

鋼はり-柱部材の相関強度式の適正化

AN APPROPRIATE BEAM-COLUMN FORMULA BASED ON THE ULTIMATE STRENGTH

西村 宣男*・笠原 宏紹**・福本 嘯士***

By Nobuo NISHIMURA, Hirotsugu KASAHARA and Yuhshi FUKUMOTO

This paper presents an appropriate design formula for steel beam-columns based on the ultimate strength. The strength of beam-columns is evaluated by an elasto-plastic finite displacement analysis considering characteristic values of measured initial imperfections. The strength analysis is carried out for in-plane and out-of-plane failure having welded box section and I-section, respectively. For the design formula of in-plane failure the conventional linear interaction equation is acceptable providing that the column strength used in the equation should be given appropriately. On the other hand, in the case of out-of-plane failure a non-linear interaction equation is proposed. It is made clear that the resistance factor for columns and beams can also be adopted effectively to those for beam-columns according to the SGST-format. Finally, the proposed formula is verified by the comparison between the prescribed results and the experimental data.

Keywords : beam-column, interaction formula, design format, experimental data, lateral-torsional buckling

1. ま え が き

一軸曲げを受ける鋼はり-柱部材の極限状態は、局部座屈が生じない場合、曲げモーメントの作用面内への崩壊（面内崩壊形式）と曲げモーメントの作用面外への崩壊（面外崩壊形式）に区分される。面内崩壊形式に対する相関強度式としては作用軸力を柱の座屈強度で無次元表示した軸力項と、たわみによる割増しを考慮した曲げモーメントをはりの面内座屈強度で無次元表示したモーメント項との線形相関強度式が一般的である。面外崩壊形式に対する相関強度式としては、はりの横ねじれ座屈強度で無次元表示したモーメント項を用いた線形相関式あるいはモーメント項をべき乗した非線形相関式が提案されている。現行の示方書では日本、北米、中国や東欧など多くの国で面内、面外崩壊形式の両方に対して線形相関式を用いている。ECCS¹⁾では、面外崩壊形式のはり-柱に対して非線形相関式を用いていたが最近の改訂版²⁾では線形相関式を適用している。

はり-柱部材の強度を評価する場合、強度の平均値を基準とするのか下限値を基準とするのかという柱およびはり部材の強度評価との統一性が重要となってくる。また、適用する相関強度式が崩壊形式の特性を反映しているかという点も重要である。

著者らは鋼柱部材および鋼はり部材を対象として、実測データより作成された初期不整形分布モデルを用いたシミュレーション法により、基本部材の極限強度分布を理論的に明らかにしてきた^{3),4)}。これらの柱およびはりに関する基本強度をはり-柱部材の強度評価に反映し合理的なものに修正するには、以下のような検討が必要である。

- 1) 崩壊形式に応じた相関強度式の表示
- 2) SGST format を適用する際の鋼はり-柱部材に関する抵抗係数の評価
- 3) 実験データとの比較

本論文は弾塑性有限変位解析により数多くの数値解析を行い、上記の項目に関する検討結果を柱およびはり部材の基本強度との統一性を考慮してまとめたものである。

* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘2-1)

** 学生会員 大阪大学大学院前期課程(同上)

*** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科(同上)

2. 極限強度特性と相関強度式

(1) 解析モデルと初期不整

数値解析には骨組構造を対象とした弾塑性有限変位解析法⁹⁾を適用する。鋼の構成則は完全弾塑性体とし、要素分割は16分割とする。面内崩壊形式については箱形断面部材を、面外崩壊形式については圧延I形断面部材および溶接I形断面部材を対象とする。解析モデルの形状を図-1に示す。これらの部材に対して、表-1に示す柱部材およびはり部材と共通の初期不整量⁹⁾を考慮する。溶接I形断面については、初期ねじり変位の存在のため柱部材としての初期たわみとははり部材としての初期たわみが異なっているため、軸力と曲げモーメントの作用する割合により両者を比例配分した。ただし、文献3)、4)の柱およびはり部材で考慮したように確率量としての初期不整分布と強度に対する初期不整の敏感度関数を用いたシミュレーション法により強度分布を求めるのではなく、これらの基本部材の極限強度解析で明らかになった初期不整分布の特性値と強度分布の特性値の対応を考慮することにする。すなわち、初期変位分布の平均値と残留応力分布の平均値を考慮した解析は強度分布の平均値

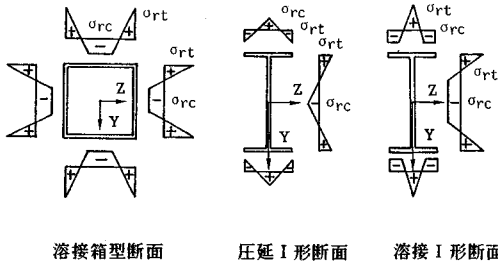


図-1 解析モデルの断面と残留応力分布

表-1 初期不整量

溶接箱形断面			
	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	$\delta_0/L \cdot 10^{-3}$
平均値相当	1.0	0.12	0.296
下限値相当	1.0	0.2318	0.842
圧延I形断面			
	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	$\delta_0/L \cdot 10^{-3}$
平均値相当	0.066	0.066	0.5
下限値相当	0.0978	0.0978	1.36
溶接I形断面			
	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	
平均値相当	1.0	0.12	
下限値相当	1.0	0.2318	
$\delta_0/L \cdot 10^{-3}$		柱 はり	
平均値相当	0.296	0.5475	
下限値相当	0.842	1.1995	

を与え、初期変位の上限値（平均値+標準偏差の2倍）と残留応力の上限値を考慮した解析は若干控えめにはなるものの強度分布の下限値（平均値-標準偏差の2倍）に相当するものとする。

(2) 面内崩壊形式の強度

極限強度解析の結果を部材の柱としての細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ が0.8と1.2の場合について軸圧縮力と曲げモーメントの相関図として表示する。軸圧縮力および曲げモーメントはそれぞれ文献3)の箱形断面柱部材の基本平均値強度 N_{zu} および全塑性モーメント M_{zp} で除して無次元表示する。図-2に示す解析結果は初期不整の変動のみを考慮した場合の平均値強度（●印）と下限値強度（○印）を表わしている。面内崩壊形式における平均値強度と下限値強度との対応の最大の特徴は、曲げモーメントが卓越するにつれて初期不整の強度に与える影響が僅少となり、平均値強度と下限値強度の差が消滅するところにある。

さらに図-2には代表的な相関強度式として道路橋示方書⁷⁾、EUROCODE3 (draft'83)¹⁾およびEUROCODE3 (draft'89)²⁾の相関曲線を比較のために示した。

道路橋示方書（図-2の一点鎖線）では面内崩壊形式のはり-柱相関強度式として標準的な相関式である次式が用いられている。

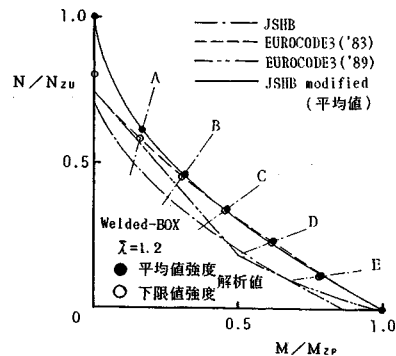
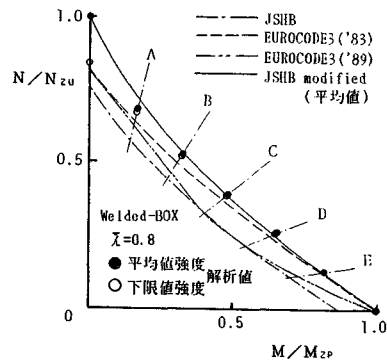


図-2 軸圧縮力と曲げモーメントの相関関係 (溶接箱形断面)

$$\frac{N}{N_{zu}} + \frac{C_m}{1 - N/N_{ze}} \cdot \frac{M_z}{M_{zu}} \leq 1 \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 M_{zu} は降伏モーメント M_{zy} 、 N_{ze} はオイラー座屈荷重、 N_{zu} は柱基本部材強度であり ECCS 複数柱曲線 c にはほぼ相当する、 C_m はモーメント修正係数である。

EUROCODE3 (draft'83) (図-2の破線)では式(1)の曲げモーメントの割増係数を若干修正した次式が適用されている。

$$\frac{N}{N_{zu}} + \frac{C_m}{1 - N_{zu}/N_o \cdot N/N_{ze}} \cdot \frac{M_z}{M_{zu}} \leq 1 \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 N_o は極限荷重 $N_y = \sigma_y \cdot A$ 、 M_{zu} は全塑性モーメント M_{zp} 、 C_m はモーメント修正係数である。さらに柱基本部材強度 N_{zu} としては ECCS 複数柱曲線の b 曲線を用いる。

EUROCODE3 (draft'89) (図-2の二点鎖線)では次のように変更された。

$$\frac{N}{N_{zu}} + (1 - a) \frac{N}{N_{zu}} \cdot \frac{M_z}{M_{zp}} \leq 1 \dots\dots\dots(3)$$

a は $\bar{\lambda}$ と曲げモーメントの分布に関する係数である。

ここで、道路橋示方書の式(1)において、 M_{zu} として全塑性モーメント M_{zp} 、 N_{zu} として文献3)において提案されている溶接集成箱形断面の柱基本強度(平均値相当)を用いたものを JSHB-modified として図-2に実線で示した。相関強度式では JSHB-modified が弾塑性解析による数値解に対して、最もよく適合している。

ところで JSHB および EUROCODE3 (draft'83) の相関曲線は下限値強度に基づいたものである。したがって、EUROCODE3 (draft'83) は解析強度の下限値強度にほぼ一致している。JSHB は柱基準強度を 1 ランク低い c 曲線相当で、曲げモーメントの基準強度は降伏モーメント M_{zy} を適用しているので解析による下限値強度よりさらに安全側となっている。

(3) 面外崩壊形式の強度

極限強度解析の結果を部材の柱としての細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ (はりの横ねじれ座屈に関する細長比パラメーターとは異なることに注意)が 0.8 と 1.2 の場合について軸圧縮力と曲げモーメントの相関図として表示する。軸圧縮力および曲げモーメントを無次元化するための基準強度としては文献3)で示されている当該断面の柱の基本平均値強度、文献4)のはりの基本平均値強度を用いる。

図-3 および 4 に示す圧延 I 形断面および溶接 I 形断面はり-柱に関する解析結果は、初期不整の変動のみを考慮した場合の平均値強度 (●印) と下限値強度 (○印) を表わしている。面外崩壊形式における相関強度曲線の特徴は外側にふくらんだ形になることである。このふくらみの程度は、部材の細長さと断面の残留応力の大きさ

によって異なる。Kitipornchai ら⁸⁾は軸力と強軸まわりの曲げを受ける I 形断面部材の弾性座屈相関曲線を与えており、面外崩壊形式における相関強度式の外ふくらみの程度が本研究における数値解と同様に部材が細長くなるほど顕著になることを明らかにしている。また平均値強度と下限値強度との対応は、面内崩壊形式と異なり曲げモーメントが卓越しても初期不整の強度に与える影響が大きく、面内崩壊形式のように平均値強度と下限値強度の差が消滅するという事はない。

さらに図-3 および 4 には代表的な相関強度式として道路橋示方書、EUROCODE3 (draft'83) および EUROCODE3 (draft'89) の相関曲線を比較のために示した。

道路橋示方書では面外崩壊形式のはり-柱相関強度式として、次式が用いられている。ただし M_{zu} として横ねじれ座屈するはりの基本強度を用いる。

$$\frac{N}{N_{zu}} + \frac{C_m}{1 - N/N_{ze}} \cdot \frac{M_z}{M_{zu}} \leq 1 \dots\dots\dots(4)$$

EUROCODE3 (draft'83) の面外崩壊形式の相関強度式では軸圧縮力による曲げモーメントの増幅係数は省略して、以下の表現を採用している。

$$\frac{N}{N_{yu}} + \left(\frac{M_z}{M_{zu}} \right)^{\beta_M} \leq 1 \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 β_M は曲げモーメントの分布に関する係数で、不等モーメントを受ける場合 β をモーメント比として $\beta_M = 1.8 - 0.7\beta$ 。

等曲げでは $\beta_M = 1.1$ をとり、相関強度曲線はやや外ふくらみの形となる。 M_{zu} は ECCS はり曲線、 N_{yu} は ECCS 柱曲線の値を用いている。

EUROCODE3 (draft'89) では次式のように変更された。

$$\frac{N}{N_{yu}} + \left(1 - a_{lr} \frac{N}{N_{yu}} \right) \frac{M_z}{M_{zu}} \leq 1 \dots\dots\dots(6)$$

a_{lr} ははりとしての細長比パラメーターと曲げモーメントの分布に関する係数である。ECCS はり曲線も変更され、柱曲線と同じペリー-ロバートソン形の式となった。

ここでは面外崩壊形式に対して次の相関式を適用する。

$$\frac{N}{N_{yu}} + \left(\frac{C_m}{1 - N/N_{ze}} \frac{M_z}{M_{zu}} \right)^n \leq 1 \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 N_{yu} として柱の基本強度⁹⁾(平均値)、 M_{zu} としてはりの基本強度⁹⁾(平均値)を用いる。また、相関強度曲線の外ふくらみを表わすための指数 n は面外崩壊形式のすべての解析値にフィットするように、柱の細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ の関数として、以下のように入れた。

$$1.8 \geq n = \bar{\lambda} + 0.2 \geq 1.0 \dots\dots\dots \text{圧延 I 形断面はり (平均値)}$$

$$1.8 \geq n = \bar{\lambda} + 0.5 \geq 1.0 \dots\dots\dots \text{圧延 I 形断面はり (下限値)}$$

$$1.8 \geq n = \bar{\lambda} + 0.1 \geq 1.0 \dots\dots\dots \text{溶接 I 形断面はり (平均値)}$$

$1.8 \geq n = \bar{\lambda} + 0.3 \geq 1.0 \dots$ 溶接 I 形断面はり (下限値)
 下限値相当曲線の場合、平均値曲線に比べて外ぶくらの傾向が顕著で n は大きくなる。

道路橋示方書 (図-3 および 4 の一点鎖線) は下限値相当の強度を評価する考え方に立っており、軸圧縮力が卓越する場合解析強度の下限値に対応しているが、はり基準強度としてプレートガーダーの横座屈強度を採用しており、圧延のコンパクト断面の場合にはかなり安全側になっている。また、面外崩壊形式に対しても式 (4) の線形相関式を用いるため、解析結果のような外ぶくらの相関強度特性を考慮することはできない。

一方 EUROCODE3 (draft'83) の柱基準強度は下限値相当であるが、はり基準強度は平均値相当の曲線を採用している。それで図-3 および 4 の破線のように縦軸上では解析値の下限値強度、横軸上では平均値強度あるいはそれ以上に相当する矛盾した結果になっている。EUROCODE3 (draft'89) でははり曲線の改訂によりはり基準強度は解析値の下限値相当となったが、はり-柱の相関強度式も線形相関式に改訂されたためかなり安全側であ

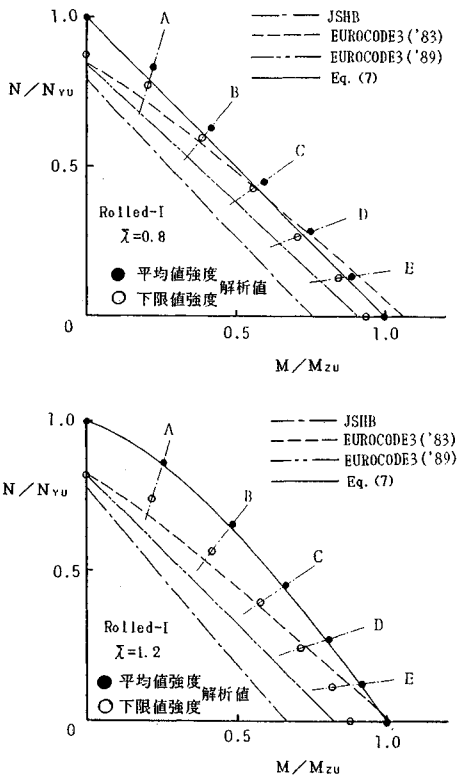


図-3 軸圧縮力と曲げモーメントの相関関係 (圧延 I 形断面)

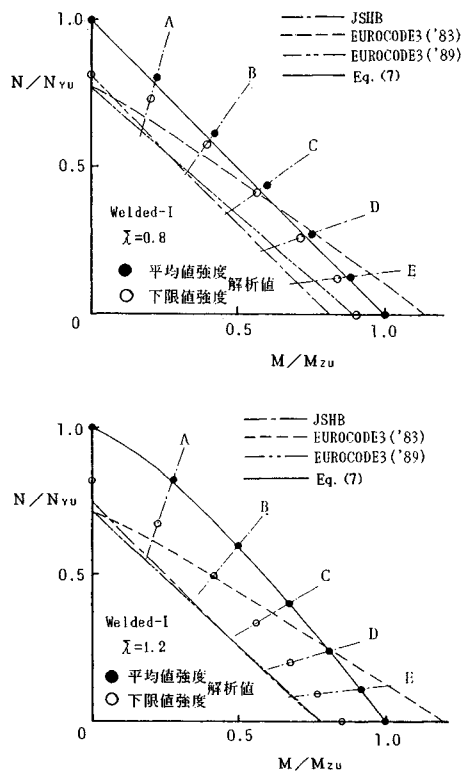


図-4 軸圧縮力と曲げモーメントの相関関係 (溶接 I 形断面)

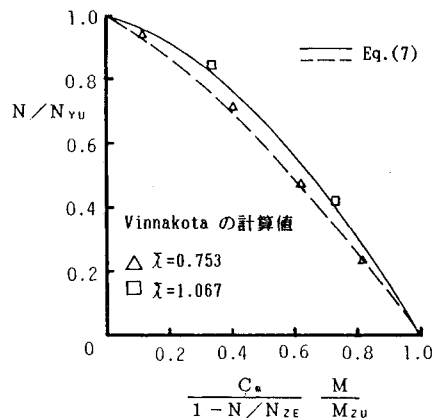


図-5 Vinnakota の解析結果と提案式の比較 (下限値相当)

る。

なお面外崩壊形式に対する相関式 (7) の精度を確認するために、圧延断面材を対象とした Vinnakota の数値解析結果⁹⁾ (下限値対応の初期不整を考慮) との対応を図-5 に示す。図中の □ 印および実線は $\bar{\lambda} = 1.067$ の場合、△ 印および破線は $\bar{\lambda} = 0.735$ の場合であり、式 (7) は Vinnakota の数値解ともよく一致していることがわかる。

3. 設計フォーマット

(1) フォーマットの検討

SGST format¹⁰⁾では単一の抵抗強度を ϕR_n とした場合には

$$\phi R_n = \phi_i(1 - k_R V_R) R_m \geq \text{荷重項} \dots \dots \dots (8)$$

と与えられる。

ここに、 R_n ：示方書で定める抵抗強度式

R_m ：強度の平均値

ϕ_i ：校正係数

V_R ：変動係数

k_R ：下界の程度を示す定数

したがって抵抗係数 ϕ は

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_i(1 - k_R \cdot V_R) \frac{R_m}{R_n} \\ &= \phi_i(1 - k_R \cdot V_R) \cdot M_m \cdot F_m \cdot P_m \dots \dots \dots (9) \end{aligned}$$

となる。

ここに、 P_m ：終局強度の無次元表示によるばらつきの平均値

M_m ：材料係数の統計量の平均値

F_m ：製作係数の統計量の平均値

k_R ：下限値の程度で、 $k_R=1.65$ (片側超過確率95%)

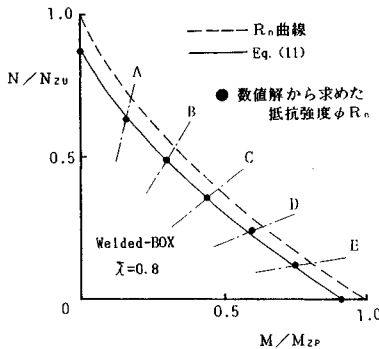
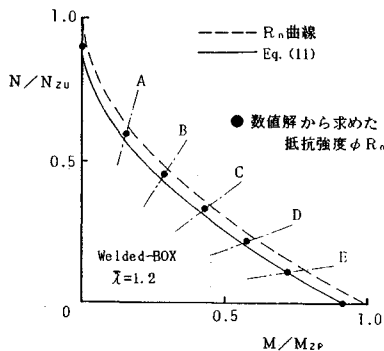


図-6 面内崩壊形式の抵抗強度 (溶接箱形断面)



V_R ：全体の変動係数、 $V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2}$
文献10)によると $M_m=1.15$, $V_M=0.11$

$$F_m=1.00, \quad V_F=0.05$$

文献10)ではSGST formatを柱部材からはり-柱部材に拡張して単一の ϕ を用いている。しかしはり-柱部材では軸圧縮力と曲げモーメントの割合により平均値強度と下限値強度の差が異なるので強度の変動係数 V_R は一定ではない。ここでは、単一の抵抗係数 ϕ を用いるのではなく、軸圧縮力と曲げの基準強度に別個の抵抗係数を考えることにする。

(2) 抵抗強度 ϕR_n

a) 面内崩壊形式

平均値、下限値の値をJSHB-modifiedの値で除したものをそれぞれ P_m , MS とすれば

$$V_P = 1/2(P_m - MS)$$

となる。A, B, C, D, Eの各点について ϕ を求めた。それぞれの ϕ を用いて数値解の平均値強度を低減させたのが図-6の●印である。文献10)では単一の ϕ で低減させる方法が提案されている。

$$\frac{N}{\phi N_{ZU}} + \frac{1}{\phi} \frac{C_m}{\left(1 - \frac{N}{\phi N_{ZE}}\right)} \frac{M_Z}{M_{ZU}} \leq 1 \dots \dots \dots (10)$$

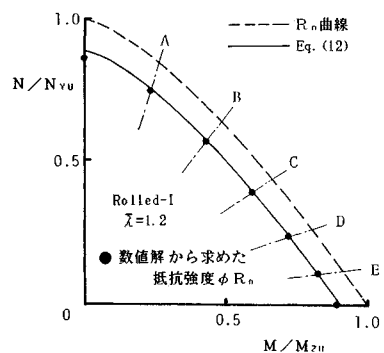
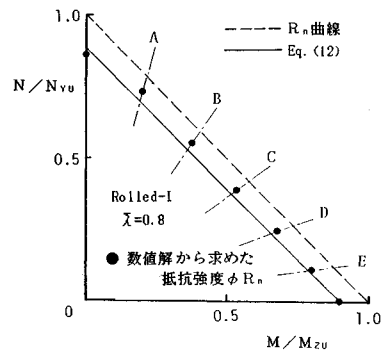
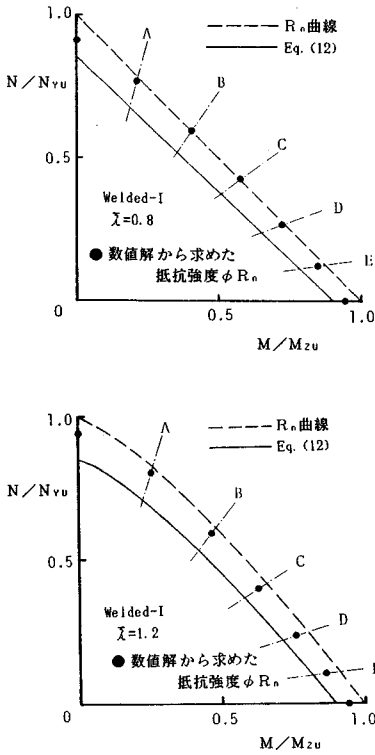


図-7 面外崩壊形式の抵抗強度 (圧延I形断面)



図一八 面外崩壊形式の抵抗強度 (溶接 I 形断面)

しかし、ここでは軸上でのφも等しくなり、はり柱の抵抗係数φが等しいことになってしまう。そこで柱の抵抗係数をφ_N、はりの抵抗係数をφ_MとしてJSHB-modifiedの式に次のように組み込む。

$$\frac{1}{\phi_N} \frac{N}{N_{ZU}} + \frac{1}{\phi_M} \frac{C_m}{1 - N/N_{ZE}} \frac{M_Z}{M_{ZP}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここに、溶接箱形断面については文献3)の柱区分グループ1のφよりφ_N=0.88、P_m=1よりφ_M=0.92を用いる。

b) 面外崩壊形式

面内崩壊形式の場合と同様にして各点のφを計算した。そして各点ごとの低減値をプロットした(図一七、図一八)。

柱の抵抗係数をφ_N、はりの抵抗係数をφ_Mとして式(7)に次のように組み込んだ。

$$\frac{1}{\phi_N} \frac{N}{N_{YU}} + \left(\frac{1}{\phi_M} \frac{C_m}{1 - N/N_{ZE}} \frac{M_Z}{M_{ZU}} \right)^n \leq 1 \quad \dots\dots\dots(12)$$

ここに、圧延断面については文献3)の柱区分グループ1のφよりφ_N=0.88、また文献4)の圧延I形断面はりの抵抗係数φ_M=0.9を用いる。溶接断面については同様にφ_N=0.85、φ_M=0.9を用いた。

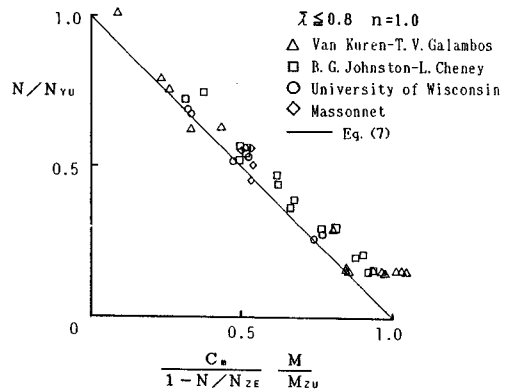
図一七および図一八では、それぞれ圧延材と溶接材について解析結果より求めた抵抗強度φR_nと式(12)を比較

している。圧延材については式(12)と解析値は良好に対応している。溶接材については式(12)は若干安全側の評価を与えている。文献3)の柱区分グループ1の平均値強度がλ̄の大きなスレンダーな部分で、数値解に対して過小評価となっているためであると思われる。

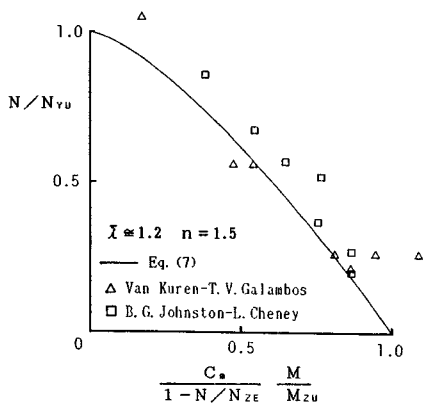
4. 実験データによる検証

既往の鋼はり柱の耐荷力実験データを用いて、解析から得られた平均値曲線R_nおよびSGST formatによる抵抗強度φR_nの検証を行った。利用した実験データはすべて面外崩壊形式に関するもので、圧延材についてはVan Kuren-T.V. Galambos¹¹⁾、B.G. Johnston-L. Cheney¹²⁾、Wisconsin 大学¹³⁾、Massonnet¹⁴⁾、また溶接材についてはLindner¹⁵⁾の実験である。

文献16)ではLindnerの実験を除く上記の4つの実験結果に対してJSHB、AASHTOおよびAISCの定める基準強度で整理し、線形相関強度曲線との比較を行って

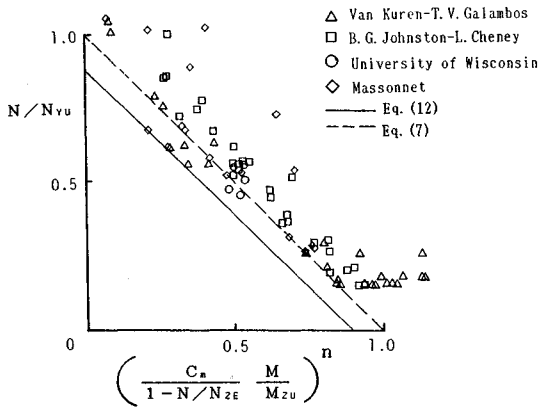


(a) λ̄ ≤ 0.8 の実験データ

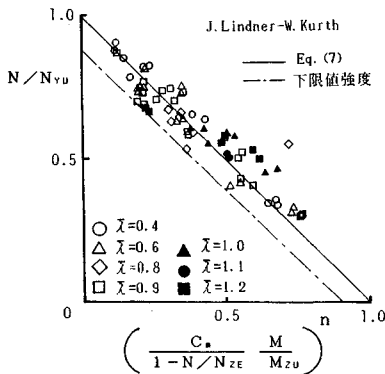


(b) λ̄ ≈ 1.2 の実験データ

図一九 圧延部材の面外崩壊強度 (公称値で整理)



図一10 圧延部材の面外崩壊強度（全データ、公称値で整理）と抵抗強度 ϕR_n の比較



図一11 溶接部材の面外崩壊強度（実測値で整理）

いる。ここでは、文献3)の柱の極限強度および文献4)で提案されたはりの極限強度で除して無次元化し、2., 3. で提案した非線形相関式(7)およびSGST formatによる抵抗強度式(12)との比較を行った。

圧延材についての各実験値を公称値で整理した結果を図一9、図一10に示す。図一9(a)は $\bar{\lambda} \leq 0.8$ の実験データで式(7)では指数 $n=1$ とした線形相関式が適用され比較的ストッキーな場合、図一9(b)は $\bar{\lambda} \geq 1.2$ の実験データで面外崩壊に対する相関強度式の外ぶくらの特性が顕著に現われる場合を示している。実験データは公称断面寸法および公称降伏応力度を用いた基本強度で無次元表示しているため、実験データの平均値は理論的平均強度曲線式(7)より上方にある。そこで別途の調査¹⁰⁾により与えられている実測降伏応力度の平均値と公称降伏応力度とのずれと変動、断面寸法の変動および初期不整による強度の変動を包括的に評価し、下限値に相当する抵抗強度 ϕR_n と公称値で整理した実験データの比較を図一10に示す。図一10は収集した圧延材の全実験データを含んでいるが、 ϕR_n はそれらの下限値に対応している。また溶接材を対象としたLindnerの実験データ

を実測寸法および降伏応力度による基準強度で無次元表示し、理論的平均強度曲線式(7)および初期不整による強度の変動のみを考慮した下限強度曲線と比較して図一11に示す。実測値で整理した実験データの平均値は理論的平均強度とそして実験データの下限値は下限強度曲線と良好に一致している。

5. 結 論

本研究では、軸圧縮力と一軸まわりの端モーメントを受けるはり-柱部材の相関強度の適正化と限界状態設計法フォーマットへの適用について検討した。主な研究成果は以下のとおりである。

(1) 面内崩壊形式のはり-柱部材に対しては、現行の道路橋示方書やAASHTOなどに採用されている標準的な相関強度式において、軸圧縮力を無次元表示するための基準強度を適正に与えることによって合理化できる。

(2) 面外崩壊形式のはり-柱部材の相関強度は、 $(N/Nvu)-(Mz/Mzu)$ 座標において、原点を基準として外側にふくらんだ形状になる。このふくらみの程度は、部材の形状や細長比が影響を与える。このような特性を考慮するために、相関式の曲げモーメントの項に細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ の関数で表示される指数 n を付けた新しい相関強度式を提案した。

(3) SGST formatのはり-柱部材への適用を検討した。文献3)および文献4)において柱部材およびはり部材に関して与えられた抵抗係数をはり-柱の相関強度式の軸圧縮力と曲げモーメントの基準強度に考慮することによって、柱部材、はり部材およびはり-柱部材の極限強度を統一的に評価できることを明らかにした。

(4) 提案式を既往の実験データにより検証し、良好に対応することを確認した。

謝 辞：本研究は昭和62~平成元年度文部省科学研究補助金総合研究A(代表 福本 啓士、課題番号62302040)“鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究”の一環として行ったものである。実験データによる相関強度式の検証の際に有益な助言を賜った中部大学 塩見助教授に深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) EUROCODE3: Common unified code of practice for steel structure, 1983.
- 2) EUROCODE3: Common unified code of practice for steel structure, 1989.
- 3) 西村宣男・青木徹彦・西井 学・福本啓士：鋼柱部材の基本強度の統一評価、土木学会論文集、第410号、pp. 325~333、1989年10月。

- 4) 西村宣男・久保全弘・西井 学・福本啓士：鋼はり部材の基本強度の統一評価，土木学会論文集，第 416 号，1990 年 4 月。
- 5) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M.: Effect of local deformation on ultimate behavior of ladder-like plate girder bridges, Technology reports of the Osaka Univ., Vol. 32, No. 1678, pp.401~409, October, 1982.
- 6) 土木学会(福本啓士編)：座屈設計ガイドライン，技報堂出版，pp.37~76，1987.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書，同解説，1980.
- 8) Kitipornchai, S. and Wang, C.M.: Out-of-plane buckling formulas for beam-columns/tie-beams, J. of the Struct. Eng. Proc. of the ASCE, Vol. 114, No. 12, pp.2773~2789, December, 1988.
- 9) SSRC: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Edition (edited by Galambos, T.V.), John Wiley & Sons, 1988.
- 10) 東海鋼構造研究グループ(代表 福本啓士)：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，80-11, 80-12, 1980.
- 11) Kuren, V. and Galambos, T.V.: Beam column experiments, J. of the Structural Div. Proc. of the ASCE, Vol. 90, No. ST2, pp.223~255, April, 1964.
- 12) Johnston, B.G. and Cheney, L.: Steel columns of rolled wide flange section, AISC Progress Report, No. 2, 1942.
- 13) Second Progress Report of the Special Committee on Steel Columns, ASCE: Transactions of the ASCE, Vol. 95, p.1789, 1931.
- 14) Campus, F. and Massonnet, C.: Recherche sur le Flambement de Colonnes en Acier A-37, A Profil en Double Te, Sollicitee Obliquement, IRSIA Bulletin, No. 17, 1956.
- 15) Lindner, J. and Kurth, W.: Zum Biegedrillknicken von Stützen aus StE 690, DER STAHLBAU 12/1982 pp.366~372.
- 16) 塩見弘幸・事口寿男：鋼はり-柱部材の耐荷力に関する統計的評価，土木学会論文集，第 319 号，pp.203~206, 1982 年 3 月。

(1989.9.9・受付)