腹板幅厚比の場合、 $\alpha R_w/h = 0.75$ の桁崩壊時の腹板の荷重係数 k_w は100程度で、この荷重付近では腹板のたわみ形が1次モードから3次モードに移行する途中であり、図8-10に示すように基本ばね定数の値は小さい。一方、 $\alpha R_w/h = 1.0$ では、崩壊時の腹板のたわみ形は既に3次モードへ移行した後であり、基本ばね定数分布形は極値を二つ有する形状となってその値は大きい(図8-13 a)参照)。このことに起因して $\alpha R_w/h = 0.75$ の曲げ耐荷力は小さく現われたと考えられる。さらに大きな腹板幅厚比では、どちらも腹板のたわみが3次モードへ移行した後で崩壊するため、腹板縦横比の小さい方が曲げ耐荷力は大きくなっている。

(c) フランジ突出脚幅厚比の影響

フランジ幅厚比 b/t_f の変化に対して曲げ耐荷力曲線を描けば、図8-16を得る。図では、フランジ反り応力がない場合(太線)のほかに、それがある場合($\lambda = 0.2$)を細線で示した。さらに、参考としてBasler, Thurlimann⁶³⁾の理論に忠実にしたがつた曲線および長谷川, 和田, 西野⁷¹⁾の理論曲線もあわせて示した。

Baslerらの理論にはフランジ幅厚比パラメータが含まれないので、すべて一本の曲げ耐荷力曲線となる。また、長谷川らの理論ではT形柱の曲げ剛性すなわちフランジ・ウェブ面積比が重要なパラメータとなるが、ここではフランジ・ウェブ面積比を一定にしているために、ほとんどフランジ幅厚比による差異は現われていない。これに対して本耐荷力モデルでは、図に示すように、フランジ幅厚比の変化にともなって現われる曲げ耐荷力の差はきわめて大きく、 b/t_f が大きくなるほど曲げ耐荷力は小さくなる。

フランジのねじれ座屈に起因する崩壊が現われる場合、フランジ断面積を一定としたために、 b/t_f の増加につれてフランジの板厚 t_f は薄くなり、フランジねじ

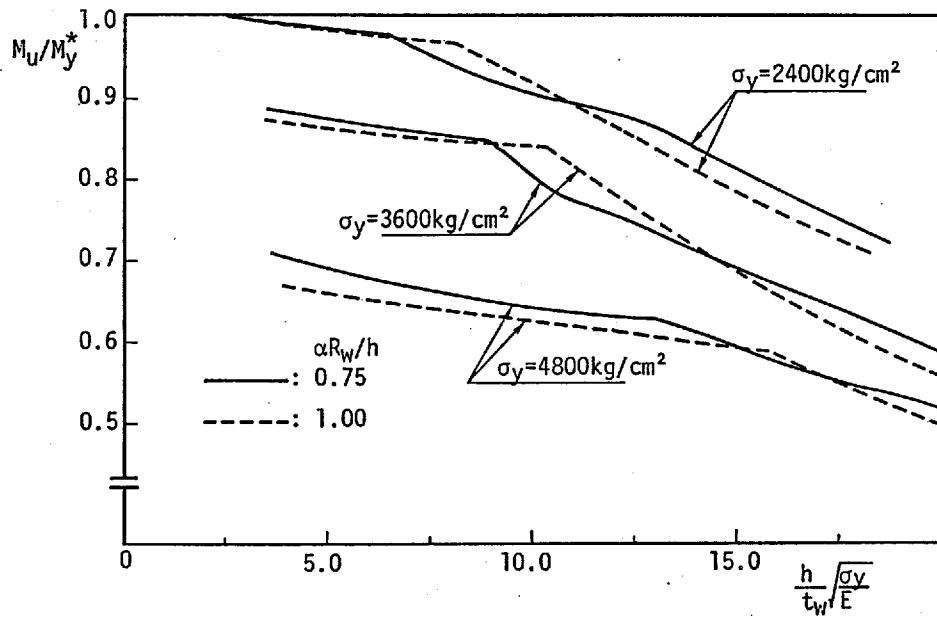


図 8-15 曲げ耐荷力曲線(降伏応力の影響)

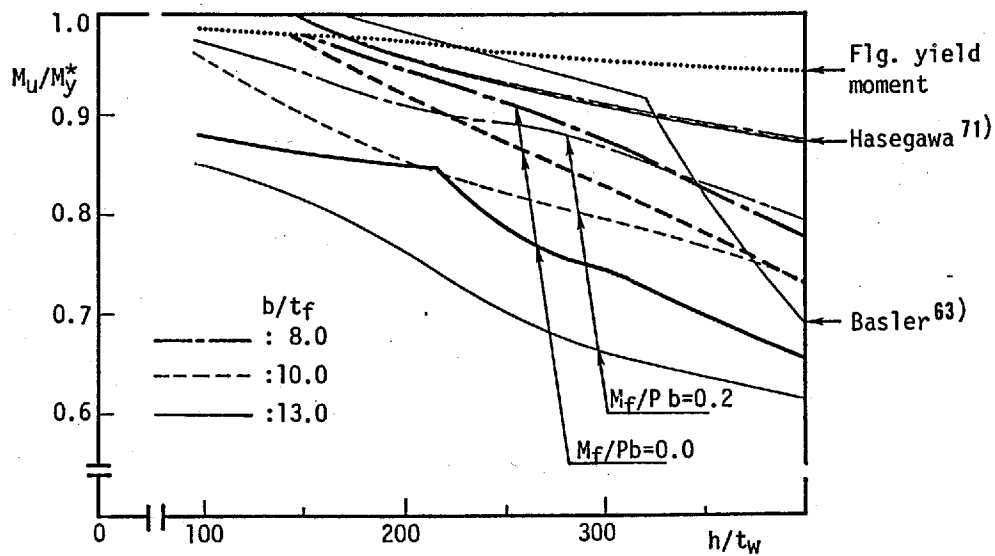


図 8-16 曲げ耐荷力曲線(フランジ突出脚幅厚比の影響)

れ座屈を発生し易くなって曲げ耐荷力は低くなる。なお、フランジ反り応力がない場合では、 $b/t_f=8$ および 10 は、 $h/t_w<150$ 付近でねじれ座屈を起こすが、このときのフランジ応力状態は全領域が降伏している。参考のために、フランジが全塑性状態となる耐荷力曲線を点線で示した。

フランジ反り応力がある場合には、全てのフランジ幅厚比に対して、また解析した全範囲 ($h/t_w \geq 100$) において、フランジ鉛直座屈に起因する崩壊形式が現われている。また $h/t_w=200$ において、 $\lambda=0$ と $\lambda=0.2$ では、 $b/t_f=8$ の場合 $0.04 M_y$ 程度、一方 $b/t_f=10$ では $0.07 M_y$ 程度の差があり、 b/t_f が大きくなるほどその差は大きくなっている。したがって、フランジ突出脚幅厚比が大きいほどフランジ反り応力の影響を鋭敏に受けると判断される。

(d) 曲率パラメータおよび腹板縦横比の影響

図8-17は、腹板縦横比 $\alpha R_w/h=0.75$ として曲率パラメータ Z を変化させた曲げ耐荷力曲線である。また、腹板縦横比 $\alpha R_w/h=0.75$ および 1.0 について、曲率パラメータ $Z=5$ と 0 (直桁) の曲げ耐荷力曲線を示したものが図8-18である。両図における直桁 ($Z=0$) は、前節に示す曲線桁腹板パネル解析とは別に、やせ馬変形状 ($u_{o,max}/t_w=1.0$) の初期たわみを有する直桁の腹板パネル解析を行なって求めた耐荷力曲線である。

図8-17に示すように、 $\lambda=0$ のとき、フランジ鉛直座屈を起こす最小幅厚比は、 $Z=5.0$ 、 2.0 ともに $h/t_w=275$ 程度であるのに対し、 $Z=11.45$ では $h/t_w=210$ 、さらに直桁は $h/t_w=170$ と異なっている。また、直桁の曲げ耐荷力曲線は $h/t_w=250$ 付近で一旦水平になり、 $h/t_w \geq 300$ で再び耐荷力が低下する。そして $Z=11.45$ でも、直桁ほど顕著ではないが、これと同様な傾向が認められる。一方 $Z=5.0$ あるいは $Z=2.0$ ではこのような傾向は現われていない。これは、前でも述べたが、桁が崩壊するときの腹板のたわみ形状が異なることに起因する。すなわち、たとえば図8-10では、腹板圧縮側のたわみが周方向に1次モードのとき (U字形の基本ばね定数分布) に崩壊する場合と、2次あるいは3次モードへ移行した後に崩壊する場合の、2種類の曲げ耐荷力曲線が存在することを図は示している。同様のことが、図8-17の反り応力がある場合の $Z=5.0$ についてもいえる。

腹板のたわみ形状の変化が曲げ耐荷力に大きく影響する腹板幅厚比の範囲は $150 \leq h/t_w \leq 300$ であることがこれらの図からわかる。さらに腹板幅厚比が大きい範囲 ($h/t_w \geq 350$) では、腹板のたわみ形状の差は小さくなるので、各曲げ耐荷力曲線とも類似しており、 Z あるいは $\alpha R_w/h$ の変化によって起こる曲げ耐荷力の顕著な差異は認められない。

以上のことから曲率パラメータ Z あるいは腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ は、腹板のたわみ挙動を支配するといった意味において曲げ耐荷力に影響するといえる。したがって、腹板の曲げ挙動は初期たわみに大きく影響されることを考えると、これらのパラメータは、初期たわみと同様に扱うことも合理的と思える。

(e) フランジ・ウェブ面積比の影響

腹板パネルNo.5 ($\alpha R_w/h=0.75$, $Z=11.45$) を使用して、反り応力がない場合のフランジ・ウェブ面積比 A_{fc}/A_w の影響を示せば、図8-19を得る。図では、腹板高 $h=120\text{cm}$ とフランジ幅厚比 $b/t_f=13$ を一定とした。また、図にはBaslerら⁶³⁾および長谷川ら⁷¹⁾の理論曲線もあわせて示した。

フランジ鉛直座屈によって崩壊する場合、Baslerら、長谷川ら両理論ともに、フランジ・ウェブ面積比 A_{fc}/A_w は曲げ耐荷力を決定する重要なパラメータの一つとして取上げられており、図8-19に示すように、 A_{fc}/A_w の値によって曲げ耐荷力は大きく変動するのがわかる。

Baslerら⁶³⁾は、桁がたわんで腹板が扇形板に変形するために、フランジ軸力の鉛直成分が発生し、これに起因して腹板が座屈するために崩壊するとした。したがって腹板断面積 A_w を一定とすると、 A_{fc}/A_w が大きいほどフランジ軸力の鉛直成分は大きくなるので、フランジ鉛直座屈崩壊が起こり易くなる。すなわち $A_{fc}/A_w=1.0$ では $h/t_w \geq 320$ でフランジ鉛直座屈崩壊が発生するのに対し、 $A_{fc}/A_w=0.4$ では $h/t_w=500$ でもそれは起きない。そして A_{fc}/A_w が大きいほど曲げ耐荷力は低くなる。一方、長谷川ら⁷¹⁾の理論は、フランジ鉛直座屈崩壊を、腹板が座屈した後の有効部分とフランジで構成されるT形柱の座屈問題として扱ったものである。したがってフランジ面積が大きいほどT形柱の曲げ剛性は大きくなるので、 A_{fc}/A_w が大きいほど曲げ耐荷力は大きくなる。

これに対して本解析結果では、フランジ・ウェブ面積比によっていくらかばらつきはあるものの、上記理論ほどの差異はなく、 A_{fc}/A_w の影響は無視し得るほど小さい。これは、フランジを支持する腹板の支持力は、いうまでもなくフランジ断面積 A_{fc} には無関係であることに起因しており、さらに図は、フランジの曲げ剛性 ($=2bt_f^3/12$) が耐荷力におよぼす影響は小さいことを示している。

なお、本耐荷力モデルの場合、 $h/t_w \leq 200$ ではフランジねじれ座屈に起因する崩壊形式となる。Baslerらの理論ではこれを考慮しておらず、図では極限抵抗モーメントとフランジ鉛直座屈崩壊の曲線を示した。また、長谷川らの曲線は全てフランジ鉛直座屈崩壊である。

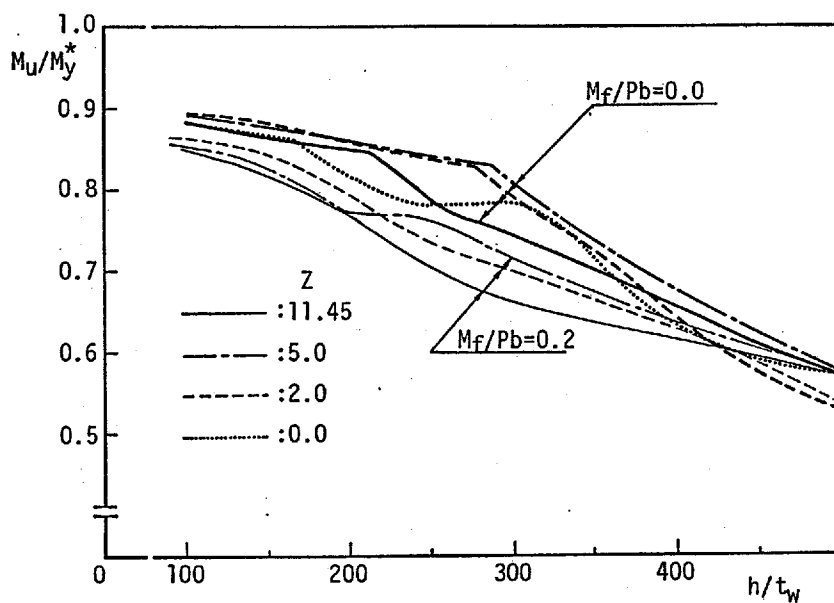


図 8-17 曲げ耐荷力曲線(曲率パラメータ Z の影響)

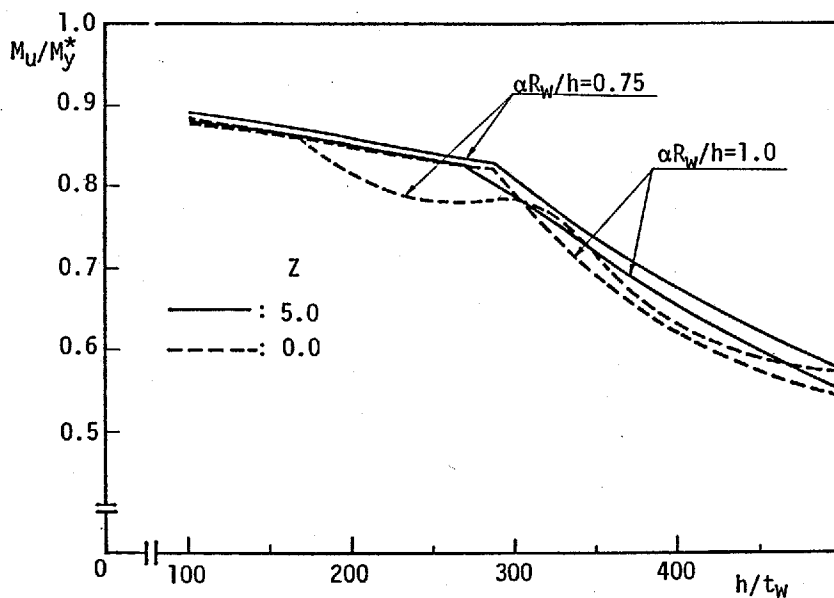


図 8-18 曲げ耐荷力曲線(腹板縦横比の影響)

(f) 初期たわみの影響

前節に示すNo.1～No.4の腹板パネル解析結果を用いて、初期たわみの影響を示したものが図8-20である。図ではフランジ反り応力がある場合もあわせて示した。図から、フランジねじれ座屈によって桁が崩壊する場合には、どの初期たわみの場合も耐荷力曲線はほとんど一致しており、腹板の初期たわみがこの崩壊形式におよぼす影響はほとんどないといえる。

一方、フランジ鉛直座屈に起因する崩壊形式では、図からわかるように、とくに $150 \leq h/t_w \leq 300$ の範囲において各曲線の差が顕著である。しかし $h/t_w \geq 400$ のようにきわめて大きい腹板幅厚比になると、各曲線の差異は小さくなり初期たわみの影響は小さくなる。

$150 \leq h/t_w \leq 300$ の範囲で曲げ耐荷力が初期たわみによって大きくばらつくのは、前でも述べたように腹板のたわみ挙動が変化するために起こる。すなわち、 $150 \leq h/t_w \leq 300$ の曲線桁が崩壊するときの腹板の荷重係数 k_w は80～120であり、この荷重係数付近で、腹板圧縮側のたわみ形が1次モードから3次モードへ移行する、あるいは分岐座屈が発生して2次モードが現われるといった現象が起こり、図8-13に示すように、初期たわみによって基本ばね定数の分布形が大きく変わることに起因する。したがって、曲率パラメータ Z あるいは腹板縦横比 $\alpha R_w/h$ と同様に、初期たわみは腹板のたわみ挙動を支配するという意味において曲げ耐荷力に影響するといえる。

また、図8-20からフランジ反り応力がない場合には、道路橋示方書⁰⁰⁾の腹板幅厚比規定 $h/t_w \leq 152$ を満足する限り、圧縮フランジの鉛直座屈は現われないことがわかる。ところがフランジ反り応力がある場合には、たとえ反り応力を考慮したフランジ降伏モーメント M_f^* を基準としても、 M_w/M_f^* はとくに腹板幅厚比が小さい範囲($h/t_w \leq 300$)で著しく曲げ耐荷力が低下する。そしてその崩壊形式は解析した全範囲でフランジ鉛直座屈崩壊となっている。さらに反り応力がある場合には、たとえば $h/t_w=100$ では、No.1(鞍状2.0)の耐荷力は初期たわみがないNo.4よりも $0.08M_f^*$ 低下しているように、初期たわみの影響がより顕著に現われることがわかる。すなわち、曲線桁においてはフランジの反り応力が発生するので、実用範囲の腹板幅厚比($h/t_w \leq 152$)でもフランジ鉛直座屈崩壊が発生する可能性があることを、図は示している。したがって曲線桁の初期たわみについては、直桁よりもさらに厳しい制限を設ける、あるいは腹板幅厚比を低くして初期たわみ自体の発生を押しえるなど、十分な対処が必要と判断される。

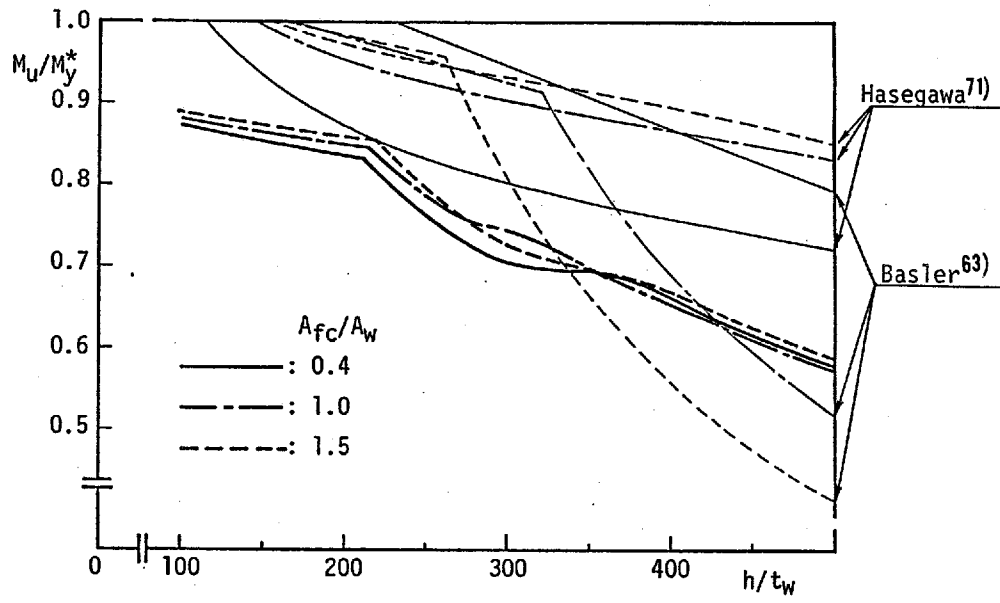


図 8-19 曲げ耐荷力曲線(フランジ・ウェブ面積比の影響)

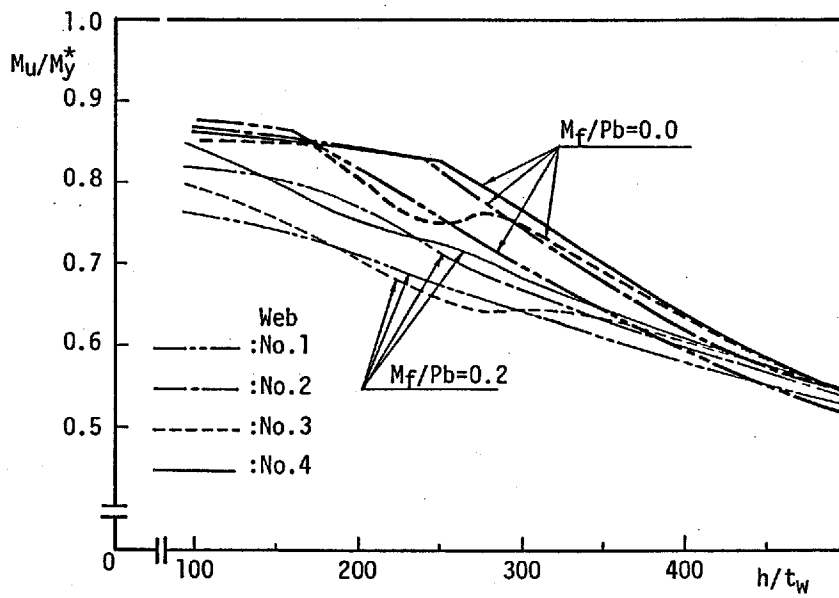


図 8-20 曲げ耐荷力曲線(初期たわみの影響)

(g) フランジの残留応力の影響

種々のフランジ残留応力に対して曲げ耐荷力曲線を表わしたものが図8-21である。残留応力形状は、溶接型で、フランジ縁の応力を σ_{rc} としたもの (Type-a) と、溶断を考慮してフランジ縁の応力を零としたもの (Type-b) の2種類を想定した。

残留応力がない場合 ($\sigma_{rc}/\sigma_y = 0$)，図8-21に示すように， $h/t_w \leq 370$ ではフランジは全塑性状態となり，腹板の応力欠損分だけ降伏モーメントよりも低い耐荷力となっている。これが，Baslerの唱える極限抵抗モーメントに対応するものである。ただしフランジ鉛直座屈を起こす最小腹板幅厚比は，Baslerの理論に忠実に従うと $h/t_w = 320$ となり本解析結果 ($h/t_w = 370$)とは異なる。

残留応力がある場合には，それが無い場合よりも曲げ耐荷力が大きく低下する。残留応力形状について比較すると，Type-aはType-bよりも曲げ耐荷力が低い。また同じ残留応力形状であれば， σ_{rc} が小さいほど曲げ耐荷力が高い。

なお，図には示していないが，フランジ反り応力がある場合も図8-21と同様のことがいえる。しかし解析した全範囲 ($h/t_w \geq 100$)でフランジ鉛直座屈崩壊である点が異なっている。

また，図からType-a， $\sigma_{rc} = 0.5\sigma_y$ の場合に曲げ耐荷力が最も低く，本節で用いた残留応力は，設計上安全側であるといえる。

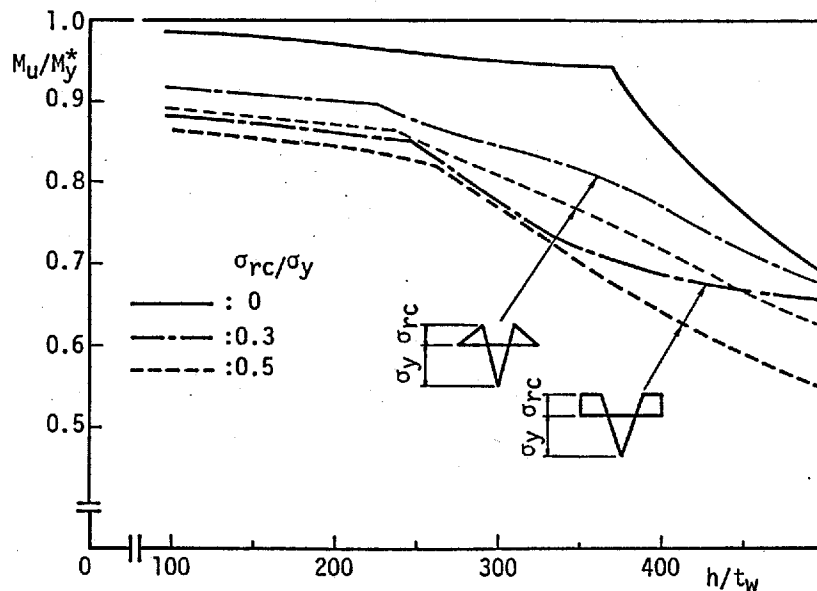


図 8-21 曲げ耐荷力曲線(残留応力の影響)

8. 6 結 論

本章では、フランジねじれ座屈あるいは鉛直座屈といったフランジ局部座屈に起因する直線あるいは曲線桁の曲げ崩壊性状を、腹板のたわみとそれがフランジを支える支持力の関連という面からとらえて、その解明を試みた。本章で提案した曲げ耐荷力モデルは、1) 垂直補剛材とフランジで囲まれた腹板パネルの非線形曲げ挙動解析から得られる腹板のたわみを用いて、腹板がフランジを支える支持力を等価なばねに置き換えて評価し、2) 桁の崩壊を、このばねによって支持された圧縮フランジの弾塑性座屈問題としてとらえ、3) 腹板縁ひずみとフランジ座屈ひずみが一致するときのフランジ圧縮力によるモーメントと腹板のモーメントによって、耐荷モーメントを与えるものである。

さらに、曲線桁腹板が上下フランジ間隔を保持する支持力について調べるとともに、この耐荷力モデルを用いて種々のパラメータが曲線 I 形桁の曲げ耐荷力におよぼす影響について検討した。

本章で得られた結果をまとめれば、次のようになる。

(1) 本章で提案した耐荷力モデルは、腹板のフランジ支持力を腹板のたわみと関連させて正確に評価した点に大きな特徴がある。曲線桁の腹板には荷重の小さい段階からたわみが生じるので、この耐荷力モデルは、直線桁のみならずとくに曲線桁の曲げ耐荷力推定に、きわめて有用であると考えられる。

(2) この耐荷力モデルは、腹板のフランジ支持力が十分に期待できるときにはフランジの降伏あるいはねじれ座屈による崩壊、そして腹板たわみが増加し腹板の支持力が十分でなくなった場合にはフランジ鉛直座屈に起因する崩壊が起こるという崩壊メカニズムをよく説明でき、また、上記3種類の崩壊形式を扱うことが可能である。

(3) 過去に行われた実験結果と比較することにより、本耐荷力モデルが、フランジ局部座屈に起因する崩壊性状を的確に表現することを示した。腹板の初期たわみ、フランジ残留応力そしてフランジの反り応力などの基礎データが正確に与えられた場合には、反り応力を考慮したフランジ降伏モーメント M_{ϕ} に対して 5% 未満の精度で曲げ耐荷力を推定できる。

さらに、パラメトリック解析を行って得られた結果からは次のことがいえる。

(4) 直線桁あるいはフランジ反り応力がない場合の曲線桁では、道路橋示方書の腹板幅厚比基準を満足する限り、フランジ鉛直座屈崩壊は起こらない。しかし、フランジ反り応力がある場合には、腹板幅厚比 $h/t_w=100$ でもフランジ鉛直座屈崩壊が発生する場合がある。

(5) フランジ鉛直座屈による崩壊の場合，腹板の初期たわみの影響は大きく，とくに $150 \leq h/t_w \leq 300$ の範囲で著しい． $h/t_w > 300$ では，崩壊時の荷重係数 k_w はかなり大きくなるので，腹板初期たわみの影響は小さくなる．なお，フランジねじれ座屈崩壊が起きる場合には，腹板初期たわみの影響は無視し得るほど小さい．

(6) フランジ突出脚幅厚比が大きくなると，フランジの鉛直座屈およびねじれ座屈の両崩壊形式ともに，曲げ耐荷力は大きく低下する．したがってこれら両方の崩壊を防ぐためには，フランジ突出脚幅厚比は8～10程度が望ましいと考えられる．

(7) 曲線桁腹板の曲率は，初期たわみと同様に，腹板のたわみ挙動を支配するといった意味において曲げ耐荷力に影響するといえる．また，フランジ・ウェブ面積比が曲げ耐荷力におよぼす影響は小さい．曲げ耐荷力に大きく影響する因子は，フランジの反り応力，腹板初期たわみ，フランジ突出脚幅厚比，フランジ降伏応力，そしてフランジ残留応力である．

第 9 章 総 括

本論文は、曲げを受ける 2 軸対称曲線 I 形桁の断面変形挙動を解明し、これが曲げ耐荷性状におよぼす影響を明らかにすることを目的としたものである。本論文を総括すれば、次のようになる。

第 2 章においては、曲線 I 形桁の一区画を取り出した断面変形解析における端断面の処理法について述べ、この解析法が変位法による部分構造解析において有用な一手法であることを示した。第 3 章および第 4 章では、この解析法により曲げを受ける曲線 I 形桁の弾性あるいは弾塑性断面変形挙動解析を行って、その力学性状および耐荷性状について検討した。その結果、曲線桁の腹板は、曲げを受けると曲率に起因して面外にたわみを発生し、直線桁のようないわゆる平板の分岐座屈は明確には現われなくなることで、とくに曲率あるいは腹板幅厚比が大きいほど幾何学的非線形性が強く現われ、その力学性状はきわめて複雑であることなどがわかった。たとえば、曲率が比較的大きい場合には、荷重の増加とともに腹板圧縮側のたわみが周方向に正弦半波から正弦 1.5 波へ移行するといった現象、あるいはフランジのねじれ座屈現象に起因して腹板のたわみが急増するといったフランジと腹板相互の挙動関連など、曲線桁特有の断面変形性状について一定の成果が得られたと考えられる。

また、腹板パネルだけを取り出した解析もあわせて行い、フランジを考慮した板殻構造解析と比較した結果から、腹板パネルだけの解析でも、フランジ・ウェブ接合辺を固定支持とすれば、実際の腹板たわみ挙動の把握は一応可能であると思われた。しかし、従来の腹板パネルの解析で指摘されている、腹板の応力欠損、すなわち腹板が分担する曲げモーメントの減少とこれに起因して現われる腹板圧縮縁応力の増加については、フランジ面積が極端に小さい場合や大曲率の曲線桁の場合を除けば、板殻構造解析では無視し得るほど小さい。したがって、曲率に起因して現われる腹板の応力欠損は、実用範囲では曲げ耐荷力にはあまり影響するものではないと考えられる。これに対して、圧縮フランジの降伏あるいはフランジの弾塑性ねじれ座屈の発生は、曲線桁の曲げ耐荷力を決定する支配的要因といえる。したがって曲線桁の耐荷性状を解明するためには、腹板のみを取り出した解析だけでは不十分である。

また、フランジのねじれ座屈が発生すると、圧縮応力に対するフランジの負担能力が低下するので、フランジ・ウェブ接合辺付近に応力が集中する。そしてこの応力増加は、腹板応力欠損に起因する腹板縁応力の増加に比べかなり大きくな

ることには注意する必要がある。

ところで、幾何学的非線形性を考慮した板殻構造解析において、あるいは第8章に示す腹板パネルのみの解析でも、ある荷重に達すると不安定となり荷重増分法だけでは解析を続けることができなくなった。これは広い意味での分岐座屈と考えられるが、分岐座屈荷重は、曲率が小さく平板に近づくほど小さくなり、平板の座屈荷重に漸近している。同様のことが、第8章の初期たわみを考慮した腹板パネル解析についてもいえ、平板に近い鞍状の初期たわみをもつ腹板の座屈荷重が小さい。きわめて薄い腹板を持つ曲線桁において、この腹板の分岐および後座屈挙動が耐荷性状にどのような影響力を持つかといった問題の解明は、第8章で提案したフランジ鉛直座屈崩壊を考慮できる耐荷力モデルの妥当性とも深く関連しており、今後の興味ある検討課題といえよう。

第5章～第8章においては、前章までの結果を踏まえて、腹板のたわみ挙動が、フランジ局部座屈に起因する崩壊にどのように影響するかといったことについて検討した。すなわち、座屈問題としてではなく変形問題としてとらえるべき腹板の挙動と、耐荷力の決定的要因となるフランジの弾塑性座屈の、相互作用問題としてとらえた曲げ耐荷力モデルを提案するとともに、種々のパラメータが曲線I形桁の曲げ耐荷力におよぼす影響を明らかにした。

腹板のたわみが小さく、フランジを支持する力が十分に期待できるときには、圧縮フランジのねじれ座屈あるいは降伏によってその耐力を失う。第5章では、曲線桁フランジの局部座屈解析を行うために、円筒座標系を用いて仮想仕事の原理に基づく有限帯板法の定式化を行うとともに、直線桁で採用されているフランジ半幅を対象としたモデル化解析は、曲線桁の場合には不十分であることを指摘した。第6章は、第5章で示した有限帯板法を適用して、曲線桁フランジの弾塑性ねじれ座屈について検討し、弾性座屈係数の近似式を与えるとともに、曲線桁フランジの幅厚比制限について検討した。それは、曲線桁の最も大きな特徴といえるフランジの反り応力を考慮した新しいパラメータを導入することによって、現行の道路橋示方書の直線桁フランジに関する幅厚比規定を、大幅に変更しなくても曲線桁に拡張できることである。フランジねじれ座屈によって決定される曲線桁の曲げ耐荷力は、本章で得られたフランジ座屈軸圧縮力を、たとえばBasler, Thurlimann⁶³⁾、あるいは三上、武田、大谷⁷²⁾の曲げ耐荷力理論に適用すれば、十分な精度で推定できると考える。

一方、腹板のたわみが大きくなって、腹板がフランジを支えきれなくなるとフランジ鉛直座屈に起因する崩壊が現われる。第7章では、第8章で提案する耐荷力モデルの妥当性の検証を兼ね、腹板のたわみ挙動およびフランジ反り応力をと

もなう曲げ崩壊性状に注目した曲線 I 形桁耐荷力実験を行った。第 8 章では、フランジの局部座屈に起因する崩壊、とくにフランジ鉛直座屈崩壊の発生メカニズムを示す曲げ耐荷力モデルを提案するとともにその妥当性について検討し、この耐荷力モデルがフランジ局部座屈に起因する曲げ崩壊をうまく説明できることを示した。さらにこの曲げ耐荷力モデルを用いて、パラメトリック解析をおこない、種々のパラメータが曲げ耐荷力におよぼす影響について検討した。その結果、フランジ鉛直座屈によって決定される曲げ耐荷力に関しては、腹板幅厚比のみならずフランジ突出脚幅厚比、フランジ反り応力などのフランジに関するパラメータおよび残留応力も重大な影響因子であることがわかった。とくにフランジの反り応力の影響は大きく、これがある場合には、道路橋示方書の腹板幅厚比規定を満足するものであっても、フランジ鉛直座屈崩壊が起こる危険性があるという結果が得られた。腹板の曲率パラメータ Z は、腹板初期たわみと同様、腹板の挙動を支配するといった意味において影響するといえる。したがって実用範囲の曲線桁では、曲率による腹板の幾何学形状は初期たわみと同程度に扱うことも可能と思われる。また、フランジ・ウェブ面積比については、本耐荷力モデルからは思ったほどの影響力はなかった。

すでに述べたように、過去における直線桁の曲げ耐荷力実験データはかなりの量が蓄積されており、また曲線桁でも少ないながらもいくつかの実験例が報告されている。しかしこれらの実験資料のうちフランジの鉛直座屈崩壊に注目した例はわずかであり、曲線桁では第 7 章で行った 2 体しかないようである。したがって、本論文で提案した曲げ耐荷力モデルの妥当性を検証するための実験的資料が、現時点で十分に得られているとは必ずしもいえない。今後、数多くの実験的検証が望まれる。さらに、第 8 章で示した耐荷力モデルはよい精度で曲げ耐荷力を推定できるとはいうものの、設計にそのまま使用するには複雑過ぎる。したがって、統計処理などを行って、設計上十分な精度をもった曲げ耐荷力推定式を提供することも今後の重要な課題と考えられる。また、本論文では曲げ荷重状態だけに限定したが、せん断あるいは曲げとせん断の組み合わせ状態などにおける崩壊性状の解明も重要な課題である。これらの問題については、筆者の今後の研究課題としたい。

参 考 文 献

- 1) Dabrowski, R. and Wachowiak, J.: STRESSES IN THIN CYLINDRICAL WEBS OF CURVED PLATE GIRDERS, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971, IABSE, vol.11, pp.337-352, 1972.
- 2) Culver, C.G., Dym, C.L. and Brogan D.K.: BENDING BEHAVIOR OF CYLINDRICAL WEB PANELS, Proc. of ASCE, vol.98 No.ST10, pp.2291-2308, Oct. 1972.
- 3) Culver, C.G., Dym, C.L. and Uddin, T.: WEB SLENDERNESS REQUIREMENTS FOR CURVED GIRDERS, Proc. of ASCE, vol.99 No.ST3, pp.417-429, Mar. 1973.
- 4) The Task Committee on Curved Girder of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the Structural Division: CURVED I-GIRDER BRIDGE DESIGN RECOMENDATIONS Proc. of ASCE, vol.103 No.ST5, pp.1137-1168, May 1977.
- 5) Abdel-Sayed, G.: CURVED WEBS UNDER COMBINED SHEAR AND NORMAL STRESSES, Proc. of ASCE, vol.99 No.ST3, pp.511-525, Mar. 1973.
- 6) Wang, L.R.L. and Rakotondrainibe, A.: ELASTO-PLASTIC BUCKLING OF CURVED WEBS, Computers & Structures, vol.8, pp.159-167, 1978.
- 7) 三上市蔵, 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, pp.23-34, Jul. 1980.
- 8) Mikami, I. and Furunishi, K.: NONLINEAR BEHAVIOR OF CYLINDRICAL WEB PANELS, Proc. of ASCE, Jour. of Eng. Mech. vol.110 No.2, Feb. 1984.
- 9) Mikami, I. and Furunishi, K.: NONLINEAR BEHAVIOR OF CYLINDRICAL WEB PANELS UNDER BENDING AND SHEAR, Proc. of the 29th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1979. vol.29 pp.65-72, Univ. of Tokyo Press 1981.
- 10) 倉西茂, 樋渡滋: 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, pp.1-11, Nov. 1981.
- 11) Hiwatashi, S. and Kuranishi, S.: THE FINITE DISPLACEMENT BEHAVIOR OF HORIZONTALLY CURVED ELASTIC I-SECTION PLATE GIRDERS UNDER BENDING, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. vol.1 No.2, pp.173s-183s, Oct. 1984.
- 12) 樋渡滋, 倉西茂: 曲げを受ける I 形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, pp.197-207, Mar. 1985.
- 13) 藤井堅, 大村裕: 初期不整を有する曲線桁腹板パネルの非線形曲げ挙動について, 広島大学工学部研究報告, vol.34 No.1, 1985

- 14) 坂井藤一, 中村秀治: 薄肉曲線ばりの板殻構造としての一解析法, 土木学会論文報告集, No.235, pp.41-54, Mar. 1975.
- 15) Lim, P.T.K., Kilford, J.T. and Moffatt, K.R.: FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CURVED BOX GIRDER BRIDGES, Proc. Conference. Developments in Bridge Design and Construction, pp.264-286, 1971.
- 16) Cheung, M.S. and Cheung, Y.K.: ANALYSIS OF CURVED BOX GIRDER BRIDGES BY FINITE STRIP METHOD, Publ. of IABSE, 31-I, pp.1-20, 1971.
- 17) 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, pp.235-244, Apr. 1986.
- 18) 藤井堅, 大村裕: 曲線桁断面変形の非線形有限要素解析, 広島大学工学部研究報告, vol.31 No.1, pp.39-51, 1983.
- 19) 大村裕, 藤井堅, 平尾克之: 曲線桁の断面変形解析における境界条件について, JSSC 第9回構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, pp.91-96, July 1985.
- 20) 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, pp.45s-54s, Apr. 1985.
- 21) 末武義宗, 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.32A, pp.387-397, Mar. 1986.
- 22) Suetake, Y. Hirasima, 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, pp.207s-214s, Oct. 1986.
- 23) 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.33A, pp.83-92, Mar. 1987.
- 24) 末武義宗, 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荷力解析, 構造工学論文集, vol.33A, pp.73-82, Mar. 1987.
- 25) Culver, C.G. and Frampton, R.E.: LOCAL INSTABILITY OF HORIZONTALLY CURVED MEMBERS, Proc. of ASCE, vol.96 No.ST2, pp.245-265, Feb. 1970.
- 26) Culver, C.G. and Nasir, G.: INELASTIC FLANGE BUCKLING OF CURVED PLATE GIRDERS, Proc. of ASCE, vol.97 No.ST4, pp.1239-1255, Apr. 1971.
- 27) 小西一郎: 鋼橋 設計編II, 丸善, pp.1332-1518, Jan. 1976.
- 28) 川村彰誉, 大塚久哲, 彦坂熙: 有限帯板法による曲線 I 桁フランジの局部座屈解析, 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.250-251, Oct. 1979.

- 29) 藤井堅, 大村裕, 河野泰直: 有限帯板法による曲線桁フランジの局部座屈解析, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第I部, pp.275-276, Sept. 1980.
- 30) 藤井堅, 大村裕: 曲線I形桁におけるフランジの局部座屈と幅厚比制限, 土木学会論文集/I-8, No.386, pp.339-347, Oct. 1987.
- 31) 小松定夫, 中井博, 北田俊行: 曲線桁橋の Shear lag と有効幅に関する研究, 土木学会論文報告集, No.191, pp.1-14, Jul. 1971.
- 32) 芳村仁, 葦沢憲吉: 折板理論解析による曲線桁橋の床版応力と有効幅について, 土木学会論文報告集, No.233, pp.45-54, Jan. 1975.
- 33) 渡辺昇: 曲線桁の理論と計算, 技報堂, May 1967.
- 34) 小西一郎, 小松定夫: 薄肉曲線桁の基礎理論, 土木学会論文集, No.87, pp.35-48 Nov. 1962.
- 35) 薄木征三, 稼農知徳: 薄肉断面曲線材の変形法による解析, 土木学会論文報告集, No.235, pp.29-39, Mar. 1975.
- 36) 薄木征三, 稼農知徳, 藤井裕司: 曲げねじれ剛性をもった曲線桁橋の剛性マトリックス法による解析, 土木学会論文報告集, No.218, pp.1-8, Oct. 1973.
- 37) 深沢泰晴: 薄肉多角開断面曲がりばりの曲げねじれ問題, 土木学会論文報告集, No.234, pp.45-59, Feb. 1975.
- 38) 西野文雄, 深沢泰晴: ひずみ場の仮定に基づく薄肉曲がりばりの静的挙動の定式化, 土木学会論文報告集, No.247, pp.9-19, Mar. 1976.
- 39) 平嶋政治, 井浦雅司, 依田照彦: 初期曲率・ねじれ率を有する薄肉空間曲線部材の有限変位理論, 土木学会論文報告集, No.292, pp.13-27, Dec. 1979.
- 40) 渡辺昇, 稼農知徳, 薄木征三: 薄肉曲線桁の変位場に基づく有限ねじれ変形解析, 土木学会論文報告集, No.317, pp.31-45, Jun. 1982.
- 41) 西田進, 吉田博, 福本嘯士: 薄肉開断面曲がり梁の大変形解析, 第24回構造工学シンポジウム論文集, pp.77-84, 1978.
- 42) 前川幸次, 吉田博: 伝達マトリックス法による曲線I形ばりの耐荷力解析, 土木学会論文報告集, No.312, pp.27-37, Aug. 1981.
- 43) Chu, K. and Thelen, A.: PLASTIC ANALYSIS OF CIRCULAR BALCONY GIRDERS, Proc. of. ASCE, vol.89 No.ST6, pp.159-185, Jun. 1963.
- 44) Yoo, C.H. and Heins, C.P.: PLASTIC COLLAPSE OF HORIZONTALLY CURVED BRIDGE GIRDERS, Proc. of ASCE, vol.98, No.ST4, pp.899-914, Apr. 1972.
- 45) 今井富士夫, 太田俊昭: 曲線I形部材の降伏関数に関する考察, 土木学会論文集, No.380/I-7, pp.349-354, Apr. 1987.
- 46) Christiano, P.P. and Culver, C.G.: HORIZONTALLY CURVED BRIDGED SUBJECT TO

- MOVING LOAD, Proc. of ASCE, vol.95 No.ST8, pp.1615-1643, Aug. 1969.
- 47) Culver, C.G. and Christiano, P.P.: STATIC MODEL TESTS OF CURVED GIRDER BRIDGE, Proc. of ASCE, vol.95 No.ST8, pp.1599-1614, Aug. 1969.
- 48) Fukumoto, Y. and Nishida, S.: ULTIMATE LOAD BEHAVIOR OF CURVED I-BEAMS, Proc. of ASCE, vol.107 No.EM2, pp.367-385, Apr. 1981.
- 49) Nakai, H. and Kotoguchi, H.: A STUDY ON LATERAL BUCKLING STRENGTH AND DESIGN AID FOR HORIZONTALLY CURVED I-GIRDER BRIDGES, Proc. of JSCE, No.339, pp.195-204, Nov. 1983.
- 50) 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, 第340号, pp.19-28, Dec. 1983.
- 51) 久保忠雄, 大塚久哲, 彦坂照, 太田俊昭: 曲げを受ける曲線 I 桁の局部座屈に関する実験, 土木学会西部支部研究発表会講演集, pp.23-24, Feb. 1981.
- 52) 大村裕, 藤井堅, 奥村恭: 曲げを受ける曲線桁の断面変形について, 土木学会中国四国支部第35回学術講演会一般講演概要集 I-31, pp.61-62, May 1983.
- 53) 中井博, 松村駿一郎, 吉川紀, 北田俊行, 大南亮一: 曲線桁橋腹板の実績調査, 橋梁と基礎, vol.15 No.5, pp.38-43, May 1981.
- 54) 中井博, 北沢正彦, 北田俊行, 大南亮一, 江見晋: 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, Jun. 1987.
- 55) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M.: THEORY OF ELASTIC STABILITY, McGraw Hill, 1936.
- 56) Bleich, F.: BUCKLING STRENGTH OF METAL STRUCTURES, McGraw Hill, 1952.
- 57) 長柱研究委員会: 弾性安定要覧, コロナ社, 1969.
- 58) Johnston, B.G.: GUIDE TO STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES 3rd ed. John Wiley & Sons, 1976.
- 59) 小堀為雄, 吉田博: 鋼構造設計理論, 森北出版, Dec. 1977.
- 60) 日本道路協会: 道路橋示方書同解説 II 鋼橋編, Dec. 1980.
- 61) Watanabe, E.: POST BUCKLING ANALYSIS OF RECTANGULAR PANELS WITH FLANGES BEHAVING ELASTO-PLASTICITY, Proc. of JSCE, No.220, pp.117-130, Dec. 1973.
- 62) Basler, K. and Yen, B.T.: WEB BUCKLING TESTS ON WELDED PLATE GIRDERS, Welding Research Council Bulletin, No.64, Sept. 1960.
- 63) Basler, K. and Thurlimann, B.: STRENGTH OF PLATE GIRDERS IN BENDING, Proc. of ASCE, vol.87 No.ST6, pp.153-181, Aug. 1961.
- 64) Basler, K.: STRENGTH OF PLATE GIRDERS IN SHEAR, Proc. of ASCE, vol.87

- No.ST7, pp.151-180, Oct. 1961.
- 65) Basler, K.: STRENGTH OF PLATE GIRDERS UNDER COMBINED BENDING AND SHEAR, Proc. of ASCE, vol.87 No.ST7, pp.181-197, Oct. 1961.
- 66) Cooper, P.B.: THE ULTIMATE BENDING MOMENT FOR PLATE GIRDERS, Proc. of Colloquium on design of plate and box girders for ultimate strength, IABSE Report, vol.11, pp.291-299, Mar. 1971.
- 67) Cooper, P.B.: STRENGTH OF LONGITUDINALLY STIFFENED PLATE GIRDERS, Proc. of ASCE, vol.93 NO.ST2, pp.419-451, Apr. 1967.
- 68) 秋田好雄, 藤井登喜男: 座屈と塑性を考慮した最小重量設計 第2報, 造船協会論文集, No.120, pp.156-164, 1966.
- 69) Owen, D.R.J., Rockey, K.C. and Skaloud, M.: ULTIMATE LOAD BEHAVIOUR OF LONGITUDINALLY REINFORCED WEBPLATES SUBJECTED TO PURE BENDING, Publ. IABSE, vol.30-I, pp.113-148, 1970.
- 70) Herzog, M.A.M.: ULTIMATE STATIC STRENGTH OF PLATE GIRDERS FROM TESTS, Proc. of ASCE, vol.100 No.ST5, pp.849-864, May 1974.
- 71) 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.360, pp.33-42, Aug. 1980.
- 72) 三上市蔵, 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, pp.32-38, Jan. 1983.
- 73) 関西橋梁鉄骨溶接研究会: プレートガーダーの耐荷力に関する理論と実験, Jul. 1965.
- 74) 小西一郎, 米沢博, 三上市蔵: プレートガーダーの曲げ弾性座屈, 土木学会論文集, No.143, pp.1-8, Jul. 1967
- 75) 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, pp.1-15, Aug. 1977.
- 76) 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, pp.33-44, Feb. 1975.
- 77) 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, pp.1-9, 1981.
- 78) 塩見弘幸, 伊藤義人, 福本嘯士: 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.33A, pp.127-139, Mar. 1987.
- 79) 福本嘯士, 藤原稔, 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, pp.39-51, May 1971.
- 80) 吉田博: プレートガーダーの非弾性横倒れ座屈強度, 土木学会論文報告集,

- No.220, pp.1-8, Dec. 1973.
- 81) 前川幸次：鋼薄肉 I 形桁の横ねじれ耐荷力に関する研究，名古屋大学学位論文，Oct. 1985.
 - 82) Bradford, M.A. and Hancock, G.J.: ELASTIC INTERACTION OF LOCAL AND LATERAL BUCKLING IN BEAMS, *Thin-walled Structures*, No.2, pp.1-25, 1984.
 - 83) 深沢泰晴，杉原美好：I 形ばりの弾性横座屈に及ぼすウェブの変形の影響，*構造工学論文集*, vol.31A, pp.15-23, Mar. 1985.
 - 84) 彦坂熙，高海克彦，丸山義一：薄肉開断面部材の断面変形を考慮した有限変位理論と弾性安定問題への応用，*構造工学論文集*, vol.32A, pp.265-275, Mar. 1986.
 - 85) 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, No.5, pp.25-32, 8-12, Apr., May 1977.
 - 86) 藤井堅，大村裕：フランジ局部座屈に起因するプレートガーダーの曲げ耐荷力解析，*土木学会論文集*, No.374, /I-6, pp.467-476, Oct. 1986.
 - 87) 福本晴士，伊藤義則：フランジの局部座屈とフランジ幅厚比制限，*土木学会論文報告集*, No.160, pp.27-38, Dec. 1968.
 - 88) 関西橋梁鉄骨溶接研究会：プレートガーダーの座屈に関する調査と研究，pp.141-169, Feb. 1969.
 - 89) Nishino, F., Tall, L. and Okumura, T.: RESIDUAL STRESS AND TORSIONAL BUCKLING STRENGTH OF H AND CRUCIFORM COLUMNS, *Trans. of JSCE*, No.160, pp.75-87, Dec. 1968.
 - 90) 小松定夫，北田俊行：初期不整を含む自由突出鋼板の極限強度特性について，*土木学会論文報告集*, No.314, pp.15-27, Oct. 1981.
 - 91) Komatsu, S. and Kitada, T.: STATIC STUDY ON COMPRESSION FLANGE PLATE, *Jour. of Struct. Eng., ASCE*, vol.109 No.2, pp.404-417, Feb. 1983.
 - 92) Cantin, C. and Clough, R.W.: A CURVED, CYLINDRICAL-SHELL, FINITE ELEMENT, *AIAA jour.*, vol.6 No.6, pp.1057-1062, 1968.
 - 93) Megard, G.: PLANAR AND CURVED SHELL ELEMENTS, *Finite Element Method in Stress Analysis*, ed. Holand, I. and Bell, K., TAPIR, 1969.
 - 94) たとえば，川井忠彦：座屈問題解析，コンピュータによる構造工学講座 II-6-B，培風館，Oct. 1974.
 - 95) 山田嘉昭：塑性・粘弾性，コンピュータによる構造工学講座 II-2-A，培風館，May 1972.
 - 96) Zienkiewicz, O.C. (吉識，山田共訳)：基礎工学におけるマトリックス有限要素法，

- 培風館, Oct. 1975.
- 97) Brebbia, C. and Connor, C.: GEOMETRICALLY NONLINEAR FINITE-ELEMENT ANALYSIS, Proc. of ASCE, vol.95 No.EM2, pp.463-483, Apr. 1969.
- 98) Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S.: THEORY OF PLATE AND SHELL, 2nd ed., McGraw-Hill, 1959.
- 99) 吉田裕, 増田陳紀, 松田隆: 薄板で構成される立体構造の弾塑性・大变位離散化要素解析法, 土木学会論文報告集, No.288, pp.41-56, Aug. 1979.
- 100) 近藤明雅, 日浦隆文, 菊地洋一: 溶接 I 形断面部材の残留応力の推定に関する研究, 土木学会論文報告集, No.288, pp.1-11, Aug. 1979.
- 101) British Standards Institution: BS5400 Part 3, Code of practice for design of steel bridges, 1982.
- 102) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, 13th ed. 1983.
- 103) 土木学会鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, Oct. 1987.
- 104) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物設計指針 Part A, Part B, 鋼構造シリーズ 3 A, 3 B, 土木学会, Dec. 1987.
- 105) Cheung, Y.K.: FINITE STRIP METHOD IN STRUCTURAL ANALYSIS, Pergamon press, 1976.
- 106) 吉田宏一郎: 有限帯板法とその応用(その1), (その2), 日本造船学会誌, No.538, No.539, pp.182-189, 235-243, May 1974.
- 107) Pardoen, G.C. and Mariantal M.J.: FINITE STRIP METHOD IN POLAR COORDINATES, Proc. of ASCE, vol.104, No.EM3, pp.587-604, June 1978.
- 108) AASHTO: STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 12th ed. 1977.

謝

辞

本論文は、著者が昭和54年から今日に至るまで、曲げを受ける曲線桁の力学性状と耐荷力に関する研究成果をまとめたものである。本研究の緒端を与えて頂き、また本論文の執筆にあたって終始懇切丁寧な御指導、御教示を賜りました恩師広島大学工学部 大村裕教授には心より厚くお礼申し上げます。

また、広島大学工学部 佐藤誠講師には、貴重な御助言を賜りましたことを記し、厚く感謝の意を表します。

著者が昭和52年から在職させて頂いた川田工業株式会社技術本部研究室の2年間は、基礎知識はもちろん著者の視野を拡げるといった意味で、また現在ある人生観など、得たものは甚大でありました。未熟な著者を暖かく見守り、御支援下さいました川田忠樹社長、大地羊三研究室長（現・システムエンジニアリング社長）には深く感謝致します。また、在職中、研究に対する取り組み方を身をもって示し、御指導、激励頂いた前田研一氏（現・川田工業（株）研究室長）、越後滋氏（現・システムエンジニアリング）には、深く感謝するとともに、御迷惑をお掛けしたこと、紙面を借りてお詫び申し上げます。さらに、実験面で多大な御高配を賜りました川田工業（株）広島営業所の中原悠三所長代理ならびに関係各位に厚くお礼申し上げます。

また、著者の学生時代からのよき遊び相手でもある当研究室藤枝洋二技官には、実験など惜しまぬ御協力頂きましたこと、深く感謝致します。

研究の遂行にあたって、当時広島大学土木構造工学研究室に配属された学生あるいは大学院生であった河野泰直氏（現・清水建設）、野稻誠氏（現・山口県）、岡野有彦氏（現・広島工業高等学校）、平尾克之氏（現・三菱重工業）、奥村恭氏（現・島根県）、正岡祐一氏（現・鹿島建設）、大賀昌宏氏（現・鴻ノ池組）、上甲宏氏（現・松尾橋梁）、豊田源太郎氏（現・大分県）、崎野芳紀氏（現・藤田工業）、澄川文男氏（現・鹿島建設）の他、当研究室の卒業生諸氏には、数値解析プログラムの開発、実験あるいは整理など、惜しまぬ御協力を頂きました。記して謝意を表します。

浅学非才な著者が、曲りなりにも本論文をまとめることができたのは、このように多くの方々の御指導、御協力があったからこそできたものであり、このことを銘記して謝辞と致します。

本論文に関する発表論文

- 1) 藤井堅, 大村裕: 曲線桁断面変形の新線形有限要素解析, 広島大学研究報告, 第31巻第1号, pp.39-51, Jan. 1983.
- 2) Katashi FUJII, Hiroshi OHMURA: NONLINEAR BEHAVIOUR OF CURVED GIRDER-WEB CONSIDERED FLANGE RIGIDITIES, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., vol.2 No.1 pp.45s-55s, Apr. 1985.
- 3) 大村裕, 平尾克之, 藤井堅: 曲線桁の断面変形解析における境界条件について, 第9回構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 日本鋼構造協会, pp.91-96, Jul. 1985.
- 4) 藤井堅, 大村裕: 初期不整を有する曲線桁腹板パネルの新線形曲げ挙動について, 広島大学研究報告, 第34巻第1号, pp.77-88, Jan. 1985.
- 5) 藤井堅, 大村裕: フランジ局部座屈に起因するプレートガーダーの曲げ耐荷力解析, 土木学会論文集, No.374/I-6, pp.467-476, Oct. 1986.
- 6) 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.33A, pp.83-92, Mar. 1987.
- 7) 藤井堅, 大村裕: 曲線 I 形桁におけるフランジの局部座屈と幅厚比制限, 土木学会論文集, No.386/I-8, pp.339-347, Oct. 1987.
- 8) 藤井堅, 大村裕: 有限帯板法による曲線桁フランジの局部座屈解析, 広島大学研究報告, 第36巻第1号, pp.23-32, Jan. 1987.
- 9) 藤井堅, 藤枝洋二, 大村裕: 曲げを受ける曲線 I 形桁の断面変形と耐荷力に関する実験, 広島大学研究報告, 第37巻第1号, Jan. 1989掲載予定.
- 10) 藤井堅, 大村裕: 初期たわみを有する曲線桁腹板パネルの面内曲げによる弾性新線形挙動, 構造工学論文集, vol.35A, (投稿中)

その他の業績

- 11) 藤井堅, 大村裕: 吊橋主ケーブルの平均温度推定について, 広島大学研究報告, 第30巻第1号, pp.49-56, Jan. 1981.
- 12) 大地羊三, 前田研一, 藤井堅: 有限要素法による吊橋主ケーブル温度応答解析法, JSSC第13回大会研究集会, マトリックス解析法研究発表論文集, pp.351-356, Jun. 1979.
- 13) 藤井堅, 大村裕: H形鋼梁の弾塑性ねじり実験(不完全反り拘束を受けた場合), 橋梁と基礎, pp.24-29, vol.16 No.11, Nov. 1982.
- 14) Katashi FUJII, Hiroshi OHMURA: A STUDY OF RIGIDITY AND STRENGTH IN TORSION OF H-BEAM STIFFENED WITH TRANSVERSE STIFFENERS, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., vol.2 No.1 pp.265s-268s, Apr. 1985.