

鋼橋技術研究会

設計部会W/G (Fグループ)

研究報告書

プレートガーダー橋主桁腹板の初期たわみが

座屈耐荷力に及ぼす影響

平成15年3月

目 次

	頁
1、研究経緯	1
2、発表論文一覧	2
3、発表論文1	4
4、発表論文2	5
5、発表論文3	7
6、発表論文4	18
7、発表論文5	26
8、発表論文6	28
9、発表論文7	30
10、発表論文8	38
11、発表論文9	50
12、発表論文10	56
13、発表論文11	58

1. 研究経緯

我々のワーキンググループは平成 9 年より研究をおこなってきた。研究当初は、めっき桁の主桁腹板の初期たわみが道路橋示方書の規定を緩和し、許容値を腹板高の $1/250$ から $1/150$ に低減している根拠が不明確であった。そこで下記に示すことを明確することを目的として研究を開始した。

①道路橋示方書で規定されている腹板の平坦度は腹板高の $1/250$ を超えてはならない根拠を明確にすること。

②規定を緩和した場合どの程度まで緩和できるか解析的に明確にすること。

最初に、各国の文献を調査することとした。各国の規定は道路橋示方書と同様に腹板高の $1/250$ 以下としていた。その根拠も道路橋示方書と同様に制定当時の製作実績から定まったようであり、理論的裏付けは不明確であった。

次に、耐荷力の確認のため、FEM解析を実施した。解析に用いるモデルは試設計を行い決定した。解析は主に曲げを受けるプレートガーダー橋を対象に行った。研究初期の段階では、溶接による残留応力を無視したケースで解析を行った。その解析手法を参考に残留応力のあるケースについても解析を開始した。残留応力のある場合は、条件によっては、計算が収束しない場合もあり、なかなか解析が進まないことが多かったが、いろいろな手法を開発し、添付した論文に発表したような結果が得られた。

解析開始当時は、腹板高の $1/150$ までのたわみを最大値として解析を行ってきたが、研究発表の際にいただいたアドバイスを受けて、最終的には腹板高の $1/50$ までたわみについて解析を行った。

解析結果は以下に添付する論文にまとめて発表を行っている。

解析にあたり、武蔵工業大学の院生・学生の皆さん多大な協力をいただいたことに感謝いたします。

2. 発表論文一覧

- 1、土木学会論文集（投稿中）
題名：プレートガーダー橋主桁腹板の初期不整が座屈耐荷力に及ぼす影響
著者：鮫島祐介、望月清彦、松田宏、和地輝雄、増田陳紀
- 2、第53回年次学術講演会（平成10年）
題名：プレートガーダー腹板の初期たわみ制限に関する研究
著者：松田宏、望月清彦、増田陳紀、細江隆、和地輝雄、安藤貴代
- 3、5th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges(Pusan,Korea).1999
題名：Influence of Initial Imperfection on Strength of Plate Girder Web Panel
 Subjected to Pure Bending and Shear Part1
著者：増田陳紀、細江隆、白旗弘実
- 4、構造工学論文集 Vol.45A 1999.3
題名：プレートガーダー橋主桁腹板の初期たわみが座屈耐荷力に及ぼす影響
著者：望月清彦、松田宏、和地輝雄、増田陳紀、白旗弘実、細江隆
- 5、第54回年次学術講演会（平成11年）
題名：桁端部において初期不整がプレートガーダー腹板の耐荷力に与える影響
著者：安東貴代、増田陳紀、白旗弘実、進藤洋輔、杉本良平
- 6、第28回関東支部技術研究発表会（前橋工科大学、平成12年）
題名：曲げを受けるプレートガーダー腹板の耐荷力に及ぼす初期不整の影響
著者：鮫島祐介、増田陳紀、白旗弘実
- 7、The 1st International Conference on Steel & Composite Structures(Pusan, Korea)
題名：Influence of Initial Imperfection on the Strength of Plate Girder Web
 Subjected to Bending.2001
著者：増田陳紀、鮫島祐介、白旗弘実、望月清彦、和地輝雄、松田宏
- 8、Sixth Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges (Tokyo, Japan).2001
題名：Influence of Initial Imperfection on the Strength of Plate Girder Web
 Panel Subjected to Pure Bending and Shear Part2
著者：川村泰、鮫島祐介、増田陳紀
- 9、4th International Conference on Bridges on Across the Danube2001 (Bratislava, Slovakia).2001
題名：EFFECT OF THE INITIAL IMPERFECTION ON THE ULTIMATE
 STRENGTH OF PLATE GIRDERS
著者：増田陳紀、望月清彦、松田宏、和地輝雄、鮫島祐介、白旗弘実
- 10、第56回年次学術講演会（熊本大学、平成13年）
題名：鋸桁支間中央部の耐荷力に及ぼす初期不整の影響

著者：鮫島祐介、増田陳紀、望月清彦、松田宏、和地輝雄、白旗弘実

1 1、第 5 6 回年次学術講演会（熊本大学、平成 13 年）

題名：せん断力を受けるプレートガーダー腹板の耐荷力に及ぼす初期不整の影響

著者：川村泰、増田陳紀、望月清彦、松田宏、和地輝雄、白旗弘実

1 2、第 57 回年次学術講演会（北海道大学）（予定）

題名：垂直補剛材間隔が初期たわみを有する鋸桁腹板パネルの曲げ座屈耐荷力に及ぼす影響

著者：鮫島祐介、増田陳紀、望月清彦、松田宏、和知輝雄、白旗弘実

1 3、3rd DIANA World Conference Finite Elements in Civil Engineering Applications
2002 予定)

題名：曲げを受けるプレートガーダー腹板の耐荷力に及ぼす初期不整の影響

著者：鮫島祐介、望月清彦、松田宏、和知輝雄、増田陳紀

プレートガーダー橋主桁腹板の初期たわみが 座屈耐荷力に及ぼす影響

鮫島祐介¹・望月清彦²・松田宏³・和地輝雄⁴・増田陳紀⁵

¹学生会員 武蔵工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

²正会員 株式会社サクラダ (〒272-0002 千葉県市川市二俣新町 21)

³正会員 日本電子計算株式会社 科学技術事業部 建設技術営業部 (〒135-8388 東京都江東区東陽 2-2-24)

⁴正会員 株式会社巴コーポレーション (〒135-8388 東京都江東区豊洲 3-4-5)

⁵フェロー 工博 武蔵工業大学教授 工学部都市基盤工学科 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤1-28-1)

本論文は投稿中につき目次のみ紹介する。

1. はじめに
2. 解析対象モデル
 - (1) 解析対象橋梁
 - (2) 数値解析モデル
3. 数値解析手法の妥当性の検討
 - (1) 解析コードの選定と解析コードの信頼性
 - (2) 残留応力の設定
 - (3) 初期たわみの選定
 - (4) 要素分割数の影響
4. 支間中央パネルの耐荷力に及ぼす初期不整の影響
 - (1) 初期不整を考慮した荷重-変位関係
 - a) 残留応力の大きさによる荷重-変位関係の違い
 - b) 残留応力の大きさの影響
 - (2) 変形形状の推移および応力分布
 - (3) 水平補剛材を配置しない場合
 - a) 荷重-変位関係
 - b) 圧縮残留応力によるモード変化
 - c) 残留応力の大きさの影響
 - (4) 初期不整の影響
 - (5) 耐荷力低下の度合い
5. まとめ

プレートガーダー腹板の初期たわみ制限に関する研究

日本電子計算 正会員 松田 宏 鹿島道路 細江 隆
 サクラダ 望月清彦 巴コーポレーション 和地輝雄
 武蔵工業大学 フェロー 増田陳紀 武蔵工業大学 学生員 安藤貴代

1. はじめに：道路橋示方書では腹板の製作誤差（初期たわみ）は腹板高の 1/250 を越えてはならないと規定されている。しかし、その値は十分な調査研究に基づくものではなく初期たわみがどの程度まで許容されるかについて国内外でもきわめて曖昧である。また、この種の問題は煩雑な複合非線形解析が要求され、かつ、実験においても供試体の制作、実験技術に高度な配慮が要求される。そのため、腹板の初期不整を取り扱った論文はいくつか見られるが^{例えば²⁾}その数はあまり多くない。本研究では、プレートガーダー腹板の制作誤差が耐荷力に及ぼす影響を検討し、現行道示の規定をゆるめた場合の耐荷力低下の度合を明らかにすることを目的とする。本稿では、残留応力を無視したケースについて報告する。

2. 解析対象：支間 36m 程度の 3 径間連続プレートガーダー橋を想定して設計を行い、解析対象の断面を決定した。解析の対象区間は、桁端部、桁中央部、連続桁の中間支点上付近とする。図-1 は桁端部のせん断モデルである。初期たわみは正弦 1 半波で水平補剛材と下フランジの間にのみ与えた。図-2 の桁中央部純曲げモデルでは中央の 2 パネルのみ初期たわみを与えた。たわみ形状は 1 パネルにつき正弦 1 半波で、隣接パネルと逆対象とした。また図に示すように中央 2 パネルの両側にそれぞれ 1/2 パネルを取り付け、さらに平面保持するために剛体棒を設置した。その高さ 1/2 の位置に弾性梁を設置し図-2 のように純曲げを載荷した。図-3 の中間支点上の複合モデルは断面、初期たわみ形状等はほぼ純曲げモデルと同じだが中間支点上なので水平補剛材は下フランジ側に配置した。支点上の設計荷重より曲げとせん断の比率を決定し図-3 のように曲げモーメントとせん断の組合せ荷重を載荷した。

3. 解析条件および使用プログラム
 腹板の最大初期たわみを腹板高の 1/250, 1/150, 1/100 とし、これら 3 種類の大きさの初期たわみが耐荷力へ与える影響を調べる。プログラムは汎用 FEM 解析コード ABAQUS を使用し複合非線形静的応答解析を行った。使用した要素は 4 節点曲面シェル要素 (S4R) で制御方法は弧長増分法、降伏判定は von - Mises の降伏条件を用いた。対象とした鋼材は SM490Y であり、応力-ひずみ関係はバイリニアでモデル化した。腹板の分割数は図-1 のよう

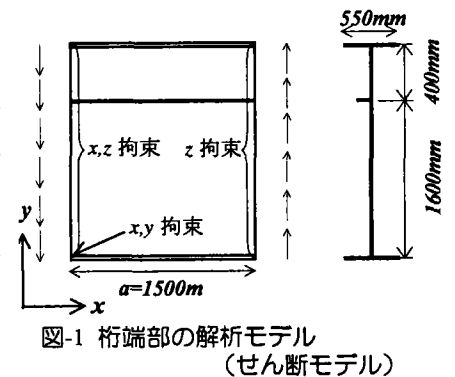


図-1 桁端部の解析モデル (せん断モデル)

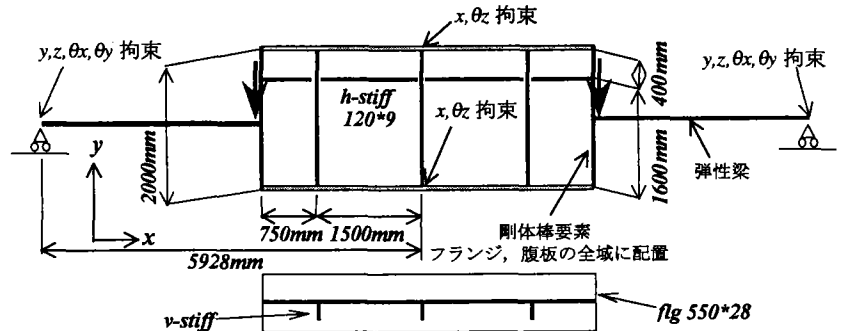


図-2 桁中央部の解析モデル (純曲げモデル)

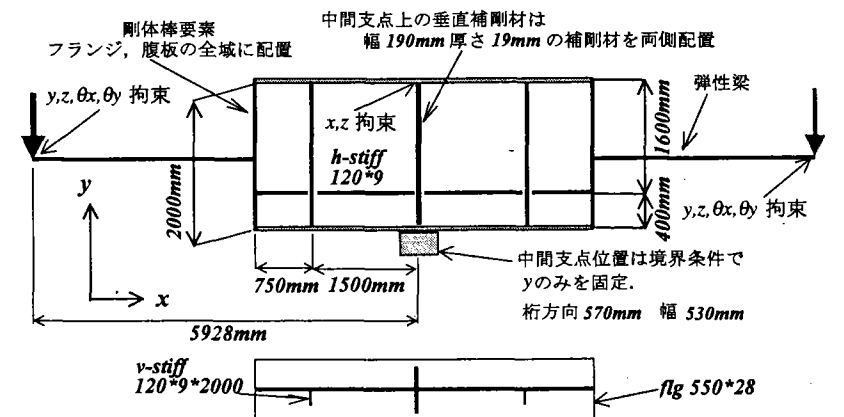


図-3 中間支点上の解析モデル (複合モデル)

Key Words : Fabrication, Design Loads, Ultimate Strength, Bi-Linear Model, Horizontal Stiffener

な1パネルにつき1536要素,全体では図-1で2336要素,図-2は7954要素,図-3は8678要素である。

4. 解析結果

(i) 桁端部におけるせん断荷重：せん断力-最大たわみ関係を図-4に示す。縦軸はせん断力を降伏せん断力で除して無次元化したものである。耐荷力を比較すると,3種類の初期たわみの中で耐荷力が最大であったのは初期たわみ $h/250$ のケースでありそれに対して最小であった $h/100$ のケースで耐荷力の低下は約1.04%程度であった。図-7に最大耐荷力時の Mises 応力コンターマップを示す。腹板のせん断破壊により,桁は耐力を失うが,初期たわみの影響はあまり受けていない。

(ii) 桁中央部における純曲げ荷重：無次元化モーメント-最大たわみ関係を図-5に示す。図-5において,初期たわみ $h/250$ のケースに対して $h/100$ のケースで耐荷力の低下率は約0.72%程度であった。図-7に最大耐荷力時の Mises 応力コンターマップを示す。桁はフランジから降伏がはじまり,その後腹板に塑性が進展し破壊に至るため, $h/100$ 程度の初期たわみはほとんど耐荷力に影響していない。

(iii) 中間支点上における曲げとせん断の複合荷重：図-6では実線が曲げであり,破線はせん断を表す。このケースでは曲げ,せん断共に耐荷力以降の挙動に一度最大たわみが小さくなる傾向が見られる。図-7の複合載荷を示すコンターマップで領域(a)付近でまず最大たわみ量となる点が現れ最大耐荷力を超えると領域(b)付近に最大たわみの位置が移動することが確認された。最終的な変形モードは支点上の垂直補剛材を節とする逆対称なモードとなる。

5. まとめ

それぞれのケースについて解析し,各解析対象の初期たわみ $h/250$ のケースと $h/100$ のケースで耐荷力の比較を行った結果,耐荷力の低下は最も大きい場合でも1.04%程度でほとんど初期たわみの影響は見られなかった。またこれらの解析対象以外に水平補剛材なしの場合で1パネルおよび2パネル純曲げ等の解析対象でも解析を行ったが同じような結果が得られた。

謝辞

本研究は,鋼橋技術研究会設計部会のWG活動の一環として行われたものです。記して関係者の方々のご協力に謝意を表します。また,解析の実施に際して多大の協力を頂きました武蔵工業大学大学院生(現横河ブリッジ)の渡邊秀貴君に厚く御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 座屈設計ガイドライン,土木学会鋼構造委員会,1987.10.
- 2) 小松定夫・森脇良一・藤野真之:初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究,土木学会論文報告集,第272号,1978.

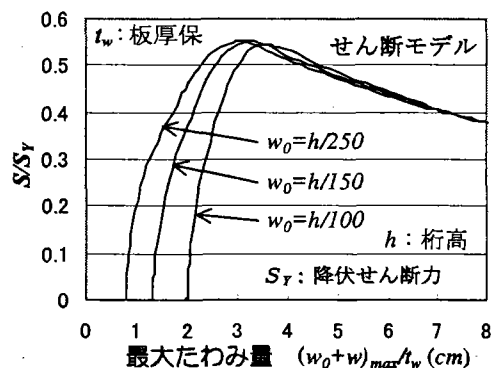


図-4 初期たわみが耐荷力に与える影響

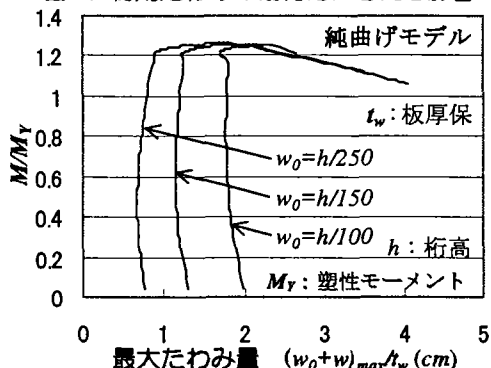


図-5 初期たわみが耐荷力に与える影響

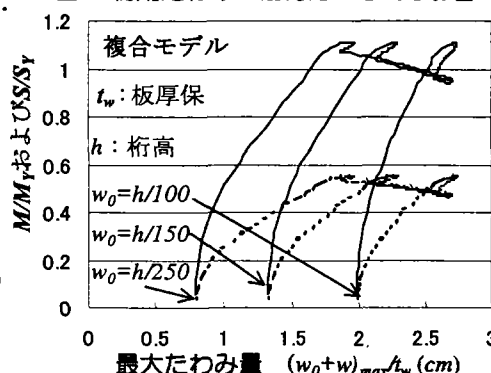


図-6 初期たわみが耐荷力に与える影響

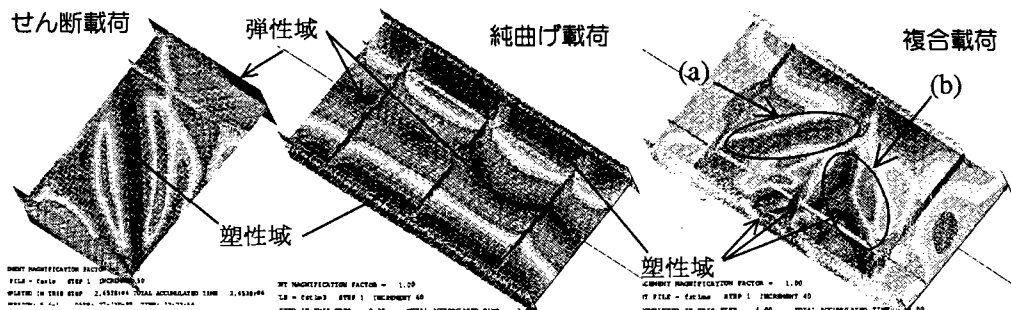


図-7 各ケースの最大耐力時における Mises 応力コンターマップ



THE EFFECT OF INITIAL DEFLECTION ON THE ULTIMATE BUCKLING STRENGTH OF WEB PLATE OF PLATE GIRDER BRIDGES

Nobutoshi MASUDA¹, Takashi HOSOE² and Hiromi SHIRAHATA.³

¹Department of Civil Engineering, Musashi Institute of Technology

²Department of Civil Engineering, Musashi Institute of Technology

³Department of Civil Engineering, Musashi Institute of Technology

Abstract— It is regulated that the maximum deflection of web plates of bridges is less than one-two hundred fiftieth of the height of web plate. However, there is no specific back ground for this value. In this study, relation between initial deflection and ultimate strength of web buckling was investigated numerically. Three loading patterns were examined. One was bending, the second was shear and the third was combination of bending and shear. Choosing the values of initial deflection of web plate as 1/250, 1/150 and 1/100, ultimate buckling strength was compared.

INTRODUCTION

It is described in Japanese Specifications for Highway Bridges [1] that initial deflection of web plate of plate girder bridges should be less than one two hundred fiftieth of the height of the web plate. However, the value of one two hundred fiftieth was not based on sufficient studies. It has been pointed out that further investigations are necessary.

Studies on this problem of initial deflection have been carried out in the past experimentally and numerically. Moriwaki et al. [2] conducted some experiments and applied shear force and pure bending to the plate girder specimens with some initial deflections. They concluded that the allowable maximum initial deflection could be conservative for the girders subjected to shear forces. Fujino et al. [3] also concluded that allowable initial deflection could be greater than one two hundred fiftieth for the girders subjected to combination of shear and bending.

As numerical investigation, Nara et al. [4] studied the ultimate buckling strength of web plate subjected to shear force by the finite element method. Initial deflection was set as much as one one hundred fiftieth of the height of web plate. Geometrical figure of initial deflection was chosen as some buckling mode shapes. They concluded that little difference of ultimate buckling strength was observed among those cases. On the other hand, few numerical study of influence of initial deflection on ultimate strength of girder

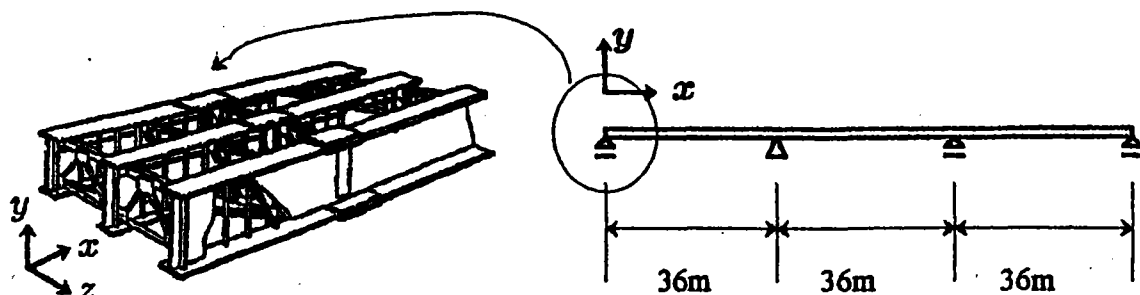


Fig. 1 plate girder bridge considered in this study

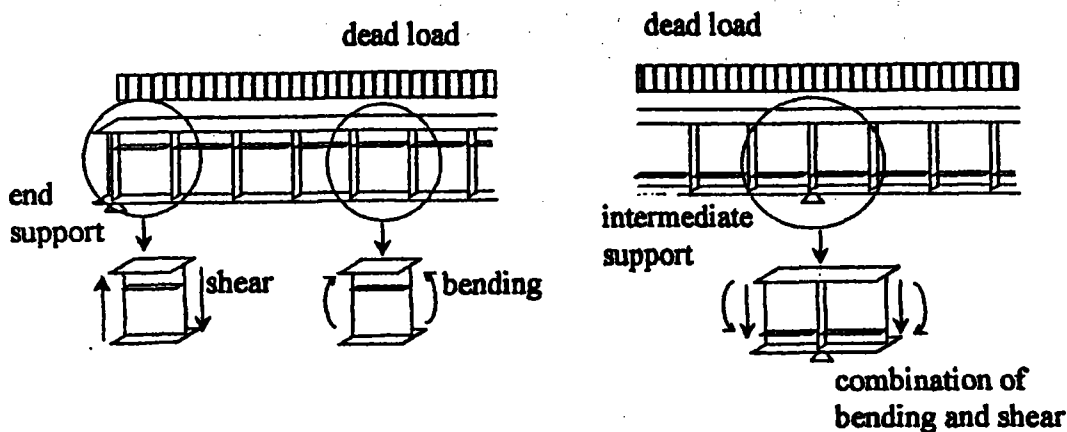


Fig. 2 web plate under three loading patterns

subjected to pure bending and combination of bending and shear has been conducted.

Excessive regulation should be avoided in a point of view of reasonable design. The objective of this study is to investigate influence of initial deflection on ultimate buckling strength of web plate of plate girder bridges numerically. By numerical analysis, it is easier to change initial deflection parametrically than experiment. In this study, numerical investigation of geometrical nonlinear analysis by the finite element method was conducted. Larger initial deflection than the specification was given to web plate and reduction of ultimate buckling strength was compared. Not only pure bending and shear but combination of bending and shear can be considered numerically in this study. That has never been considered in the previous studies. As the first step of the study, welding residual stress was not considered with the view to focusing on the relationship between ultimate buckling strength and initial deflection.

MODEL OF ANALYSES

In this study, a bridge shown in Fig. 1 is taken into account. This bridge is continuous plate girder bridge of about 100m long and consists of three spans. This is a typical bridge designed by the Japanese Specifications for Highway Bridges. The height of girder is 2m. Interval of vertical stiffeners is 1.5m and the thickness of web plate is 10mm. This

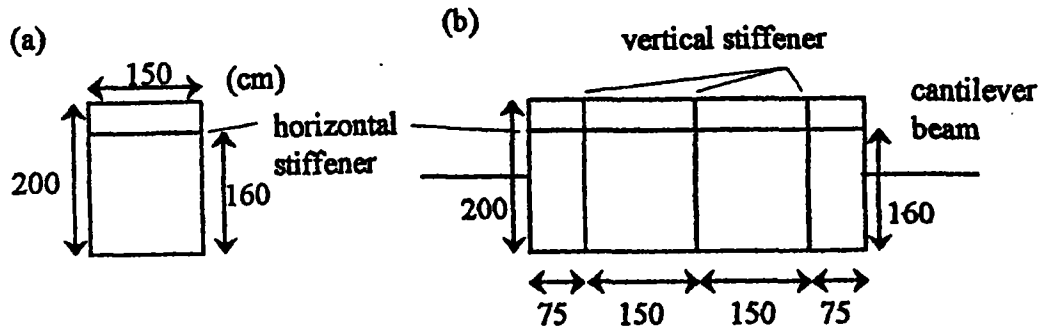


Fig. 3 model of analyses

configuration is typical for plate girder bridge of this bridge length. x axis is set along longitudinal axis of the bridge. y axis is set in the vertical direction. z axis is set lateral direction of the bridge. Analytical models will be explained based on this coordinate system.

Considering the uniformly distributed dead load, three loading patterns should be investigated. One is a portion of end support where shear force is dominant. The second is a portion of mid-span where bending moment is dominant. The third is a portion of intermediate support where combination of bending and shear is applied. Thus, as shown in Fig. 2, three parts were considered by the analyses.

As the analytical model, one panel was taken out of the part subjected to shear force. One panel was also taken out of the part subjected to bending. Three panels were taken out of the part subjected to combination of shear and bending. Both upper and lower flanges and vertical stiffeners were modeled in the analyses. All the analytical models have horizontal stiffeners as well. Horizontal stiffeners were located at 20% of the web height of compression side.

When applying only bending or only shear, it is generally possible to converge nonlinear analyses by either load or displacement control. However, in case of combination of bending and shear, it is difficult to converge nonlinear analyses by applying bending and shear separately and loading them independently. In this study, cantilevers were put at the both ends of the panels as shown in Fig. 3(b). By applying concentrated loads at the ends of cantilevers, combination of shear and bending can be applied. Bending force can be changed by the length of cantilever.

The width of a panel was 150cm and the height of a panel was 200cm. One panel was divided into 32 by 48 finite element meshes. The width of flange panels was 550mm and the thickness of flange panels was 28mm. Flange panels were divided into 8 by 32 finite element meshes. The size of the each element was about 4cm square. This size is fine enough for the nonlinear analyses.

Type of steel was SM490Y. Stress strain curve was assumed as bi-linear, as shown in Fig. 4. The strain hardening factor was one one hundredth of elastic modulus. ABAQUS code was used for the analyses and kinematic hardening rule was applied.

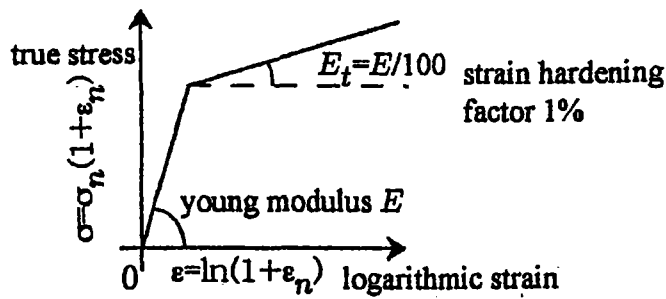


Fig. 4 stress strain curve

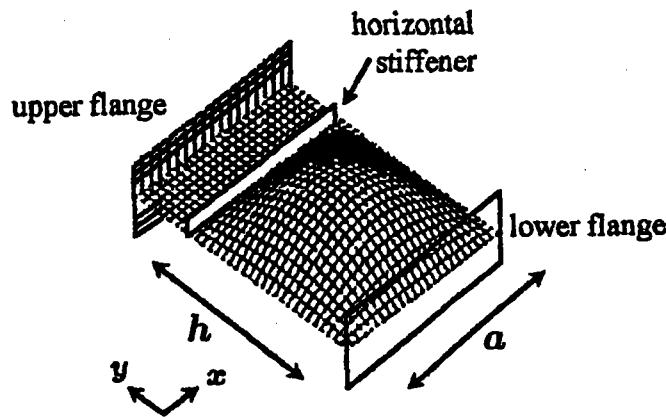


Fig. 5 initial deflection of one panel model

Distribution of initial deflection $w(x, y)$ was given by Eq.(1).

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

Where h is length between horizontal stiffener and flange plate in tension, a is width of a panel. $w(x, y)$, h and a are shown in Fig. 5. A is $1/250$. In such case, A is the allowable maximum initial deflection by the present specifications. A was chosen as $1/150$ and $1/100$. That means larger initial deflection regulated in Japanese Specifications for Highway Bridges.

ONE PANEL MODEL UNDER PURE BENDING

Numerical analyses in case of one panel subjected to bending were carried out. Boundary conditions were shown in Fig. 6. In the figure, x axis was chosen along the longitudinal axis of bridge. y axis was chosen in the direction of girder height. z axis was chosen in the direction of anti-plane. Displacement of z direction u_z was fixed at both left and right edges in Fig. 6. Since flange plates have rotational rigidity with respect to the x axis, rotation θ_x at four corners were constrained. Displacement in the x direction u_x was fixed at the middle of the flange plates. Displacement was controlled for nonlinear analysis and bending moment was applied by giving displacement at left and right edges as shown in Fig. 6.

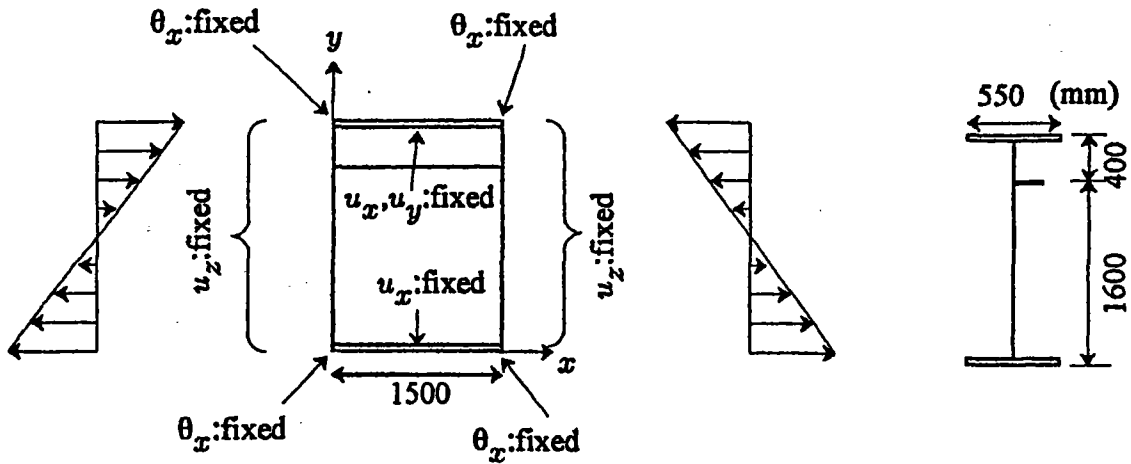


Fig. 6 boundary condition of one panel model under pure bending

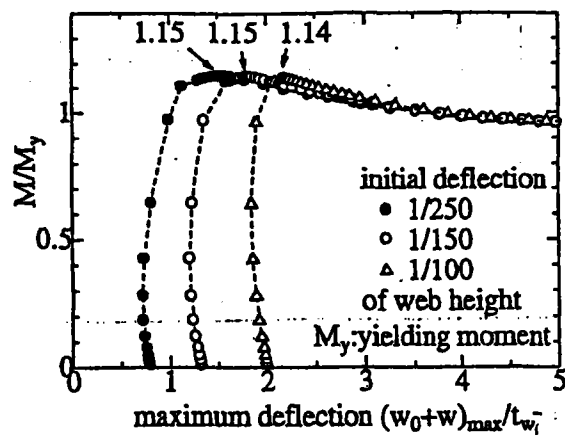


Fig. 7 relationship between maximum deflection and bending moment

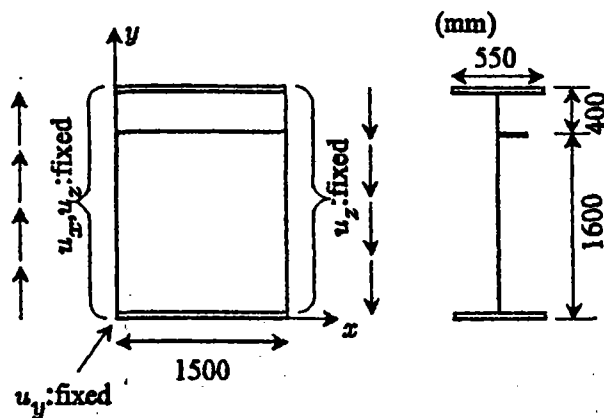


Fig. 8 boundary condition of one panel under shear force

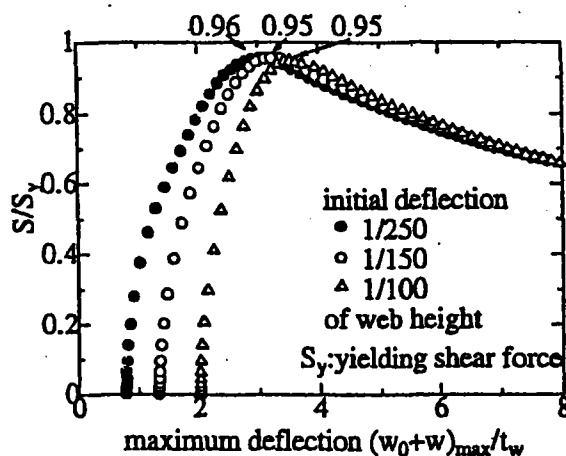


Fig. 9 relationship between maximum deflection and shear force

Fig. 7 shows the relationship between maximum deflection and applied bending moment. At every node of the panel, initial deflection w_0 and deflection caused by the loading w were added. The maximum value of $w_0 + w$ was selected in the panel. The horizontal axis is the maximum displacement $(w_0 + w)_{max}$ of the panel normalized by thickness of the web plate t_w . On both of the edges of the panel, nodal force can be calculated. Neutral axis can be found by distribution of those nodal forces. Bending moment can be calculated by multiplying nodal force and the distance from the neutral axis. The vertical axis is bending moment normalized by M_Y . Where M_Y is bending moment when upper and lower flanges start to yield.

In Fig. 7, deflection-bending moment curve in cases of initial deflection of 1/250, 1/150 and 1/100 of the web height were shown. There can be observed little difference in the ultimate strength among those cases. The ultimate buckling strength in case of 1/100 was reduced by 0.9% comparing with the case of 1/250.

ONE PANEL MODEL UNDER SHEAR FORCE

Fig. 8 shows boundary conditions for one panel model subjected to shear force. On both of the edges, displacement in the z direction u_z was constrained. Displacement in the x direction u_x was constrained on the left side of the model. Displacement in the y direction u_y is constrained at left side of the lower flange. Shear force was applied on both of the

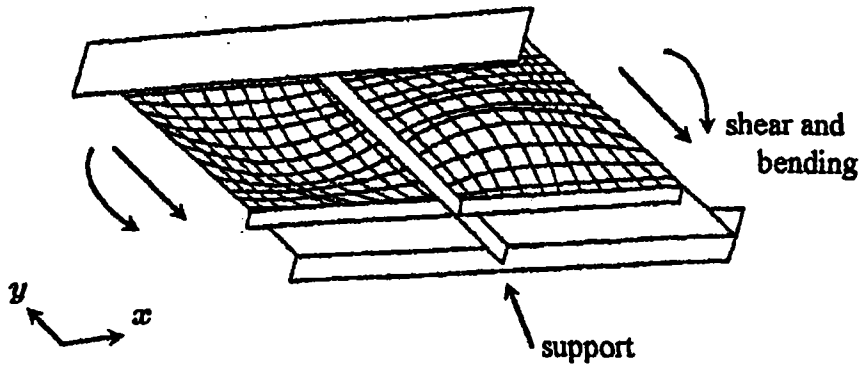


Fig. 10 initial deflection of three panel model

edges and displacement control method was applied for nonlinear analyses.

Fig. 9 shows the relationship between maximum displacement on the panel and shear force. Same as Fig. 7, on each node of the web, initial deflection w_0 and deflection by the load w were added. The maximum value of $w_0 + w$ was chosen. The horizontal axis is the maximum normalized displacement by the thickness of web plate t_w . Shear force "S" can be obtained by adding nodal forces on both edges. The vertical axis was normalized shear force by shear yielding force S_y . As shown in Fig. 9, three patterns of initial deflection were investigated. Ultimate buckling strengths of three cases are not different from each other. Ultimate buckling strength was reduced by 1.04% by changing initial deflection from 1/250 to 1/100.

THREE PANEL MODEL SUBJECTED TO COMBINED LOAD

Analyses of panels subjected to shear and bending at intermediate support were conducted. The model is shown in Fig. 11. There are one and half panel each side of the support. The total number of panels is three. Vertical stiffeners were attached on both sides of the support. In order to keep the ratio of shear and bending constant, elastic beam elements were added to the both sides of the panels. Concentrated loads were applied to both ends of the beam elements. Ratio of shear and bending were determined by the span length of the bridge model. By adding beam elements, local concentrated load would take place around the vicinity of connection of beam and panel. In order to avoid such load concentration, half panel were attached at each side of the model. This is the reason of one and half panel on both sides of the support.

Fig. 10 shows configuration of initial deflection of three panel model. Directions of initial deflection are different from each other about the support. Half panels at each side of the model were attached to avoid stress concentration. Initial deflection was not given. Boundary conditions are shown in Fig. 11. Displacement in the y direction u_y was constrained at the support and all the degrees of freedom were constrained at the center of the support. At each end of elastic beam, displacement in the z direction u_z and rotation with respect to the x and y axes θ_x and θ_y were constrained.

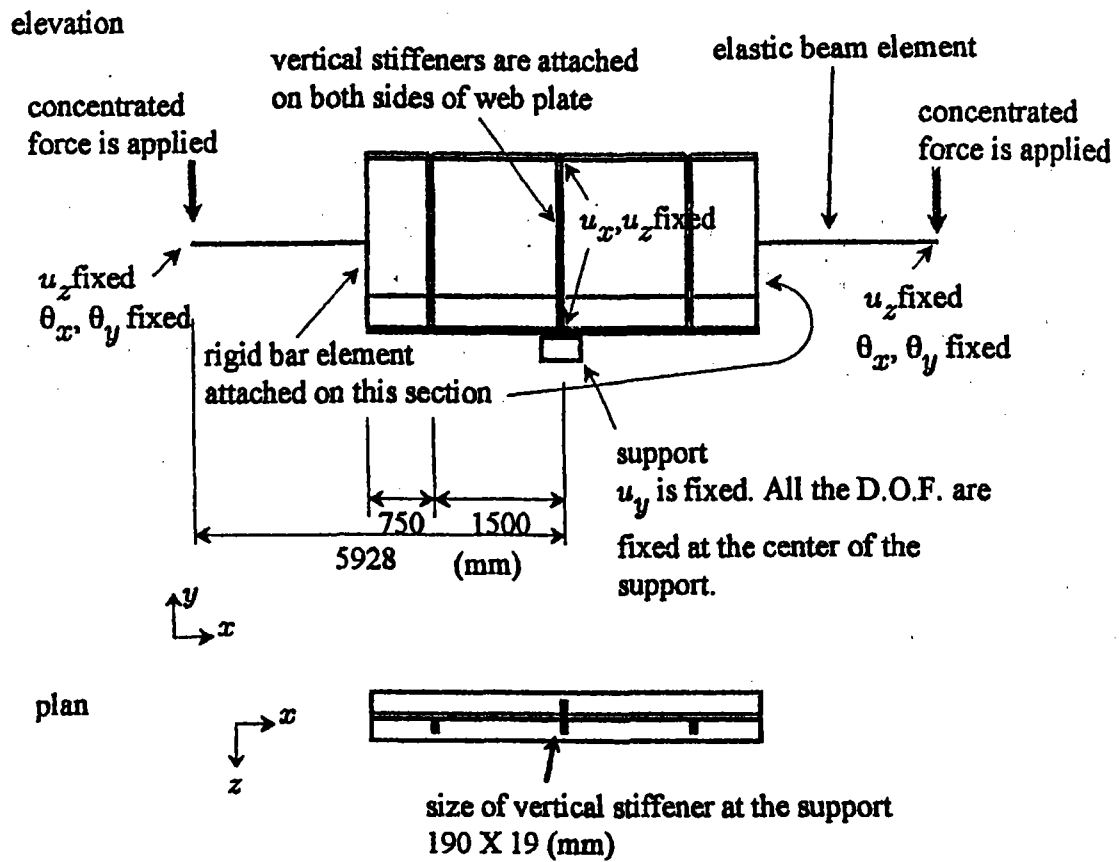


Fig. 11 boundary condition of three panels under combined load

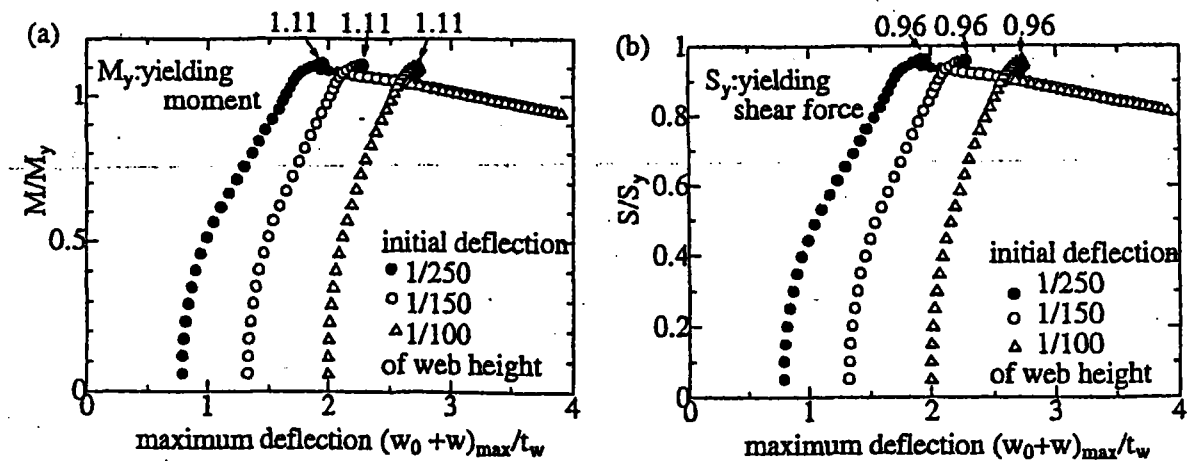


Fig. 12: relationship between maximum deflection and bending moment(a) and shear force(b)

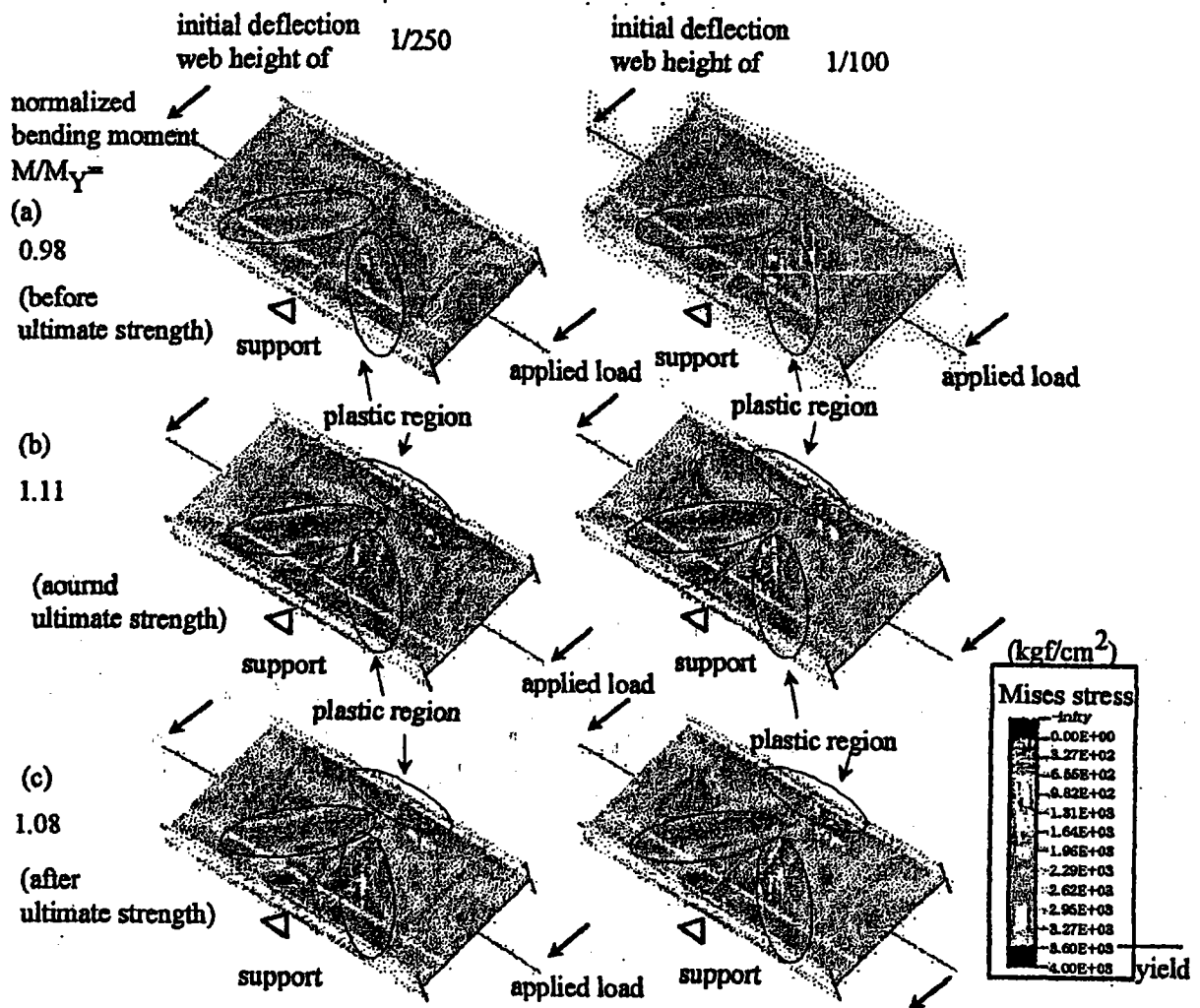


Fig. 13 stress contour map

Fig. 12(a) shows the relationship between normalized maximum displacement $(w_0 + w)_{max}/t_w$ of the panels and normalized bending moment M/M_Y . Fig. 12(b) shows the relationship between normalized maximum displacement $(w_0 + w)_{max}/t_w$ of the panels and normalized shear force S/S_Y . The normalized maximum displacement was obtained the same way as the previous loading cases. That is, w_0 is initial deflection at each node and w is deflection at each node.

Ultimate buckling strength does not change in each of the cases of initial deflection of 1/250, 1/150 and 1/100. Ultimate buckling strength was decreased by 0.38% in case of initial deflection of 1/100 comparing with 1/250. Fig. 13 shows contour maps of von Mises equivalent stress. Cases of initial deflection of 1/250 and 1/100 are shown. Figs 13(a), (b) and (c) are the cases of normalized bending moment of 0.98, 1.11 and 1.08 respectively. In Fig. 13(a), plastic region is slightly larger in case of 1/100 than 1/250. However, around and after the ultimate strength as shown, Figs 13(b) and (c), little difference can be observed in stress distribution.

CONCLUSIONS

In this study, ultimate buckling strength was investigated numerically in case of larger initial deflection than that of specified in the Japanese Specifications for Highway Bridges. Although this is one of the case studies, most of the bridges designed by the Japanese Specifications for Highway Bridges have similar configuration. Conclusions in this study are applicable for most of the bridges.

It is made to be possible that numerical analyses of combined load of shear and bending, by attaching elastic beam from the both edge of the panel.

Three cases of initial deflection were compared. One was 1/250 of the height of web plate. Second was 1/150 and the third was 1/100. Three loading pattern were investigated, bending, shear and combination of bending and shear. In all the loading patterns, ultimate buckling strength was not decreased according as larger initial deflection. Ultimate buckling strength was decreased by at most 1.04% in case of shear force.

For further study, welding residual stress of the girder should be considered.

REFERENCES

- [1] Japan Road Association: Japanese Specifications for Highway Bridges, 1996.
- [2] Moriwaki, Y. and Fujino, M.: Experimental study on pure bending strength of plate girders with initial imperfections, Proc. of JSCE No.264, pp.1-15 August 1977.
- [3] Fujino, M.: Experimental study on combined strength of plate girders with initial imperfections, Proc. of JSCE No.269, pp.1-16 January 1978.

- [4] Nara, S., Tsuda, M. and Fukumoto, Y.: Evaluation of ultimate strength of steel plates with initial imperfections under in-plane bending and compression, Proc. of JSCE No.392/I-9 pp.259-264 April 1988.

プレートガーダー橋主桁腹板の初期たわみが 座屈耐荷力に及ぼす影響

A Study on the Effect of Initial Deflection on the Ultimate
Buckling Strength of Web Plate of Plate Girder Bridges

望月 清彦*・松田 宏**・和地 輝雄***・増田 陳紀****・白旗 弘実†・細江 隆†

Kiyohiko MOCHIZUKI, Hiroshi MATSUDA, Teruo WACHI,
Nobutoshi MASUDA, Hiromi SHIRAHATA and Takashi HOSOE

* (株) サクラダ (〒 272-0002 千葉県市川市二俣新町 21)

** 日本電子計算 (株) (〒 135-8388 東京都江東区東陽 2-4-24)

*** (株) バコーボレーション (〒 135-0061 東京都江東区豊洲 3-4-5)

**** フェロー 工博 武蔵工業大学 土木工学科 教授 (〒 158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

† 修 (工) 武蔵工業大学 土木工学科 助手 (同上)

† 鹿島道路 (〒 431-3121 静岡県浜松市有玉北町 796) (研究当時 武蔵工業大学学生)

It is regulated that the maximum deflection of web plates of bridges is less than one-two hundred fiftieth of the height of web plate. However, there is no specific back ground for this value. In this study, relation between initial deflection and ultimate strength of web buckling was investigated numerically. Three loading patterns were examined. One was bending, the second was shear and the third was combination of bending and shear. Choosing the values of initial deflection of web plate as 1/250, 1/150 and 1/100, ultimate buckling strength was compared.

Key Words : finite element method, nonlinear analysis, bi-linear model, kinematic hardening, stiffened plate

1. はじめに

現在、鋼橋において桁の初期たわみは桁高の 1/250 でなければならないことが道路橋示方書で定められている¹⁾。初期不整の規定は日本だけでなく、多くの国で桁高の 1/250 以下と定められているが、この根拠は明確でないとの指摘がなされてきた。

過去においても桁の初期不整に関する実験的、理論的、数値解析的検討は行われてきた。実験的検討に関しては森脇^{2),3)}らによるものがある。森脇らは初期不整をもつプレートガーダーに対し、せん断、純曲げを加える実験を行った。その結果せん断が支配的な桁に関して現行の規定はかなり安全側にあると述べている。また、小松⁴⁾は曲げに関しても現行の規定は若干安全側にあると述べている。これと同様に、藤野⁵⁾は曲げとせん断の組み合わせを受ける桁に対しても、現行の規定は緩和しうることを述べ、森脇らの結果から組み合わせ座屈強度を与えている。

理論的検討の例としては、純曲げを受けるプレートガーダー腹板に対して、初期不整が耐荷力に及ぼす影響を検討した例⁶⁾があるが、せん断に関して初期不整の影響を検討した例はほとんど見られない。

数値解析的検討に関してはせん断を受ける桁の解析が行われている。この中でも初期不整に関するものとして、奈良ら⁷⁾は桁高の 1/150 までの量を桁の初期たわみ量として、初期たわみ分布に関して、数種類のモードで座屈耐荷力の変化を有限要素法により調べているが、いずれの場合においても耐荷力に差は少ないと述

べている。一方で、曲げのみ、曲げおよびせん断の組み合わせ荷重に対する数値解析的検討例はそれほど見られない。

設計製作の合理化、橋梁架設事業の低価格化が望まれており、不要な、あるいは過剰な制約は避けるべきであり、そのような観点から、本研究においては、初期たわみ量が座屈強度へ及ぼす影響を検討することを目的としている。曲げ、せん断および組み合わせ荷重を考慮することができ、また、所望のたわみを与えることができるようにするには数値的検討が有利である。また、座屈後の挙動、塑性域の広がりなどを検討するにも数値解析が有効である。本研究では有限要素法による材料・幾何学的非線形解析に基づいた検討を行っているが、曲げ、せん断およびそれらの組み合わせを受けるプレートガーダー腹板を対象とする点が既往の研究とは異なっている。さらに本研究では特に上記の既往の研究では考慮されていなかった、より大きな初期たわみを与え、座屈強度が大きく低下するかを検討している。溶接残留応力の影響も当然検討すべきであるが、初期たわみの影響と明確に区別するために、本論文においてはまずこれを考慮せずに検討を行っている。

2. 解析条件

本研究では道路橋示方書に基づいて設計製作される典型的橋梁として、図-1に示すような橋長約 100m の 3 径間連続プレートガーダー橋を想定している。桁高は 2m、垂直補剛材間隔は 1.5m、腹板の厚さは 10mm で

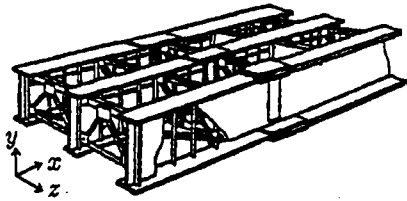


図-1 解析対象橋梁概念図

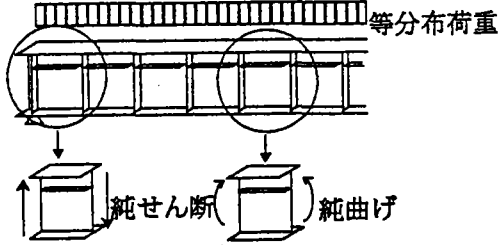


図-2 解析対象腹板の抽出

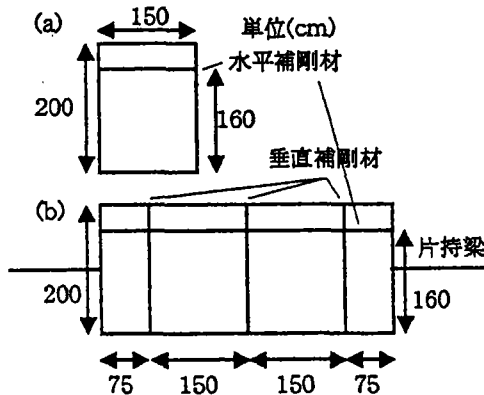


図-3 解析モデル (a)1パネル (b)3パネル

ある。これは一般的に多く見られるプレートガーダー橋の諸寸法に近いものである。

解析対象区間として、図-2に示すように、等分布にかかる死荷重から、せん断を受ける桁端部、曲げを受ける桁中央部、およびせん断、曲げの両方の荷重にかかる中間支点部を選んだ。

解析のモデル化には図-3(a)、(b)に示すように、せん断を受ける部分では、主桁の1パネルのみを取り出した。曲げを受ける部分では、同様に主桁の1パネルを取り出したモデルと3パネル分を取り出したモデルとを考慮した。せん断、曲げの両者が作用する部分では3パネル分を取り出した。また、桁の上下フランジ、水平、垂直補剛材も板要素によるモデル化の対象とした。ここで行った解析では、すべての場合において、水平補剛材を取り付けた場合を対象とした。水平補剛材の位置は圧縮を受ける側から、桁高の20%の位置、長さにして40cmの所にある。

表-1 検討した荷重載荷パターンおよび腹板パネル数

載荷パターン	腹板パネル数
曲げ	1,3
せん断	1
曲げおよびせん断の組み合わせ	3

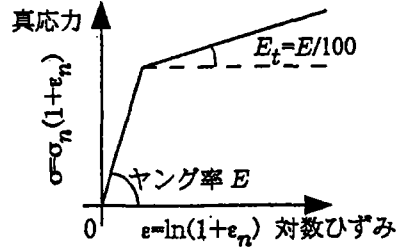


図-4 鋼材の応力ひずみ関係

曲げのみ、もしくはせん断のみの荷重載荷パターンにおいては非線形解析において荷重もしくは変位制御で収束させることが可能である。しかし、組み合わせ荷重においては曲げ、せん断をそれぞれ独立に載荷し、非線形計算を収束させることはきわめて困難である。そこで、本研究では桁高の中央部から片持梁を出し、荷重は梁先端のみに載荷することで対象モデルに曲げとせん断を与えるという工夫を行った。板パネルと梁の結合部において、全体を板でモデル化した場合は異なった応力分布が生ずることになるのでその影響を取り除くために、2パネルの左右にそれぞれ0.5パネル分の遷移領域をおき、その先に片持ち梁を取り付けた。これが図-2に示すような2パネル分をモデルとせず3パネル分を取り出した理由である。表-1に本研究で検討した荷重載荷パターンと主桁パネル数を示す。

図-3(a)に示す1パネルモデルの幅は150cm、高さは200cmである。要素分割は幅方向に32分割、高さ方向に48分割とした。要素1辺の長さは4~5cmである。この要素分割は後藤ら⁸⁾が鋼製橋脚の解析に用いて実測結果との良好な一致をみている分割に比べて十分細かな分割となっている。フランジの幅は550mm、フランジの厚さは28mmであるが、フランジについてはフランジ幅方向の分割数を片側について4としている。

本研究では汎用有限要素解析コードABAQUSを用いている。要素は1要素4節点のシェル要素である。桁において、想定した鋼材はSM490Yである。鋼材の応力-ひずみ関係には、図-4に示すようなバイリニアモデルを採用し、移動硬化則を適用した。また、ひずみ硬化係数は弾性係数の1/100とした。

初期たわみ分布 $w(x, y)$ は式(1)で与えた。

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

ここに、 h は水平補剛材と下フランジ間の長さ(以後、ここではこれを桁高と称する)、 a は1パネルの幅である。たわみの大きさは現行の道路橋示方書で規定する桁高の1/250を基準値とした。つまり式(1)における A の値は250を基準値として、たわみがそれよりも大きい場合に相当する桁高の1/150、1/100について検討した。

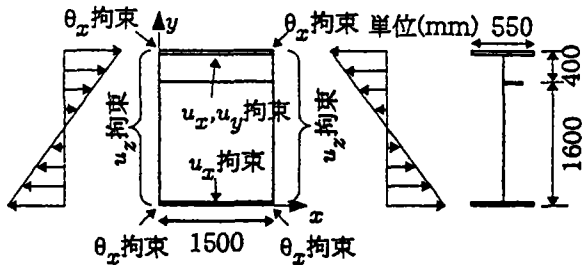


図-5 純曲げ載荷時の1パネルモデルの境界条件

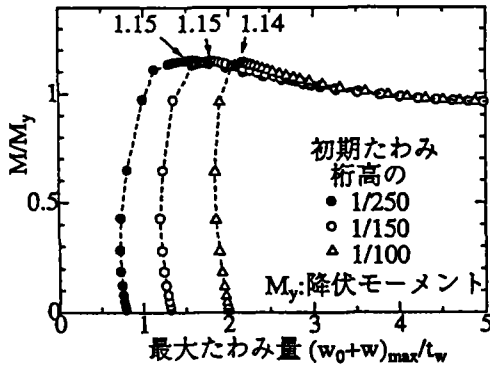


図-6 最大たわみ量と曲げモーメントの関係 1パネルモデル

3. 純曲げを受けるパネル

3.1 1パネルモデル

はじめに、曲げのみが作用する桁中央部の1パネルを対象として解析を行った。境界条件を図-5に示す。図において、橋軸方向に x 軸、桁高さ方向に y 軸、面外方向に z 軸をとっている。図-5の左右辺では z 方向の変位、つまり面外方向の変位を拘束した。フランジが橋軸方向に連続してねじり抵抗したり、垂直補剛材が節となって変形モードを生じること再現するためにパネルの四隅では x 軸周りの回転を拘束している。 x, y 方向の変位は上下フランジの中央点で図に示すように拘束している。荷重はパネル左右縁に強制変位を加えることで与えており、非線形解析制御方法は変位制御で行った。

図-6に最大たわみ量と曲げモーメントの関係を示す。横軸は荷重載荷時の各載荷ステップにおいて、腹板上の節点の中で、初期たわみ量も含めた変位が最大のものを選び、腹板の厚さで割って、無次元化したものをプロットしている。縦軸は各載荷ステップにおける曲げモーメントを引張縁が降伏しはじめときの曲げモーメント M_y で割って、無次元化したものである。 M_y は水平補剛材を除いた桁断面の断面2次モーメント、中立軸から引張縁までの距離、降伏応力から計算したものである。各載荷ステップでの曲げモーメントを求めるにあたり、図-5の左右辺の節点反力を計算し、中立軸からその節点までの距離を計算し、各節点での反力による中立軸周りの曲げモーメントを加算していくことにより行った。以下、曲げモーメントはすべて降伏曲げモーメントで無次元化しており、これを無次元化した曲げモーメントと呼ぶことにする。

図-6では初期たわみが桁高の1/250、1/150および1/100の場合について比較しているが、図中に数値で示した曲げに対する耐荷力は初期たわみ量の増加によ

りほとんど低下しないことがわかる。

初期たわみの変化が桁の変形にどのように影響しているのか変形図を描いた。図-7はそれぞれ初期たわみが桁高の1/250、1/150および1/100のときの変形図である。変位の倍率は25倍である。

図-8はミーゼスの相当応力の等高線図である。はじめに示したものは M/M_y で表わされる無次元化された曲げモーメントが0.65の場合、次に示したものは無次元化曲げモーメントが1.14、この後載荷曲げモーメントは最大をとり、最後に示したものは無次元化曲げモーメントが低下して1.08のときのものである。はじめの荷重ステップにおいては初期たわみ1/150、1/100ではミーゼス応力は桁高方向中央部の中立軸あたりで最低となるが、初期たわみの影響で応力が 330kgf/cm^2 以下の領域が小さくなっている。しかし、荷重がかかるにつれて応力分布は初期たわみの大きさに依らず同様の分布になっていく。変形図を見ると、荷重が大きくなるにつれ、最大のたわみ点は圧縮側に移動しているのがわかる。検討した中で最大の曲げ耐力をもつものは初期たわみが桁高の1/250であり、最小の曲げ耐力をもつものは初期たわみが桁高の1/100の場合である。しかし、桁高の1/100の初期たわみの場合でも1/250の場合と比較して、低下率はわずかに0.97%である。

3.2 3パネルモデル

曲げを受ける桁で3パネル分を取り出したモデルに対し、座屈耐荷力の検討を行った。このとき、図-9に示すように、初期たわみは左右のパネルで互いに反対の方向にある場合を想定している。モデルと境界条件を図-10に示す。パネル数は支点を中心に両側に1.5パネルずつある。1パネルモデルでは強制変位を与えたが、3パネルモデルではパネル左右端に荷重を与えている。これにより純曲げ状態が再現できる。桁高方向、つまり、 y 方向の拘束が必要となるが、そのためにパネルの左右に弾性の梁を取り付け、梁の端部で y 方向の変位を固定した。パネルの左右端部では局所的な荷重がかかることになるので、遷移領域として、両側に0.5パネル分のパネルを設け、パネルの両サイドには剛体棒要素を導入した。

図-11は最大たわみ量と降伏曲げモーメントで無次元化した曲げモーメントとの関係を示したものである。座屈耐荷力をもっとも高いのは初期たわみが桁高の1/250の場合で、座屈耐荷力をもっとも低いのは初期たわみが桁高の1/100の場合である。その低下率は0.72%である。これは1パネルモデルのときの低下率0.97%とそれほど差がないといえる。また、座屈耐荷力が1パネルモデルのときよりも約10%高く出ている。1パネルモデルにおいては、パネルの周囲は単純支持され、面外方向への回転は自由である。一方で、3パネルモデルのときはそれぞれのパネルの周囲はフランジや垂直補剛材で結合され、面外回転も拘束されるので剛な結果になったものと考えられる。

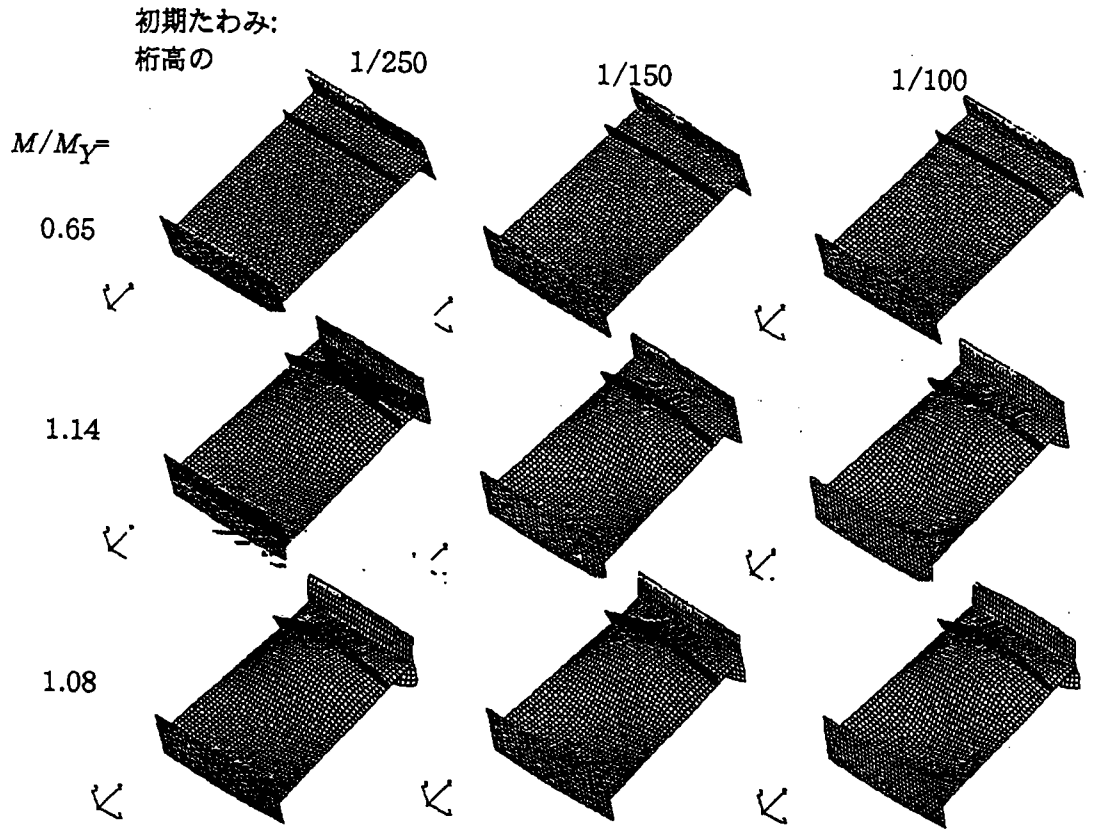


図-7 曲げを受ける1パネル :変形図

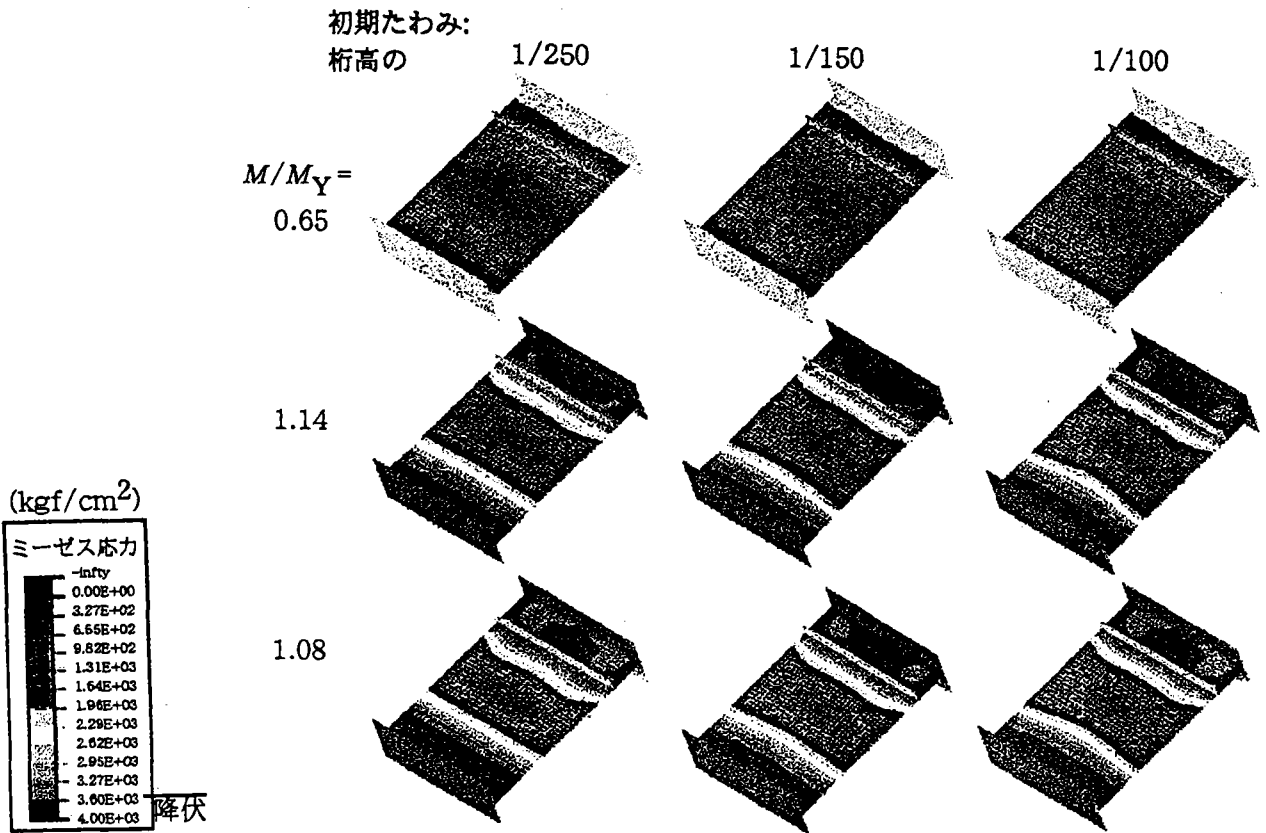


図-8 曲げを受ける1パネル :応力等高線図

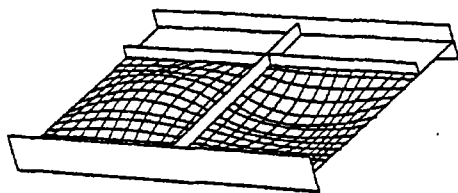


図-9 3パネルモデルで導入した初期たわみ

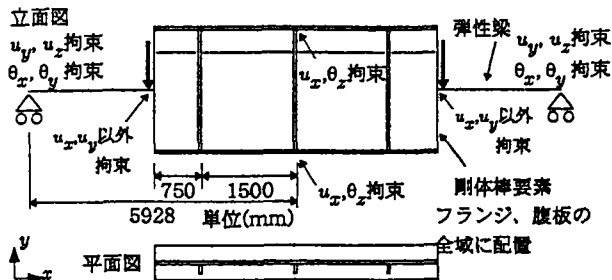


図-10 純曲げ載荷時の3パネルモデルの境界条件

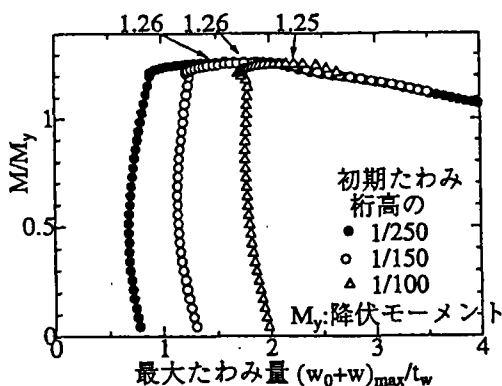


図-11 最大たわみ量と曲げモーメントの関係 3パネルモデル

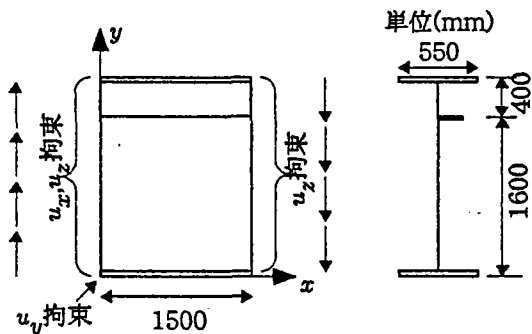


図-12 せん断力載荷時の1パネルモデルの境界条件

4. せん断を受けるパネル

桁端部のようなせん断を受けるパネルを考える。図-12に示すような境界条件とした。パネルの左右辺では面外方向である z 方向の変位を拘束した。パネルの左辺においては、 x 方向の変位を拘束している。図-12において、左下の端点で y 方向の変位を拘束している。荷重は左右の辺にかけており、制御方法は荷重制御である。

図-13は最大たわみ量とせん断力の関係を示したものである。横軸は腹板上の節点において、初期たわみも含めたたわみ量の中でもっとも大きいたわみ量をもつ節点でのたわみである。せん断力 S を降伏せん断力

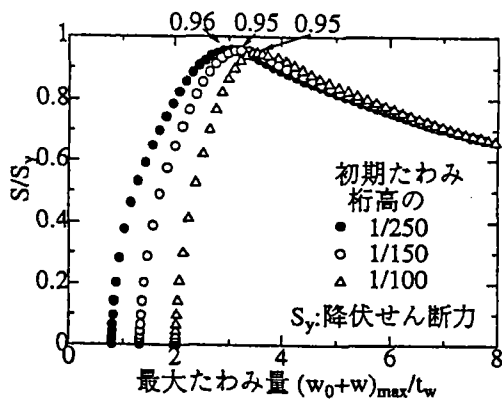


図-13 最大たわみ量とせん断力の関係

S_y で割り、無次元化している。せん断力は腹板内で一様に分布しているものとし、降伏せん断力 S_y は降伏せん断応力 τ_y と腹板の断面積 A_w の積で計算している。

せん断力を受ける場合でも、初期たわみ量の増加による耐力の低下はそれほど見られない。初期たわみ1/250から1/100になったことによる耐力の低下は1.04%である。

図-14、図-15はそれぞれせん断を受ける桁の変形図とミーゼス相当応力の等高線図である。変形図においては変位の倍率は20倍である。応力等高線図では、はじめ、初期たわみが大きいほうが高い応力が作用している。しかし、荷重が大きくなるにつれ、塑性域が進展するにしたがって初期たわみの違いによる応力分布の違いはそれほど見られなくなる。変形図を見ると、初期たわみが大きいほうが変形領域が若干大きい。

図-16はパネル内での最大たわみ位置の推移を示したものである。初期たわみが桁高の1/100では最大たわみ位置が大きく変化しているところがあるが、これは最大耐力が得られた直後である。

5. 組み合わせ荷重を受けるパネル

中間支点上でせん断と曲げを受けるパネルの解析を行った。モデルを図-17に示す。パネルは支点を中心に両側に1.5パネルずつある。曲げを受ける3パネルモデルと異なるのは、中間支点上の垂直補剛材を両面に取り付けたことである。また、桁の圧縮を受ける部分が支点部側になり、水平補剛材の位置が変わったことである。せん断と曲げの比率を一定にするために、パネル両サイドに弾性梁要素を用い、梁先端に集中荷重を載荷した。せん断と曲げの比率はモデルとした橋梁の径間長から求めた。梁要素の長さを変えることでこの比率を変えることができる。弾性梁をつけたことにより、パネルの左右端部では局所的な荷重がかかることになる。よって、両側に0.5パネル分のパネルを設けたのは曲げを受ける3パネルモデルと同様である。

境界条件は中間支点上で y 軸方向の変位を固定した。ただし、支承の中心の節点ではすべての自由度を拘束した。集中荷重がかかる弾性梁の先端部では z 軸方向変位、 x 軸および y 軸周りの回転を拘束している。

図-18(a)は最大たわみ量と曲げモーメントの関係を示したものである。図-18(b)は最大たわみ量とせん断

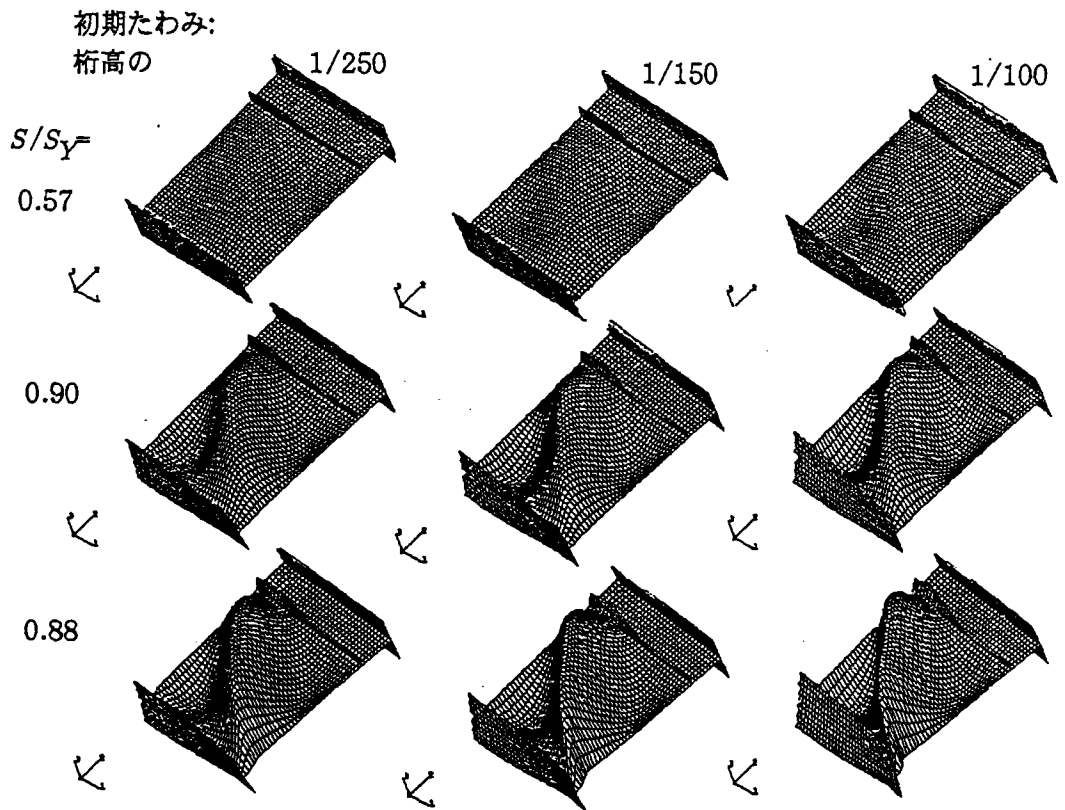


図-14 せん断を受けるパネル :変形図

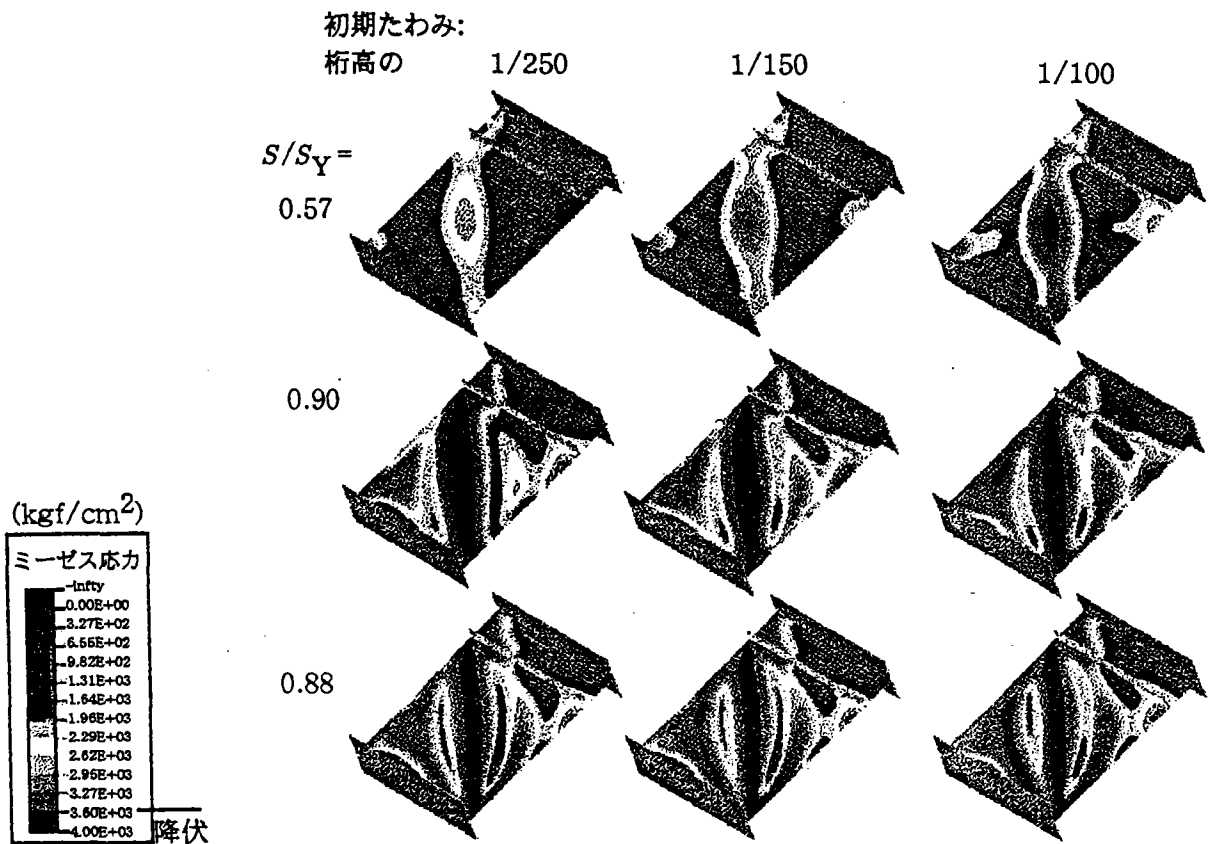


図-15 せん断を受けるパネル :応力等高線図

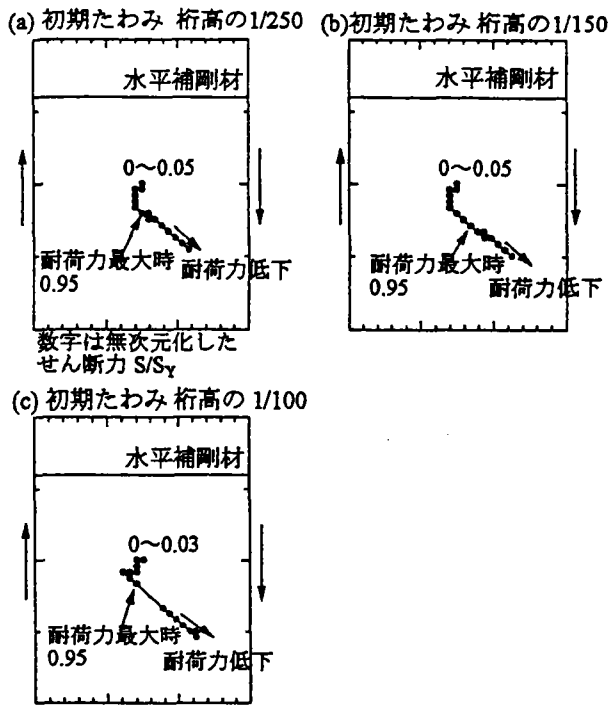


図-16 せん断力載荷時の腹板上のたわみ最大点位置の変化

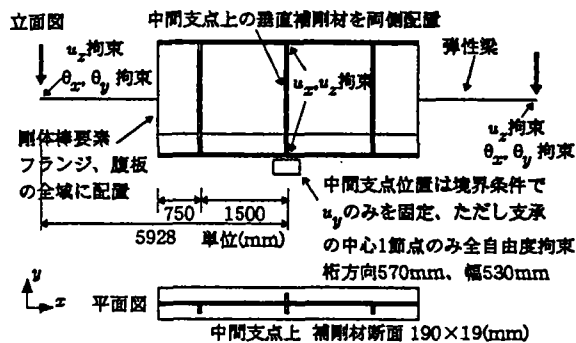


図-17 組み合わせ荷重載荷時の3パネルモデルの境界条件

力の関係を示したものである。前節、前々節の図と同様に、最大たわみ量は腹板上の節点において、初期たわみも含めたたわみの中で最大のものを各荷重ステップにおいて求めたものである。曲げモーメントは降伏モーメントで、せん断力は降伏せん断力で割って、無次元化している。

図-18(a)において、初期たわみが桁高の1/250の場合、無次元化された荷重 M/M_y が1.11で最大になったあと、たわみが減少し、再び増加している。この現象は初期たわみが桁高の1/150や1/100の場合においても同様である。

図-19に荷重の増加による最大たわみ点の推移を示す。図-19(a)、(b)、(c)はそれぞれ初期たわみ1/250、1/150、1/100の場合である。無次元化された曲げモーメント M/M_y が1.08となった時点で最大たわみ点が腹板中央部から支点部近傍へと変化している。それ以降、最大たわみ点は支点部付近でそこからかわらなくなる。初期たわみが桁高の1/250のとき、1/100のときがそれぞれ耐力力が最大、最小であった。初期たわみが桁高の1/250に対し、1/100のときの耐力力低下率は曲げ、せん断ともに0.38%である。図-20は初期たわみが桁高の1/250の場合の応力等高線図と変形図を示した

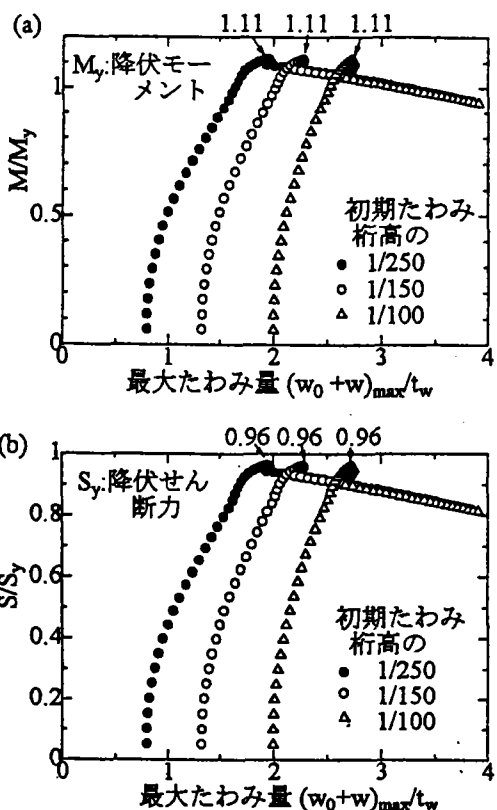


図-18 最大たわみ量と(a)曲げモーメント、(b)せん断力の関係

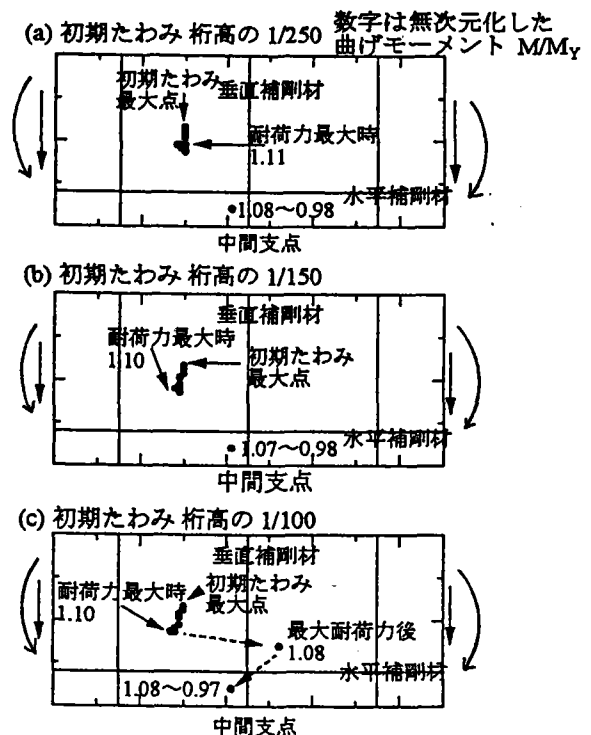


図-19 組み合わせ荷重載荷時の腹板上のたわみ最大点位置の変化

ものである。変形の倍率は20倍である。

6. おわりに

本研究では、プレートガーダー橋の腹板の初期たわみに関して、現行の道路橋示方書で規定されている制

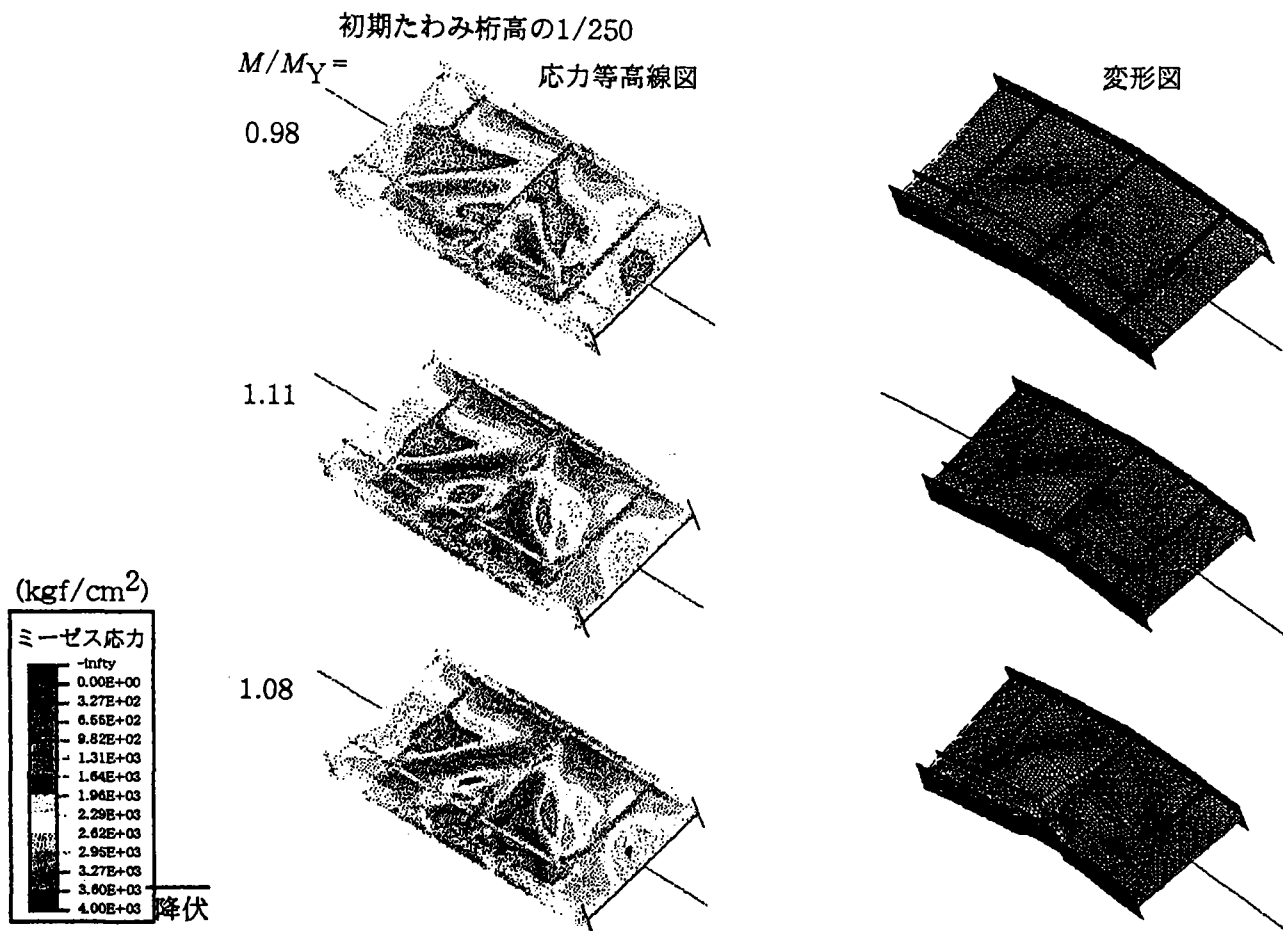


図-20 組み合わせ荷重を受けるパネル :変形図と応力等高線図 (初期たわみ桁高の 1/250 のみ)

限值である桁高の 1/250 より大きなたわみに対して、座屈耐荷力がどのような影響を受けるかを調べることを目的として、有限要素法による数値解析的検討を行った。ここでの検討は 1 ケーススタディではあるが、取り上げた橋梁諸元は我が国における支間 50m 程度の橋梁の諸元としてはきわめて典型的であり、道路橋示方書に基づいて設計製作されるような橋梁一般に対して議論があてはまると考えている。本研究で得られた結論を以下に述べる。

- 3 パネル分を取り出した数値解析モデルの両端に片持梁を取り付けることで純曲げおよび曲げとせん断の組み合わせ載荷の工夫を行った。
- 純せん断、純曲げ、せん断と曲げの組み合わせを受ける場合すべてにおいて、初期たわみの増加による座屈耐荷力の低下はきわめて少なかった。せん断においては低下率は 1.04%、曲げにおいては低下率は 0.97%、組み合わせ荷重においては低下率は 0.38%であった。
- 荷重が低いときには初期たわみの違いにより、応力等高線図にも違いが現れたが、塑性域が形成され広がっていく段階においてはいずれの初期たわみの場合においても、それほどの違いが現れなかった。

今後の課題として、溶接残留応力を考慮した検討が必要であると考えている。

謝辞： 本研究の一部は鋼橋技術研究会の補助を受けて実施されました。ここに記して感謝の意を表します。また、(株)横河ブリッジの渡邊秀貴氏(研究当時 武蔵

工業大学大学院生)の貴重な助力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、1996。
- 2) 森脇 良一、藤野 真之：初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集 No.249、pp.41-54、May 1976。
- 3) 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、August 1977。
- 4) 小松 定夫、森脇 良一、藤野 真之：初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究、土木学会論文報告集 No.272、pp.13-26、April 1978。
- 5) 藤野 真之：初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集 No.269、pp.1-16、January 1978。
- 6) Watanabe, E.: Postbuckling analysis of rectangular panels with flanges behaving elasto-plastically, Proc. of JSCE. No.220, pp.117-130. December 1973.
- 7) 奈良 敬、津田 真、福本 秀士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究、土木学会論文集 No.392/I-9 pp.259-264 April 1988。
- 8) 後藤 芳顕、王 慶雲、高橋 宣男、小畑 誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則、土木学会論文集 No.591/I-43 pp.189-206, 1998,4.

(1998年9月18日 受付)

桁端部において初期不整がプレートガーダー腹板の耐荷力に与える影響

武蔵工業大学 学生員 安藤貴代
武蔵工業大学 フェロー 増田陳紀

武蔵工業大学 正会員 白旗弘実
中電工 進藤洋輔
サクラダ 杉本良平

1. はじめに —研究の背景と目的—

橋梁等の構造物の基本的な構造形式であるプレートガーダーは溶接によって製作され、フランジや腹板等に残留応力、初期たわみなどの初期不整を引き起こす。このような初期不整を完全に避けることは製作工程を根本から覆すこととなり事実上不可能である。道路橋示方書¹⁾は腹板の製作誤差(初期たわみ)は桁高の1/250を越えてはならないと規定されているがこの値は十分な調査研究に基づくものではなく、初期たわみがどの程度まで許容されるかについての根拠は国内外ともに極めて曖昧である。また、この種の問題は解析的には煩雑な複合非線形解析が要求され、かつ実験においても供試体の製作、実験技術に高度な配慮が要求される。そのため、腹板の初期不整と耐荷力の関係を取り扱った論文はいくつか見られるが^{例え}ば²⁾その数はあまり多くない。本研究では、プレートガーダー腹板の製作誤差が耐荷力に及ぼす影響を桁端部に想定して検討し、現行道示の規定をゆるめた場合の耐荷力低下の度合を明らかにすることを目的とする。なお、ここでは初期不整の影響を明確にするため、水平補剛材は配置していない。

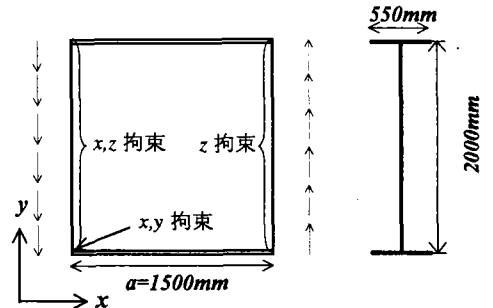


図-1 桁端部の解析モデル (せん断モデル)

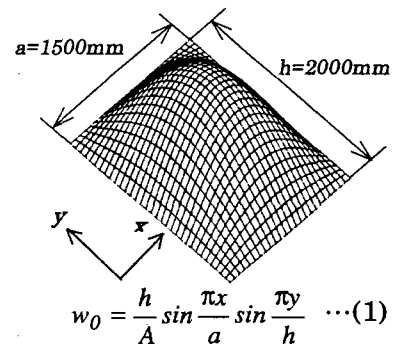


図-2 初期たわみ形状

2. 解析対象 —せん断力を受ける腹板パネル—

支間36m程度の3径間連続プレートガーダー橋を想定して設計を行い、解析対象の断面を決定した。解析の対象区間は、ここでは桁端部とし、各部位で受けるせん断力を載荷する。図-1は桁端部のせん断モデルである。図-2に示す様に初期たわみは式(1)による正弦1半波形とし板の中央で最大初期たわみとなるようにした。また導入するx方向残留応力³⁾のy方向分布図-3, 4に示す。横軸は残留応力である。Y方向分布はx方向には一定としている。

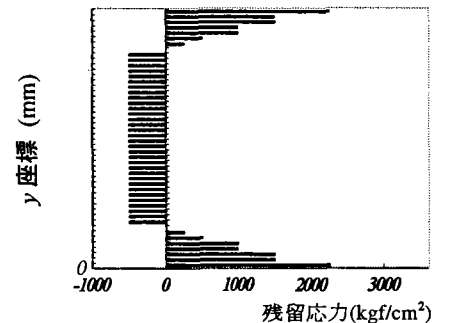


図-3 腹板残留応力のy方向分布

3. 解析方法 —検討パラメータおよび最大残留応力—

腹板の最大初期たわみを桁高の1/250, 1/150, 1/100, 最大残留応力をモデル鋼材(SM490Y)の降伏応力(3600kgf/cm²)の0/3, 1/3, 2/3とし、これら3種類の大きさの初期たわみ及び残留応力が耐荷力へ与える影響を調べる。解析は汎用FEM解析コードABAQUSを使用し、複合非線形静的応答解析を行った。使用した要素は4節点曲面シェル要素(S4R)で制御方法は弧長増分法、降伏判定はvon-Misesの降伏条件を用いた。応力-ひずみ関係はE/E_t=100のバイリニアでモデル化した。腹板の分割数は図-1のような1パネルにつき1536要素(桁高方向に48分割,幅方向に32分割),全体では2176要素

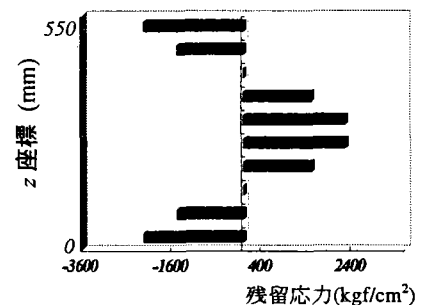


図-4 フランジ部残留応力のy方向分布

Key Words : Initial Deflection, Residual Stress, Shearing Force, Ultimate Strength,

〒158-8557 世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学土木工学科構造工学研究室 TEL 03(3703)3111(内線 3264)

である。

4. 解析結果 一荷重とたわみの関係一

せん断力-最大たわみ関係を図-5(a)~(c)に示す。縦軸はせん断力を降伏せん断力で除して無次元化したものである。耐荷力をそれぞれ比較すると、3種類の初期たわみの中で耐荷力が最大であったのは初期たわみ $h/250$ のケースであり、それに対して最小であった初期たわみ $h/100$ のケースで耐荷力の低下は約 1.0%程度であった。図-6 に $h/250$ における最大耐荷力時の Mises の応力コンターマップを示す。腹板のせん断破壊により、桁は耐力を失うが、初期たわみの影響はあまり受けていない。なお、ここでは残留応力が降伏応力の 38% の場合 $h/100$ のケースについては計算が収束しなかったため、結果は記していない。

5. まとめ 一耐荷力に及ぼす初期不整の影響一

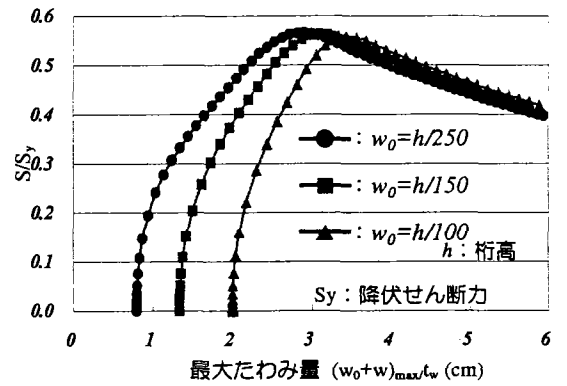
以上の結果をまとめると、表-1 のように道示等で規定している初期たわみ $h/250$ のケースを基準として初期たわみ $h/150$, $h/100$ のケースの耐荷力を見ると、耐荷力の低下は最も大きい場合でも、0.98%程度である。また、残留応力の影響については本研究で対象とした残留応力の大きさの範囲では、残留応力を全く考慮しない場合に比べて、耐荷力の低下は最大で 2.8%程度で結局、初期不整による影響はほとんど見られなかった。

謝辞

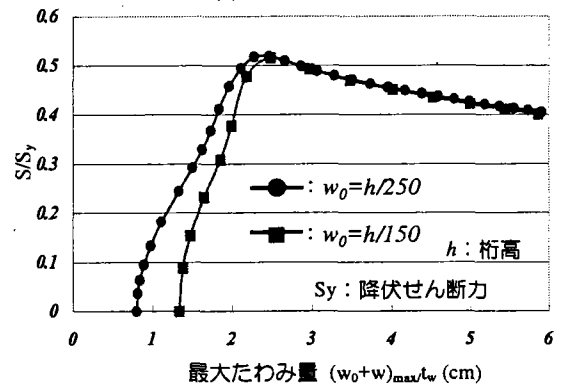
本研究は、鋼橋技術研究会設計部会の WG 活動の一環として行われたものです。記して関係者の方々の御協力に謝意を表します。

【参考文献】

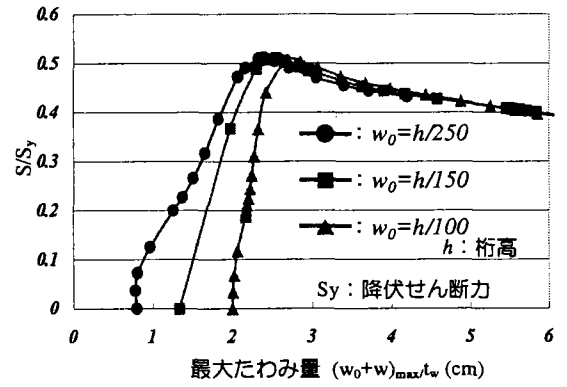
- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，丸善，pp.412-419，1996.12.
- 2) 小松定夫・森脇良一・藤野真之：初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究，土木学会論文報告集第 272 号，pp.13-26，1978.4.
- 3) 福本 士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，pp.66-67，1987.10.
- 4) 望月清彦・松田宏・和地輝雄・増田陳紀・白旗弘実・細江隆：プレートガーダー橋主桁腹板の初期たわみが座屈耐荷力に及ぼす影響，構造工学論文集 Vol.45A，pp.149-156，1999.3.



(a) 残留応力無視⁴⁾



(b) 残留応力 38%考慮



(c) 残留応力 63%考慮

図-5 初期たわみが耐荷力に与える影響

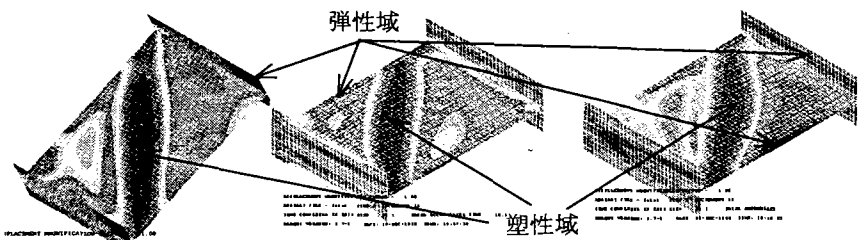


図-6 各ケースの最大耐力時における Mises 応力コンターマップ

表-1 初期たわみ及び残留応力による無次元化最大耐荷力

	$w_0=h/250$	$w_0=h/150$	$w_0=h/100$
残留応力 0%*	0.527	0.525(0.38%)	0.522(0.95%)
残留応力 38%*	0.519	0.516(0.58%)	—
残留応力 63%*	0.512	0.511(0.20%)	0.507(0.98%)

*降伏応力に対する割合。() 内は $h/250$ に対する低下率

曲げを受けるプレートガーダー腹板の耐荷力に及ぼす初期不整の影響

武蔵工業大学工学部 正会員 ○鮫島祐介
 武蔵工業大学工学部 フェロー 増田陳紀
 武蔵工業大学工学部 正会員 白旗弘実

1. はじめに

道路橋示方書¹⁾では腹板の製作誤差(初期たわみ)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、この値は必ずしも明確な解析的あるいは実験的な根拠に基づくものではない。製作上の制限を緩和しえるかどうかを検討するため本研究では桁中央部を想定し、初期たわみおよび残留応力をパラメータとして耐荷力低下の度合いを解析的に明らかにすることを試みた。なお、本報告では第一段階として水平補剛材は配置していない。

2. 解析対象および解析方法—純曲げを受ける無補剛板1パネル—

支間36m程度の3径間連続プレートガーダー橋を想定して設計を行い解析対象の断面を決定した。解析の対象区間は桁中央部とし、強制変位による純曲げを载荷する。図-1は桁中央部の純曲げモデルである。初期たわみは正弦1半波形とし板の中央で最大となるようにした。また、導入する橋軸方向残留応力²⁾の分布を図-2に示す。横軸は残留応力であり、分布は橋軸方向には一定としている。

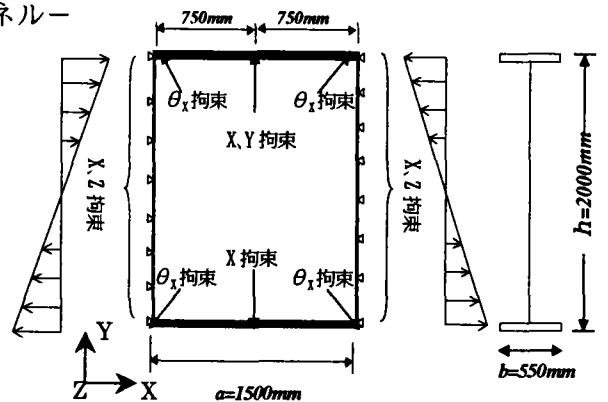


図-1 桁中央部の解析モデル

腹板の最大初期たわみを桁高の1/300, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100 および 1/50, 最大残留応力をモデル鋼材(SM490Y)の降伏応力とし、これら6種類の大きさの初期たわみおよび残留応力が耐荷力へ与える影響を調べる。解析は汎用FEM解析コードDIANAを使用した。要素は4節点曲面シェル要素で、降伏判定はvon-Misesの降伏条件を用いた。応力-ひずみ関係は降伏後の勾配をE/100 (E:弾性係数)としたバイリニア移動硬化モデルとし、腹板の分割数は図-1のような1パネルにつき1536要素(桁高方向に48分割, 橋軸方向に32分割), フランジ部を含めた全体では2176要素である。

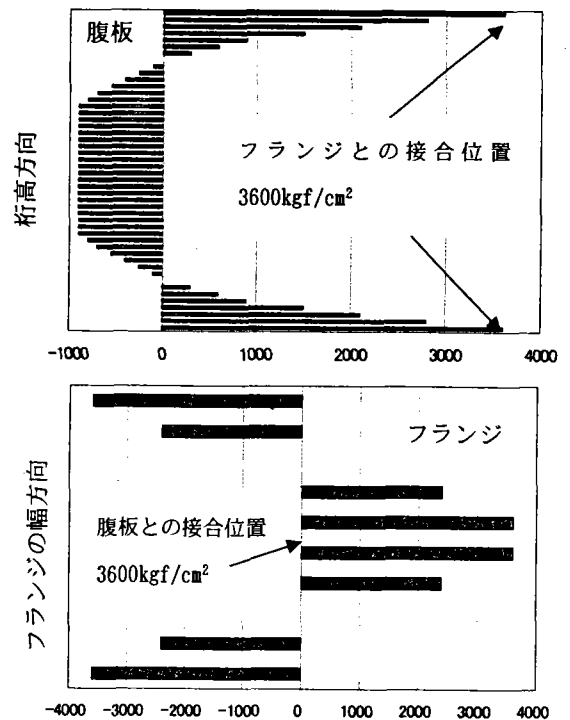


図-2 残留応力分布 (kgf/cm²)

(最大残留応力 $1.0\sigma_s$ の場合)

3. 解析結果—荷重とたわみの関係および耐荷力—

曲げモーメント-最大たわみ関係を図-3, 4, 5に示す。図は縦軸にモーメント, 横軸に最大たわみを取り, それぞれ降伏モーメントおよび腹板の板厚で除して無次元化している。図-3は残留応力を考慮しない場合の解析結果である。耐荷力を比較すると, 初期たわみが $h/300, h/250, h/200$ では耐荷力がほとんど変化せず, 初期たわみが $h/200$ より大きくなるに従って耐荷力が若干低下している。 $h/250$ の場合と耐荷力が最小となった $h/50$ の場合を比較したときでの耐荷力の低下は2.8%程度であった。

Key Words : 残留応力, 初期たわみ, 耐荷力

〒158-8557 世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学土木工学科構造工学研究室 TEL 03(3703)3111(内線 3264)

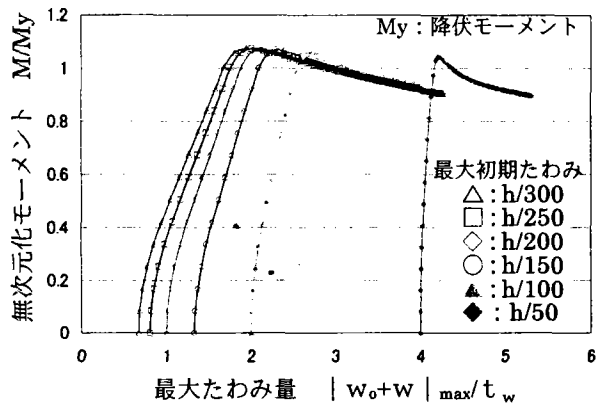


図-3 初期たわみをパラメータとした荷重-たわみ関係

図-4は残留応力を考慮した場合の解析結果である。残留応力を考慮しない場合と同様に耐荷力を比較すると、耐荷力の低下の傾向は図-3の場合と同様であった。H/200以下の初期たわみでは、耐荷力が最大に達してまもなく解析が止まっているが、図-7に示すMisesの応力コンターマップより、フランジだけでなく腹板での塑性域の広がりが大きいためと考えられる。また、h/250の場合と耐荷力が最小となったh/50の場合を比較すると耐荷力の低下は6.3%程度であった。残留応力の大きさをパラメータとした荷重たわみ関係を、最大初期たわみがh/150の場合について図-5に示す。残留応力を考慮しない場合と耐荷力がもっとも小さくなった100%考慮した場合を比較しても、耐荷力の低下は2.8%であった。

以上より、初期不整が耐荷力に及ぼす影響は図-6のようにまとめられる。

4. まとめ

道示で規定されている初期たわみ h/250 を基準とすると、残留応力を考慮しない場合では初期たわみが大きくなるにつれ耐荷力が低下しているが、h/150の場合ではほとんど低下しなかった。残留応力を考慮した場合には1/150の場合で4.62%低下した。耐荷力の低下が最大となったのは、残留応力を考慮して、初期たわみを h/50 導入した場合の6.26%であった。結局、本研究の対象範囲では、規定を h/150 まで緩和しても耐荷力低下は高々5%であるといえる。

謝辞

本研究は、鋼橋技術研究会設計部会のWG活動の一環として行われたものです。記して関係者の方々の御協力に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編，丸善，pp.412-419，1996.12.
- 2) 福本 士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，pp.66-67，1987.10.

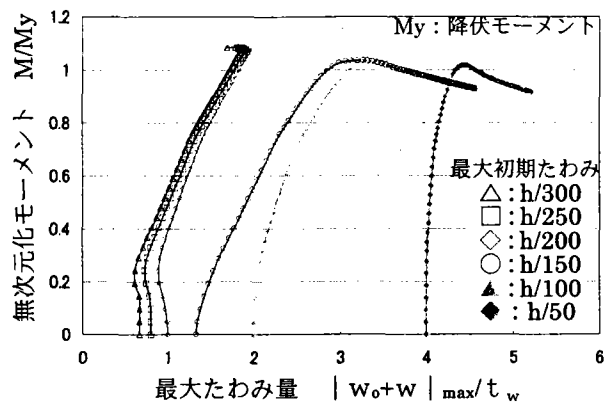


図-4 残留応力も考慮した荷重-たわみ関係 (残留応力は図-5の100%の場合)

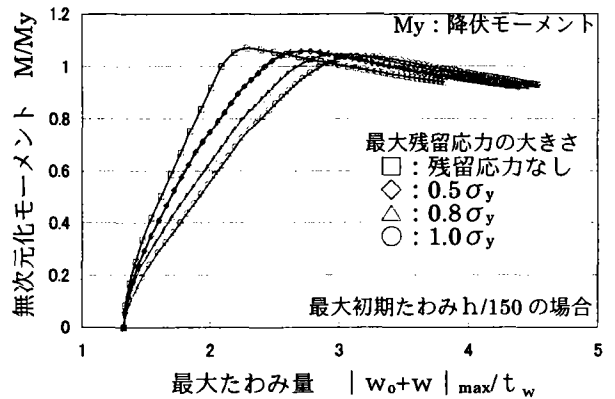


図-5 残留応力の大きさをパラメータとした荷重-たわみ関係

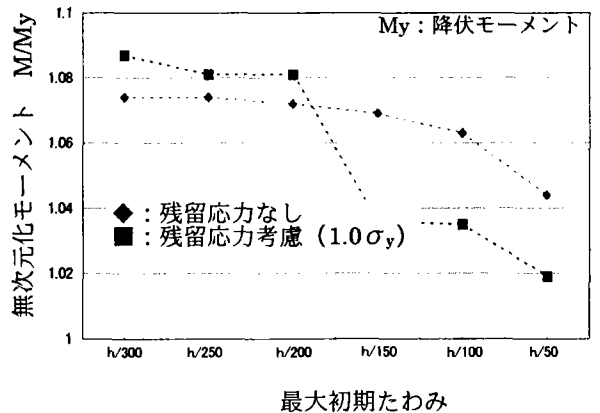


図-6 初期不整が耐荷力に及ぼす影響

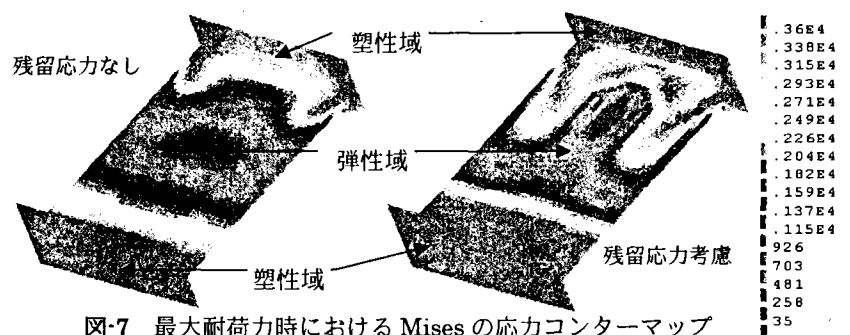


図-7 最大耐荷力時におけるMisesの応力コンターマップ (最大初期たわみ h/250 の場合)

Influence of Initial Imperfection on the Strength of Plate Girder Web Subjected to Bending

*Nobutoshi Masuda¹⁾, Yusuke Samejima²⁾, Hiromi Shirahata³⁾

Department of Civil Engineering, Musashi Institute of Technology
1-28-1 Tamazutsumi, Setagaya-ku, Tokyo 158-8557, JAPAN

Kiyohiko Mochizuki, Teruo Wachi and Hiroshi Matsuda

Sakurada Corp.

Tomoe Corp.

Japan Information Processing

ABSTRACT

It is regulated in the Japanese Steel Highway Bridge Code that maximum amount of initial imperfection of a plate girder web panel should be less than one-two hundred fiftieth of the height of web panels. However, there is neither specific theoretical nor experimental background for this value.

In this study, a central panel subjected to pure bending moment is numerically investigated as for the effects of initial deflections and residual stresses on the ultimate strength as well as the load deflection behavior.

INTRODUCTION

Many researchers have conducted the experimental and theoretical studies about the ultimate strength of the plate girders, and found the in-plane tensile stress field action. And the results have been introduced into the structural design code, so that plate structures are generally designed with the expectation of the post-buckling strength of their component plates (Kuranisi 1988). However, though, it is recognized that the initial imperfection influences the ultimate

1) Professor and Dr. Eng

2) Student

3) Assistant Professor and Dr. Eng

strength of plate girders, very few studies concerning to their quantitative aspects have been conducted. This may be mainly because that in order to include the initial imperfection, the calculation must be performed with not only the geometrical and material non-linearity, but also with the complicated residual stress distributions. And to do this it is required to have both the development of large computers and the advance in the structural analysis. On the other hand, in the experimental approach, it is very difficult to systematically simulate the actual behavior, because it requires both high control quality in manufacturing test specimens and high quality in measurement (Komatu 1980).

It is regulated in the JSHB specification (Japanese Road Association 1996) and in most codes worldwide that maximum amount of initial deflections of a web panel should be less than one-two hundred fiftieth of the height of the web panel. However, there is neither specific theoretical nor experimental background for this value, namely, it is not based on an adequate researches or investigations. And as for residual stresses, it is only taken into account simply by the reduction of the factor of safety in the JSHB specification.

In such a context, the purpose of the present paper is set to investigate numerically the effects of initial imperfections of a web panel on the ultimate strength as well as on the load deflection behavior. Here, the ultimate strengths of plate girder panels are calculated with varied initial deflections and residual stresses. Considered dimensions of the plate girder fall within the scope of the JSHB Codes, and such load conditions are applied that are typical for actual structures. As the first step, focused structure in this paper is a central part of a plate girder, which is subjected to the pure bending.

OBJECTIVE STRUCTURE AND ANALYTICAL MODEL

In this research, a typical plate girder bridge is taken into account, which is a three-span continuous plate girder bridge of about 90 meters in total length, and about 36 meters mid-span, and designed based on the JSHB code. The image of the mid-span structure is as shown in Fig.1, and the portion of the structure to be analyzed was selected from this structure. The vertical-stiffener is arranged at intervals of 1.5 meters. The height and the thickness of the web panel are 2 meters, and 10 millimeters, respectively. The objective structural portion is chosen from the central part of the girder, which is predominantly subjected to the bending moment caused by the dead load. As shown in Fig.2, an analytical model is constructed as the following: one panel of a main girder which possesses flanges and horizontal-stiffener is taken out, the width and the thickness of the flanges are 550 millimeters, and 28 millimeters, respectively. The

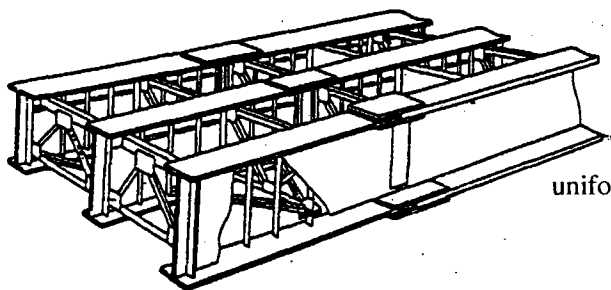


Fig.1. Objective structure

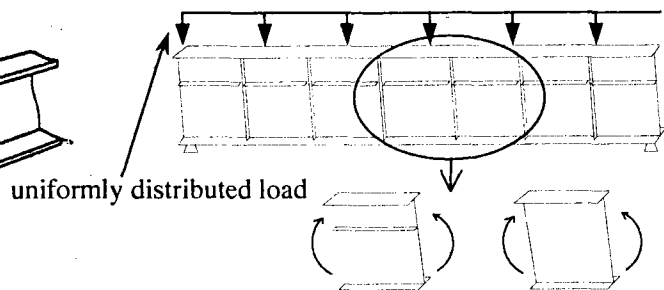


Fig.2. Extraction of analytical model (pure bending)

location of the horizontal-stiffener is such that the distance between the compression flange and the horizontal-stiffener is 20% of the web height. To clarify the influence of horizontal-stiffener, a model without the horizontal-stiffener is also examined.

The nonlinear analysis is performed by the use of DIANA, a general-purpose FEM code. Web panel, flanges and horizontal-stiffener are modeled by using curved shell element, each element is composed of four nodes, and the size of an element is about four centimeters. Web panel is divided into 1536 elements (48 elements in longitudinal-direction, 32 in vertical-direction), flange is into 320 elements, and horizontal-stiffener into 160 elements. The material is assumed to be SM490Y steel, whose tensile yielding stress is set to 3600kgf/cm². The stress-strain relation of the steel material is modeled as bi-linear model. The tangent modulus E_t after yielding is set to 1% of the Young's modulus. Also applied are the kinematical hardening rule with the von-Mises yielding function and the associated flow rule.

As is shown in Fig.3 initial out-of-plane deflection w_0 of a web panel is given by the bi-harmonic half wave as shown in Eq.(1), which has the maximum value at the center part of the web panel.

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

Where the height of the web panel h is 2000 millimeters, the width a is 1500 millimeters, and A determines the relative size of the initial deflection. Allowable limit for this value is 250 in the JSHB regulation. When the horizontal-stiffener was arranged, h_1 as shown in Fig.3 is utilized instead of h itself.

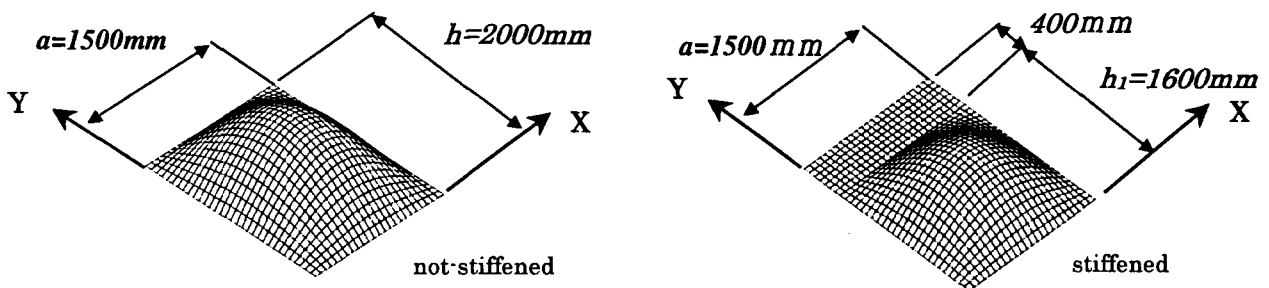


Fig.3. Initial deflection shapes of the web panel

The size of initial deflection of web panels is chosen from the following values: $h/50$, $h/100$, $h/150$, $h/200$, $h/250$, and $h/300$.

INFLUENCE OF INITIAL IMPERFECTION ON THE LOAD-DEFLECTION CURVES

Web panel without horizontal stiffener

The analytical model and the geometric boundary condition are shown in Fig.4. In the figure, longitudinal direction is taken as X-axis, vertical direction as Y-axis, and out-of-plane direction Z-axis. The panel is simply supported on the both edges, it is assumed that vertical-stiffeners at both edges possess sufficient out-of plane bending rigidity, and the panel will not deflect in out-of-plane direction. The displacements in X, Y-directions are fixed at the

center of the panel. And also at the four corners, the rotation of the panel around X-axis is fixed, to reflect the vertical-stiffener, and to reflect the torsional rigidity of the flanges. The loading to give bending moment is controlled by forced displacements as shown in Fig.4.

Residual stresses are also taken into account in this analysis. Stress distribution pattern (Fukumoto 1987) applied in this study is shown in Fig.5. The distribution is assumed to be constant in the longitudinal direction. At the connection between the web plate and a flange, the residual stress is set to the yielding stress of the model steel material.

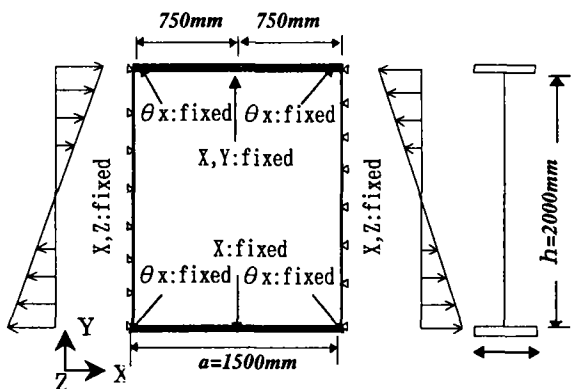


Fig.4 Analytical model without h-stiffener

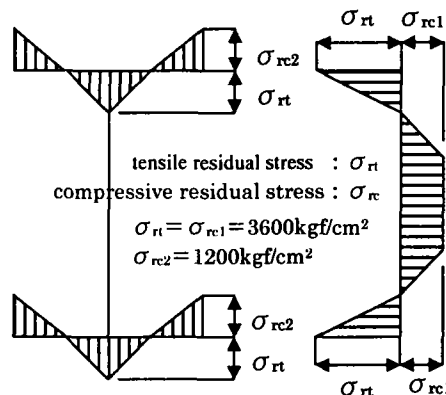


Fig.5 Residual stress distribution for without h-stiffener model

Fig.6 and 7 show the relationship between the load and out-of-plane deflection. The abscissa is taken as the maximum deflection among the whole nodal points, which includes initial deflection, and is divided by web thickness to give non-dimensional value. The ordinate is taken as the applied moment, and is divided by the yielding moment to give non-dimensional one.

Fig.6 shows the analytical results without the residual stress. The decrease of ultimate strength is hardly recognized in cases with $h/300$, $h/250$, $h/200$ and $h/150$. A bit of the strength decrease can be seen when initial deflection grows more than $h/150$. But the decrease of ultimate strength even in the case of $h/50$ is only about 2.8%, compared with the case of $h/250$, which is the one regulated in the specification of JSHB.

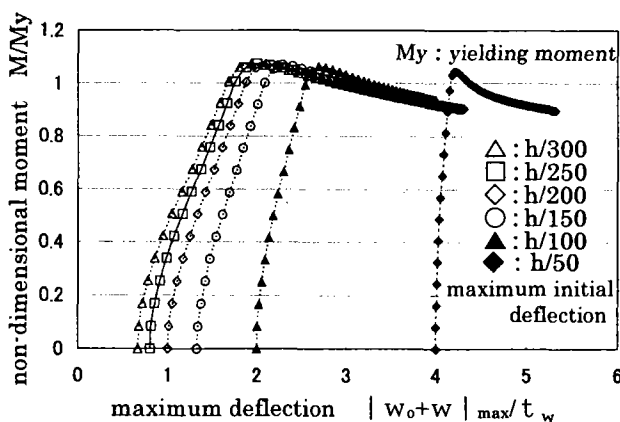


Fig.6 Load-deflection relationships without residual stress

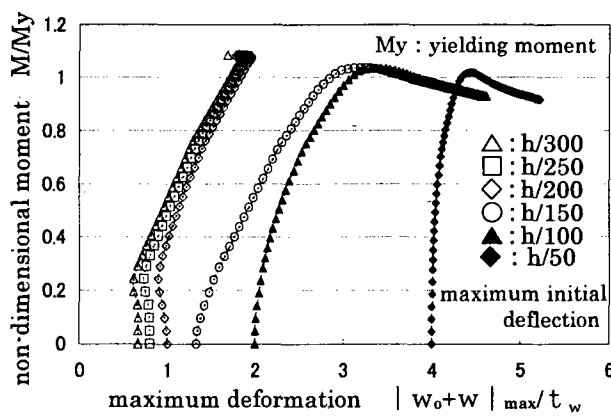


Fig.7 Load-deflection relationships with residual stress

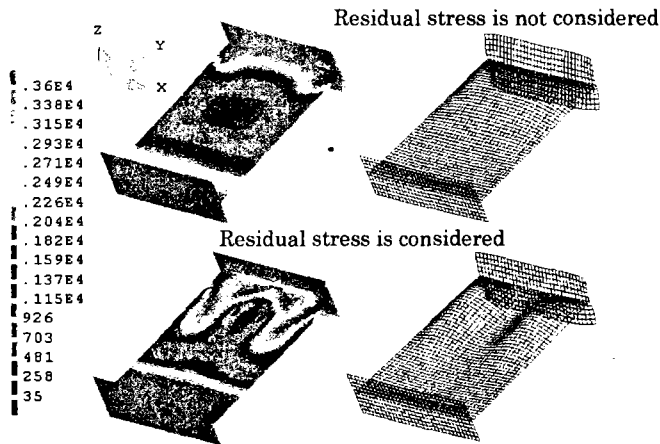


Fig.8 Deformed configurations and stress contour map

Fig.7 shows the analytical results when the residual stress is considered. As for the ultimate strength itself, the tendency to decrease with the increase of initial deflection is similar to the case of Fig.6, where the residual stress is not considered. And the decrease of ultimate strength in the case of $h/50$ is about 6.3%, compared with the case of $h/250$. Together with the increase in the load, the maximum out-of-plane deflection point moves as shown in Fig.9. Fig.(a) shows the cases in which the residual stress are considered, and the initial deflection are taken as $h/200$ or less. Fig. (b) shows the cases for larger initial deflections. It is clear from Fig.8, that buckling configurations on the compression side are different between the cases with and without residual stresses. For this reason, the analysis stops soon after the moment reaches its maximum, in the case of $h/200$ or less when the residual stress is considered. Moreover, it can be concluded that the residual stress dose not work disadvantageously for these cases in the sense of ultimate strength.

The area in the plasticity region on both compression and tension sides in web plate is larger in the case when the residual stress is considered than in the case when not considered.

Web panel with horizontal stiffener

The analytical model and the boundary conditions when the horizontal-stiffener is arranged are shown in Fig.10. The horizontal-stiffener is designed to have 120 millimeters width and 9 millimeters thickness. Other analytical conditions and boundary conditions are similar in case of the panels without a horizontal-stiffener.

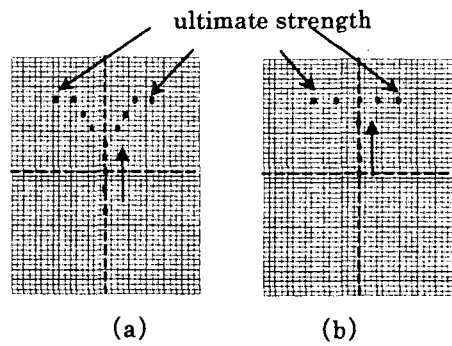


Fig.9 Shifts of the maximum deflection point on web plate

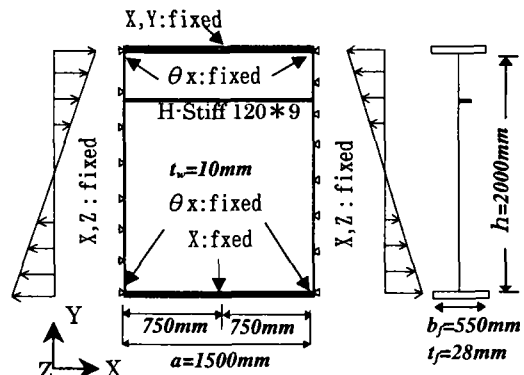


Fig.10 Analysis model with h-stiffener

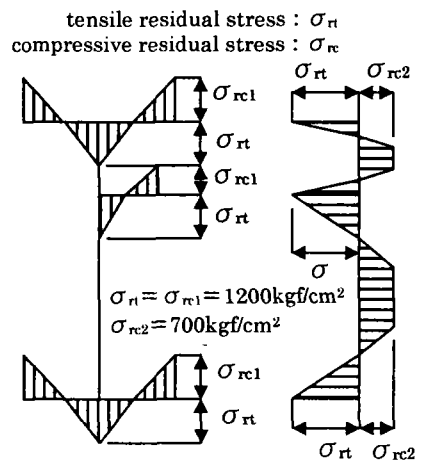


Fig.11 Residual stress distribution with h-stiffener

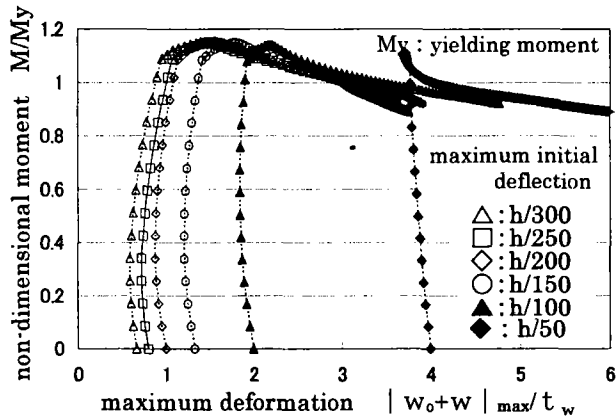


Fig.12 Load-Deflection relationships with h-stiffener: without residual stress

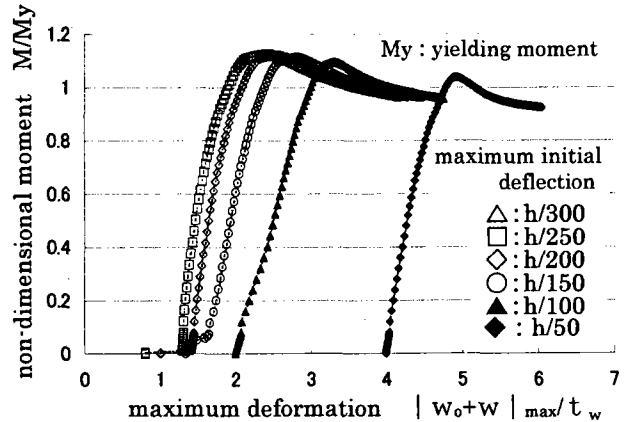


Fig.13 Load-Deflection relationships with h-stiffener: with residual stress

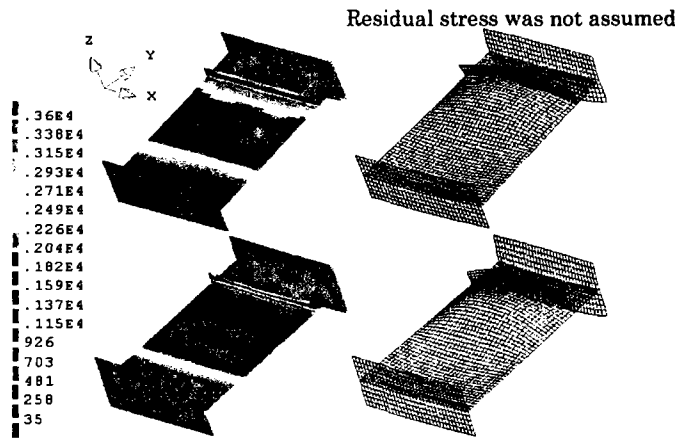


Fig.14 Deformed configurations and stress contour maps at maximum strength

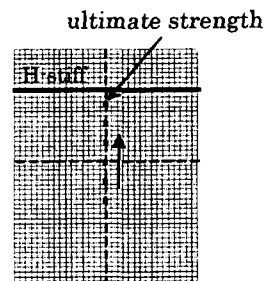


Fig.15 Shifts of maximum deflection point on web plate: without residual (horizontal-stiffener is considered)

Fig.11 shows the distribution of the residual stress in longitudinal direction, in case when a horizontal-stiffener is considered. The distribution is assumed to be constant in the longitudinal direction. Induced maximum residual stress in this case is 50% of the yielding stress of the model steel material, and locates at the connection between web plate and flange, and also at the connection between web plate and the horizontal-stiffener.

Fig.12 and 13 show the relationships between the load and out-of-plane deflection when the horizontal-stiffener is placed. The abscissa and the ordinate are taken same as the previous case of without a horizontal stiffener.

The analytical results for the case without residual stress is shown in Fig.12. As same as the case when a horizontal-stiffener is not considered, the decrease of strength is hardly seen in cases of h/300, h/250 and h/200. The decrease of the ultimate strength in case of h/50 is about 3.6%, compared with the case of h/250. Out-of-plane deflection is scarcely caused even at the ultimate strength, because of the effect of rigidity of a horizontal-stiffener.

Fig.13 similarly shows the analytical results for the case with the previously mentioned residual stress. When the strengths are compared with the cases where the residual stress are not considered, the tendency of the strength decrease is similar in both cases. Here, because the

calculation did not settle, the result is not shown for $h/300$. The decrease of ultimate strength in case of $h/50$ is about 7.8%, compared with the case of $h/250$. The influence of the residual stress for the cases of small initial deflections, namely, $h/250$, $h/200$ and $h/150$, appears remarkably in the beginning of the loading. The out-of-plane deflection develops immediately after the initial loading.

Stress contour line charts at the maximum ultimate strength states are shown in Fig.14. The distributions of the plasticity region are similar for both cases with and without residual stresses. The shifts of maximum out-of-plane deflection points, associated with the increases in the load, is in the vertical direction on the symmetrical axis all through the loading process as shown in Fig.15, in case when the residual stress is not considered.

CONCLUSIONS

In this research, clarification of the degree of the strength reduction is aimed when the limitation on the initial deflection of web panels are loosened from the one specified in the Japanese Steel Highway Bridges Code. The central panel of a typical practical plate girder subjected to the pure bending moment is examined by the use of FEM with the size of initial deflection and the amount of residual stress as the parameters. The conclusion obtained from this research can be summarized, together with Fig.16, as follows.

Next problems to be solved in the future are the similar effects in the cases of such loadings as the one which is given for the panel at a middle support and the one which is given for the panel at an end support, where combined bending and shear loading, and shear loading, are applied, respectively.

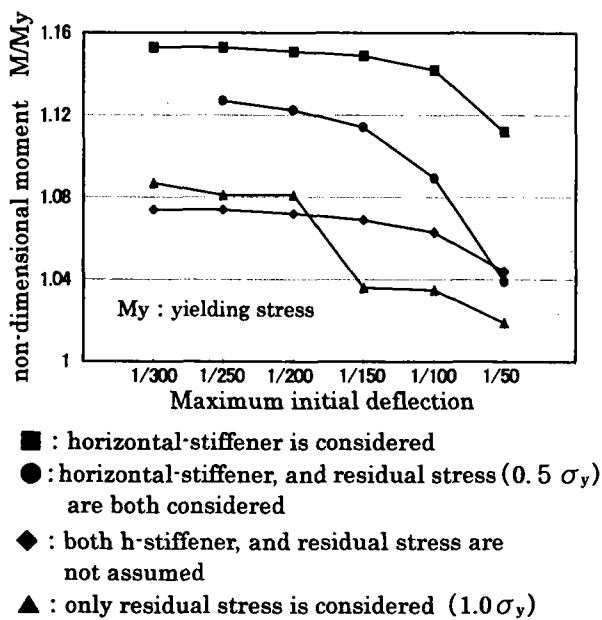


Fig.16 Effects of the initial imperfection on the Ultimate Strength

- In all the investigated cases in this research, the ultimate strength has more or less decreased, associated with the increase of the initial deflection.
- The change of the distribution pattern of the plasticity region (yielded zone) at maximum strength is not remarkable, even when the residual stress is considered.
- The decrease in the ultimate strength caused by the residual stress is at most 3% within the cases considered in this paper, and it can be said that the residual stress hardly influences the ultimate strength in the case of pure bending.
- The decrease rate of the strength in the case of $h/50$ initial deflection is about 6%, compared with that of the case of $h/250$ initial deflection.
- The decrease of the strength is at most 5 % for the practical relaxing case of $h/150$ initial deflection, compared with that of the present maximum allowable initial deflection case.

Address of thanks

A part of this study is conducted under the support of the Japan Steel Bridge Engineering Association. The authors would like to express our appreciations for the encouragement.

References

- Fukumoto,F. (1987), "Guidelines for Stability Design of Steel Structures", JSCE (In Japanese)
Komatu,S. and Kitada,T. (1980), "Practical calculation method of limit strength of stiffened compression plate with initial imperfection", JSCE, Vol.302 (In Japanese)
Kuranisi,S.(1988), "On the tension field action and collapse mechanism of a panel under shear",JSCE,Vol.392(In Japaese)
Japanese Road Association (1996), "Specification for Design of Highway Bridges, Part2, Steel Bridge" (In Japanese)

Influence of Initial Imperfection on the Ultimate Strength of Plate Girder Web Panel Subjected to Pure Bending and Shear

So KAWAMURA¹, Yusuke SAMEJIMA¹ and Nobutoshi MASUDA²

¹Department of Civil Engineering, Graduate School of Engineering, Musashi Institute of Technology

²Department of Civil Engineering, Musashi Institute of Technology

Abstract—It is regulated in the Japanese Specification for Highway Bridges that maximum initial deflection of a web panel in a steel plate girder should be less than one-two hundred fiftieth of the height of the web panel. However, there is no specific clear background for this value, it is based on neither analytical nor experimental evidences.

In such a context, the purpose of the present study is set to investigate numerically the influence of initial imperfections of a web panel on the ultimate strength as well as on the load deflection behavior. Here, the ultimate strengths of plate girder panels are parametrically calculated with initial deflections and residual stresses as the parameters. Two loading conditions are applied, that are typical for actual structures, one is pure bending and the other is shear.

INTRODUCTION

It is regulated in the JSHB¹⁾ and in most codes worldwide that maximum amount of initial deflection of a web panel should be less than one-two hundred fiftieth of the height of the web panel. However, there is neither specific theoretical nor experimental background for this value, namely, it is not based on an adequate researches or investigations. And as for residual stresses, it is taken into account in only the allowable axial compressive stress simply by the factor of safety in the JSHB²⁾. It is current tendency that the allowable stress design method is shifting to the limit state design method, and so to clarify the effects of those factors is getting more necessity and indispensability.

In such a context, the purpose of the present study is set to investigate numerically the effects of initial imperfections of a web panel on the ultimate strength as well as on the load deflection behavior. Here, the ultimate strengths of plate girder panels are calculated by the use of FEM with the varied magnitude and shape of the initial deflections, and with the varied magnitude of residual stresses. Considered dimensions of the plate girder fall within the scope of the JSHB, and such load conditions are applied that are typical for actual structures with moderate span length. One is pure bending and the other is shear. Combined loading of bending and shear is not considered in this paper. As for bending loading, examined are the effects of initial deflection shape and amount on the ultimate strength. Considered shapes are bi-harmonic

wave mode and buckling mode obtained by nonlinear analysis. Bi-harmonic wave mode is the one generally used for modeling initial deflections. On the other hand, buckling mode shape is critical as an initial deflection and it is the most disadvantageous shape for ultimate strength³⁾. As for shear loading, magnitudes of residual stress and initial deflection are taken as parameters, to examine the effect on the ultimate strength. As results the relationships are revealed between initial imperfections and ultimate strengths, and also revealed is the degree of the strength reduction when the limitation on the initial deflection of web panels are loosened from the one specified in the JSHB.

THREE-SPAN CONTINUOUS PLATE GIRDER BRIDGE AND THE OBJECTIVE PANELS

In this research, a standard plate girder bridge shown in Fig.1 is taken into account. This is a three-span continuous bridge with 90 meters total length, and has 36 meters central-span. The design is based on the JSHB. The vertical-stiffener is arranged at intervals of 1.5 meters. The height and the thickness of the web panel are 2 meters, and 10 millimeters, respectively. This configuration is typical for plate girders of this bridge length. The portions of the structure to be analyzed are selected from this structure.

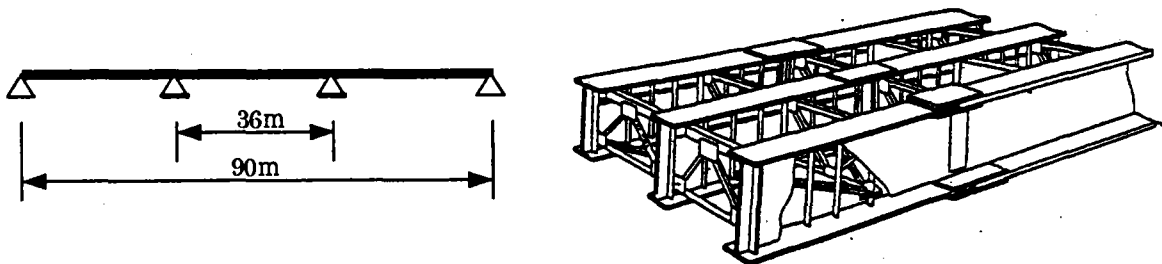


Fig.1. Objective structure-Typical three span continuous bridge with moderate span length

The objective structural portion is chosen from the central and end part of the girder as shown in Fig.2, which are predominantly subjected to bending moment and shear caused by its dead load, respectively. The analytical models are constructed as the following: one panel of a main girder which possesses flanges and horizontal-stiffener is taken out, the width and the thickness of the flanges are 550 millimeters, and 28 millimeters, respectively. The location of the horizontal-stiffener is such that the distance between the compression flange and the horizontal-stiffener is 20% of the web height. To clarify the influence of horizontal-stiffener, a model without the horizontal-stiffener is also examined.

Here, longitudinal direction, vertical direction and out-of-plane direction are taken as X-axis, Y-axis, and Z-axis, respectively. The nonlinear analysis is performed by the use of DIANA, a general-purpose structural analysis FEM code. The web panel, flanges and the horizontal-stiffener are modeled by using shell element, each element is composed of four nodes, and the size of an element is about four centimeters. Web panel is divided into 1536 elements (32 elements in longitudinal-direction, 48 in vertical-direction), flange is into 320 elements, and horizontal-stiffener into 160 elements.

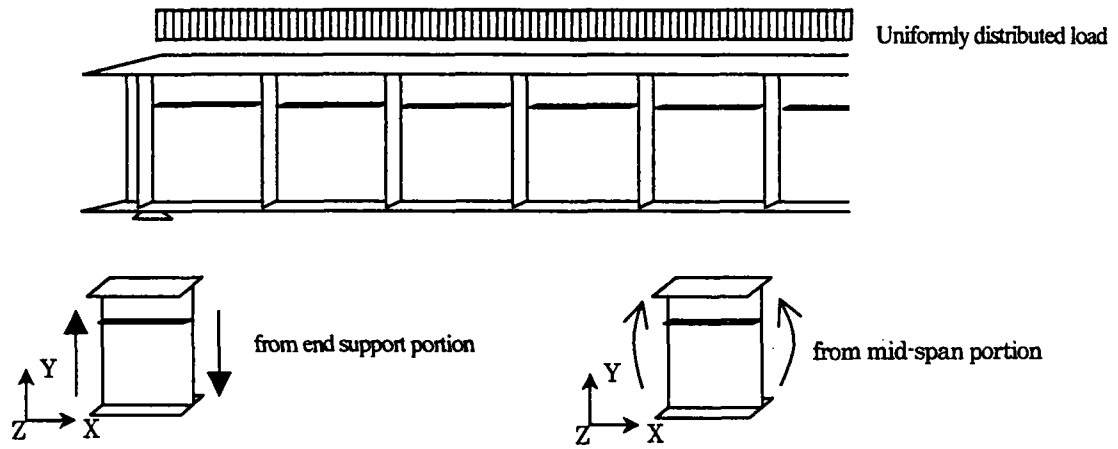


Fig.2. Extraction of analytical model

The material is assumed to be SM490Y steel, whose stress-strain relation is modeled by bi-linear model as shown in Fig.3. Tensile yielding stress is set to 3600kgf/cm². The tangent modulus E_t after yielding is set to 1% of the Young's modulus. Also applied are the kinematical hardening rule with the von-Mises yielding function and the associated flow rule. The loading to give bending moment and shearing force are controlled by forced displacements.

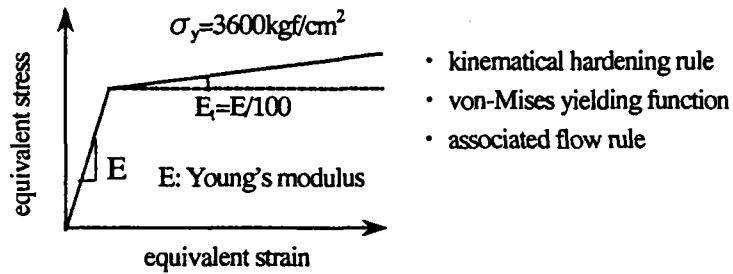


Fig.3. Bi-linear model of the steel

INITIAL IMPERFECTION OF THE I SECTION PANEL

Initial Deflection

As is shown in Fig.4 initial out-of-plane deflection w_0 of a web panel is given by the bi-harmonic half wave as shown in Eq.(1), which has the maximum value at the center part of the web panel,

$$w_0(x, y) = \frac{h}{A} \sin \frac{n \pi x}{a} \sin \frac{n \pi y}{h_1} \quad (1)$$

where the height of the web panel h is 2000 millimeters, the width a is 1500 millimeters, and A determines the relative magnitude of the initial deflection. Allowable limit for this value is 250 in the JSHB regulation. The magnitude of initial deflection of web panels is chosen in the range from $h/300$ up to $h/50$.

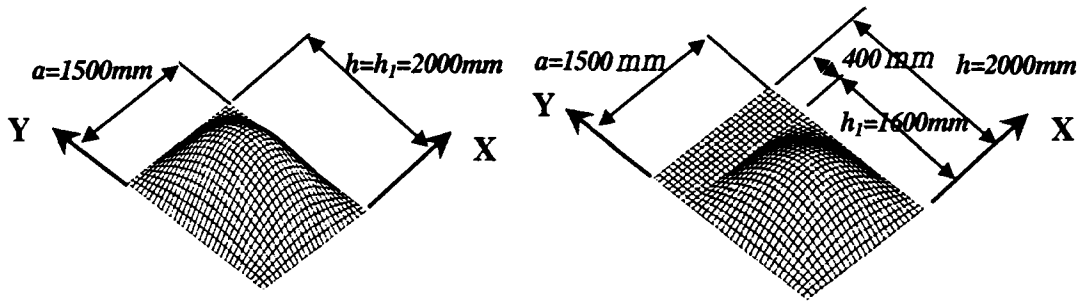


Fig.4. Initial deflection shapes of the web panel

Residual Stress

Residual stresses are taken into account in the case of the shear loading in this study. Stress distribution pattern applied is shown in Fig.5. The distribution is assumed to be constant in the longitudinal direction. This distribution is decided based on the existing literatures^{4,5}, because there exist no measured values for residual stresses in the actual plate panels.

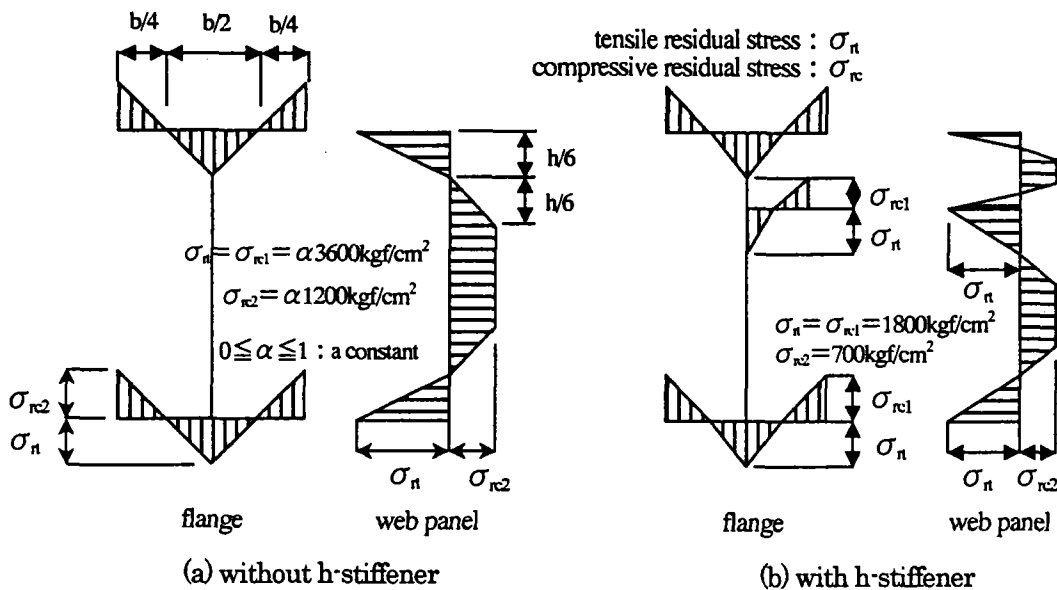


Fig.5 Distribution of residual stress

Fig.5.(a) shows the distribution in the case without horizontal stiffener, and Fig.(b) shows that in the case with a horizontal stiffener. Here, b is the width of flange.

At the connection between the web plate and a flange, the residual stress takes the maximum value and is equal to the yielding stress of the model steel material in the case when $\alpha=1$. In this study, to investigate the effect of the magnitude of the residual stress, the cases with $\alpha=0.5$ and $\alpha=0.8$ as well as $\alpha=0$ are also examined. In the case with horizontal stiffener, as a first step, introduced residual stress has 50% of the yielding stress of model material as its maximum, as shown in Fig.5(b).

ANALYTICAL RESULTS FOR THE END PANEL SUBJECTED TO SHEAR

Boundary Conditions

Fig.6 shows geometric boundary conditions for one panel analytical model subjected to shear force. Fig.(a) and Fig.(b) shows the model without and with horizontal stiffener, respectively. On both of the edges, displacement in the z direction u_z is constrained. Displacement in the x direction u_x is constrained on the left side of the model. Shear force is applied on the right side of the model. The loading to give shear force is controlled by forced displacements as shown in Fig.6.

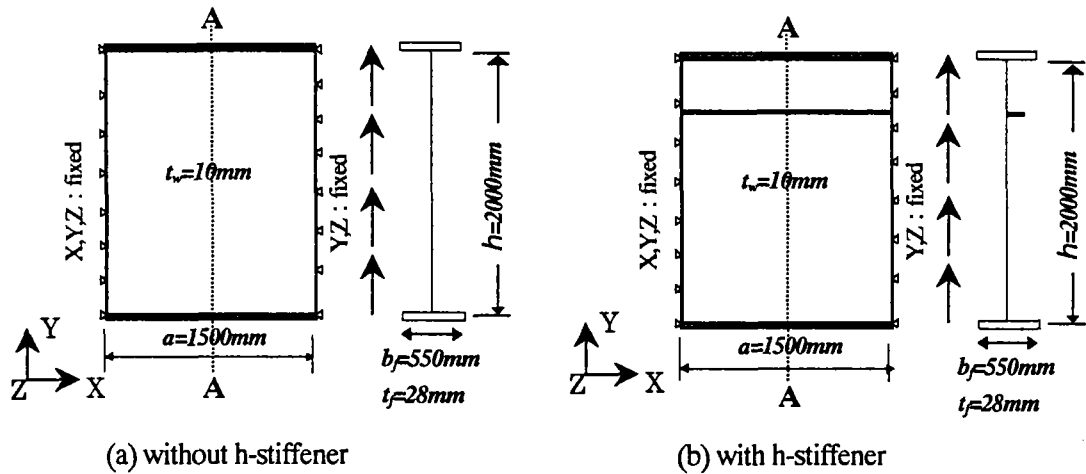


Fig.6 Analytical model of end panel

Web Panel without Horizontal Stiffener

Fig.7, 8 and 9 show the relationships between the shear force and out-of-plane deflection. The abscissa is taken as the non-dimensional maximum deflection $|w_0+w|/t_w$ among the whole nodal points, which includes initial deflection w_0 , t_w denotes the web thickness. The ordinate is taken as the non-dimensional applied shear force S/S_y , S_y denotes the yielding shear force. Fig.7 shows the analytical results without the residual stress. The decrease of ultimate strength is hardly recognized among the cases with $h/300$, $h/250$, $h/200$ and $h/150$.

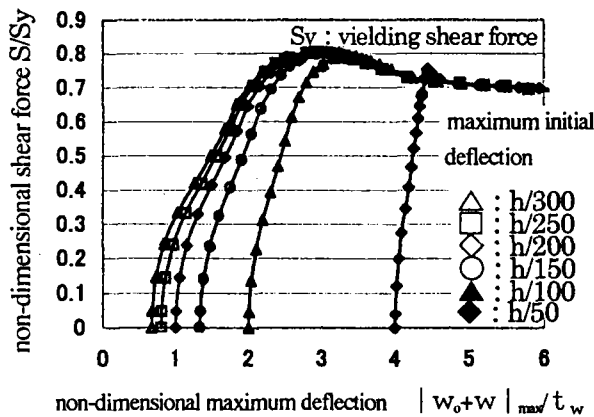


Fig.7 Load-deflection relationships without residual stress

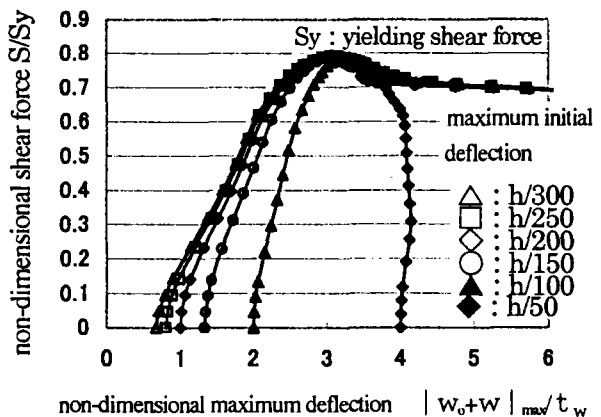


Fig.8 Load-deflection relationships with residual stress (maximum residual stress: $0.5 \sigma_y$)

A bit of the strength decrease can be seen when initial deflection grows more than $h/150$. But the decrease of ultimate strength even in the case of $h/50$ is only about 6.3%, compared with the case of $h/250$, which is the regulation value in the specification of JSHB.

Fig.8 shows the analytical results when the maximum residual stress is taken as 50%. As for the ultimate strength itself, the tendency to decrease with the increase of initial deflection is similar to the case of Fig.7, where the residual stress is not considered. And the decrease of ultimate strength in the case of $h/50$ is about 7.6%, compared with the case of $h/250$. Fig.9 shows the cases when the maximum residual stress is taken as the yielding stress itself. In this case, the decrease of ultimate strength in the case of $h/50$ is about 8.1%, compared with the case of $h/250$. Fig.10 and Fig.11 show the configurations of out-of-plane deformations at A-A section shown in Fig.6, for the case where maximum initial deflection is $h/250$. Fig.10 shows the case in which the residual stress is not considered. In this case, owing to the existence of the initial deflection, the out-of-plane deflection at the center of web plate becomes larger with the increase of shear force. Fig.11 shows the case in which the residual stress is considered. In this case, owing to the existence of the residual stress, the out-of-plane deflection becomes larger in the negative direction up to $S/S_Y \approx 0.81$.

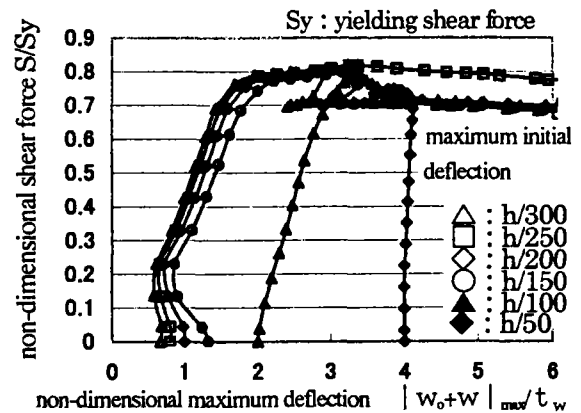


Fig.9 Load-deflection relationships with residual stress (maximum residual stress $1.0 \sigma_y$)

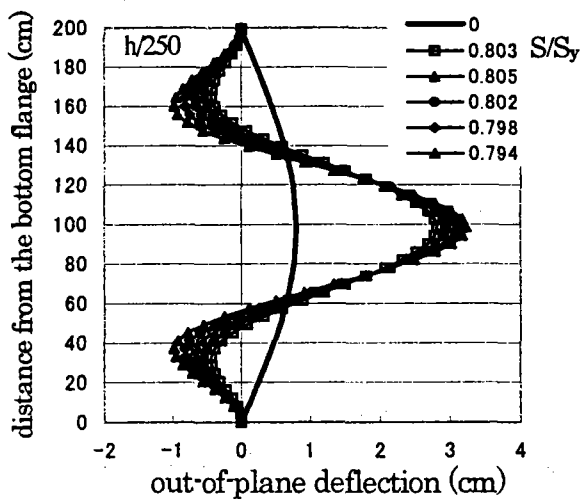


Fig.10 Deformed configuration at A-A section (residual stress is not considered)

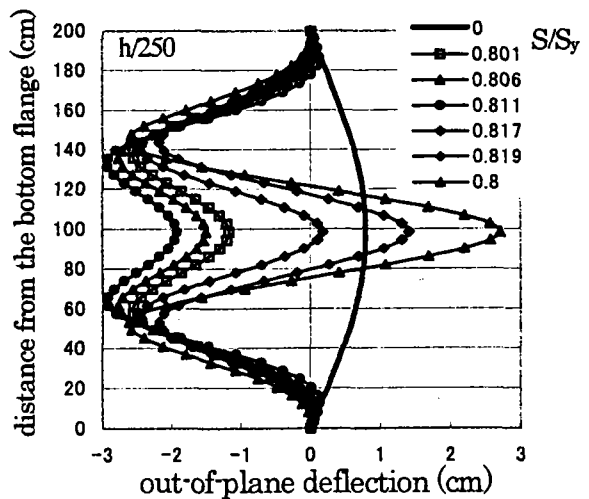


Fig.11 Deformed configuration at A-A section (maximum residual stress $1.0 \sigma_y$)

Fig.12 shows contour maps of von Mises equivalent stress on the surface of web panel and deformed configurations at the maximum ultimate strength state. Both cases with and without residual stress are shown for the case where maximum initial deflection is $h/250$. The maximum value of von Mises equivalent stress is 4950 kgf/cm^2 when the residual stress is not considered, and 3740 kgf/cm^2 when the residual stress is considered.

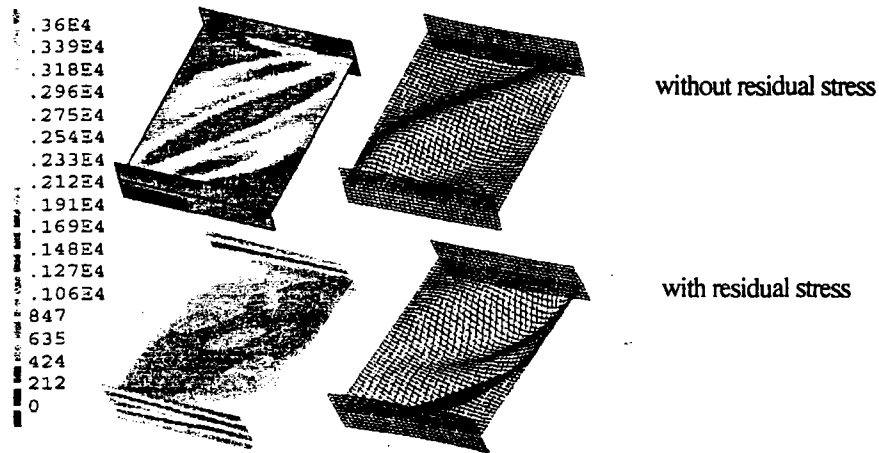


Fig.12 Deformed configurations and stress contour map at maximum ultimate strength (maximum initial deflection: $h/250$)

Web Panel with Horizontal Stiffener

The analytical model and the boundary conditions when the horizontal-stiffener is arranged are shown in Fig.6 (b). Fig.13 and 14 show the relationships between the load and out-of-plane maximum deflection. The abscissa and the ordinate are taken same as the previous case of without a horizontal stiffener. The analytical results for the case without residual stress is shown in Fig.13.

As same as the case when a horizontal-stiffener is not considered, the decrease of strength is hardly seen in cases up to $h/150$. The decrease of the ultimate strength in case of $h/50$ is about 5.4%, compared with the case of $h/250$. Fig.14 shows the analytical results for the case when the maximum residual stress is 50% of the yielding stress. When the strengths are compared with the cases where the residual stress is not considered, the tendency of the strength decrease is similar in both cases. The decrease of ultimate strength in case of $h/50$ is about 3.8%, compared with the case of $h/250$.

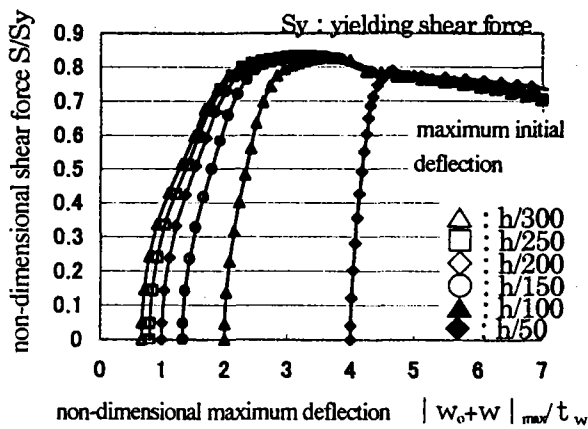


Fig.13 Load-deflection relationships without residual stress

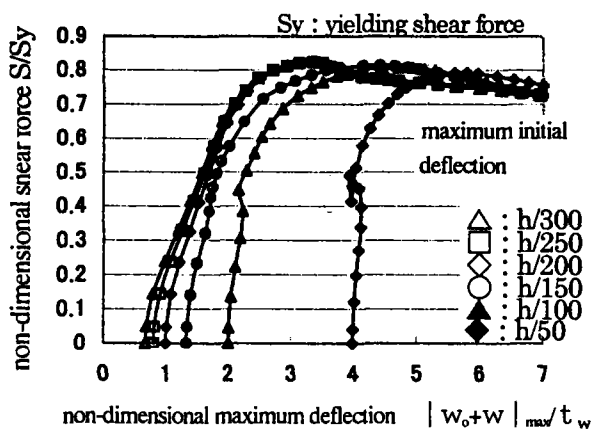


Fig.14 Load-deflection relationships with residual stress (maximum residual stress $0.5 \sigma_y$)

Fig.15 and Fig.16 show the configurations of out-of-plane deformations at A-A section shown in Fig.6. Fig.15 shows the case in which the residual stress is considered and when maximum initial deflection is set

to be $h/250$. In this case, owing to the existence of the initial deflection, the out-of-plane deflection at the center of web plate becomes larger with the increase of shear force. Fig.16 shows the case in which the residual stress is considered and also when maximum initial deflection is set to be $h/50$. In this case, the direction of out-of-plane deflection changes in the opposite direction, when normalized shear force exceeds 0.491.

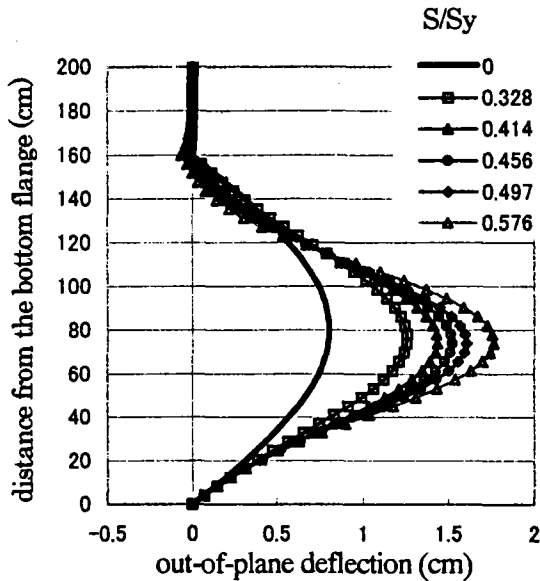


Fig.15 Deformed configuration at A-A section (maximum initial deflection $h/250$)

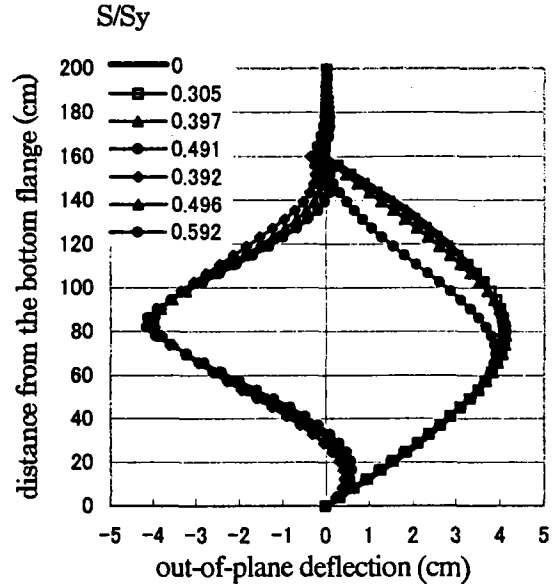


Fig.16 Deformed configuration at A-A section (maximum initial deflection $h/50$)

Fig.17 shows contour maps of von Mises equivalent stress on the surface of web panel and deformed configurations at the maximum ultimate strength state. In both cases, namely, with and without residual stress, maximum initial deflection is set to be $h/250$. The maximum value of von Mises equivalent stress is 3860kgf/cm^2 when the residual stress is not considered, and 5260kgf/cm^2 when the residual stress is considered.

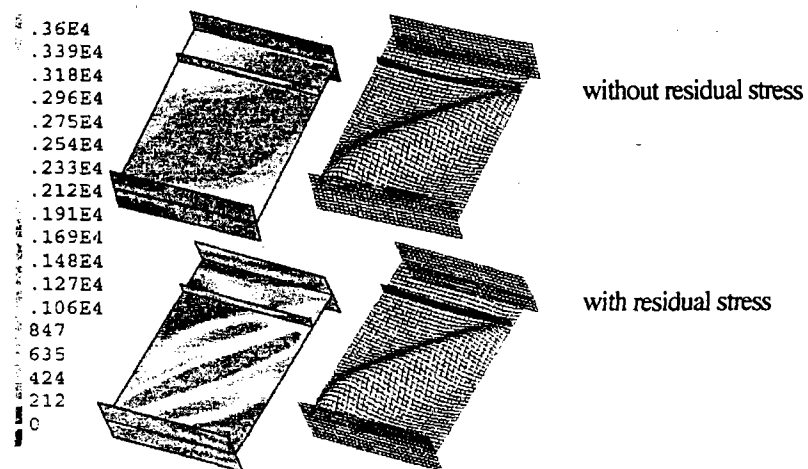


Fig.17 Deformed configurations and stress contour map at maximum ultimate strength (maximum initial deflection: $h/250$)

ANALYTICAL RESULT FOR THE MID PANELS SUBJECTED TO PURE BENDING

With Horizontal Stiffener And Without Residual Stress

Numerical analyses for the mid panels with the horizontal-stiffener subjected to pure bending were carried out. In this study, focused were the effects of initial deflection shape on the ultimate strength. Two initial deflection shapes were considered, the one was bi-harmonic wave mode which was described in chapter two, and the other was buckling mode itself.

Fig.18 shows the finite element mesh, and the geometrical boundary conditions are shown in Fig.19. The horizontal-stiffener is designed to have 120 millimeters width and 9 millimeters thickness, and the model is similar with the one considered in case where the panel is subjected to shear. The panel is simply supported on the both edges, it is assumed that vertical-stiffeners at both edges possess sufficient out-of-plane bending rigidity, and the panel will not deflect in out-of-plane direction. The displacements in X, Y-directions are fixed at the center of the panel. And also at the four corners, the rotation of the panel around X-axis is fixed, to reflect the vertical-stiffener, and to reflect the torsional rigidity of the flanges. The loading to give bending moment is controlled by forced displacements as shown in Fig.19.

The residual stress was not considered, to clarify the influence of initial deflection shape on the ultimate strength. The analysis in which residual stress was considered is reported in reference [6].

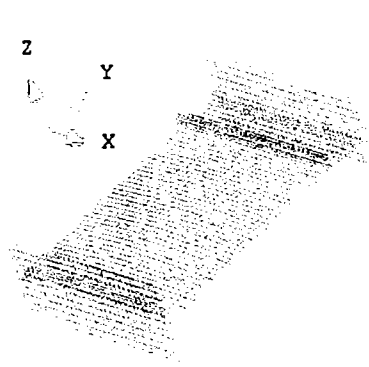


Fig.18 Finite element mesh with h-stiffener

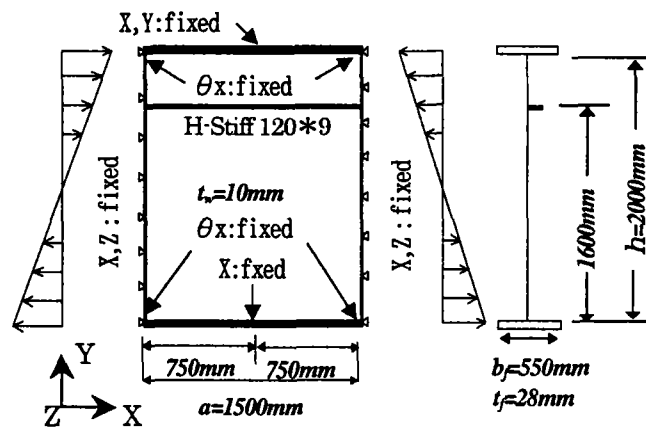


Fig.19 Boundary condition of the model subjected to pure bending

Fig.20 shows the shape of initial deflection, which is called as buckling mode. It is the calculated deformation shape at the ultimate strength in case in which initial imperfections, that are residual stress and initial deflection, were not taken into account.

Fig.21 shows the relationships between the load and out-of-plane deflection. The abscissa is taken as the non-dimensional maximum deflection among the whole nodal points, which includes initial deflection w_0 . The ordinate is taken as the applied moment non-dimensionalized by the yielding moment.

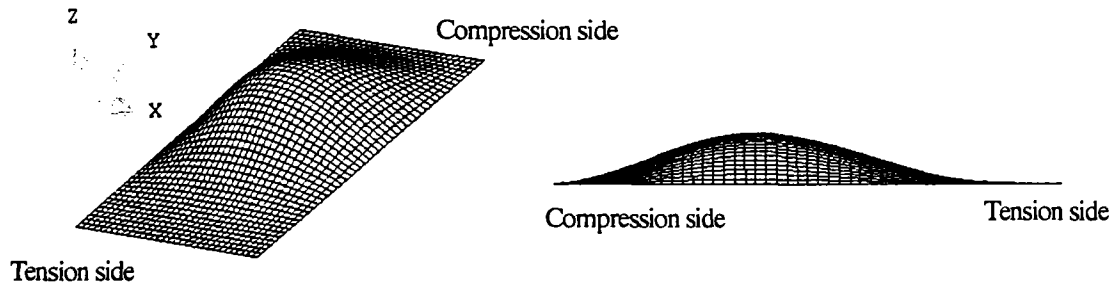


Fig.20 Initial deflection shape (Buckling mode)

Fig.21. (a) is an analytical result, by the use of bi-harmonic wave mode as an initial deflection. The decrease of ultimate strength is hardly seen among the cases with $h/300$, $h/250$, and $h/200$. A bit of the strength decrease can be seen when initial deflection grows more than $h/200$. But the decrease of ultimate strength is only about 0.35%, and about 0.95% compared with the case of $h/250$ even in the case of $h/150$ and the case of $h/100$, respectively.

The analytical result for the case of buckling mode to be an initial deflection is shown in Fig.21. (b). As for the ultimate strength itself, the tendency to decrease with the increase of initial deflection is similar to the case of Fig.21. (a). The decrease of ultimate strength in the case of $h/150$ and the case of $h/100$ is only about 0.79%, and 1.84%, compared with the case of $h/250$, respectively.

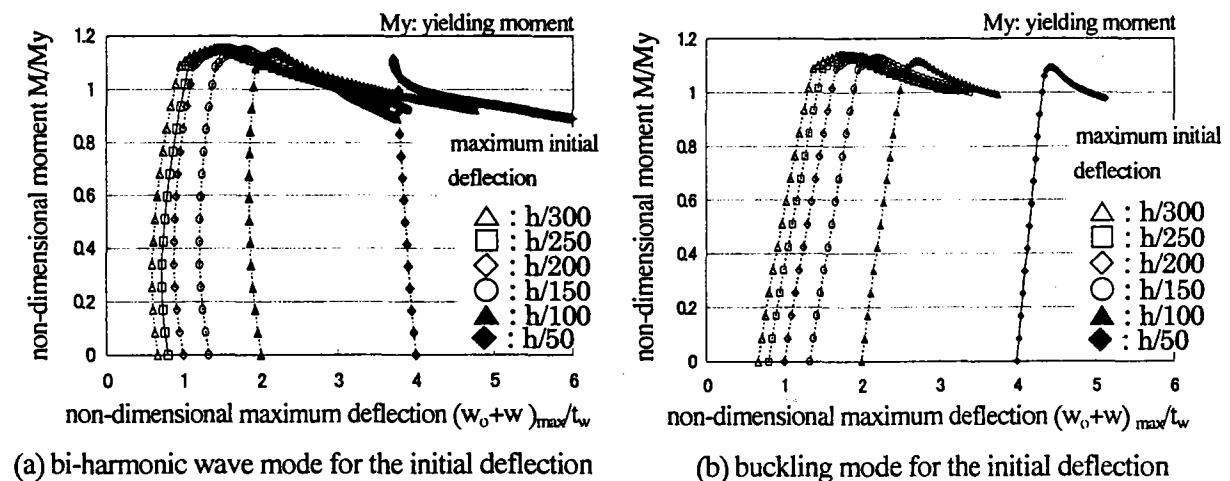


Fig.21 Load-Deflection relationships when subjected to pure bending

CONCLUSIONS

In this research, clarification of the degree of the strength reduction is aimed when the limitation on the initial deflection of web panels are loosened from the one specified in the Japanese Specification for Highway Bridges. Examined loading conditions are pure bending and shear. The investigation is made through the use of FEM with the magnitudes of initial deflection and the residual stress to be parameters. And as for bending, examined is the effect of shape of the initial deflection such as buckling mode and

bi-harmonic wave mode on ultimate strength of the I-section member. The conclusion obtained from this research can be summarized, as follows:

Shear Loading Case

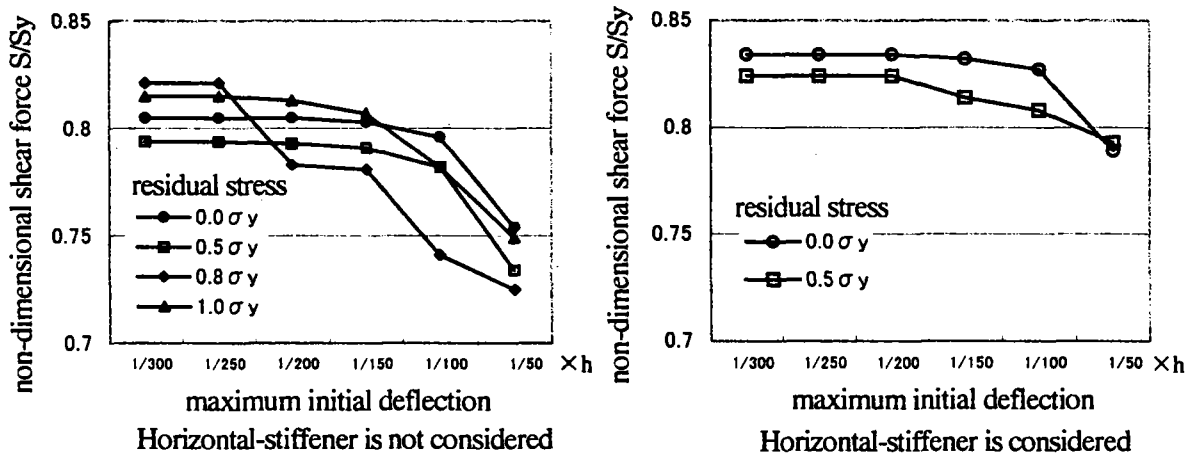


Fig.22 Effects of the initial imperfections on ultimate strength in case subjected to shear

- The decrease rate of the strength in the cases of $h/50$ as maximum initial deflection is about 12%, compared with that of the case of $h/250$ as maximum initial deflection.
- The decrease of the strength is at most 5% for the practical relaxing case of $h/150$ as maximum initial deflection, compared with that of present maximum allowable initial deflection case.

Pure Bending Loading Case

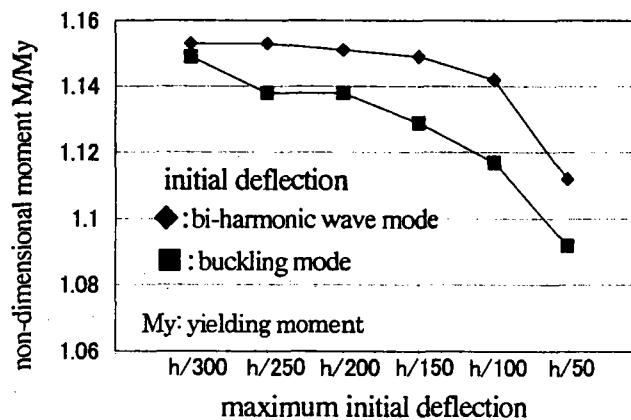


Fig.23 Effects of the initial deflection on the ultimate strength in cases subjected to pure bending

- In both cases, investigated in this research, the ultimate strength has more or less decreased, associated with the increase of the initial deflection.
- The decrease in the ultimate strength by the use of initial deflection to be the buckling mode is about 2%, compared with the case of bi-harmonic wave mode as initial deflection. There is no difference in the

tendency for the decrease of ultimate strength.

- The decrease of the strength is at most 5 % for the practical relaxing case of $h/150$ as maximum initial deflection, compared with that of the present maximum allowable initial deflection case.

ACKNOWLEDGEMENT

A part of this study is conducted under the support of the Japan Steel Bridge Engineering Association. And we got a very profitable advice from Mr. Mochizuki, Mr. Wachi, Mr. Matsuda, and Dr. Shirahata. The authors would like to express our sincere appreciations for the encouragement.

REFERENCES

- 1) Japanese Road Association: Specification for Design of Highway Bridges, Part2, Steel Bridge, pp.412~415,1996 (in Japanese).
- 2) Kondo, A., Hiura, T., and Kikuchi, Y.: A study on the estimation of residual stresses in welded I-sections, Prof. JSCE, No.288, pp1~11,1979 (in Japanese).
- 3) Ohga, M., Takaue, A., and Sakihama, S.: Ultimate analysis of thin-walled members with initial imperfection of buckling modes, Prof. JSCE, pp157~164,1999 (in Japanese).
- 4) Kawanishi, N., and Goto, Y.: A method of introducing residual stress and initial deflections in FEM analysis for steel structures, Prof. JSCE, Vol.45, pp137~148,1999 (in Japanese).
- 5) Fukumoto, Y.: Guidelines for Stability Design of Steel Structure, JSCE, pp60~74,1987 (in Japanese).
- 6) Masuda, N., Samejima, Y., Shirahata, H., Mochizuki, K., Wachi, T., and Matuda, H.: Influence of initial imperfection on the strength of plate girder web subjected to bending, Proc. ICSCS'01, pp1063~1070,2001.

EFFECTS OF THE INITIAL IMRRFECTION ON THE ULTIMATE STRENGTH OF PLATE GIRDERS

Nobutoshi Masuda¹⁾, Kiyohiko Mochizuki²⁾, Hiroshi Matuda³⁾, Teruo Wachi⁴⁾,
Yusuke Samejima⁵⁾ and Hiromi Shirahata⁶⁾

1) Prof. and Dr. Eng., Musashi Institute of Technology

2) Sakurada Corp

3) Japan Information Processing

4) Tomoe Corp.

5) Graduate School of Engineering, Musashi Institute of Technology

6) Assistant Prof. and Dr. Eng., Musashi Institute of Technology

ABSTRACT

The Japanese Specification for Highway Bridges (JSHB) describes that maximum initial deflection of a web panel in a steel plate girder should be less than one-two hundred fiftieth of the height of the web panel. However, there is no specific background for this value. It is based on neither analytical nor experimental evidences.

In such a context, the purpose of the present study is to investigate the influence of initial imperfections of a web panel on the ultimate strength as well as on the load-deflection behavior numerically. The ultimate strengths of plate girder panels were parametrically calculated with initial deflections as the parameter.

1.INTRODUCTION

The JSHB¹⁾ and in most codes worldwide describe that maximum amount of initial deflection of a web panel should be less than one-two hundred fiftieth of the height of the web panel. However, there is neither specific theoretical nor experimental background for this value, namely, it is not based on an adequate researches. In the JSHB²⁾, as for residual stresses it is taken into account in only the allowable axial compressive stress simply by the factor of safety. It is current tendency that the allowable stress design method is shifting to the limit state design method. It is necessary to investigate the effects of those factors.

In such a context, the purpose of the present study is to investigate numerically the effects of initial imperfections of a web panel on the ultimate strength as well as on the load deflection behavior. The ultimate strengths of plate girder panels were calculated by the FEM with the varied magnitude and shape of the initial deflections. Configuration of the plate girder bridge considered in this study satisfies the JSHB. The span length is about 40 meters. That is typical length for highway bridges. Loading conditions considered in this study are applicable for most of the highway bridges in Japan. As the first step, focused structure in this paper was a central part of a plate girder which was subjected to the pure bending. The effects of initial deflection shape and amount on the ultimate strength were examined. Considered shapes were half sinusoidal wave mode and buckling mode obtained by nonlinear analysis. Half sinusoidal wave mode is the one generally used for modeling initial deflections. On the other hand, buckling mode shape is critical as an initial deflection and it is the most

disadvantageous shape for ultimate strength³⁾. Relationships between initial deflection and ultimate strengths were investigated. The possibility of regulation was discussed for appropriate value of initial imperfection.

2. OBJECTIVE STRUCTURE AND ANALYTICAL MODEL

A standard plate girder bridge shown in Fig.1 was taken into account. This is a three-span continuous bridge with 90 meter total length, and has 36 meter central-span. The design was based on the JSHB. The vertical-stiffener was arranged at intervals of 1.5 meters. The height and the thickness of the web panel were 2 meters, and 10 millimeters, respectively. This configuration is typical for plate girders of this bridge length. The portions of the structure to be analyzed were selected from this structure.

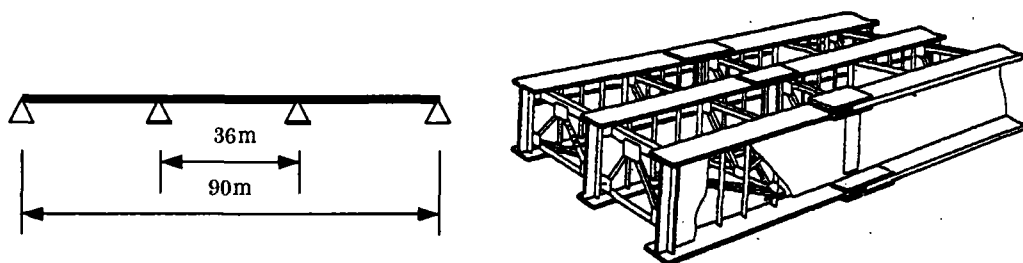


Fig.1. Objective structure-Typical three span continuous bridge with moderate span length

The objective structural portion was the central part of the girder as shown in Fig.2, which was predominantly subjected to bending moment caused by its dead load. The analytical models were constructed in the following: one panel of a main girder with flanges and horizontal-stiffener was taken out. The width and the thickness of the flanges were 550 millimeters, and 28 millimeters, respectively. The location of the horizontal-stiffener was 20% of the web height from the flange plate under compression.

Longitudinal direction, vertical direction, and out-of-plane direction are taken as X-axis, Y-axis, and Z-axis, respectively. The nonlinear analyses were performed by DIANA, a general-purpose structural analysis FEM code. The web panel, flanges and the horizontal-stiffener were modeled by using shell element. Each element was composed of four nodes, and the size of an element was about four centimeters. Web panel was divided into 1536 elements (32 elements in longitudinal-direction, 48 in vertical-direction), flange was into 320 elements, and horizontal-stiffener into 160 elements.

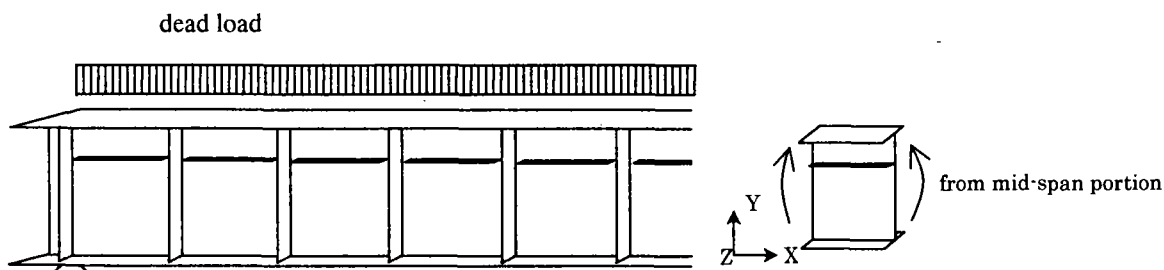


Fig.2. Extraction of analytical model

The material was assumed to be JIS SM490Y steel of which stress-strain relation was modeled by bi-linear model as shown in Fig.3. Tensile yielding stress is 3600kgf/cm². The

tangent modulus E_t after yielding was set to 1% of the Young's modulus E . The kinematical hardening rule with the von-Mises yielding function and the associated flow rule were employed. Displacement control was applied for the loading.

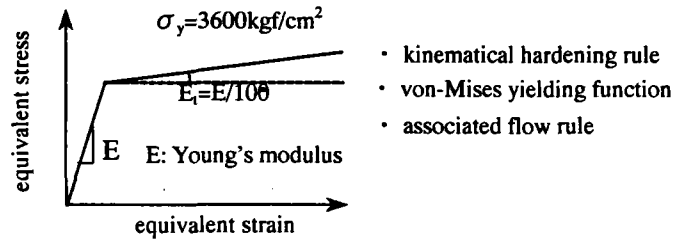


Fig.3. Bi-linear model of the steel

3.INITIAL DEFLECTION OF THE I-SECTION PANEL

Two types of initial deflection shape were considered. One was half sinusoidal wave and the other was buckling mode.

Initial out-of-plane deflection w_0 of a web panel was given by half sinusoidal wave as shown in Eq.(1). The maximum value at the center part of the web panel could be seen.

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

Where h is the height of the web panel and a is the width of the web panel. h is 2000 millimeters and a is 1500 millimeters. A determines the relative magnitude of the initial deflection. Allowable limit for this value is 250 in the JSHB regulation. The magnitude of initial deflection of web panels was chosen in the range from $h/300$ up to $h/50$.

Fig.4 shows the shape of initial deflection of buckling mode. It was deformation shape at the ultimate strength obtained by calculation. Initial imperfections of residual stress and initial deflection were not taken into account.

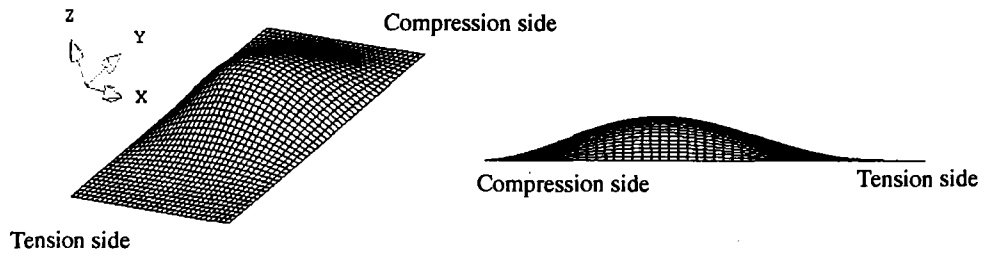


Fig.4 Initial deflection shape (Buckling mode)

4.ANALYTICAL RESULT SUBJECTED TO PURE BENDING

Numerical analyses for the mid panels with the horizontal-stiffener subjected to pure bending were carried out. In this study, the focus was on the effects of initial deflection shape on the ultimate strength. Two initial deflection shapes were considered. The one was half sinusoidal wave mode, and the other was buckling mode.

Fig.5 shows the finite element mesh, and the geometrical boundary conditions are shown in Fig.6. The horizontal-stiffener was designed to have 120 millimeter width and 9 millimeter thickness. The panel was simply supported on the both edges. It was assumed that vertical-stiffeners at both edges possessed sufficient out-of plane bending rigidity, and the

panel would not be deflected in out-of-plane direction. The displacements in X, Y-directions were fixed at the center of the panel. At four corners, the rotation of the panel around X-axis was fixed, considering the vertical-stiffener and the torsional rigidity of the flanges. The loading to apply bending moment was controlled by constraint of displacements as shown in Fig.6.

The residual stress was not considered in order to clarify the influence of initial deflection shape on the ultimate strength. The analysis in which residual stress was considered was reported in reference [4].

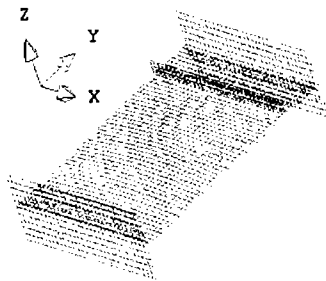


Fig.5 Finite element mesh with h-stiffener

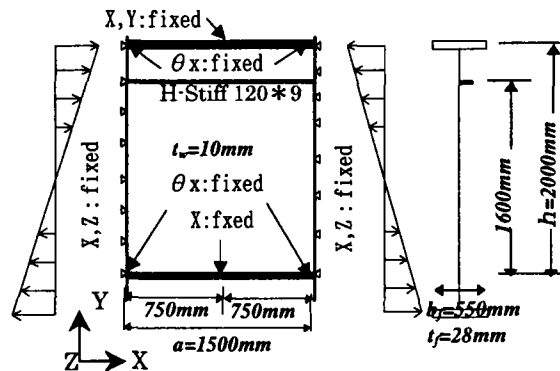
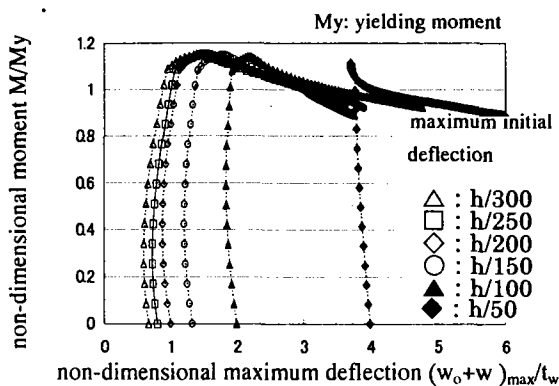


Fig.6 Boundary condition of the model subjected to pure bending

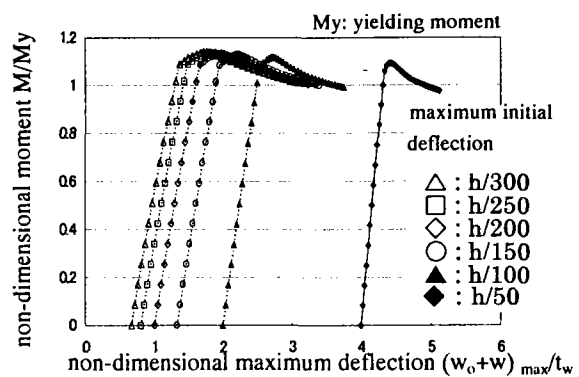
Fig.7 shows the relationships between the load and out-of-plane deflection. The horizontal axis is the non-dimensional maximum deflection among all the nodal points of web panel which includes initial deflection w_0 . The vertical axis is represented by $(w_0+w)/t_w$. Where w_0 is initial deflection, t_w is thickness of web plate, and w is out-of-plane displacement obtained by the analysis.

Fig.7. (a) is an analytical result by the use of half sinusoidal wave mode as an initial deflection. The decrease of ultimate strength could not be seen among the cases of $h/300$, $h/250$, and $h/200$. A bit of the strength decrease could be seen when initial deflection became more than $h/200$. The decrease of ultimate strength was only about 0.35% and about 0.95% compared with the case of $h/250$ even in the case of $h/150$ and the case of $h/100$, respectively.

The analytical result for the case of buckling mode of an initial deflection is shown in Fig.7. (b). As for the ultimate strength itself, the tendency to decrease with the increase of initial deflection was similar to the case of Fig.7. (a). The decrease of ultimate strength in the case of $h/150$ and the case of $h/100$ was only about 0.79%, and 1.84%, compared with the case of $h/250$, respectively.



(a) half sinusoidal wave mode for the initial deflection



(b) buckling mode for the initial deflection

Fig.7 Load-Deflection relationships when subjected to pure bending

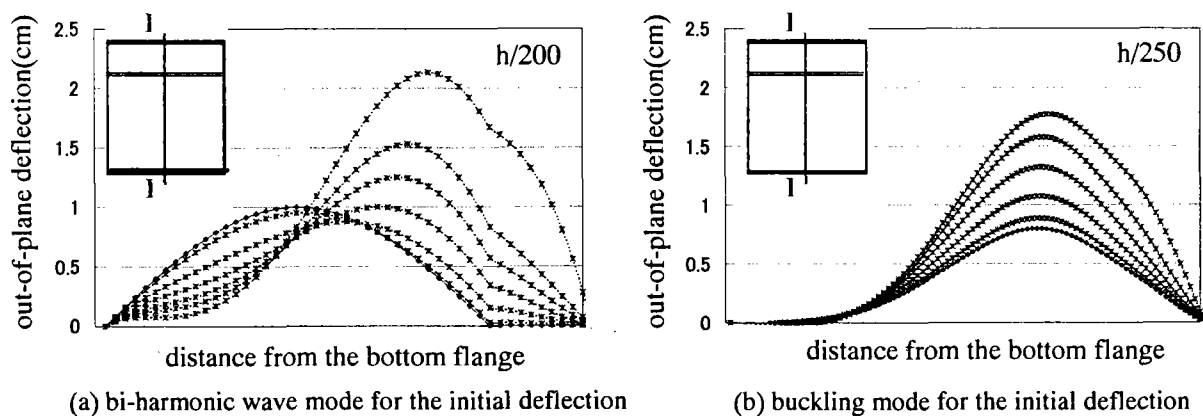


Fig.8 Deformed configuration at I-I section

Fig.8 shows the configurations of out-of-plane deformations at I-I section. Fig.8.(a) shows the case that the half sinusoidal wave mode for the initial deflection and maximum initial deflection is $h/200$. In this case, owing to the existence of the initial deflection, the out-of-plane deflection changed the mode with the increase of bending moment.

Fig.8.(b) shows the case in which the buckling mode for the initial deflection and also when maximum initial deflection was $h/250$. In this case, the out-of-plane deflection at the center part of plate became larger with the increase of bending moment and the shape of deformation at the ultimate strength was similar to shape of the initial deflection.

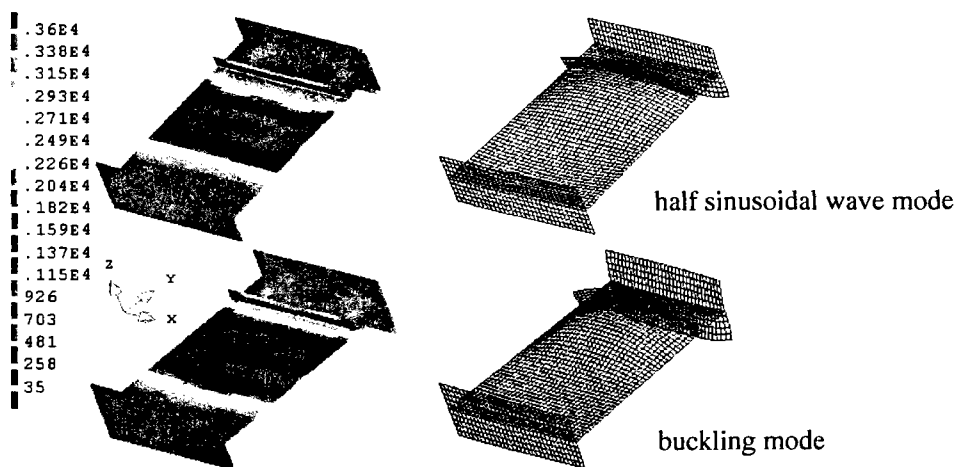


Fig.9 Deformed configurations and stress contour map at maximum ultimate strength
(Maximum initial deflection: $h/250$)

Fig.9 shows contour maps of von-Mises equivalent stress at the ultimate strength. The distributions of the plasticity region were similar for both cases of half sinusoidal wave mode and buckling mode.

CONCLUSIONS

In this research, effect of larger initial deflection than the value specified in the JSHB on ultimate buckling strength reduction was investigated. Examined loading condition was pure bending. Numerical analyses by FEM were carried out considering two parameters. One was magnitude of initial deflection and the other was shape of the initial deflection such as buckling mode and half sinusoidal wave mode. The conclusion obtained from this research

could be summarized together with Fig.10, as follows:

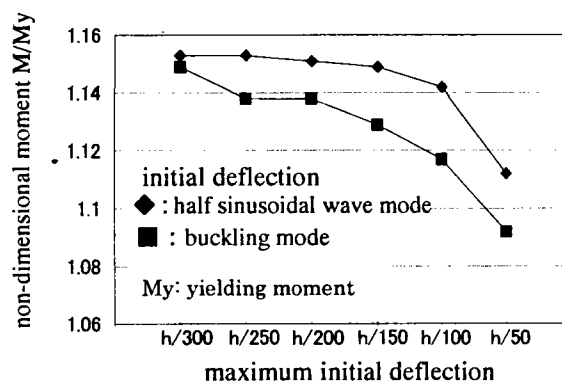


Fig.10 Effects of the initial deflection on the ultimate strength

- In both cases of initial deflection shapes investigated in this research, the ultimate strength decreased, associated with the increase of the initial deflection.
- Compared with the case of half sinusoidal wave mode as initial deflection, the decrease in the ultimate strength of buckling mode as the initial deflection was about 2%. There was no difference in the tendency for the decrease of ultimate strength.
- The decrease of the strength was at most 0.5 % for the practical relaxing case of h/150 as maximum initial deflection, compared with that of the present maximum allowable initial deflection case.

ACKNOWLEDGEMENT

A part of this study is conducted under the support of the Japan Steel Bridge Engineering Association. The authors would like to express our sincere appreciations for the encouragement.

REFERENCES

- 1) Japanese Road Association: Specification for Design of Highway Bridges, Part2, Steel Bridge, pp.412~415,1996 (in Japanese).
- 2) Kondo, A., Hiura, T., and Kikuchi, Y.: A study on the estimation of residual stresses in welded I-sections, Prof. JSCE, No.288, pp1~11,1979 (in Japanese).
- 3) Ohga, M., Takaue, A., and Sakihama, S.: Ultimate analysis of thin-walled members with initial imperfection of buckling modes, Prof. JSCE, pp157~164,1999 (in Japanese).
- 4) Masuda, N., Samejima, Y., Shirahata, H., Mochizuki, K., Wachi, T., and Matuda, H.: Influence of initial imperfection on the strength of plate girder web subjected to bending, Proc. ICSCS'01, pp1063~1070,2001.

鈎桁支間中央部腹板の耐荷力に及ぼす初期不整の影響

武蔵工業大学 学生員 ○鮫島祐介 日本電子計算 正会員 松田 宏
 武蔵工業大学 フェロー 増田陳紀 サクラダ 望月清彦
 巴コーポレーション 和地輝雄 武蔵工業大学 正会員 白旗弘実

1. はじめに

道路橋示方書¹⁾では腹板の製作誤差(初期たわみ)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、この値は必ずしも明確な解析的あるいは実験的な根拠に基づくものではない。製作上の制限を緩和しえるかどうかを検討するため本研究では桁中央部を想定し、初期たわみおよび残留応力をパラメータとして耐荷力低下の度合いを解析的に明らかにすることを試みた。

2. 解析対象および解析方法

支間 36m 程度の 3 径間連続プレートガーダー橋を想定し、道路橋示方書に準じて設計を行い解析対象の断面を決定した。解析の対象区間は桁中央部とし、強制変位による純曲げを載荷した。図-1 は桁中央部の純曲げモデルであり、圧縮フランジ側から 20% の位置に水平補剛材を一段配置した。初期たわみは水平補剛材と引張り側フランジの間に正弦 1 半波形で導入した。導入する橋軸方向残留応力の分布を図-2 に示す。

腹板の最大初期たわみを桁高の 1/300, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100 および 1/50, 最大残留応力をモデル鋼材 (SM490Y) の $0.5\sigma_y$ とし、これら 6 種類の大きさの初期たわみおよび残留応力が耐荷力へ与える影響を調べた。解析は汎用 FEM 解析コード DIANA を使用した。要素は 1 要素 4 節点曲面シェル要素で、降伏判定は von - Mises の降伏条件を用いた。応力-ひずみ関係は降伏後の勾配を $E/100$ (E : 弾性係数) としたバイリニア移動硬化モデルとし、腹板の分割数は図-1 のような 1 パネルにつき 1536 要素 (桁高方向に 48 分割, 橋軸方向に 32 分割), フランジ, 水平補剛材部を含めた全体では 2341 要素である。

3. 解析結果

曲げモーメント-最大たわみ関係を図-3, 4 に示す。図は縦軸にモーメント, 横軸に最大たわみを取り、それぞれ降伏モーメントおよび腹板の板厚で除して無次元化している。

図-3 は残留応力を考慮しない場合の解析結果である。耐荷力を比較すると、初期たわみが $h/300, h/250, h/200$ では耐荷力の低下が見られず、初期たわみが $h/200$ より大きくなるに従って耐荷力が若干低下している。 $h/250$ の場合と耐荷力が最小となった $h/50$ の場合を比較したときの耐荷力の低下は 3.6% 程度であった。

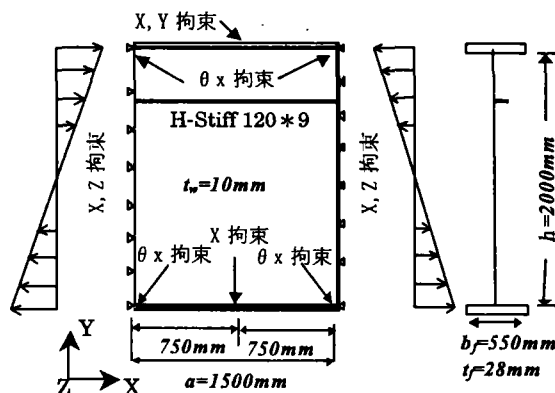


図-1 桁中央部の解析モデル

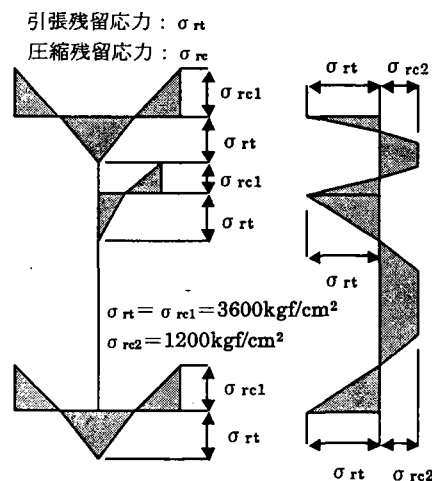


図-2 残留応力分布 (kgf/cm²)
 (最大残留応力 $0.5\sigma_y$ の場合)

Key Words : 残留応力, 初期たわみ, 耐荷力

〒158-8557 世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学土木工学科構造工学研究室 TEL 03(3703)3111(内線 3264)

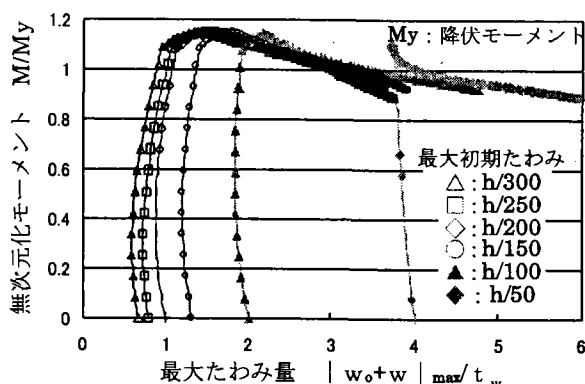


図-3 初期たわみをパラメータとした荷重-たわみ関係

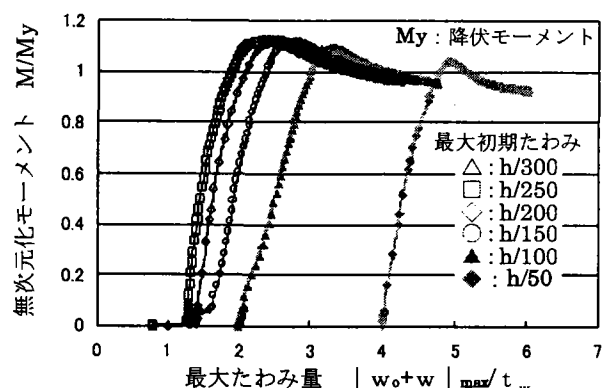


図-4 残留応力も考慮した荷重-たわみ関係

図-4 は最大残留応力を $0.5\sigma_y$ とした場合の解析結果である。残留応力を考慮しない場合と同様に耐荷力を比較すると、耐荷力低下の傾向は図-3 の場合と同様であった。ここで $h/300$ の場合については計算が収束しなかったため、結果は記していない。耐荷力が最大となった $h/250$ の場合と最小となった $h/50$ の場合を比較すると、耐荷力の低下は 7.8% 程度であった。

また、初期たわみ $h/250$, $h/200$, $h/150$ では残留応力の影響が顕著に表れ、荷重載荷直後に面外方向へ大きく変形している。

図-5 に最大耐力時の応力等高線図を示す。残留応力を考慮した場合には、水平補剛材配置位置付近で残留応力を考慮しない場合に比べて応力が低くなっている領域が大きくなっているが、塑性域の分布は両方とも同じような分布となっている。

以上の結果より、初期不整が耐荷力に及ぼす影響は図-6 のようにまとめられる。

4. まとめ

道路橋示方書で規定されている初期たわみ $h/250$ を基準にとると、残留応力を考慮しない場合では、初期たわみが大きくなるにつれて耐荷力が徐々に低下するが、初期たわみ $h/150$ の場合では殆ど低下はみられなかった。同様に残留応力を考慮した場合でも初期たわみ $h/150$ の場合では低下率は 1% 程度であった。また、今回検討を行なった 6 種類全ての初期たわみにおいて、残留応力を考慮した場合としない場合の耐荷力を比較すると、初期たわみが大きくなるにつれて耐荷力の低下率が大きくなり、初期たわみ $h/150$ の場合では低下率は 3% 程度であった。結局、本研究の対象範囲では、残留応力の影響は殆ど見られず、現行道路橋示方書の規定を $h/150$ まで緩和しても耐荷力の低下は高々 1% 程度であるといえる。

謝辞

本研究は、鋼橋技術研究会設計部会の WG 活動の一環として行われたものです。記して関係者の方々の御協力に謝意を表します。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，丸善，1996.12.

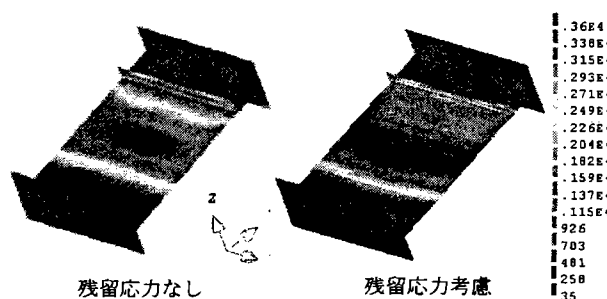


図-5 最大耐力時における Mises の応力等高線図および変形図 (最大初期たわみ $h/250$ の場合)

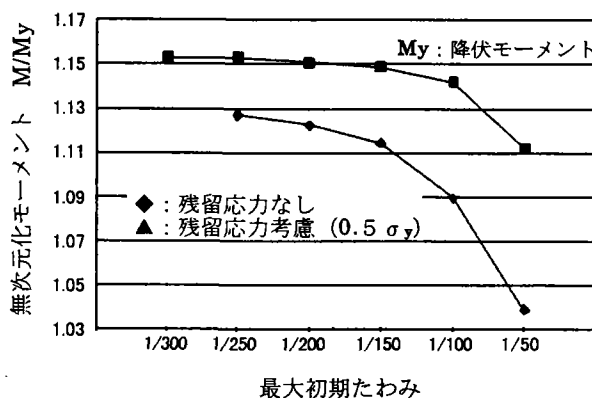


図-6 初期不整が耐荷力に及ぼす影響

せん断力を受けるプレートガーダー腹板の耐荷力に及ぼす初期不整の影響

武蔵工業大学 学生会員 ○川村奏 日本電子計算 正会員 松田宏
 武蔵工業大学 フェロー 増田陳紀 サクラダ 望月清彦
 巴コーポレーション 和地輝雄 武蔵工業大学 正会員 白旗弘実

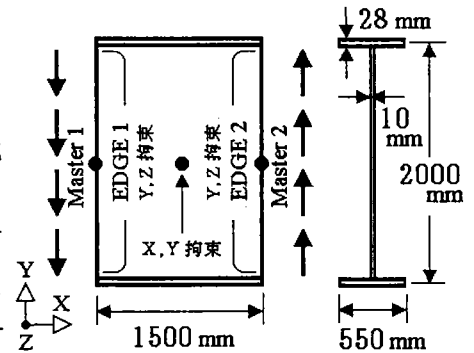
1. はじめに

鋼道路橋に採用されているプレートガーダーは架設後に防錆のための塗装を行う必要があるが、定期的なメンテナンスは時間、経費、手数の観点から経済的でない。この問題に対して架設後作業の省力化を目的として、現在では架設後ほぼメンテナンスフリーとなる亜鉛メッキ桁が使用されている。溶融亜鉛メッキは経済性確保という点で有利となるが、亜鉛メッキを施す際に桁が高熱状態となるため、桁には不可避免的に大きな変形（初期たわみ）が発生する場合がある。プレートガーダーの崩壊形式には、桁中央部付近の曲げによる崩壊、桁端部付近のせん断による崩壊、中間支点付近の複合荷重による崩壊がある。これらの崩壊形式に対する耐荷力に関して Basler や Rockey らによる先駆的な研究があるが、腹板の初期たわみ、溶接による残留応力は考慮されていない。プレートガーダー製作の際の初期たわみに関して、道路橋示方書では腹板の初期たわみは腹板高の 1/250 以下でなければならない¹⁾と規定しているが、この値には明確な根拠が見られない。本研究では、せん断力が支配的に作用する桁端部付近の、上下フランジと鉛直補剛材で囲まれる 1 パネルを対象とし、示方書の規定値より大きな初期たわみを導入した場合、初期不整(初期たわみ、残留応力)がパネルの耐荷力にどの程度影響を与えるか数値解析的に検討する。

2. 解析対象と初期不整について

解析対象となるモデルは図-1 に示すような鋼製のパネルであり、鋼材は SM490Y (降伏応力 $\sigma_y = 3600 \text{ kgf/cm}^2$) とする。鋼材の応力-ひずみ関係は 2 次勾配 $E/100$ (E は弾性係数) のバイリニアとし、硬化則は移動硬化則とした。また、降伏の判定には von-Mises の降伏条件を用いた。要素は曲面シェル要素とし、要素分割数は腹板部で 1536 要素 (桁高方向 48 分割, 橋軸方向 32 分割), フランジも含めた 1 パネル全体では 2176 要素である。せん断力は図-1 のようにパネルの両端部に強制変位を与えることにより载荷した。

図-2, 図-3 は、それぞれ腹板部, フランジ部における溶接線方向の残留応力の分布であるが、分布形状は溶接 I 型断面の典型的なものとし、自己平衡を保つように設定した。本研究では、残留応力を無視した場合と、3 種類の残留応力 (残留応力の最大値が降伏応力 σ_y の 50%, 80%, 100% となるような残留応力分布) を考慮する。初期たわみ形状は、腹板中央部で最大となるような正弦 1 半波形として腹板部に導入し、初期たわみの大きさは 6 種類 (最大初期たわみが腹板高の 1/300, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100,



EDGE1, EDGE2 の X 軸方向変位は、それぞれ Master1, Master2 の X 軸方向変位に従属させる。

図-1 解析対象のモデル

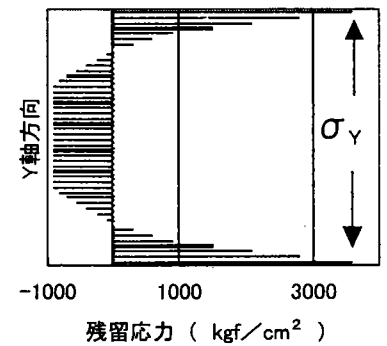


図-2 腹板部の残留応力分布 (残留応力 100%)

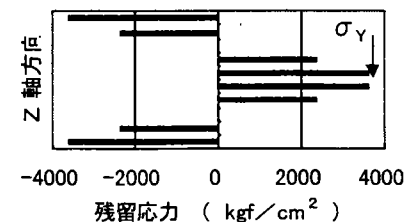


図-3 フランジ部の残留応力分布 (残留応力 100%)

キーワード：残留応力, 初期たわみ, 耐荷力

〒158-8557 世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学土木工学科構造工学研究室 TEL 03(3703)3111(内線 3264)

1/50 となるような正弦 1 半波形の初期たわみ) について考慮する。数値解析は汎用解析コード DIANA を用いて、有限要素法による複合非線形解析を行う。

3. 数値解析結果

解析結果として、作用せん断力 S と腹板のたわみ W_0+W (W_0 は初期たわみ) の最大値との関係を示す。作用せん断力は降伏せん断力 S_y によって、最大たわみ量は腹板厚 t_w によってそれぞれ除すことにより無次元化した。最大無次元化せん断力を耐荷力とする。耐荷力に与える初期不整の影響は初期たわみ $h/250$ (道路橋示方書規定値) 導入時の耐荷力に対する、各初期たわみ導入時の耐荷力の低下率で表現する。図-4 は残留応力を考慮しない場合の無次元化せん断力と最大たわみ量の関係を表したものである。導入する初期たわみが $h/300$ から $h/100$ までは、耐荷力の低下率は最大でも 1.1% 程度であり、導入する初期たわみが $h/50$ になると耐荷力の低下率は 6.3% となった。図-5 は残留応力 100% を導入した場合の無次元化せん断力と最大たわみ量の関係である。初期たわみ $h/150$, $h/100$, $h/50$ に関して計算が収束しなかったため、残留応力 100% の場合には各初期たわみの形状を座屈波形として計算した。初期たわみ $h/300$ から $h/100$ までは、耐荷力の低下率は最大でも 1.5% 程度であり、初期たわみが $h/50$ になると耐荷力の低下率は 8.1% となった。

4. まとめ

以上の結果をまとめて、図-6 に残留応力 50%, 80%, 100% を導入した場合の最大耐荷力～最大初期たわみ量関係を示す。図-6 によると、残留応力 80%, 100% を導入した場合の耐荷力は、初期たわみが小さいときには残留応力を考慮しない場合の耐荷力よりも大きい値となっている。残留応力を導入しない場合、パネルがせん断力を受けると腹板部には張力場が形成されて崩壊に至るが、残留応力を導入する場合、腹板部には圧縮応力となる残留応力が導入され、この圧縮応力がパネルを崩壊させる張力を緩和することによって、耐荷力が大きくなると考えられる。

謝辞

本研究は、鋼橋技術研究会設計部会の WG 活動の一環として行われたものです。記して関係者の方々の御協力に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，丸善，1996.12.，pp.412-419

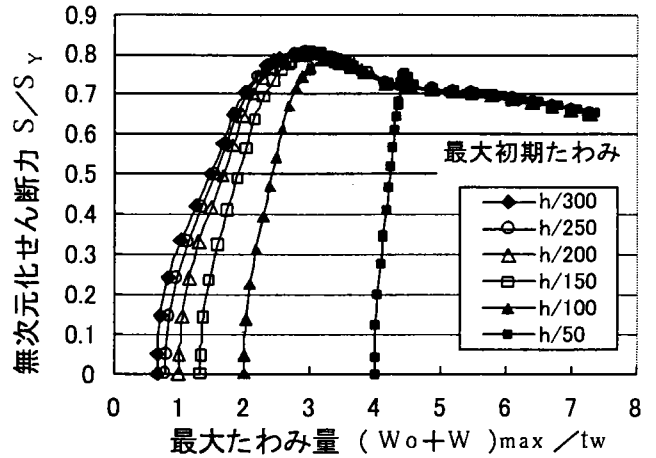


図-4 残留応力を無視した場合の無次元化せん断力～最大たわみ量の関係

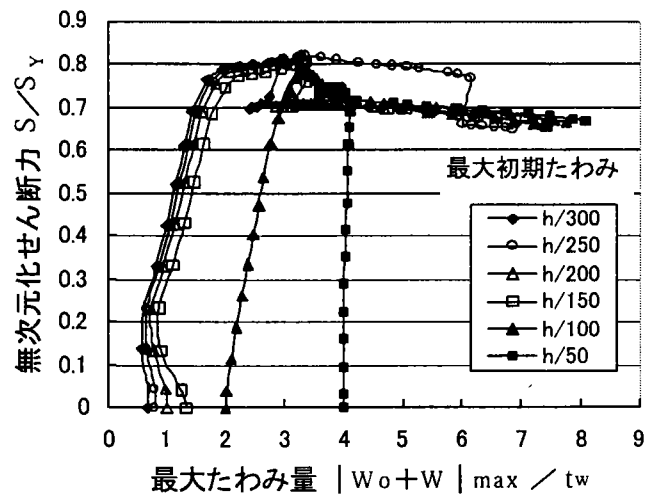


図-5 残留応力 100% を導入した場合の無次元化せん断力～最大たわみ量の関係

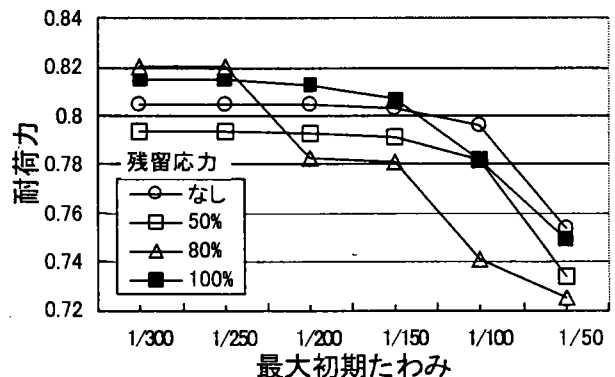


図-6 最大耐荷力～最大初期たわみの関係