

鋼 I 型ばりの横倒れ安定性の評価方法に関する研究

EVALUATION OF LATERAL-TORSIONAL STABILITY OF I-BEAMS

前 川 幸 次*・吉 田 博**

By Kouji MAEGAWA and Hiroshi YOSHIDA

1. 結 言

I 型断面ばりが完全に真直ぐで、荷重が偏心することなく作用する場合には、荷重がある値に到達してはじめて、断面の回転を伴う横変位が突然生じ、はり是不安定な状態になる。この荷重がはりの分岐問題に対する固有値として得られる横倒れ座屈荷重である。しかし、通常、構造部材として使用されるはりは、初期応力（残留応力）などの材料的初期不整のみならず、初期変形および初期ねじれ、荷重偏心などの幾何学的初期不整を有している。このようなはりでは、荷重の増加とともにわずかではあるが面外変形が徐々に増加し、ある荷重に近づくと、面外変形が急激に増大し、はり是不安定な状態（以後、極限状態という）となり、これ以上の荷重に抵抗できなくなる。このような荷重、すなわち、荷重-変形曲線における最大荷重をはりの横倒れ耐荷力または単にはりの耐荷力という。

一般には、横倒れ座屈強度と横倒れ耐荷力を総称して、広い意味で、はりの横倒れ座屈強度またははりの横座屈強度とよばれているが、本論文においては、両者を区別することにする。

横倒れ座屈強度に関しては、多くの研究者が扱ってきた問題であり、理論的取扱いが比較的容易であることから残留応力の影響を考慮した非断解析¹⁾、弾面変形を考慮した解析²⁾および変断面³⁾や連続ばり⁴⁾などの複雑な問題へと着実に発展してきた。

一方、横倒れ耐荷力に関しては、材料的小および幾何学的初期不整を考慮して得られる荷重-変形関係の最大強度として取り扱われており、Klöppel ら⁵⁾は集中荷重が偏心作用する片持ちばりの解析および実験を行い、偏心量と耐荷力の関係を調べている。また、Lindner⁶⁾は各

種の組み合わせられた荷重状態について集中荷重や等分布荷重の偏心作用を考慮した解析、および集中荷重が偏心して作用する単純ばりの実験を行っている。ECCS（ヨーロッパ鋼構造連合）ではそれらの研究を基礎として、はりの強度に関する設計式を提案している。ところが、これらの研究は、幾何学的初期不整をおもに偏心荷重のみで表わしたものであり、初期横変形およびその大きさと耐荷力の関係についてはあまり検討されていない。また、耐荷力と横倒れ座屈強度の関連性、およびそれらに対する残留応力の影響について、Vinnakota⁷⁾は数例の初期変形を有するはりに対して差分法による弾塑性有限変形解析を行い、横倒れ座屈強度に関する実験および解析的研究との比較を試みている。

本論文では、これまで一般にはりの横倒れ安定性を評価するために用いられてきた真直ぐなはりを対象とした横倒れ座屈強度と、初期横変形あるいは荷重偏心などの初期不整を有するはりの耐荷力との相違について、荷重-変形挙動あるいは部材断面の降伏領域の広がり等より検討を行う。さらに、横倒れ安定性の指標として、初期不整を有するはりの耐荷力を求めたこれまでのモデルの妥当性についての検討を行い、また、これまで提案されているはりの強度式と著者らの数値計算結果について比較検討も行う。

2. 解析方法および仮定

著者らは既報⁸⁾において、曲線 I 型ばりの横倒れ耐荷力解析の手法とその結果の一部を報告した。本研究における手法も同一であり、その概略は次のようである。

まず、I 型断面曲線ばりの材料的非線形性および幾何学的非線形性を考慮した基礎微分方程式を導き、伝達マトリックス法を適用するための定式化を行った。定式化の際、はりを長さ方向に分割して得られる円弧要素（格間）は、それぞれの内部で部材軸方向に断面の降伏部分

* 正会員 工修 石川工業高等専門学校講師 土木工学科

** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木工学科

が一定であるという仮定を設けている。しかし、断面の降伏部分が急変するような場合、たとえば、集中荷重が作用する場合は、載荷点付近の要素分割を細かくすることにより、解析上の精度を保つことができる。

本研究では、初期横変形を有するはりをその軸線が円弧である曲線ばりで近似し、その初期横変形を $L/8R$ で表わす(図-8, Model-I 参照)。これは円弧アーチのライズ比に相当し、 L および R はそれぞれ I 型断面のウェブ中心線長および曲率半径である。はりは、図-8 に示すように横方向変位およびねじれに対しても両端で単純支持されているものとする。また、このようなはりの両端にモーメント荷重を作用させる場合は、それぞれ曲率半径方向を向く軸まわりに大きさが等しく相反する向きに作用させるものとする。このようなモーメント荷重の作用軸および境界条件を用いることは実際的ではないが、対象とするはりが $L/8R=1/500\sim 1/5000$ であることから、その影響は無視できると思われる。

解析に用いる断面は、DIN に規定されている圧延中幅 I 型断面から IPE 200(I-200×100×5.6×8.5), IPE 600(I-600×220×12×19) および AISC の圧延広幅 I 型断面から W 8×31 (I-203×202×7×11), W 27×94 (I-684×254×12×19) の 4 種類とする。これらの断面は、これまでの研究に主として用いられてきた断面である。また、材料は完全弾塑性体とし、縦弾性係数を $E=2.1\times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (206 GPa)、ポアソン比を $\nu=0.3$ とする。さらに、降伏応力度を DIN に規定する断面では $\sigma_Y=2900 \text{ kg/cm}^2$ (284 MPa)、AISC の断面では $\sigma_Y=2530 \text{ kg/cm}^2$ (248 MPa) とし、いずれの断面も、図-1 に示すような、圧延 I 型断面の残留応力分布を代表するものを使用する。

横倒れ耐荷力(以後、耐荷力という)を荷重-変形曲線における接線勾配がゼロになる荷重であると定義し、数値計算においては、荷重の微小増分により変位が発散するときの荷重とした。

3. 横倒れ耐荷力曲線

(1) パラメーター

耐荷力および座屈強度曲線を ECCS の提案式⁹⁾と同様に、修正細長比 $\bar{\lambda}$ および低減係数 δ_r を用いて表わす。 $\bar{\lambda}$ および δ_r

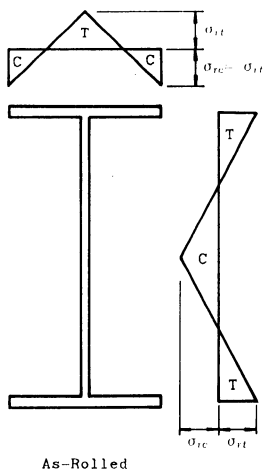


図-1 残留応力分布

を断面力表示すると、

$$\bar{\lambda} = \sqrt{M_P/M_E} \dots\dots\dots (1)$$

$$\delta_r = M_U/M_P \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここに、 M_P =全塑性モーメント、 M_U =極限状態のもとの最大モーメントであり、 M_E は次式で表わされる理想弾性横倒れ座屈モーメントである。

$$M_E = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(K \cdot L)^2} \left\{ C_2 \cdot g + C_3 \cdot j + \sqrt{(C_2 \cdot g + C_3 \cdot j)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{GK_T (K \cdot L)^2}{\pi^2 EI_w} \right)} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $j = f + \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA$ 、 f =せん断中心から図心までの距離、 g =分布荷重あるいは集中荷重の載荷点とせん断中心の距離であり、係数 K, C_1, C_2 および C_3 はさまざまな荷重状態および拘束状態に対して文献 10) に与えられている。

このようなパラメーター δ_r および $\bar{\lambda}$ を用いて ECCS では、耐荷力曲線として次式を提案している。

$$\delta_r = (1 + \bar{\lambda}^2)^{-1/n} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 n はシステム係数であり、耐荷力曲線を最もよく表現する値として $n=2.5$ を提案している。本研究では、主として、実際の構造物に最もよく用いられる部材の $\bar{\lambda}$ の範囲 ($0.4 \leq \bar{\lambda} \leq 1.4$) を対象として考察を進めることにする。

(2) 解析結果

図-2, 3, 4 および 5 は、それぞれ、両端にモーメント荷重を受ける初期横変形を有するはりで、断面が IPE 200, IPE 600, W 8×31 および W 27×94 の耐荷力曲線を表わしている。実線は、初期横変形が $L/8R=1/500, 1/1000$ および $1/2000$ (IPE 200 については $1/5000$ も示す) のはりの耐荷力曲線を示し、破線は (Model-V) 固有値計算から得られた横倒れ座屈強度曲線を示している。最大残留圧縮応力度が $0.25 \sigma_Y$ であるような残留応力分布が考慮されている。また、図-2 に示す○印は福本ら¹¹⁾によって整理された I 型断面 (I-200×100×5.5×8) の耐荷力の実験値である。

これらの図から以下のことが推論される。① $\bar{\lambda}$ が小さい範囲では、初期横変形の影響は比較的少ないが、初期横変形の大きいものほど耐荷力がわずかに大きくなる傾向を示し、真直ぐなはりの横倒れ座屈強度に比べて耐荷力が上回るようである。これは、初期横変形を有するはりにおけるそり応力の発生が部材の降伏に影響するためであると思われる(4. 参照)。② $\bar{\lambda} \approx 1.1$ の近傍の $\bar{\lambda}$ の大きい範囲では、初期横変形が耐荷力の低下を招いており、横倒れ座屈強度よりもかなり低くなる。③ 図-2 に示した $L/8R=1/5000$ のように初期横変形がわずか

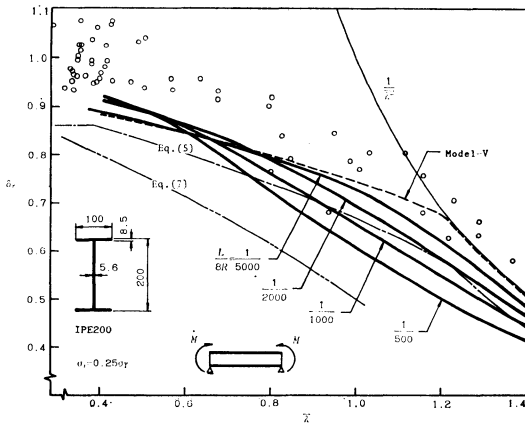


図-2 耐力曲線（初期横変形の大きさによる比較，IPE 200）

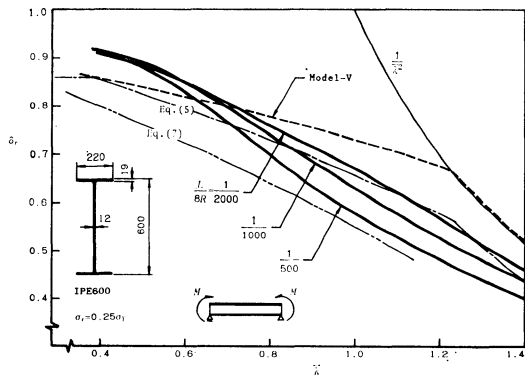


図-3 耐力曲線（初期横変形の大きさによる比較，IPE 600）

な場合注)には耐力力と横倒れ座屈強度が $\bar{\lambda}$ の小さい範囲 ($\bar{\lambda} < 0.9$) においてよく一致する。したがって、初期横変形に関する脚注のような実測例もあることから、 $\bar{\lambda}$ が小さい場合に限り、圧延 I 型直線ばりの横倒れ強度は座屈解析でも評価できるものと思われる。一方、 $L/8R = 1/5000$ の耐力曲線は実験値に比べて、特に $\bar{\lambda}$ の小さい範囲において低くなっている。これは残留応力による部材降伏の差によるところが大きいと考えられる。すなわち、本研究では圧縮側と引張側の最大残留応力度の大きさが等しい 図-1 の一般的な分布形を用いているが、文献 12) ではフランジ先端の残留応力はフランジ中央のそれに比較してかなり小さい分布形であること等が測定されている。

次に、Galambos ら¹³⁾が荷重抵抗係数設計 (LRFD) 規程において非弾性域に用いた曲げ抵抗強度 $\phi \cdot M_n$ は次

注) 福本らの行った圧延 I 型ばり (I-200×100×5.5×8) の実験データ¹²⁾によると、弱軸に関する初期変形の ($m+2s$) はほぼ $L/8R=1/5000$ 程度である。ここに、 m は平均値であり、 s は標準偏差である。

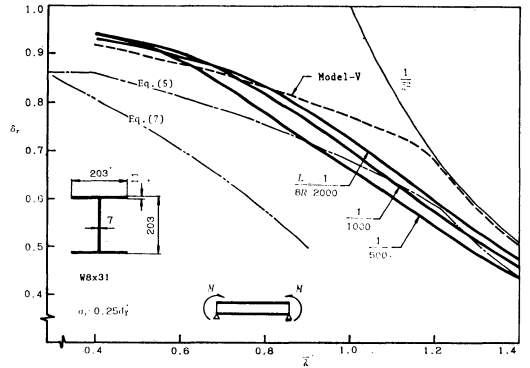


図-4 耐力曲線（初期横変形の大きさによる比較，W 8×31）

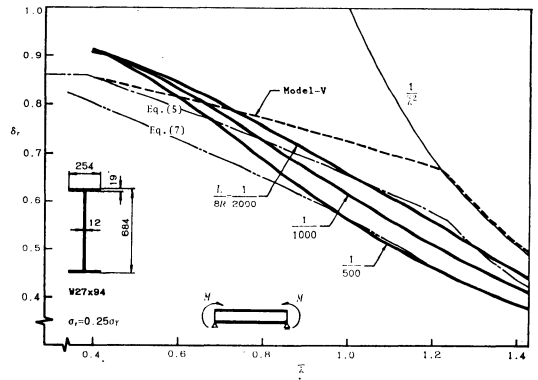


図-5 耐力曲線（初期横変形の大きさによる比較，W 27×94）

のような直線式で表わされ、 $\phi=0.86$ が提唱されている。

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \left\{ M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{l - l_p}{l_y - l_p} \right) \right\},$$

$$l_p \leq l \leq l_y \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 M_r は残留応力による低下を考慮した降伏モーメント、 $l_y = M_r$ に対応する限界補剛間長さであり、 l_p は r_y を弱軸に関する断面 2 次半径として次式で表わされる限界補剛間長さである。

$$l_p = 240 r_y / \sqrt{\sigma_Y} \text{ (ksi)} \dots\dots\dots (6)$$

降伏応力度 $\sigma_Y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (248 MPa) および残留応力度 $\sigma_r = 703 \text{ kg/cm}^2$ (69 MPa = 0.278 σ_Y) を仮定し、式 (5) で得られる各断面のはりに対する曲げ抵抗強度を $\phi_r - \bar{\lambda}$ 座標で示すと 図-2~5 の一点鎖線のようになる。図より、式 (5) は初期横変形量 $L/8R=1/2000$ 程度までのはりの耐力力を保障すると考えられる。 $L/8R=1/2000$ の大きさの初期横変形量は、圧延 I 型断面ばりの場合、前述のようにかなり大きい値であると思われるので妥当な結果と思われる。

一方、道路橋示方書¹⁴⁾では、プレートガーダーの横座

屈強度を、ウェブ断面積 A_w と圧縮フランジの断面積 A_c の比、 A_w/A_c および圧縮フランジの固定点間距離 l と圧縮フランジ幅 b の比、 l/b の関数として近似し、一様曲げを受ける両端単純支持のプレートガーダーに対して次の基本式を用いている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 & (\alpha \leq 0.2) \\ \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) & (\alpha > 0.2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 α は A_w/A_c および l/b によって決まる値である。

鋼種を SS 41 とし、おのおのの断面形状のはりに対して、式 (7) に適用し、得られた横座屈強度を $\delta_r \cdot \bar{\lambda}$ 座標上に示すと 図-2~5 の二点鎖線になる。ただし、道路橋示方書における限界値 $l/b \leq 30$ の範囲で示した。W 8×31 断面のように比較的ずんぐりしたはりでは、耐力力と式 (7) による値はかなり差が大きくなっている。これは、式 (7) がプレートガーダーを対象としているにもかかわらず、圧延 I 型ばりに対しても座屈パラメーターを α で近似していることによるものと思われる。また、全体として、式 (7) による結果は、圧延 I 型ばりに対してはやや安全側過ぎるようである。

図-6 は初期横変形量 $L/8R=1/1000$ を有するはりについて、両端にモーメント荷重を受ける場合の耐力力曲線を 4 種の断面形状について比較したものである。図中の破線は ECCS の提案式 (4) で、 $n=2.5$ および 1.5 に対するものである。福本・久保¹¹⁾によれば圧延 I 型断面ばりの耐力力に関する実験値の平均値は $n=2.5$ 、下限値は $n=1.5$ で表わされるとしている。初期横変形量 $L/8R$ を、はりではかなり大きいと思われる $1/1000$ としたため、各断面に対応する耐力力曲線はやや低めになっているが、W 8×31 のようなずんぐりした断面を除けば 1 本の耐力力曲線で近似できる。

図-7 は IPE 200 の断面で初期横変形を有するはりに、単一集中荷重が、スパン中央で、上フランジ上に作用した場合の耐力力曲線を示している。モーメント荷重が作用する 図-2 の結果と同様に、 $\bar{\lambda}$ の小さい範囲では初期横変形の差による耐力力の差はあまりないが、図-2 の場合のように、耐力力が Model-V の横座屈強度を大きく上回るような傾向は示さない。 $L/8R=1/5000$ のように初期横変形がわずかなりの耐力力曲線は、他の大きさの初期横変形を有するはりのそれと異なり、

破線で示した横倒れ座屈強度曲線に近い曲線形状となっている。

次に、横倒れ耐力力の研究においてこれまでに用いられてきたモデルを比較検討するために、図-8 に示すように横方向変位およびねじれに対しても両端で単純支持

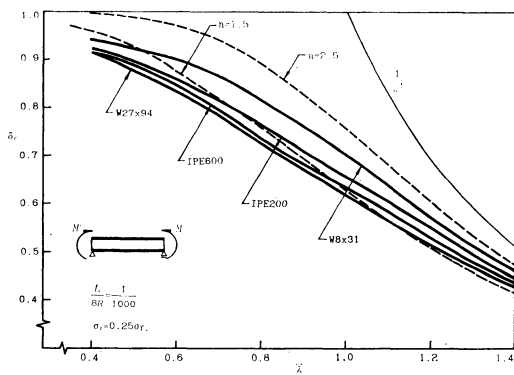


図-6 耐力力曲線 (断面寸法による比較)

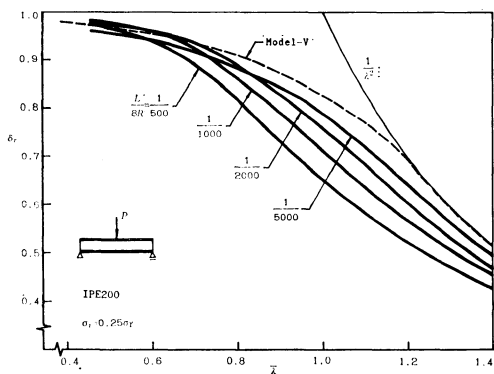


図-7 耐力力曲線 (初期横変形の大きさによる比較, 集中荷重)

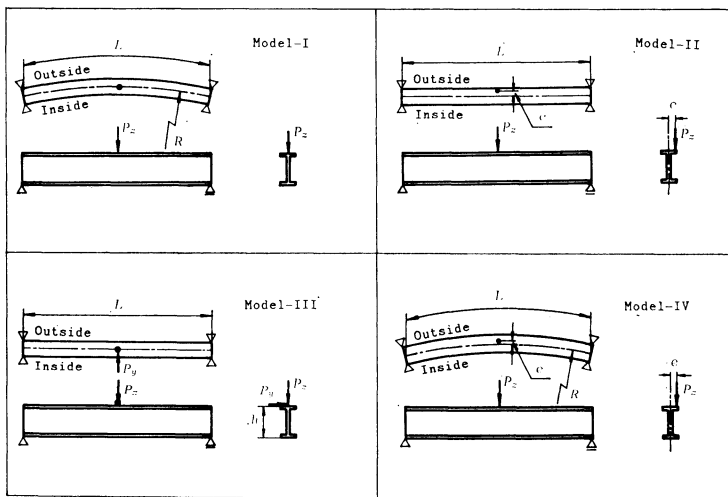


図-8 幾何学的初期不整に対するモデル

された I 型ばりについて次の 5 つのモデルを採用する。

Model-I : 初期横変形を有するはりであり, 前述のようにその初期横変形量を $L/8R$ で表わす。

Model-II : 鉛直荷重が上フランジ上で偏心載荷する直線ばりである。偏心量は直線ばりの中心線から載荷点までの水平距離 e で表わす。

Model-III : 鉛直集中荷重 P_z および水平集中荷重 P_y がスパン中央で上フランジ中央に作用し, 2 軸曲げおよびねじりを受ける直線ばりである。荷重の大きさの比を $r = P_y/P_z$ で示し, 一定値に保つ。

Model-IV : 初期横変形を有し, 鉛直荷重がフランジ上で偏心載荷するはりである。

Model-V : 直線ばりの横倒れ座屈強度解析¹⁾ のモデルを表わす。

図-9 は集中荷重を受ける IPE 200 の断面を有するはりを用いて, モデルの比較を行ったものである。基本的には初期横変形量 $L/8R = 1/1000$ を想定したものであり, Model-I, II および IV については, 図-8 の両支点のフランジ中央を結ぶ直線に対して載荷点が水平方向に約 $L/1000$ だけ偏ることになる。一方, Model-III については, 変形を無視した場合, 鉛直荷重によるトルクは生じないので, 鉛直荷重に対する比 r をある一定値に保った水平荷重によってトルクを生じさせるものとする。そこで, Model-III A では, そのトルクが Model-II の鉛直荷重によるトルクに等しくなるような r について, また, Model-III B では, Lindner が一つの試みとして文献 6) において等分布荷重の場合に用いた $r = 0.1$ について検討を行った。図から Model-I, II および IV では, 耐力力の大小に一応の傾向はあるものの, ほぼ同一の曲線としてみなすことができる。このことは, 他の断面を有するはりについても, 同様である。しかし, 水平荷重が作用する Model-III の場合は, 水平荷重によるトルクに加えて, 弱軸回りの曲げ変形および断面回転に伴う鉛直荷重によるトルクが生ずるため, 耐力力の低下

が著しくなっている。このことを例示したのが 図-10 である。図-10 には Model-II および III A で, $\bar{\lambda} = 1.0$ ($L = 2.4$ m) のはりに $P = 6.0$ t (59 kN) が作用したときの水平変位 v , 断面回転角 θ およびねじりモーメント M_x の分布を半スパンについて示している。図のように, Model-III A の水平変位および断面回転角はともに Model-II のそれらに比べてかなり大きくなっている。したがって, 断面の回転に伴って生ずる, 鉛直荷重による付加的なトルクが大きく影響し, スパン中央におけるねじりモーメント M_x に差が生じている。また Model-

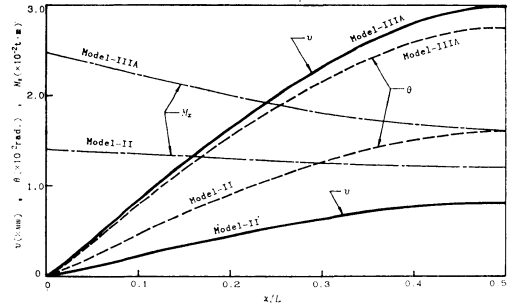


図-10 水平変位, ねじり角, ねじりモーメント分布図 ($\bar{\lambda} = 1.0, P = 6$ t)

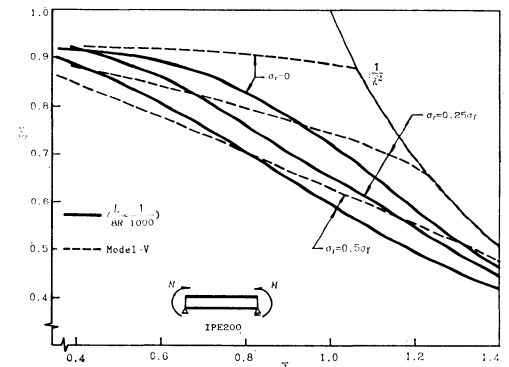


図-11 残留応力の影響 (モーメント荷重)

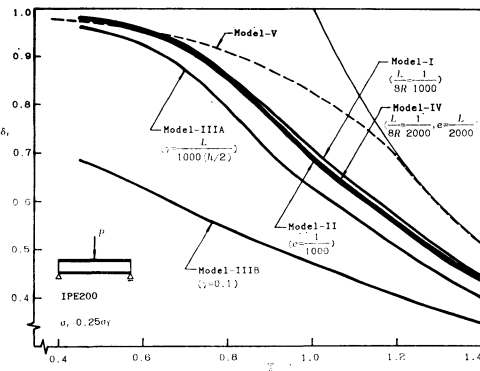


図-9 耐力力曲線 (モデルによる比較)

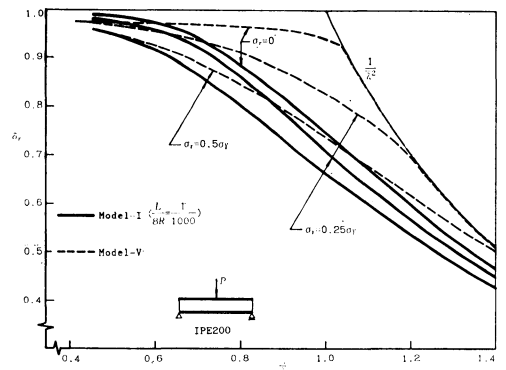


図-12 残留応力の影響 (集中荷重)

ⅢA では、支点およびスパン中央におけるねじりモーメントの差が大きくなるのは、Model-ⅢA の載荷点の水平変位が非常に大きくなることによるものである。

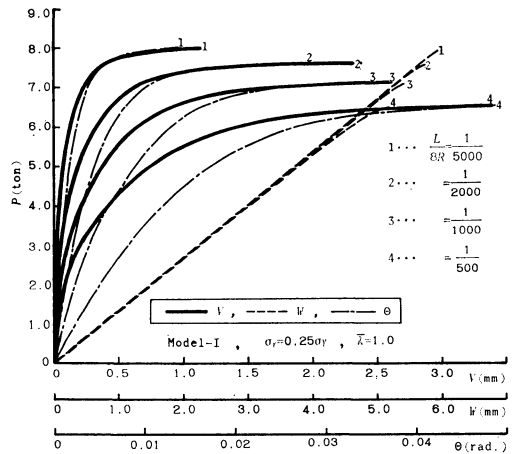
図-11 および 12 は、それぞれ、モーメント荷重および集中荷重が作用する初期横変形 ($L/8R=1/1000$) を有するはり (便宜上、モーメント荷重が作用する場合も Model-I とよぶ) ならびに Model-V のはりについて、耐力ならびに横倒れ座屈強度に及ぼす残留応力の影響を表わしている。断面は IPE 200 を用い、最大残留圧縮応力が $0, 0.25\sigma_Y$ (71 MPa) および $0.5\sigma_Y$ (142 MPa) であるような残留応力分布を仮定した。図から残留応力による強度低下は、Model-I では比較的小さく、Model-V では大きい。また、Model-I では、解析した $\bar{\lambda}$ の全範囲にわたって、耐力曲線が残留応力の大きさによってほぼ一様に、下位に位置している。さらに、残留応力が大きくなると、耐力が横倒れ座屈強度を上回る $\bar{\lambda}$ の範囲も、広がっている。これはそり応力のため部材の降伏領域の広がりが、初期変形ばりと同様では異なるためであることを示している (4. 参照)。一般に、曲線ばりでは残留応力が耐力に及ぼす影響は小さいといわれているが、初期変形程度のはりについては、直線ばりの横倒れ座屈強度のように敏感ではないにしても、残留応力の影響によって耐力は下がると考える方が妥当である。

図-13 は初期横変形 ($L/8R=1/1000$) を有するはりについて、荷重状態と耐力曲線の関係を示している。実線および破線は、それぞれ、IPE 200 および IPE 600 の断面を有するはりを表わし、荷重状態としてモーメント荷重、集中荷重および等分布荷重をそれぞれ記号 M, P および q で表わす。また、一点鎖線は式 (4) で、 $n=2.5$ および 1.5 に対する耐力曲線である。 $\bar{\lambda}$ が小さくなると、荷重によって耐力曲線に差が出てくる。これは部材軸方向の降伏域の広がりに差があるためであり、横倒れ座屈の場合と同じ傾向を示す。図-6 および

図-13 から、はりの初期横変形量 $L/8R=1/1000$ は、少し大きめの値であるかもしれないが、この値を用いた圧延 I 型ばりの横倒れ耐力の下限値は、 $n=1.5$ を用いた式 (4) の ECCS 曲線でほぼ近似できる。しかし、 δ_r および $\bar{\lambda}$ で整理した場合、荷重状態によって耐力曲線は明らかに異なるので、荷重状態ごとに近似曲線を与えるか、あるいは同一の曲線で表わすためには、部材の降伏領域の影響を考慮するパラメーターを導入する必要がある。

4. 荷重-変形関係および降伏領域の広がりについて

前節においては、初期変形、断面寸法、モデル化、残留応力および荷重状態について、それらと耐力曲線の関連性を検討した。本節では、それらの耐力を得た



(a) $\bar{\lambda}=1.0$

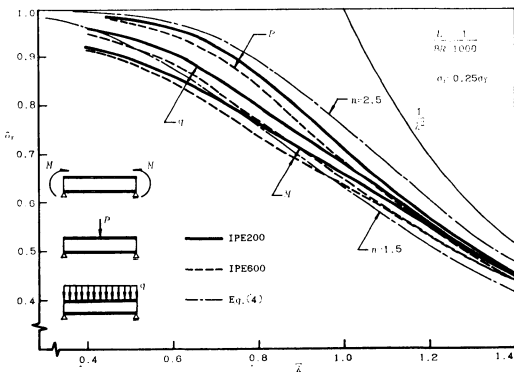
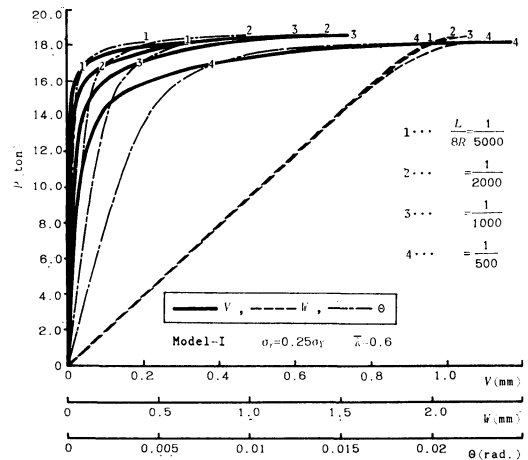


図-13 耐力曲線 (荷重による比較)



(b) $\bar{\lambda}=0.6$

図-14 荷重-変形曲線

めに用いた個々のはりから、代表的なものについて荷重-変形関係および降伏領域の広がりを検討する。

図-14, 15 および 16 では、縦軸に荷重、横軸にス

パン中央断面の図心の水平変位 v 、鉛直変位 w および断面回転角 θ がとられている。各図において表わす荷重-変形曲線の傾向は、荷重の種類および断面寸法によ

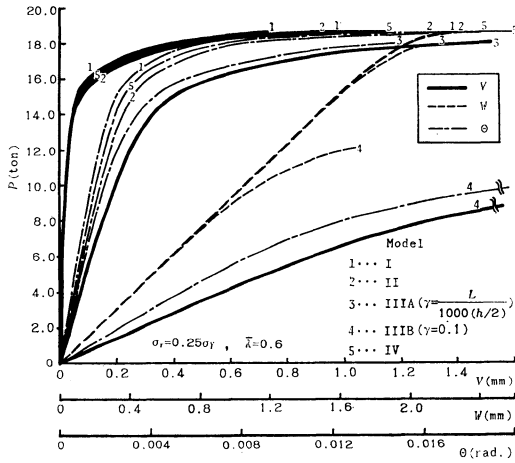


図-15 荷重-変形曲線 (モデルによる比較)

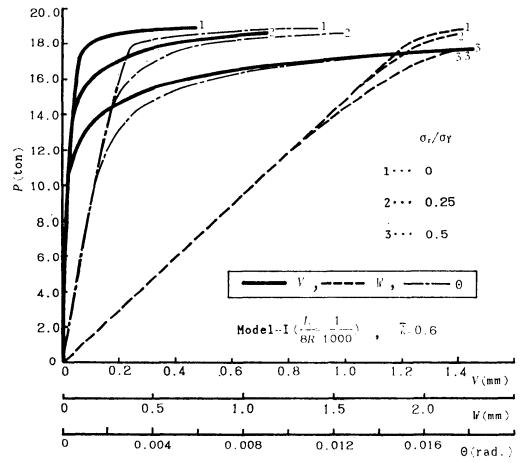


図-16 荷重-変形曲線 (残留応力による比較)

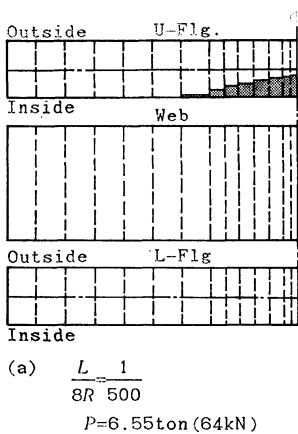


図-17 降伏領域 ($\lambda = 1.0$, 集中荷重)

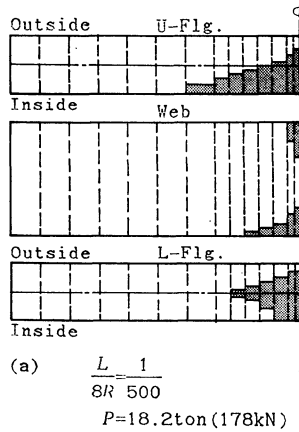


図-18 降伏領域 ($\lambda = 0.6$, 集中荷重)

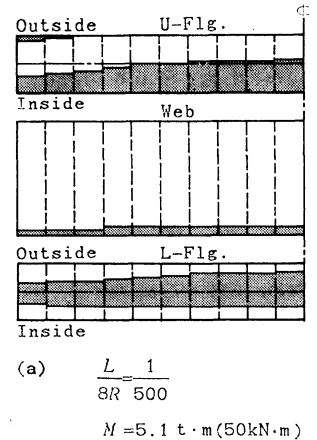
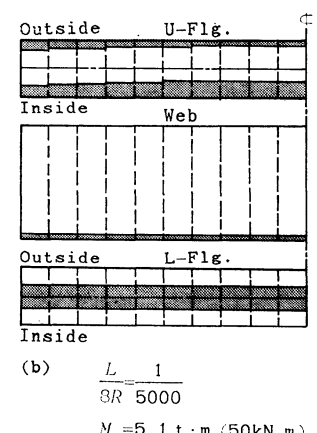
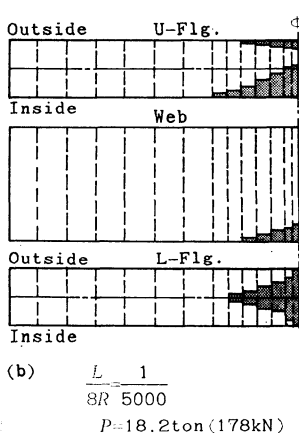
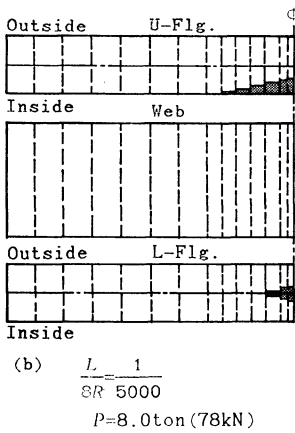


図-19 降伏領域 ($\lambda = 0.6$, モーメント荷重)



って特に異なることから、IPE 200 の断面を有するはりのスパン中央で、上フランジ上に集中荷重を作用させたときを例として示す。また、図-17~21 はフランジおよびウェブの平面図に極限状態近傍における降伏領域の広がりを図示したものであり、部材長さ方向には半スパンを破線で示す 14 不等分割とし、各板要素の幅方向には 40 分割（板厚方向の応力勾配は無視）した微小要素の直応力について降伏の判定を行った。

図-14 (a) および (b) は、Model-I で初期横変形の大きさによる影響について比較したものであり、それぞれ $\bar{\lambda}=1.0$ および 0.6 の場合である。鉛直変位については極限状態近くまで初期横変形による差はほとんどないが、水平変位および断面回転角については、載荷当初から差が現われている。また、初期横変形の小さいはりほど、水平変位および断面回転角が極限状態近くで急激に増加し、はりの横倒れ座屈現象に近い挙動を示している。一方、前節においても述べたように、 $\bar{\lambda}$ が小さくなると耐荷力の差は小さくなり、初期横変形の小さいはりが必ずしも耐荷力が大きいとはいえない（図-14 (b) 参照）。これは部材の降伏領域の広がりによる影響であると思われる、それを図-17 および 図-18 に、それぞれ $\bar{\lambda}=1.0$ および 0.6 のはりに対して示す。まず、 $\bar{\lambda}=1.0$ で $L/8R=1/500$ のはりは、荷重が小さいにもかかわらず降伏領域は広く、

その形状から上フランジにおいてはそり応力および図-1 の残留応力分布のため、曲率中心側（内側）から降伏が進むことを説明できる。一方、 $\bar{\lambda}=0.6$ で $L/8R=1/500$ のはりでは部材長さ方向の降伏領域の広がりは $L/8R=1/500$ のはりに比べて小さいが、上フランジの外側からも降伏を生じている。このように $\bar{\lambda}$ が小さいはりでは、初期横変形の大小に起因する部材の降伏領域の広がりの差が剛性に影響し、耐荷力の大きさは初期横変形の大きさのみで単純に決まらないものと思われる。同様に、図-19 には、図-2 で $\bar{\lambda}=0.6$ に

を受けるはり（ $L/8R=1/500$ および $1/5000$ ）の極限状態近傍における降伏領域の広がりが示されている。両端で等しい大きさのモーメント荷重を受けているため、部材軸方向全体にわたって降伏を生ずるが、集中荷重の場合と同様に、初期横変形の大きさによって降伏領域の広がりには明確な差が現われている。

図-15 には、図-9 の $\bar{\lambda}=0.6$ に対応する各モデルの荷重-変形曲線が示されている。Model-I、II および IV については耐荷力だけでなく荷重-変形関係もほとんど同じであるが、鉛直荷重に対する水平荷重の割合が比較的微小な Model-III A ($\bar{\lambda}=0.6$ では $r=0.0125$) でも弱軸まわりの曲げ変形のために、水平変位が他のモデルと大きく異なり、断面回転角も、荷重の増加とともに差が生じている。Model-III B は水平荷重の割合が大きいため、水平変位および断面回転角はともに、他とまったく異なる性状を示している。これらのはりの耐荷力近傍における降伏領域が Model-I、III A および III B について、それぞれ図-20 (a)、(b) および (c) に示されている。Model-II および Model-IV は Model-I とほぼ同じ降伏領域の広がりを示している。図から、Model-I および III A では荷重の大きさは異なるが、降伏部分はほぼ同じである。また、Model-III B では上フランジの内側に大きな降伏領域が存在し、外側にも降伏を生じて

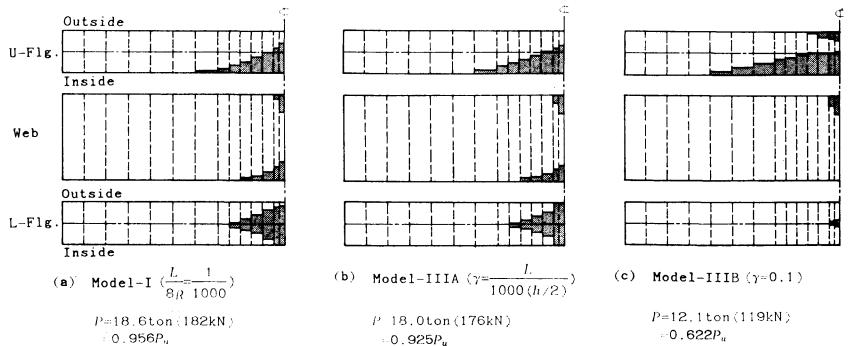


図-20 降伏領域（モデルによる比較）

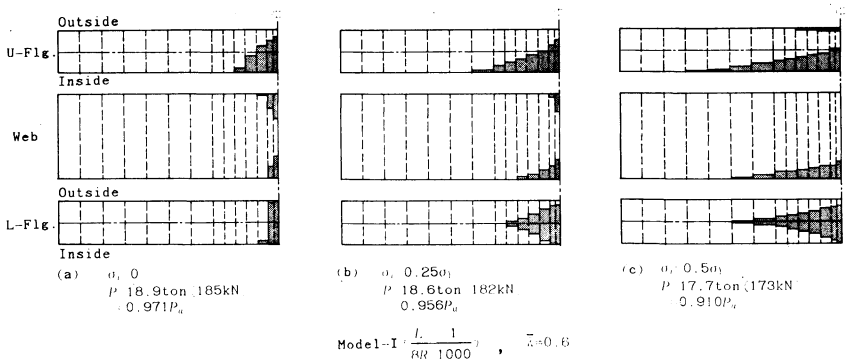


図-21 降伏領域（残留応力による比較）

いる。この外側の降伏は引張による降伏であり、これはそりおよび弱軸まわりの曲げの影響が非常に大きいためである。

図-16 には、残留応力の影響について検討した 図-12 の $\bar{\lambda}=0.6$ に対応するはりの荷重-変形曲線が示されている。図から、上フランジ内側に降伏部分が発生し始めると、残留応力の大きさによって変形挙動に差を生じ、それ以後、剛性低下に伴う大きな変形が現われるものと思われる。その降伏領域の広がりを 図-21 に示す。いずれも圧縮フランジでは主として曲率中心側から徐々に降伏するという、初期横変形を有するはりの特徴が認められるが、大きな残留応力の場合、はりの長さ方向へ降伏が大きく広がっている。その結果、剛性が低下するため、直線ばりの横倒れ座屈強度のように、残留応力に敏感ではないにしても、初期横変形を有するはりの耐荷力は残留応力の存在およびその大きさによって低下すると考えられる。

5. 結 語

本研究においては、曲線 I 型ばりの耐荷力解析の手法を適用し、初期横変形、荷重偏心および残留応力などの初期不整を有する圧延 I 型断面ばりの横倒れ耐荷力について、修正細長比 $\bar{\lambda}$ および低減係数 δ_r 座標上で検討した。得られたおもな結果は次のとおりである。

(1) $\bar{\lambda}=1.1$ の近傍では、初期横変形を有するはりの耐荷力がはりの分岐問題としての固有値から得られた直線ばりの横倒れ座屈強度よりもかなり低くなる。一方、 $\bar{\lambda}$ の小さい範囲では、初期横変形の大きさによる耐荷力の差およびそれらと横倒れ座屈強度の差は小さいが、初期横変形の大きなはりが必ずしも低い耐荷力を示さず、横倒れ座屈強度を上回る傾向がみられる。

(2) Model-III は明らかに、はりの横倒れ耐荷力を評価するためのモデルとしては適当でない。一方、初期横変形 (Model-I) または偏心載荷 (Model-II)、さらにはそれらの組み合わせられた (Model-IV) はりの耐荷力は、はり両端のフランジ中央を結ぶ直線に対する載荷点の偏心量を同程度に選ぶことによって、ほぼ等しく評価できる。

(3) 残留応力が初期横変形を有するはりの耐荷力に及ぼす影響は、それが直線ばりの横倒れ座屈強度に及ぼす影響に比べれば小さいものの、 $L/8R=1/1000$ 程度のはりでは無視できない。これは、残留応力の影響が小さいとされる曲線ばりと異なる点である。

(4) 降伏領域の広がりがより、各種の初期不整とはりの耐荷力の関係、および座屈荷重と耐荷力の関係が、きわめて明確に説明でき、はりが安定性を失うメカニズム

を解明することができた。

以上の結果はおもに初期横変形を有する圧延ばりを対象とした数値計算に基づくものであり、初期ねじれを有するはりおよび $\bar{\lambda}$ の小さい範囲のはりの耐荷力の評価についてはさらに検討しなければならない。

数値計算にあたっては、金沢大学計算機センターの FACOM-M 170 F を使用した。

参 考 文 献

- 1) 吉田 博・井本芳宏：拘束を受けるはりの弾性および非弾性横倒れ座屈解析，土木学会論文報告集，第 208 号，pp. 1~12, 1972 年 12 月。
- 2) Johnson, C.P. and K.M. Will: Beam Buckling by Finite Element Procedure, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. ST 3, pp. 669~685, March, 1974.
- 3) Trahair, N.S. and S. Kitipornchai: Elastic Lateral Buckling of Stepped I-Beams, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. ST 10, pp. 2535~2548, Oct., 1971.
- 4) Yoshida, H., D.A. Nethercot and N.S. Trahair: Analysis of Inelastic Buckling of Continuous Beams, IABSE Proceedings, P-3/77, pp. 1~14, 1977.
- 5) Klöppel, K. und B. Unger: Eine experimentelle Untersuchung des Kippverhaltens von Kragträgern in elastischen und plastischen Bereich in Hinblick auf eine Neufassung des Kippsicherheitsnachweises der DIN 4114, Der Stahlbau 40, Heft 11/12, s. 321~329/s. 375~383, Nov./Dezember, 1971.
- 6) Lindner, J.: Der Einfluß von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern, Der Stahlbau 43, Heft 2/3, s. 39~45/86~91, Febr./März, 1974.
- 7) Vinnakota, S.: Inelastic Stability of Laterally Unsupported I-Beams, Computers & Structures, Vol. 7, pp. 377~389, July, 1977.
- 8) 前川幸次・吉田 博：伝達マトリックス法による曲線 I 形ばりの耐荷力解析，土木学会論文報告集，第 312 号，pp. 27~37, 1981 年 8 月。
- 9) European Convention for Constructional Steelwork: Introductory Report, 2nd. International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liege, Apr., 1977.
- 10) Clark, J.W. and H.N. Hill: Lateral Buckling of Beams, Proc. of ASCE, Vol. 86, No. ST 7, pp. 175~196, July, 1960.
- 11) Fukumoto, Y. and M. Kubo: An Experimental Review of Lateral Buckling of Beams and Girders, Proc. of International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads, SSRC/ASCE, Washington, D.C. pp. 541~562, May, 1977.
- 12) Fukumoto, Y., Y. Itoh and M. Kubo: Strength Variation of Laterally Unsupported Beams, Proc. of ASCE, Vol. 106, No. ST 1, pp. 165~181, Jan., 1980.
- 13) Yura, J.A., T.V. Galambos and M.K. Ravindra: The Bending Resistance of Steel Beams, Proc. of ASCE, Vol. 104, No. ST 9, pp. 1355~1369, Sept., 1978.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説，1980。

(1982. 3. 29・受付)