

1 まえがき 本報告は、Baslerの曲げ耐荷力モデルを用い、曲線橋フランジの面外強度について塑性域のひろがりおよび変形の影響を考慮したパラメトリック解析を行ったものである。

2 解析モデル BaslerはFig.1のように圧縮フランジをウェブから分離した単独な柱として、
a. 垂直座屈, b. 水平座屈, c. 換れ座屈, の三つの自由度を考えている。本報告では、面外方向の水平座屈についてのみ解析を行った。

解析の対象とする曲線T型の柱をFig.2に示すように横げた取り付け位置を端部とする柱と考える。

3 解析方法

(1) 概要 曲線T型の柱の変形および塑性域のひろがりの影響を考慮することにより生ずる非線形性をここでは、各載荷段階での変位増分に対応する内的および外的な挙動は線形であると見做すいわゆる荷重増分法を用いて線形化し解析を行っている。ここで線形化することにより生ずる内力と外力の不釣り合いは、この不釣り合い量とエネルギー的に等価な残差不平衡力を逐次載荷することにより修正している。構造解析は、一般に用いられている有限要素法によって行っている。

(2) 仮定 (i) 使用鋼材の応力とひずみの関係は完全弾塑性モデルとしている。(ii) 断面は平面保持の法則が成立する。(iii) 断面の圆心を連ねた線をもってT型柱の軸線を代表させる。(iv) 軸線に作用する荷重は、変形後においても作用方向を変えない。(v) セン断変形の影響は無視する。

(3) 直ひずみ増分 一要素がFig.4に示すような変形状態にあるとき、曲げおじりの影響を無視すると、先行状態から現行状態の間のひずみ増分は、次式で与えられる。

$$\Delta \epsilon = \frac{du}{dx} - \frac{d^2v}{dx^2} \frac{1}{2} \frac{du}{dx} \frac{dv}{dx} \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \dots (1)$$

ここに v_0 は先行状態の面外変位量を表わしている。

4 数値計算 (1) パラメータ パラメータとして、横げた間隔 L を曲率半径 R でわったものである L/R 、細長比 b 、有効ウェブの面積とフランジの面積の比を選んでいる。またフランジの幅厚比もパラメータとして行う

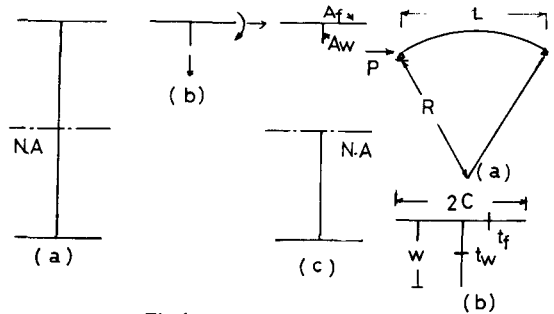


Fig.1

Fig.2

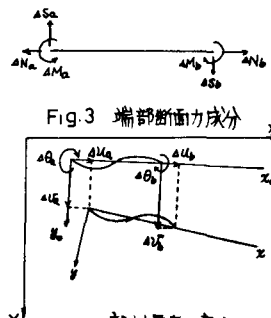


Fig.3 端部断面力成分

Fig.4 部材要素の変位と座標系

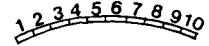


Fig.5 要素分割

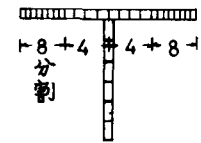


Fig.6 フランジの分割

Table-1	Table-2			
	面積比 0.1		面積比 0.3	
$2C/t_f = 26$ $A_w/A_f = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ $w/t_w = 30$ $\lambda = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ $L/R = 0.2, 0.1, 0.05, 0.025$ 残留応力-溶接型 残留応力分布係数 $\alpha = 0.3$	L/R	0.2	L/R	0.2
	$\lambda = 0.2$	0.463	$\lambda = 0.2$	0.453
	$\lambda = 0.4$	0.339	$\lambda = 0.4$	0.329
	$\lambda = 0.6$	0.263	$\lambda = 0.6$	0.252
	$\lambda = 0.8$	0.209	$\lambda = 0.8$	0.201
	$\lambda = 0.2$	0.555	$\lambda = 0.2$	0.550
	面積比 0.2		面積比 0.4	
	L/R	0.2	L/R	0.2
	$\lambda = 0.2$	0.468	$\lambda = 0.2$	0.482
	$\lambda = 0.4$	0.334	$\lambda = 0.4$	0.327
	$\lambda = 0.6$	0.256	$\lambda = 0.6$	0.250
	$\lambda = 0.8$	0.204	$\lambda = 0.8$	0.200

予定であるが、このパラメータを使った結果は発表の際に示す。これだけでは断面寸法を決定することができないので有効ウエブの幅厚比を30にした。また残留応力は溶接型で、残留応力分布係数として $\alpha = 0.3$ を採用した。また $\sigma_f = 3200 \text{ kg/cm}^2$ とした。

(2) 分割軸線を10個の要素に分割し、断面のフランジは、文献(3)にない、Fig. 6に示すようにフランジの端の部分の中ほどの部分よりも細かく分割した。

(3) 崩壊判定 (i)有限変位解析において変位が定まらず発散した場合 (ii)断面の応力状態が完全塑性状態に達した場合 以上の条件のいずれか一方が満足された状態において崩壊状態とした。収斂精度を $= \{\Delta P / P_D\}$, $A_{c,e} = \{\Omega / \Delta P\}$ とし、それぞれ $A_{c,d} = A_{c,e} = 0.005$ とした。ただし、 ΔP : 節点変位の増分量、 Ω : 残差不平衡力 また、耐荷力の精度を $A_{c,l} = \{\Delta P / P_{max}\}$ として、 $A_{c,l} = 0.001$ とした。また荷重増分の低減は $\Delta P = \Delta P_0/2$ とした。ただし ΔP_0 は先行状態の増分量である。

(4) 結果 Table 1のパラメータを用い求められた耐荷力をTable 2に示す。耐荷力は面積比に敏感に影響しないことがわかる。

Fig. 7に面積比が0.2のときの残留応力がある場合と無い場合の耐荷力曲線を示す。縦軸は圧縮軸力を降伏軸力で無次元化したものであり、また横軸を細長比 λ と λ/c で示している。耐荷力は λ や細長比が大きくなるに従い減少することがわかり、 λ や細長比は耐荷力を評価する適切なパラメータであることがわかる。Fig. 8およびFig. 9には、崩壊直前の平衡状態に至るまでの $\lambda/2$ 点での荷重-変位曲線および荷重-ひずみ曲線が示されている。Fig. 8では、面積比が0.2で $\lambda/c = 0.1$ のときの細長比が0.2, 0.4, 0.6, 0.8の場合の $\lambda/2$ 点での面外方向の変位を λ で無次元化したものを横軸にし、縦軸は圧縮軸力を降伏軸力で無次元化している。Fig. 9では横軸を各載荷段階で生じるひずみを降伏ひずみで無次元化している。極限荷重により生ずるひずみは、圧縮側で純降伏ひずみ($\epsilon_f = \sigma_f/E$)の約1.1倍、引張側で約0.6倍である。溶接等により導入される初期ひずみを考慮すると、極限荷重載荷時には断面の圧縮側で $1.4\epsilon_f$ 、引張側で $0.3\epsilon_f$ 程度のひずみが生じる。

5 あとがき 得られた結果を要約すると、 λ/c と細長比 λ は曲集橋フランジの面外強度を評価する際適切なパラメータであるが、有効ウエブとフランジの面積比は敏感なパラメータにはならない。

参考文献 1) 倉田、矢吹: 「側方荷重の影響を考慮したZビンジ鋼アーチ断面の極限強度について」、土木学会論文報告集 272号
2) Basler, K. and B. Frühmann: "Strength of plate girders in bending", Proc. of ASCE, Vol. 87, No. ST6, pp. 132-141, Aug. 1961
3) Beer, H. und Schütz, G.: "Die Traglast des planmäßig mittig gedrückten Stabs mit Imperfektionen, Teil 2 und Teil 3, VDI-Z. Bd. 111, Nr. 23 und Nr. 24, 1969"

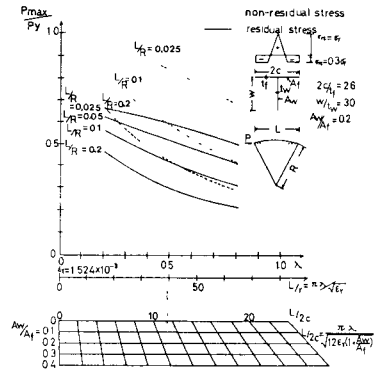


Fig. 7 耐荷力曲線

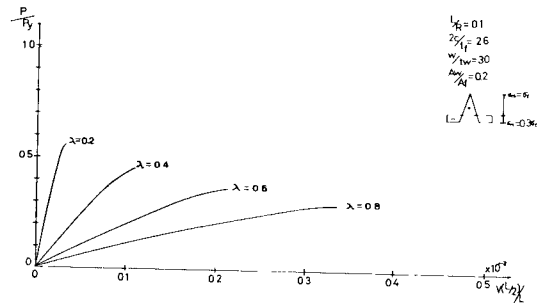


Fig. 8 Load-deflection diagram

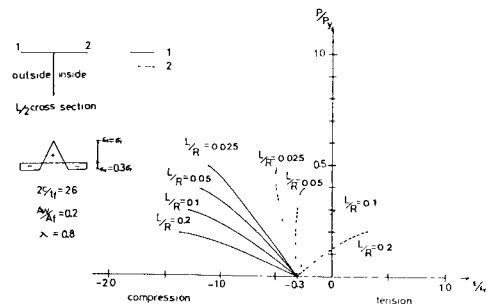


Fig. 9 Load-strain diagram