

垂直補剛材間隔およびフランジのねじり剛性を考慮した プレートガーダー橋腹板の曲げ座屈耐荷力に及ぼす初期不整の影響

Influence of the Initial Imperfections on the Ultimate Bending Strength of Plate Girder
Web Panels with various Aspect Ratios and Flange Torsional Rigidities

鮫島祐介*, 望月清彦**, 松田宏***, 和地輝雄****, 増田陳紀†

*修(工) 日立造船株式会社 (〒559-8559 大阪府大阪市住之江区南港 1-7-89)(研究当時 武蔵工業大学大学院学生)

**株式会社サクラダ 市川工場 管理部管理課 (〒272-0002 千葉県市川市二俣新町 21)

***日本電子計算株式会社 科学技術事業部建設技術システム部 (〒135-8388 東京都江東区東陽 2-2-24)

****株式会社巴コーポレーション 橋梁技術部 (〒323-0811 栃木県小山市大塚 996)

†工博 武蔵工業大学工学部 都市基盤工学科教授 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

It is regulated in the Japanese specification for steel road bridges that initial out-of-plane deflection of a plate girder web panel should be less than one-two hundred fiftieth of the height of the web panels. However, there is neither specific analytical nor experimental background for this value.

In this study, a mid-span panel of a typical size plate girder which was predominantly subjected to pure bending moment was investigated as to its ultimate strength, with panel aspect ratio and flange torsional rigidity as analytical parameters. The influence of the initial deflection and the residual stresses on the strength were numerically revealed by the parametric finite element analysis with sufficiently fine meshes.

Key Words: aspect ratios, FEM, ultimate strength, initial deflection, torsional rigidity

1. はじめに

従来、我が国の鋼道路橋では、主桁間隔が 2m~3m 程度で設置される RC 床版 I 型断面プレートガーダー橋が多く採用されてきた。しかし、平成 6 年 12 月に「公共工事の建設費縮減に関する行動計画」が発表され以来、例えばガイドライン型橋梁や少数主桁橋梁などの合理化構造が注目されている。欧米諸国では 1960 年代から取り入れられていたが、我が国では、平成 7 年に日本道路公団・北海道縦貫自動車道ホロナイ川橋(2 主桁橋梁)が完成し大きな関心を集めた。また、第二東名・名神高速道路の鋼橋建設においても採用されている。

ガイドライン型橋梁は、一部材一断面・フランジの同一幅・連結版の一体化・水平補剛材の段数減を採用し、主桁部材の工場板継ぎ接の省略・材片数の削減により工場製作コストの低減化がなされている。

少数主桁橋梁は、更に構造の合理化を進めたかたちで、主桁本数の削減・横桁構造の合理化・横構の省略・PC 床版の採用により、部材数が削減され工場製作・現場架設コストの低減がなされている。

合理化桁を採用することにより、水平補剛材を省略し、断面変化点を設けずに設計を行うため、必然的に腹板およびフランジの板厚は厚いものが用いられ、腹板パネルの座屈強度は従来型の設計を行った場合より大きくなる。これは、合理化桁を採用し腹板の補剛設計には少補剛化を図っているものの、腹板厚の決定方法は従来の道路橋示方書¹⁾によっていることから、必要以上の総鋼重増という不合理的な面も生じている。

理な面も生じている。

現行の道路橋示方書では補剛材の補剛効果として曲げ剛性のみを考慮しねじり剛性は無視されており、当然、フランジのねじり剛性も設計には反映されていない。現在の座屈設計基準では、フランジと補剛材で囲まれた 1 部分パネルの周辺は単純支持されていると評価され、架設時の設計のみでなく、完成系の設計においても補剛材の補剛効果として曲げ剛性のみを考慮し、ねじり剛性は無視されている。しかしながら、プレートガーダー腹板の弾性座屈に関する既往の研究でフランジや補剛材のねじり剛性を考えた検討事例^{2)~6)}があり、その中で、フランジのねじり剛性を考慮して求めた弾性座屈荷重は、その辺を固定辺と考えた座屈荷重にほぼ近づくことが報告されている。

同様に、プレートガーダー腹板の座屈強度・耐荷力に及ぼす影響として初期不整の影響も無視できない。初期不整に関して道路橋示方書⁷⁾では、腹板の平面度は桁高の 1/250 を超えてはならないと規定されている。しかし、この値は製作実績から定まったものといえ、十分な実験または解析による調査、研究に基礎を置くものではなく、力学的な根拠は不明確である。一方、諸国外の規定を見ると、近年改定された BS5950-2 では桁高の 1/150⁸⁾、ANSI/AASHTO/AWS D1.5-96 Bridge Welding code では桁高の 1/80~1/167⁹⁾および AS4100 では桁高の 1/100¹⁰⁾と大きく制限が緩和されている。

このような背景から、本研究では腹板とフランジの板厚、および、垂直補剛材間隔を変化させた場合、初期不整が耐荷力にどの程度影響を与えるかを、残留応力の大きさおよ

び初期たわみ量をパラメータとして検討した。

検討方法は所望の初期たわみ量・形状および残留応力を与えることができ、非線形域での挙動、塑性域の進展状況を容易に把握することができる有限要素法を用いて、材料および幾何学的非線形性を考慮した解析法を採用した。また、垂直補剛材間隔とフランジのねじり剛性が変化した場合の座屈挙動を定量的に把握するため、弾性座屈解析を行いこれらの影響を求めた。

2. 解析対象モデル

2.1 モデル橋梁

解析対象モデルを選定するにあたって、実際の鋼橋に採用されるケースが多い桁断面を採用することとして、モデル橋梁の選定を行った。

鋼道路橋設計ガイドライン(案)¹⁾では、標準的なI型断面および箱型断面のプレートガーダーとして、支間長がI桁では20～60m程度、箱桁では40～70m程度の中規模のプレートガーダー橋で、斜角や曲率があり厳しくない橋梁を想定している。

このようなことから、本研究では図-1に示すような橋長約100m、支間36m程度の3径間連続非合成プレートガーダー橋を想定して設計を行い、基準となる解析対象の断面を決定した。基準となる桁断面(2軸対称断面)は鋼道路橋設計ガイドライン(案)を反映させ、桁高は2m、垂直補剛材間隔は1.5mとした。フランジのねじり剛性および初期不整等がプレートガーダー腹板の耐力に与える影響を定量的に把握するため、この基準断面に対して、腹板厚、フランジ厚、および垂直補剛材間隔(桁高は一定)を変化させパラメトリックに検討を行った。

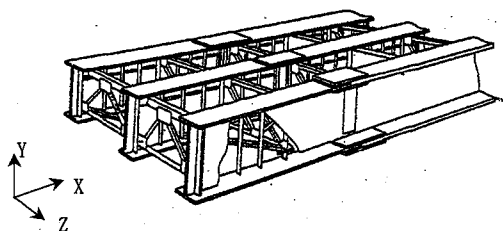


図-1 解析対象となる鋼桁の概念図

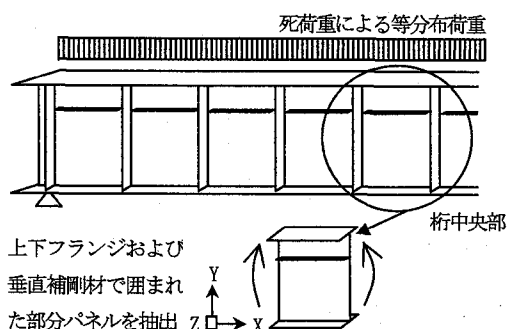


図-2 解析対象部位の抽出(桁中央部)

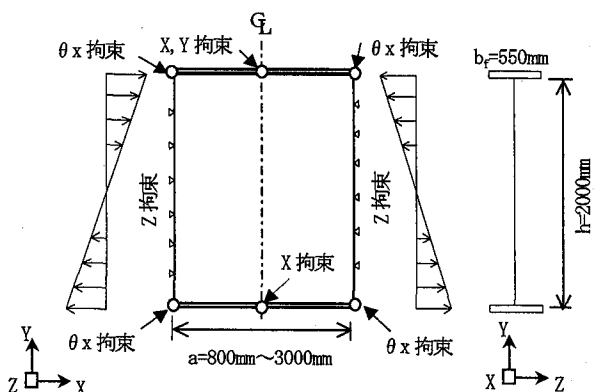
これらパラメータについては後述する。また、本報告では、水平補剛材を配置しない場合は、腹板中央部に存在する圧縮残留応力の影響が顕著に現れる¹²⁾こと、および、これらパラメータの影響を明確にするため、水平補剛材を配置していないモデルを用いた。また、本研究ではフランジの寄与分を含めて腹板の座屈耐力を評価する。

2.2 解析対象部位

初期不整を有する腹板パネルの最大耐力算出が本研究では重要であるため、図-2に示すような垂直補剛材、および上下フランジで囲まれた単一パネルを抽出して解析を行った。

プレートガーダー橋の崩壊形式は、梁理論による曲げモーメントおよびせん断力の分布より、曲げ、せん断および曲げとせん断の組合せによる崩壊形式に分類することができる。

そこで、本研究では研究の第一段階として曲げが支配的となる桁中央部に着目して検討を行った。



b_f : フランジ幅, t_f : フランジ厚

$\alpha (=a/h)$: 垂直補剛材間隔パラメータ (アスペクト比)

弾性座屈解析 $\begin{cases} a = \alpha \times 2000\text{mm} (\alpha = 0.4 \sim 1.5 \text{ の } 11 \text{ 通り}) \\ t_f = 6.4\text{mm} \sim 37.3\text{mm} \text{ の } 8 \text{ 通り} \end{cases}$

非線形解析 I $\begin{cases} \alpha = 0.5 \sim 1.5 \text{ の } 5 \text{ 通り} \\ t_f = 28.0\text{mm} \text{ で一定, 腹板厚 } t_w = 10.0\text{mm} \text{ 一定} \end{cases}$
(垂直補剛材間隔に関する検討)

非線形解析 II $\begin{cases} \alpha = 0.75 \text{ 一定, } t_f = 28.0\text{mm} \text{ で一定} \\ \text{腹板厚 } t_w = 10.0, 15.0, 20.0, 30.0\text{mm} \text{ の } 4 \text{ 通り} \end{cases}$
(腹板の板厚に関する検討)

図-3 桁中央部の境界条件およびパネル寸法

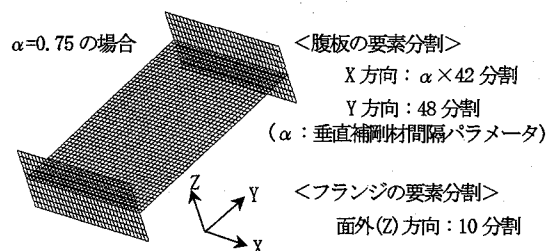


図-4 有限要素法モデル

2.3 数値解析モデル

解析対象とするモデルの諸元を図-3に示す。図-3に示すモデルは図-2に示すように桁の中央付近から抽出した単一パネルを想定しており、パネル左右の連続性を考慮して境界条件を定めた。また、非線形解析に用いたパラメータは $\alpha=0.5, 0.75, 1.0, 1.25$ および 1.5 の5ケース、 $t_w=10.0, 15.0, 20.0$, および 30.0mm の4ケースについて検討した。他のパラメータは図中に示す通りである。

解析対象モデル(図-3)のパネル両側の垂直補剛材(桁中央部の設計断面: $120\text{mm} \times 9\text{mm}$, 断面2次モーメント: $I=561.6\text{cm}^4$)は十分な曲げ剛性を有しており、垂直補剛材が節となり変形モードを生じることが再現するために面外方向へは変形しないものとし、面外方向の変位を拘束し、面内方向には平面保持が成り立つとした。パネルの四隅では垂直補剛材により回転が拘束されるためX軸周りの回転を拘束し、パネルの中央断面二箇所ではXおよび、X、Y方向の変位を拘束している。

荷重はパネルの左右縁に強制変位を加えることで与えた。また、本研究の検討範囲内では、面外変形により付加的に生じる軸力の影響は無いことを確認している。

本研究では桁高方向をY軸、橋軸方向をX軸およびXY面と直交する方向をZ軸とする。

桁中央部単一パネル(図-3)のFEMモデルの一例を図-4に示す。モデル化は腹板および上下フランジ全てをシェル要素で行い、分割数は、腹板でY方向に48分割、X方向に $42 \times \alpha$ 分割、およびフランジはZ方向に10分割とした(α は垂直補剛材間隔パラメータ)。

表-2 数値解析に用いる諸条件

解析コード	DIANA
設定項目	
使用要素	1要素4節点 曲面シェル
積分点	板厚方向7(シンプソン)、面内方向 2×2 (ガウス)
応力評価点	積分点
応力度-ひずみ曲線	パイリニア型 (第2勾配: $E/100$, E: 弾性係数)
降伏条件	von-Mises
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形性	① Total Lagrangeによる定式化 ② ひずみ、応力表示: Greenのひずみ, Cauchyの応力
反復法	Newton-Raphson法
制御方法	強制変位法
代数方程式の解法	wavefront 法
収束条件	残差エネルギー (許容差0.1%)

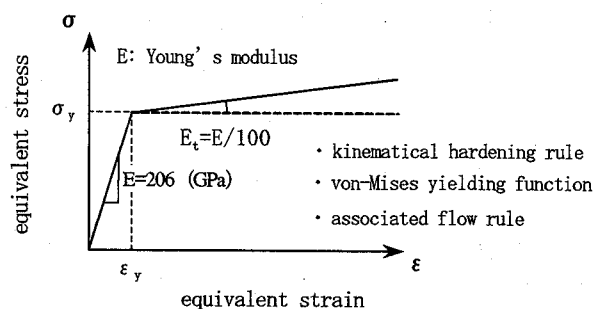


図-5 鋼材の応力ひずみ関係のモデル化
モデル鋼材: SM490Y, 応力-ひずみ関係: パイリニアモデル
降伏応力: $\sigma_y=353\text{MPa}$, 降伏ひずみ $\varepsilon_y=0.00174$

図-5 鋼材の応力ひずみ関係のモデル化

3. 解析条件

3.1 数値解析手法の妥当性

本研究の最大の目的は、初期不整がプレートガーダー腹板の座屈耐荷力に及ぼす影響を数値解により定量的に調べることである。しかしながら、汎用コードを用いて非線形解析を行う場合、使用要素、材料物性値、制御方法、および収束判定法などの解析諸条件の設定が解析結果に与える影響は大きい。そこで、本研究では表-1に示すような解析諸条件の設定を行った。

解析は汎用FEM解析コードDIANAを用いて行った。文献13)において、DIANAの解析精度は適切に使用する限り十分であることが示されている。使用される要素の弾性問題における理論解に対する精度についてはNAFEMS (National Agency for Finite Element Methods & Standards in the United Kingdom) による検証により確認が実施されている。降伏判定にはvon-Misesの降伏条件を用い、解析に用いた鋼材はSM490Y材(353MPa)とし、応力-ひずみ関係は図-5に示すように、降伏後の勾配を $E/100$ (E: 弾性係数)としたパイリニア移動硬化モデルとした。

汎用コードの信頼性、要素分割数の影響など数値解析手法を用いる妥当性に関する検討は文献14)で行われており、十分な信頼性は確保されている。

3.2 初期不整

初期不整の発生原因としては様々なものが考えられるが、本研究では溶接による初期不整のみを想定した。

(1) 残留応力の設定

溶接による残留応力の実測値に関するデータはほとんど無いのが現状である。そこで本研究では、実験および解析による研究データ^{15)~18)}を参考にして図-6に示す通りに残留応力分布を設定し、板厚方向には一定の分布とした。

残留応力を構造解析に用いる各要素に導入しようとする、構造系全体で集計される断面力の釣り合い状態は満足されるが、必ずしも要素間の釣り合い状態までは満足されない。

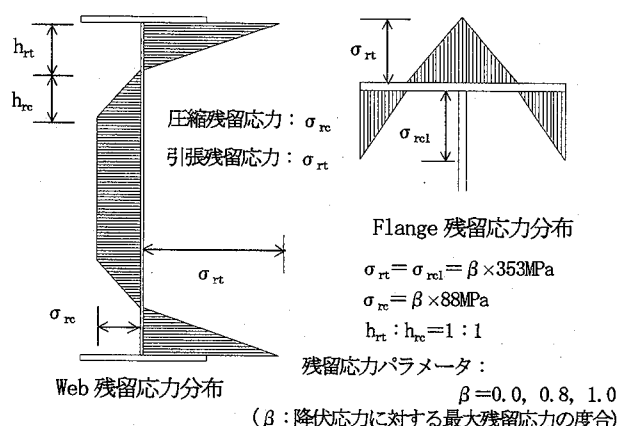


図-6 単一パネルの残留応力分布

そのため、要素間に不釣り合いが生じ、この不釣り合いによって変形が生じ、導入目標としている分布形状を再現することができない。

そこで本研究では、残留応力を導入する際にパネルの面外変形を一旦拘束し、生じる不釣り合いと等価な節点反力を求め、この反力とは逆向きに仮想外力を載荷させて不釣り合いを解消する方法を用いて、目標とした残留応力分布を再現した。残留応力は最大で降伏応力の100%、80%および0%の3ケースについて検討した。

(2) 初期たわみの選定

既往の多くの研究では、薄肉断面を有する鋼部材の耐荷力解析を対象とした場合の初期たわみ導入形状は、式(1)によって与えられる正弦波形(三角関数)^{(19), (20)}、または線形座屈解析により得られた1次の座屈モード^{(21), (22)}を用いるのが一般的である。しかしながら、初期たわみ形状は溶接方法・溶接回数またはその他の要因により大きく変化するため、耐荷力評価の立場から適切なモデル化が必要となる。

一方、初期たわみを式(1)のような三角関数を用いて導入した場合、外力を加えることにより生じる変形が初期たわみの方向や変形モードと異なるため、途中で解が発散するという報告^{(23), (24)}もなされている。これは、導入する初期たわみが座屈変形形状と異なるため急激な変形の飛び移り現象が生じるためであり、本研究の過程においても同様な結果が得られている⁽²⁵⁾。

そこで、本研究では耐荷力の面から見ても式(1)によって与えられる正弦波形を用いた場合に比べ安全側の解を与え、急激なモード変化に対する対策としても有用である図-7に示す「非線形座屈モード」⁽²⁶⁾を新たに導入し、残留応力と組み合わせて解析を実施した。

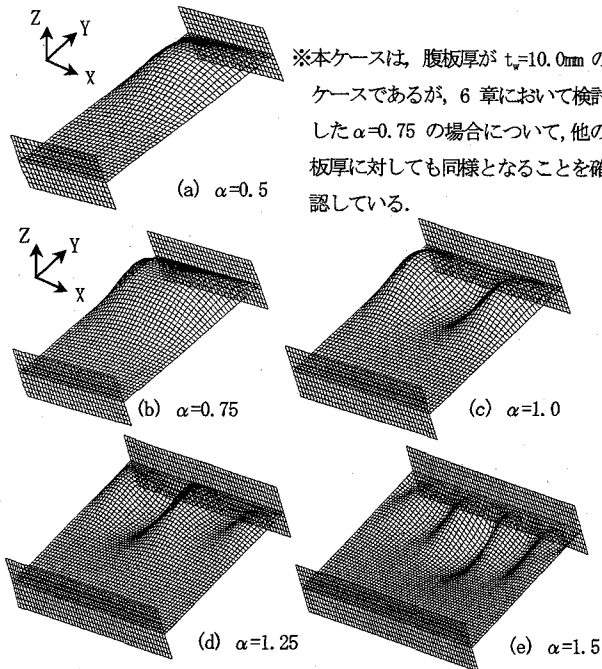


図-7 初期たわみ形状 (非線形座屈モード; $t_w=10.0\text{mm}$)

初期たわみ形状は、まず残留応力および初期たわみを考慮しないで行った耐荷力解析の最大耐荷力時の変形モード(座屈モード)を初期たわみとして導入したものである。

最大たわみは、桁高の 1/300, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100 および 1/50 の場合について検討した。

$$w_0(x, y) = \frac{h}{A} \sin \frac{n\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{h} \quad (1)$$

4. 垂直補剛材間隔が曲げ弾性座屈強度に及ぼす影響

2, 3 章に示した曲げを受ける桁中央部の単一パネルを対象として、垂直補剛材間隔が腹板の座屈強度に及ぼす影響を数値解析的に検討した。

腹板の垂直補剛材間隔が座屈係数に与える影響を把握するために、フランジのねじり剛比をパラメータとして弾性座屈解析を行った。

解析モデルは図-3 に示す上下フランジと垂直補剛材で囲まれる単一パネルである。パラメータとして、腹板の垂直補剛材間隔 α とフランジのねじり剛比 γ_D を用いて、弾性座屈荷重を数値解析的に求めた。

①弾性座屈応力を式(2)を用いて算出する

$$\text{弾性座屈応力: } \sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{h^2 t_w} \quad (2)$$

$$\text{単位幅当たりの曲げ剛性: } D = \frac{E t_w^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3)$$

ただし、 k : 座屈係数、 ν : ポアソン比

②フランジのねじり剛比を式(4)のフランジ厚 t_f を変化させることにより式(5)を用いて算出する

$$\text{フランジのねじり定数: } J = b_f \times \frac{t_f^3}{3} \quad (4)$$

$$\text{ねじり剛比: } \gamma_D = \frac{GJ}{hD} \quad (5)$$

ただし、 G : せん断弾性係数、 GJ : ねじり剛性

③弾性座屈解析(固有値解析: 逆反復法)の収束判定は式(6)を用いて判定する

$$\text{収束判定基準: } \varepsilon_i = \frac{\|(K - \lambda_i K_G)\phi_i\|_2}{\|K\phi_i\|_2} \leq \varepsilon_a \quad (6)$$

ただし、 K : 剛性マトリックス、 ϕ : 固有ベクトル

K_G : 幾何剛性マトリックス、 λ : 固有値、 ε_a : 許容誤差

腹板の垂直補剛材間隔は桁高 h を一定とし、橋軸方向の長さを変化させ、垂直補剛材間隔 $\alpha=0.4 \sim 1.5$ の12通り、また、フランジのねじり剛比は、式(4)のフランジの板厚を変化させることにより、ねじり剛比 $\gamma_D=0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 5.0, 10.0$ および 20.0 の7通りを用いた。腹板厚は 10.0mm で一定として解析を行った。固有値の算出方法としては逆反復法を用い、解の収束判定基準を $\varepsilon_s=1.0 \times 10^{-6}$ (式6) とした。座屈係数の評価は、Timoshenko²⁶⁾によって与えられた式(2)を用いた。

4.1 フランジのねじり剛性が弾性座屈強度に与える影響

垂直補剛材間隔と座屈係数の関係を図-8 に、ねじり剛比が座屈係数に与える影響を図-9 に示す。図-8(a)、図-9(a)は、腹板の座屈前ではフランジの局部座屈は生じないと仮定し、フランジを棒要素(軸剛性、曲げ剛性およびサン・ブナンのねじり剛性を考慮、そのねじり剛性は無視)でモデル化した場合の結果を示し、図-8(b)、図-9(b)はフランジを腹板と同様にシェル要素でモデル化し、フランジの局部座屈を考慮した場合の結果を示す。

図中の1点鎖線は周辺単純支持無補剛板の純曲げを載荷した場合のTimoshenkoの解²⁶⁾を示し、実線は載荷辺単純支持・非載荷辺固定無補剛板の純曲げ載荷の場合でのTimoshenkoの解²⁶⁾を示す。

フランジの局部座屈を考慮しない図-8(a)より、垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ で、ねじり剛比 $\gamma_D=20.0$ の時の座屈係数は 39.6 であり、周辺単純支持無補剛板の理論解は 25.6 であるので、フランジのねじり剛性によって座屈係数は約 50% 上昇している。また、載荷辺単純支持・非載荷辺固定の理論解は 39.7 であるので、フランジのねじり剛性によって非載荷辺を固定とした場合の座屈係数とほぼ一致している。

フランジの局部座屈を考慮しないこのケースでは、フランジのねじり剛性を考慮することによってねじり剛比の大きさには関係なく、全ての垂直補剛材間隔において周辺単純支持の理論解より座屈係数が上回った。

これとは異なり、フランジの局部座屈を考慮した図-8(b)では、ねじり剛比が小さい $\gamma_D=0.3$ および 0.5 では周辺単純支持無補剛板の理論解より座屈係数が小さくなっている。これは、純曲げ載荷でフランジの強度に対する負担分が大きいのにに対して、 $\gamma_D=0.3$ ではフランジの板厚が 9.2mm および $\gamma_D=0.5$ では 10.9mm と腹板に対して同程度の厚さしかないため、図-11 に示すようにフランジの局部座屈が生じこのような結果になった。

また、 $\gamma_D=0.7$ 以上のケースでもフランジの局部座屈により、フランジの局部座屈を考慮しなかった場合より座屈係数が低下した。

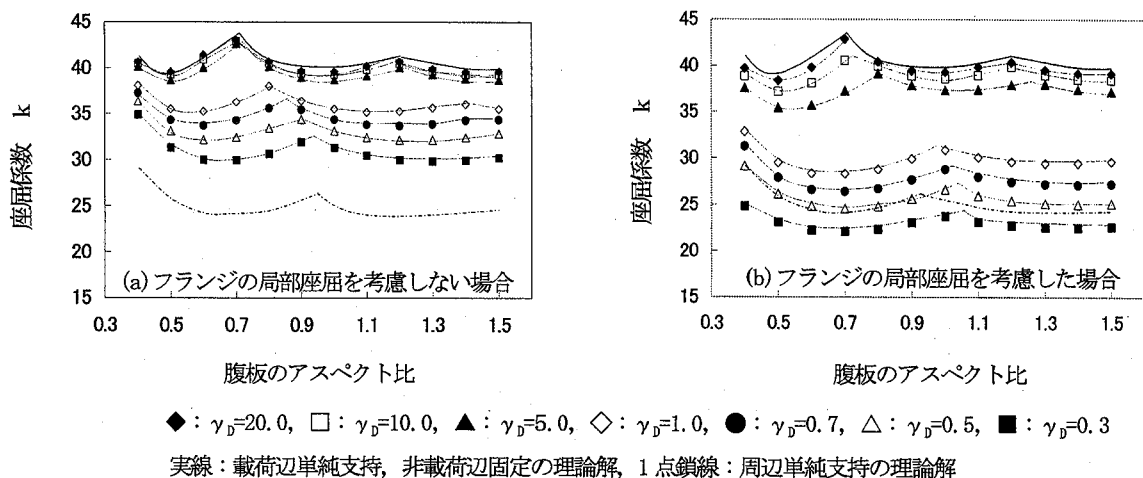


図-8 ねじり剛比をパラメータとする部分パネルの垂直補剛材間隔と座屈係数の関係

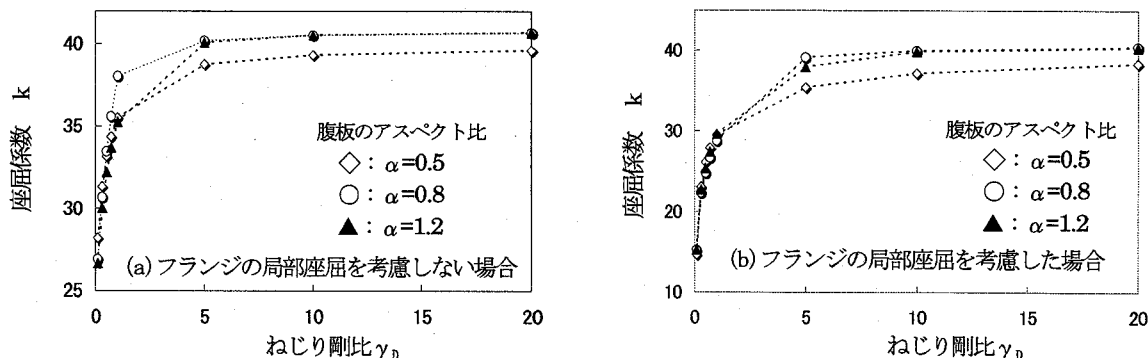


図-9 ねじり剛比が座屈係数に与える影響

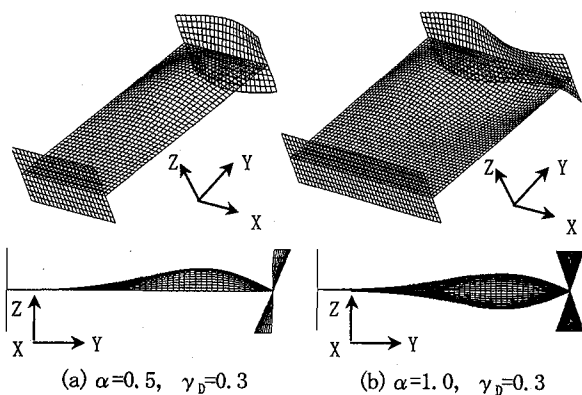


図-10 フランジの局部座屈を考慮した場合の座屈モード

しかしながら、フランジ厚を 37.3mm とした $\gamma_D=20.0$ のケースで、垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ の場合では座屈係数は 38.4 であり、フランジの局部座屈を考慮していない図-8(a)のケースと同様、載荷辺単純支持・非載荷辺固定の理論解とほぼ同様な値となっている。

また、座屈係数とねじり剛比の関係を示した図-9より、フランジのねじり剛性を考慮していない(a)、考慮している(b)のどちらのケースにおいても、ねじり剛比 $\gamma_D=0.3 \sim 5.0$ の間で座屈係数は急激に増加し、 γ_D が 5.0 以上では座屈係数の上昇はほとんど見られず、 $\gamma_D=\infty$ の場合の値にほぼ収束していることが分かる。

ねじり剛比が小さい場合のフランジの局部座屈の形状を図-10に示す。ここで、(a)は垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ であり(b)は $\alpha=1.0$ の場合である。また、(a)、(b)どちらのケースもねじり剛比は $\gamma_D=0.3$ (フランジ厚 9.2mm) の場合である。

Timoshenko の理論解²⁰⁾より、フランジの局部座屈を考慮しない場合では、純曲げ載荷時の腹板の座屈モードは垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ で半波波形となり、 $\alpha=1.0$ で1波波形が生じることが理論的に示されている。フランジのねじり剛性を考慮した本検討でも、図-10に示すように垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ で半波波形となり、 $\alpha=1.0$ で1波波形が生じた。また、フランジが局部座屈を生じ大きくねじれているが、周辺単純支持の条件は満たしているのが分かる。

4.2 垂直補剛材間隔が弾性座屈強度に及ぼす影響

道路橋示方書²⁷⁾では、垂直補剛材間隔は $a/h \leq 1.5$ と規定されている。近年の合理化構造または少数主桁橋梁の導入により、「千鳥の沢川橋」のように垂直補剛材間隔が 3.0 となるような橋梁も施工されているが、本研究では、現行道路橋示方書に規定されている範囲で検討を行った。

図-8, 9 に示すように、フランジのねじり剛比の大きさによって垂直補剛材間隔が座屈強度に及ぼす影響は異なってくるが、ねじり剛比 $\gamma_D=20.0$ の場合を例にとると、フランジのねじり剛性を考慮した場合で、座屈係数が最も大きくなったのが垂直補剛材間隔 $\alpha=0.7$ の 42.8 で、最も小さくなったのが、 $\alpha=0.5$ の 38.4 でありその差は約 10% であった。

5. 垂直補剛材間隔が座屈耐力に及ぼす影響

垂直補剛材間隔を変化させた場合、初期たわみの大きさが座屈耐力に及ぼす影響を把握するため、最大初期たわみ量および垂直補剛材間隔をパラメータとして非線形解析を行った。

検討に用いた初期たわみ形状は、図-7に示す非線形座屈モードであり、最大初期たわみの大きさは $h/300 \sim h/50$ までの 6 通りを用いた(3.2 参照)。

垂直補剛材間隔は 4.1, 2 に示した弾性解析の結果より、図-8 の中で相対的に弾性座屈強度が低い垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5, 1.0, 1.25$, および 1.5 を用いて検討を行った。

この検討では垂直補剛材間隔の影響を明らかにするため残留応力は考慮していない。

また、腹板の幅厚比、もしくはフランジの厚さなどにより影響が生じることも考えられるが、ここでは垂直補剛材間隔が腹板の座屈耐力に与える影響を明確にするため、腹板厚は 10.0mm、およびフランジ厚は 28.0mm (ねじり剛比 $\gamma_D=8.45$) で一定とした。

5.1 垂直補剛材間隔が変化した時の荷重-変位関係の違い

垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5, 1.0, 1.25$ および 1.5 のケースにおいて、最大初期たわみの大きさを変化させた場合の荷重-変位関係を図-11に示す。

図では縦軸はパネル両辺に与える曲げモーメント M を式(7)で与えられる降伏モーメント M_Y で除すことにより無次元化して表示している。

$$M_Y = \sigma_Y \frac{I_Z}{y_{\max}} \quad (7)$$

ここで、

σ_Y : 降伏応力 (353MPa)

I_Z : 強軸回りの断面二次モーメント

$y_{\max}$: 断面中心軸から下フランジまでの長さ

である。

横軸は、初期たわみ w_0 に曲げモーメントが作用することにより発生する腹板の最大たわみ w を加えたものを腹板の板厚で除している。

垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ とした場合の結果を図-11(a)に示す。初期たわみが大きくなるにつれて耐力が低下するが、初期たわみ $h/300, h/250, h/200$ の場合では耐力の低下は極僅かであり、初期たわみが $h/200$ より大きくなるに従って耐力が低下している。道路橋示方書で規定されている $h/250$ と $h/150$ の場合を比較したときの耐力の低下は 0.4% 程度であった。また、荷重-変位関係も初期たわみの大きさによって異なった傾向は見られず、各荷重載荷ステップでの最大たわみが生じる位置も初期たわみ形状から変化しなかった。

次に、図-11(b)は垂直補剛材間隔 $\alpha=1.0$ とした場合の結果である。耐力力を比較すると、耐力力低下の傾向は図

-11(a)の場合と同じであり初期たわみが大きくなるにつれて耐荷力が若干低下する。道路橋示方書で規定されているh/250の場合とh/150の場合を比較したときの耐荷力の低下は0.76%程度であった。また、荷重-変位関係の挙動を見ると、h/300、h/250およびh/50のケースでは、図-12に示すように最大耐荷力後、面外たわみは見かけ上減少する格好となった。

図(c)は垂直補剛材間隔 $\alpha=1.25$ とした場合の結果である。耐荷力を比較すると、h/250の場合とh/150の場合を比較したときの耐荷力の低下は0.89%程度であった。また、初期たわみがh/100およびh/50のケースでは最大耐荷力に達した後急激に低下している。

同様に図(d)に垂直補剛材間隔 $\alpha=1.5$ とした場合の結果を示す。h/250の場合とh/150の場合を比較したときの耐荷力の低下率は0.55%程度であった。荷重-変位関係に着目すると、h/300およびh/250のケースでは、h/200、h/150およびh/100のケースと比較して、最大耐荷力後の耐荷力低下が大きくなっている。また、h/50のケースでは垂直補剛材間隔 $\alpha=1.0$ の場合のh/300のケースと同様に、最大耐荷力後に面外たわみは見かけ上減少する格好となった。

5.2 荷重レベルによる変形形状の推移

A-A断面およびB-B断面の各載荷ステップでの変形形状の推移を図-12に示す。

最大初期たわみとしてh/300考慮した場合を(a)、最大初期たわみとしてh/100考慮した場合を(b)に示す。

これより、(a)に示すケースでは最大耐荷力に近づくにつれて、B-B断面中央部が初期たわみを導入した方向とは逆方向に大きくたわんでいるのがわかる。そのため、このケースでは、図-11に示す荷重-変位関係図において見かけ上たわみが減少する格好となっている。

これとは異なり、(b)に示すケースでは、荷重レベルの増大につれて生じるたわみが、図-7に示す初期たわみ形状から殆ど変化しないで増加している。

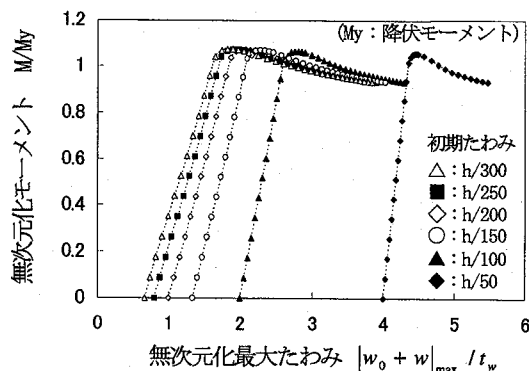
なお、 $\alpha=1.0$ のh/250および $\alpha=1.5$ のh/50のケースも(a)に示したケースと同様な変形形状の推移を示した。また、それ以外のケースでは、(b)と同様な変形形状の推移を示し、急激なモード変化は生じなかった。

5.3 初期たわみの大きさが耐荷力に与える影響

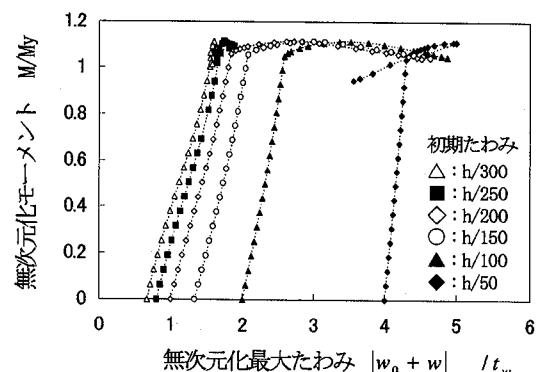
垂直補剛材間隔が変化した場合、初期たわみの大きさが座屈耐荷力に与える影響を図-13に示す。

垂直補剛材間隔をパラメータとした場合の結果を図-13(a)に、初期たわみの大きさをパラメータとして示した場合の結果を(b)に示す。

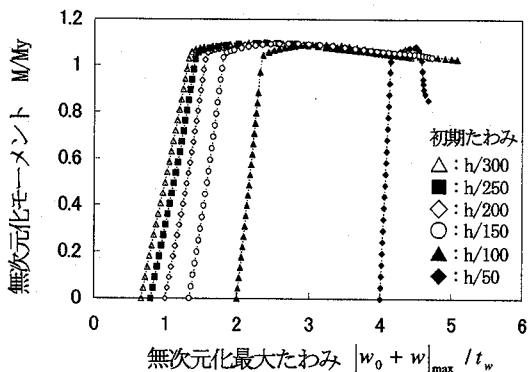
垂直補剛材間隔($\alpha=0.5\sim1.5$)には関係なく、今回検討を行った初期たわみの大きさの範囲内では、考慮する初期たわみ量が大きくなっても耐荷力の低下は殆ど見られない。



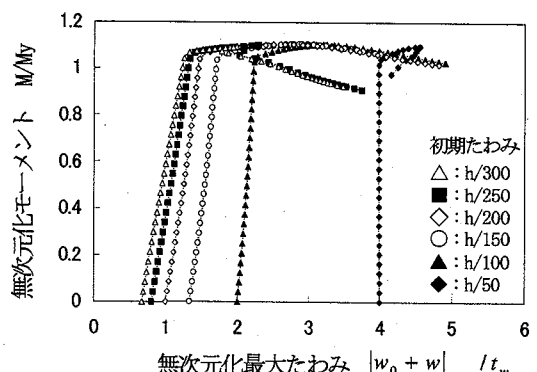
(a) 垂直補剛材間隔 $\alpha=0.5$ の場合



(b) 垂直補剛材間隔 $\alpha=1.0$ の場合



(c) 垂直補剛材間隔 $\alpha=1.25$ の場合



(d) 垂直補剛材間隔 $\alpha=1.5$ の場合

腹板厚 $t_w=10.0\text{mm}$ 、フランジ厚 $t_f=28.0\text{mm}$ で一定

図-11 垂直補剛材間隔が変化した場合の初期不整をパラメータとした荷重-変位関係

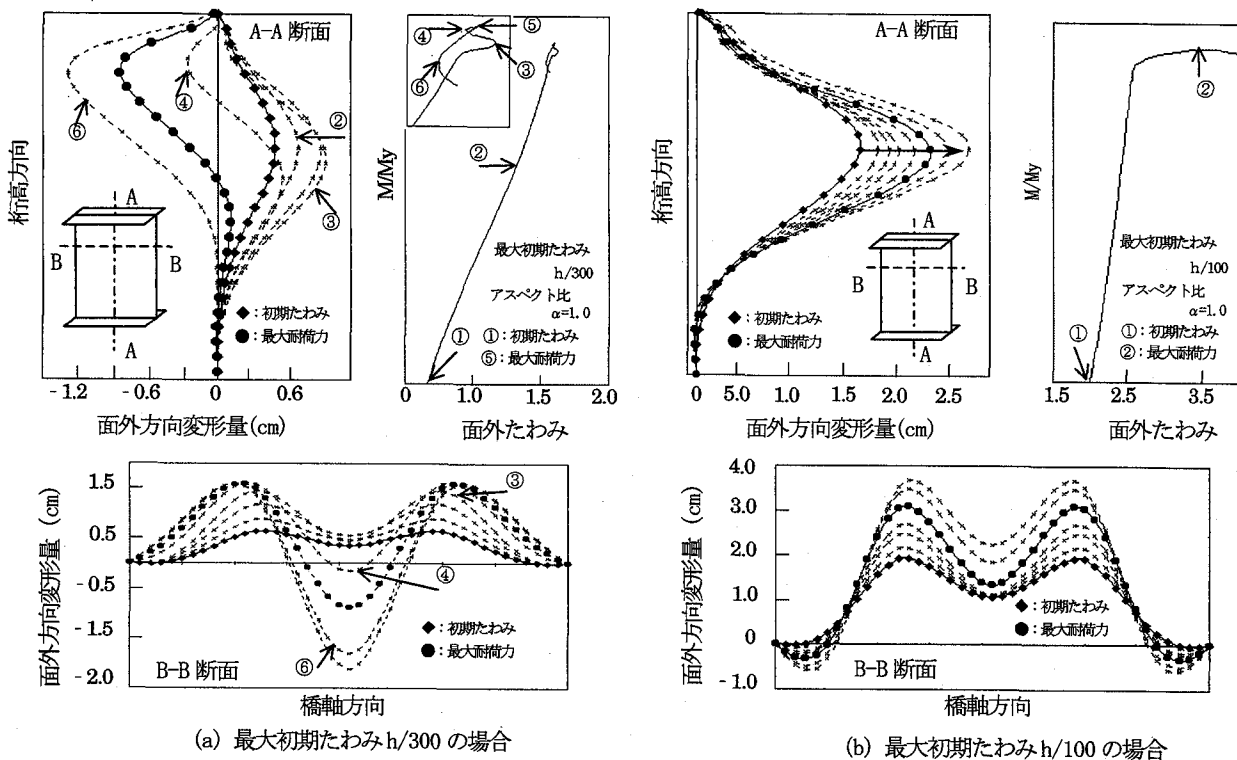
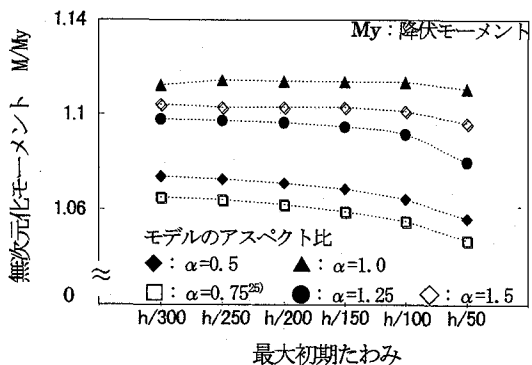
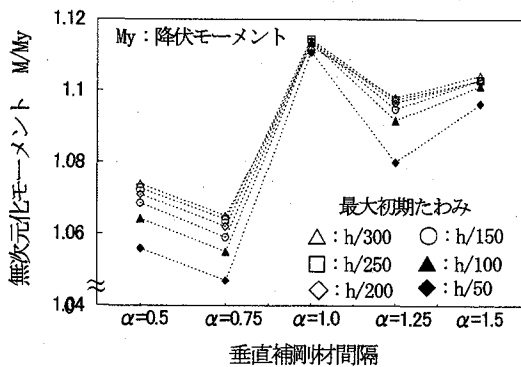


図-12 荷重レベルによる変形形状の推移



(a) 垂直補剛材間隔をパラメータとした場合



(b) 最大初期たわみをパラメータとした場合

腹板厚 $t_w=10.0\text{mm}$, フランジ厚 $t_f=28.0\text{mm}$ で一定

図-13 初期たわみが耐力力に与える影響

表-2 耐力力低下の割合(%)

最大初期たわみ 垂直補剛材間隔	$h/300$	$h/200$	$h/150$	$h/100$	$h/50$
$\alpha=0.5$	$\Delta 0.11$	0.16	0.39	0.81	1.57
$\alpha=0.75$	$\Delta 0.09$	0.19	0.47	0.85	1.61
$\alpha=1.0$	0.18	0.04	0.06	0.08	0.33
$\alpha=1.25$	$\Delta 0.05$	0.08	0.24	0.53	1.58
$\alpha=1.5$	$\Delta 0.11$	0	0	0.15	0.60

△: 耐力力が基準 ($h/250$) より大きくなった場合

道路橋示方書で規定されている $h/250$ のケースと $h/150$ のケースを比較した場合では、最も耐力力が低下したのは、 $\alpha=0.75$ の場合であり、その耐力力の低下率は高々 0.5% であった。また、(b) に示すように、垂直補剛材間隔が座屈耐力力に与える影響は、どの大きさの初期たわみを考慮した場合でも同じような傾向を示した。しかし、4 章で示した弾性座屈解析の結果では、ねじり剛比が $\gamma_D=5.0 \sim 10.0$ の間にある場合は、垂直補剛材間隔 $\alpha=0.7$ 付近で座屈荷重が最大となり、 $\alpha=1.0$ 付近で最も低くなっているのに対して、初期たわみを考慮した(非線形解析)この検討では、 $\alpha=0.75$ 付近で耐力力が最も低くなっており、 $\alpha=1.0$ 付近で最も耐力力が高くなっている。

垂直補剛材間隔が異なった場合は座屈モードが異なり、軸圧縮を受ける板の座屈の場合に、アスペクト比に対する座屈係数の値が波を打つと同様な挙動をするためである。

5.4 耐荷力低下の度合い

初期たわみによって生じる座屈耐荷力の低下の度合いを、道路橋示方書で規定されている製作誤差制限（腹板の平面度）である $h/250$ を基準として比較すると、表-2 のように示される。

最大初期たわみ $h/250$ のケースに対して、 $h/150$ 考慮したケースでは、耐荷力が最も低下したケースでも耐荷力の低下率は 0.5% 程度であり、殆ど耐荷力の低下は生じなかった。

また、今回の検討範囲で最も耐荷力が低下したのは $\alpha=0.75$ とし、最大初期たわみを $h/50$ 考慮した場合であるが、この場合でも耐荷力の低下は高々 1.6% 程度であった。また、 $h/250$ のケースでは、耐荷力が最も高くなった $\alpha=1.0$ と、最も低くなった $\alpha=0.75$ を比較すると耐荷力の低下率は 4.5% 程度であった。同様に $h/150$ のケースでは 4.9% であった。

6. 腹板の板厚が初期不整を有する腹板の曲げ座屈耐荷力に及ぼす影響

2, 3 章に示した、曲げを受ける桁中央部の 1 パネルを対象として腹板の板厚が異なる場合、初期不整が座屈耐荷力に及ぼす影響を数値解析的に検討した。

初期たわみ形状は図-7 に示される非線形座屈モードにより、また、残留応力分布は図-6 に示す分布形状で検討を行った。フランジの板厚は 28.0mm で一定とし、腹板の板厚を $t_w=10.0, 15.0, 20.0$ および 30.0mm として検討を行った。残留応力の大きさは最大で降伏応力の 0%, 80% および 100% の 3 通りで検討した。

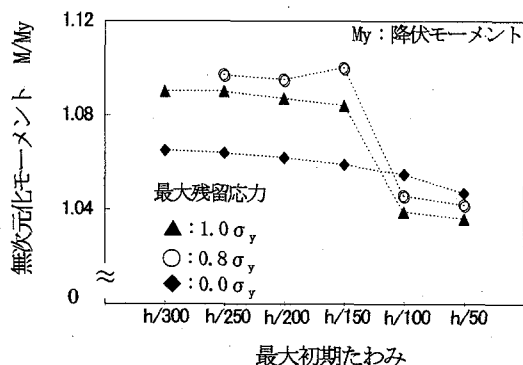
腹板の垂直補剛材間隔は 4.2 の結果より、垂直補剛材間隔 $\alpha=0.75$ の場合が最も安全側の解を与えることより、 $\alpha=0.75$ として検討を行なった。また、腹板の板厚を $t_w=10.0$ mm, 最大初期たわみを $h/300$ とし、最大残留応力を降伏応力の 80% とした場合では計算が収束しなかった。

6.1 初期不整が座屈耐荷力に与える影響

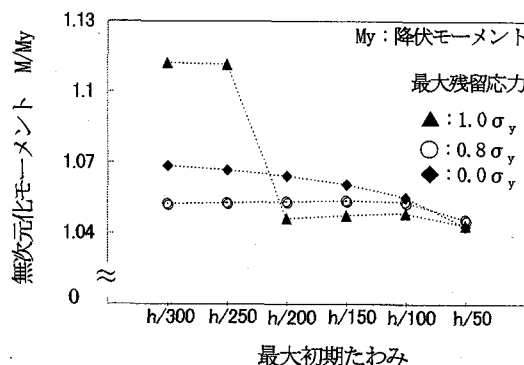
最大残留応力の大きさをパラメータとした場合の最大初期たわみと最大耐荷力の関係図を図-14 に示す。

腹板の板厚を $t_w=10.0$ mm とした場合の結果を図-14(a) に、同様に (b) が $t_w=15.0$ mm, (c) が $t_w=20.0$ mm および (d) が $t_w=30.0$ mm とした場合の結果である。これより、腹板の板厚には関係なくほぼ全てのケースで、考慮した初期たわみが大きくなるにつれて耐荷力が低下した。

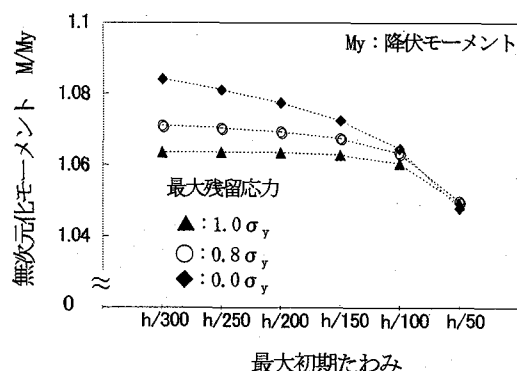
残留応力の影響としては、図-14(a), (b) に示すように、比較的腹板の板厚が薄い場合では初期たわみが小さいケースで、残留応力を考慮しない場合より残留応力を考慮した場合の方が耐荷力が高くなっている。



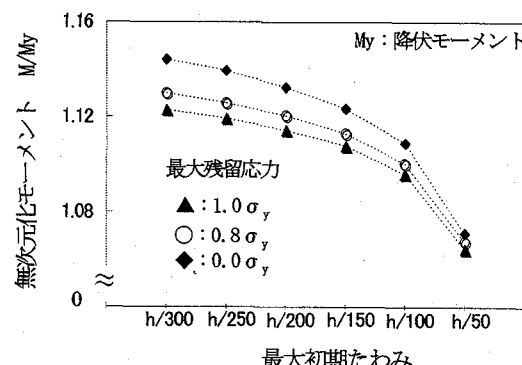
(a) 腹板の板厚が $t_w=10.0$ mm の場合



(b) 腹板の板厚が $t_w=15.0$ mm の場合



(c) 腹板の板厚が $t_w=20.0$ mm の場合



(d) 腹板の板厚が $t_w=30.0$ mm の場合

垂直補剛材間隔 $\alpha=0.75$, フランジ厚 $t_f=28.0$ mm で一定

図-14 板厚が異なった場合の初期不整が耐荷力に与える影響

これは、板厚が薄く初期たわみが小さい場合ではフランジと腹板の結合部付近に存在する引張残留応力の影響が顕著に生じ、腹板の変形挙動が複雑となり、必ずしも残留応力が不利には働かないためである。また、これら板厚の薄いケースでは、図-12に示すように、初期たわみ形状から最大耐力時の変形形状への変化の過程でモード変化を生じたため、板厚の厚い場合と比較して約8%程度耐力が高くなった。

これとは異なり、板厚が厚い図-14(c)、(d)のケースでは、考慮する残留応力が大きくなるにつれて耐力が小さくなった。また、全てのケースに着目すると、考慮する初期たわみが大きくなるにつれて耐力に与える残留応力の大きさの影響が小さくなっている。例えば、腹板の板厚 $t_w=20.0\text{mm}$ のケースで、最大残留応力として降伏応力の100%を考慮した場合と、0%考慮した場合を比較すると、最大初期たわみ $h/300$ のケースでは耐力が2.6%程度の差異が生じているのに対して、 $h/50$ のケースでは0.1%の差異しか生じていない。

6.2 初期不整による耐力低下の度合い

腹板の板厚を変化させた場合、初期不整を考慮することによって生じる座屈耐力の低下の度合いに着目して、道路橋示方書で規定されている製作誤差制限（腹板の平面度）である $h/250$ を基準として比較すると、表-3のように示される。表は(a)に残留応力を考慮しない場合、(b)は最大で降伏応力の80%の残留応力を考慮した場合、および(c)は最大で降伏応力の100%の残留応力を考慮した場合であり、それぞれの腹板厚をパラメータとして示している。

最大初期たわみ $h/250$ のケースに対して、 $h/150$ 考慮したケースで耐力が最も低下したのは、腹板の板厚を $t_w=15.0\text{mm}$ とし、最大残留応力を降伏応力の100%考慮した場合で、約5.6%であった。

表-3 腹板の板厚を変化させた場合の耐力低下の度合い(%)

(a)最大残留応力：降伏応力の0%

最大初期たわみ 腹板厚(mm)	h/300	h/200	h/150	h/100	h/50
$t_w=10.0$	$\Delta 0.10$	0.19	0.47	0.85	1.60
$t_w=15.0$	$\Delta 0.16$	0.23	0.56	1.06	2.24
$t_w=20.0$	$\Delta 0.28$	0.33	0.79	1.52	3.07
$t_w=30.0$	$\Delta 0.41$	0.63	1.41	2.68	6.01

(b)最大残留応力：降伏応力の80%

最大初期たわみ 腹板厚(mm)	h/300	h/200	h/150	h/100	h/50
$t_w=10.0$	—	0.18	$\Delta 0.27$	4.65	5.01
$t_w=15.0$	0.04	$\Delta 0.04$	$\Delta 0.08$	$\Delta 0.02$	0.69
$t_w=20.0$	$\Delta 0.06$	0.10	0.27	0.65	1.92
$t_w=30.0$	$\Delta 0.36$	0.47	1.14	2.25	5.17

(c)最大残留応力：降伏応力の100%

最大初期たわみ 腹板厚(mm)	h/300	h/200	h/150	h/100	h/50
$t_w=10.0$	0	0.28	0.55	4.68	4.95
$t_w=15.0$	$\Delta 0.06$	5.86	5.57	5.67	6.13
$t_w=20.0$	0	0.01	0.07	0.29	1.35
$t_w=30.0$	$\Delta 0.31$	0.44	1.03	2.07	4.91

△：耐力が基準 ($h/250$) より大きくなった場合

しかしながら、5.1に示したように、このケースでは残留応力の影響が顕著であり、残留応力を考慮していない場合より耐力が高くなった。

そこで、このケースと残留応力を考慮していない場合の $h/250$ のケース（腹板の板厚 $t_w=15.0\text{mm}$ ）を比較すると、耐力の低下は1.8%程度であり、残留応力を考慮することによる耐力の低下は極僅かであった。

その他のケースを見ても、残留応力の大きさ、および腹板の板厚の厚さには関係なく、最大初期たわみ $h/250$ のケースと $h/150$ のケースを比較した場合では、耐力の低下、もしくは増加は1.5%以下であり僅かしか生じていない。

7. まとめ

本研究では、垂直補剛材間隔が異なる場合、プレートガーダー橋腹板の座屈耐力に初期不整が与える影響を定量的にとらえ、現行の道路橋示方書で規定されている初期たわみ（平面度）の許容値である $h/250$ を緩和した場合の耐力低下の度合いを把握するために、有限要素法による耐力解析を行った。

また、腹板厚およびフランジのねじり剛性が座屈強度に与える影響も併せて検討した。その際、有限要素法解析を用いて耐力解析を行う場合の初期たわみおよび残留応力の導入方法の一例を示した。

以下に、支間中央部の曲げを支配的に受けるプレートガーダー腹板を対象とした場合における本研究で得られた結論を述べる。

- (1) 弾性座屈解析の結果、一般的に用いられている程度のフランジの板厚がある場合では、フランジのねじり剛性を適切に評価すると、パネルの境界条件は荷重自由・非荷重自由固定の境界条件に近くなることがわかる。
- (2) 現行の道路橋示方書の垂直補剛材間隔の規定に準拠した範囲で変動させた場合、垂直補剛材間隔の違いによって生じる座屈係数の違いは10%程度である。
- (3) 初期たわみを考慮することによって生じる耐力の低下は、本研究で検討を行った垂直補剛材間隔の範囲であれば、最大初期たわみを $h/250$ としたケースと、 $h/150$ のケースを比較すると最大でも0.5%程度であった。
- (4) 残留応力は必ずしも座屈耐力に対して不利には働かず、場合によっては有利となる。ただし、有利となるパラメータの領域を選定するには更なる検討が必要である。
- (5) 残留応力を考慮しないケースでは、腹板の板厚が厚くなるほど初期たわみの大きさの影響が顕著であった。
- (6) 腹板の板厚が薄いほど残留応力の影響が顕著であった。
- (7) 腹板の板厚には関係なく、初期たわみが小さい場合ほど残留応力の影響を顕著に受け、初期たわみが大きくなると残留応力の影響が小さくなる。

せん断力が支配的な桁端部, および曲げとせん断を受ける中間支点部を対象とした検討は, 今後の検討課題である。

謝辞: 本研究は, 鋼橋技術研究会(会長伊藤学東京大学名誉教授)設計部会のWG活動の一環として行ったものである。ご協力頂いた関係各位ならびに有益な助言を頂いた, 武蔵工業大学工学部都市基盤工学科白旗弘実講師, また, 解析を行うにあたって多大なご協力を頂いた, (株)橋梁メンテナンスの松本拓君(研究当時 武蔵工業大学工学部学生)に謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 丸善, pp. 293~297, 2002.
- 2) 山田忠信, 高尾孝二, 中村貞次: 局部荷重が作用する補剛された腹板の座屈問題, 第52回土木学会年次学術講演回概要集I-A86, pp. 172-173, 1997.
- 3) 安藤貴代: フランジのねじり剛性がプレートガーダー腹板パネルの座屈強度に及ぼす影響, 平成11年度武蔵工業大学修士論文, 1999.
- 4) 作川孝一, 大垣賀津雄, 山本晃久, 田村陽司, 川尻克利: 鉛直局部荷重が作用する腹板のフランジを考慮した座屈係数の提案, 鋼構造論文集第6巻 第22号, pp. 79-90, 1999.
- 5) 宇佐美勉: 補剛材つき板の弾性ならびに非弾性圧縮座屈強度, 土木学会論文報告集 第228号, pp. 13-28, 1974.
- 6) 長谷川彰夫, 大田孝二, 西野文雄: 補剛された板要素の座屈強度に関する二, 三の考察, 土木学会論文報告集 第232号, pp. 1-15, 1974.
- 7) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 丸善, pp. 430-432, 2002.
- 8) BS5950-2: Part2, Specification for materials, fabrication and erection-Rolled and Weld sections, British Standards Inst., London, U.K., pp. 20-21, 2001.
- 9) AASHTO and AWS: Bridge Welding Code, ANSI/AASHTO/AWS D1.5-96, AASHTO and AWS, Washington D.C., pp. 134-135, 1996.
- 10) SA: AS4100 Steel Structures, Standards Australia, Sydney, pp. 152-153, 1998.
- 11) 土木工事積算研究会(監修 建設省道路局国道課): 鋼道路橋数量集計マニュアル(案), 2. 資料編, II. 鋼道路橋設計ガイドライン(案), 財団法人 建設物価調査会, pp. 145-155, 1996.
- 12) Masuda, N., Samejima, Y., Shirahata, H., Mochizuki, K., Wachi, T. and Matsuda, H.: Influence of initial imperfection on the strength of plate girder web subjected to bending, Proc. of The first International Conference on Steel & Composite Structures, Vol. 2, pp. 1063-1070, 2001.
- 13) 高久達将, 山本学, 安藤紘三, 松田宏, 川井豊: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, pp. 138-141, Vol. 30, No. 8, 1996.
- 14) 鮫島祐介: 初期不整がプレートガーダー橋主桁腹板の座屈耐荷力に及ぼす影響, 平成14年度武蔵工業大学修士論文, 2003.3 [鮫島祐介, 望月清彦, 松田宏, 和地輝雄, 増田陳紀: 曲げを受けるプレートガーダー橋主桁腹板の座屈耐荷力に及ぼす初期不整の影響に関する数値解析的検討, 土木学会論文報告集(投稿中)].
- 15) 近藤明雅, 日浦隆文, 菊池洋一: 溶接I形断面部材の残留応力に関する研究, 土木学会論文集, Vol. 288, pp. 1-11, 1978.
- 16) 小松定夫, 北田俊行, 宮崎清司: 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第244号, pp. 1-35, 1975.
- 17) 小松定夫, 北田俊行: 補剛された圧縮板の弾塑性有限変位挙動の一解析手法, 土木学会論文報告集, 第296号, pp. 1-12, 1980.
- 18) 社団法人 土木学会: 座屈設計ガイドライン, pp. 66-67, 1987.
- 19) Maeda, Y., and Okura, I.: Fatigue Strength of plate girder in bending considering out-of plane deformation of web, Proc. of structural eng./ earthquake eng., JSCE, Vol. 1, No. 2, pp. 149-159, 1984.
- 20) 中沢正利, 倉西茂: プレートガーダー腹板の曲げ・せん断連成強度照査式, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 239-247, 1991.
- 21) 奈良敬・村上茂之・堀田泉: 面内曲げと引張りを受ける鋼桁腹板の極限強度と座屈照査法, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, I-A106, 2000.
- 22) Sung C. Lee, and Chai H. Yoo: Strength of plate girder web panels under pure shear, Jour. of the structural engineering, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 184-194, 1998.
- 23) 大賀水田生・高上顕・崎濱忍: 座屈時の変形モードを初期不整として用いた薄肉断面の耐荷力解析, 構造工学論文集, pp. 157-164, 1999.
- 24) 田中克弘・北田俊行: 鋼橋構造物の耐荷力算定のための弾塑性有限変位解析について, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 125-136, 2001.
- 25) Kawamura, S., Samejima, Y. and Masuda, N.: Influence of initial imperfection on the ultimate strength of plate girder web panel subjected to pure bending and shear, Proc. of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, pp. 265-276, 2001.8.
- 26) S.P. Timoshenko(長谷川節 訳): 弾性安定の原理(下), 丸善, pp. 355-359, 1974.
- 27) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 丸善, pp. 297-300, 2002.

(2002年9月13日受付)