

曲げ・せん断の組合せ荷重を受ける変断面桁 梯形パネルの強度について

ULTIMATE STRENGTH OF GIRDER PANELS WITH VARYING DEPTH UNDER BENDING AND SHEAR

武田八郎*

By Hachirho TAKEDA

*工修 舞鶴工業高等専門学校教授 建設システム工学科(〒625 舞鶴市宇白屋234)

The ultimate strength of tapered plate girders with linearly varying depth subjected to a combination of bending moment and shear force is investigated theoretically and experimentally. The buckling curves between bending and shear are calculated by using finite element method. A method of predicting the ultimate strength of tapered plate girders with trapezoidal panel is presented. A simple failure model is assumed in this analysis. Four girder models were tested. Each girder is different from the ratio of applied bending moment to shear force. Three girders were collapsed due to the flange failure after the shear buckling of web and one girder was collapsed due to the lateral-torsional buckling of inclined flange. The test results are described about the load carrying capacity of tapered girder panels and the collapse behaviour of flanges and webs. The predicted values of strength from the present method compare well with the test results.

Key words: tapered girder, combined load, buckling, strength

1. まえがき

プレートガーダーの静的強度についての研究は、従来から数多く行われてきている^{1)~4)}。特に、平行フランジを有するプレートガーダーについては、モデルを仮定した簡易解析を始め弾塑性有限変位解析も行われて耐荷挙動が明らかにされ、その結果各種設計式も提案されて、設計法が確立しつつある。一方、プレートガーダーをいわゆる変断面桁として設計する場合、腹板高さを変化させる方法もしばしば用いられ、曲線的に変化させる場合と直線的に変化させる場合があるが、実際多くの架設例が見受けられる。このような腹板高さが変化する変断面プレートガーダーの強度についての研究は、高さが直線的に変化し、主としてせん断力を受ける場合について、二、三の結果が報告されている^{1), 5), 6)}。これらの研究においては、腹板高さが変化する梯形パネルを対象に、モデル解析により終局強度を求める方法が提案され、また載荷実験による検証が行われている。しかし、このような桁が、曲げとせん断の組合せ荷重を受ける場合の強度に関する研究は、あまり見あたらないように思われる。このような状態の桁パネルは、例えば連続桁の中間支点付近のパネルに見られるが、高さの変化するパネルの強度に関しての設計法の確立の必要性が強調されているところである。¹⁾

この論文では、腹板高さが直線的に変化する変断面プレートガーダーの梯形パネルが、曲げとせん断の組合せ荷重を受ける場合について、まず有限要素法を用いて弾

性座屈解析により座屈荷重を計算し、曲げ・せん断の座屈相関関係式を求めている。相関式を用いる際に、座屈荷重が容易に計算できるよう、長方形板の座屈係数から換算して求める方法も示した。

載荷実験も行うこととし、腹板高さが直線的に変化するプレートガーダーの模型桁4体を製作し、桁の試験パネルに曲げ・せん断の組合せ荷重を作用させて破壊試験を実施する。供試体は試験パネルの寸法は各桁同一であるが、パネルに作用する曲げとせん断の比率を変えている。桁の終局強度およびそこに到るまでの試験パネル構成要素の挙動が詳しく調べられ、相互に及ぼす影響が検討される。模型桁の破壊様式として、3体は梯形パネルの曲げ・せん断座屈後張力場が発達してフランジ崩壊が引き起こされ、桁としての耐荷能力を失った。残りの1体は、腹板座屈後傾斜フランジの横ねじれ座屈が生じて桁が崩壊する結果となった。

最後に、載荷実験により得られた終局強度の結果と、耐荷力予測式を用いて求められる値との比較を行う。予測式ではパネルの強度が、先に求めた曲げ・せん断座屈時の強度と、張力場によって負担される強度との和として表されるとした、モデル解析による簡易解析法を採用している。ただしこの予測式では、この強度が達成されるまで、フランジの局部座屈や水平座屈は生じないものと仮定している。この算定式を用いれば、比較的良く桁パネルの曲げ・せん断強度を簡単に予測できることが示され、変断面プレートガーダーの設計資料として有用で

あると思われる。

2. 曲げ・せん断強度解析およびその予測

終局強度の予測には、従来からのいわゆるモデル解析による算定法が簡単であるためこれを用いることとし、まず梯形パネルの曲げ・せん断座屈強度を算定することにする。有限要素法による数値計算を行い、いわゆる曲げとせん断の相関曲線を求める。

梯形腹板パネルの曲げ・せん断弾性座屈荷重を算定するために、Fig. 1 に示すような平面応力場の理想化した梯形板を考える。たわみに関する境界条件として、 $Y=0$ および a で単純支持、他の2辺については単純支持または固定支持とした。応力算定には一定歪要素を、座屈解析には3頂点のたわみと3辺の回転変位を自由度にとった三角形要素を用いた有限要素法⁶⁾により計算を行った。なお、傾斜辺の角度 β は、5, 10および15度の3種類とし、また外挿により収束値を推定した⁸⁾。

Fig. 1のパネルに作用する力のつり合いをとって各力の間の関係を求め、また全要素の平均せん断応力 τ^* を各要素の面積を考慮して算出し、さらにパネル内のモーメントは線形変化すると仮定して、パネル中央最外縁応力 $\sigma_m = \{ \sigma_1(d_1/d_m)^2 + \sigma_n(d_n/d_m)^2 \} / 2$ で直応力 σ^* を代表させた。これらの応力 τ^* と σ^* およびパネルの平均幅厚比 d_m/t を用いて、座屈係数 k_τ^* および k_σ^* に換算を行った。ただし、 t は腹板パネルの板厚である。

曲げ・せん断の座屈相関曲線を求めるために、Fig. 2中に示されるような直応力のみでつり合いを保っている梯形パネルの曲げ座屈係数 k_σ をパネル中央での応力 σ を用いて計算し、座屈曲線がFig. 2のように得られた。つまり、Fig. 2のようなつり合いがなされない時 Fig. 1のようなせん断力が生じるものとする。なお、面内変位を左辺中央で X, Y 方向に、右辺中央で X 方向に拘束している。またあくまでも、パネルの平均的挙動を求めることを目的とする。図中 $\bar{\alpha}$ はパネル平均縦横比である。 β が大きくなるにつれて、座屈係数が低下する様子がみられる。

さらに、上記の相関曲線を求めるために必要な既報のせん断座屈曲線を併せて図-3に示すが⁶⁾、このせん断座屈係数 k_τ に対応する応力を τ で表す。

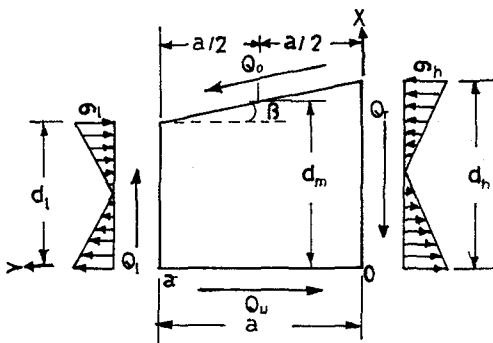
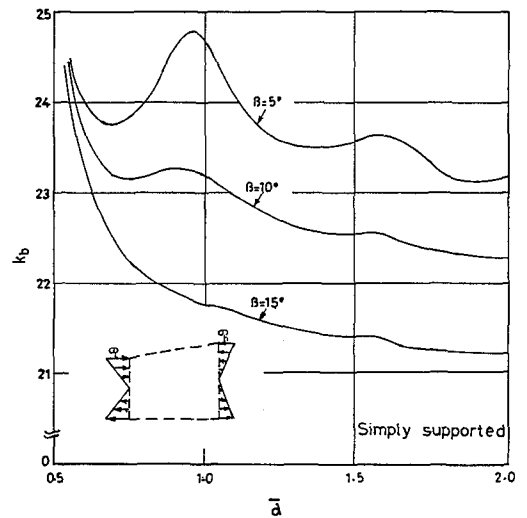
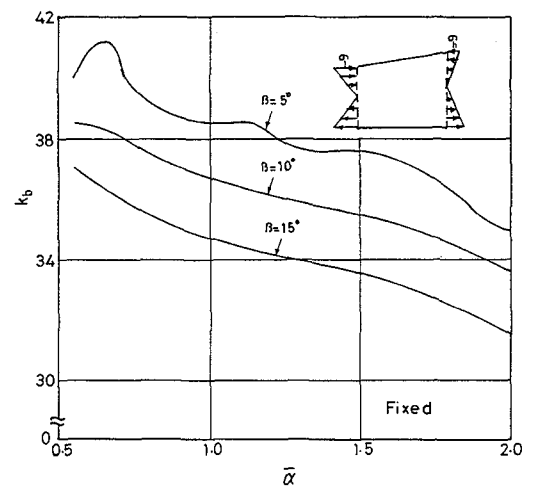


Fig. 1 Trapezoidal panel



(a) Simply supported



(b) Fixed

Fig. 2 Buckling load curves

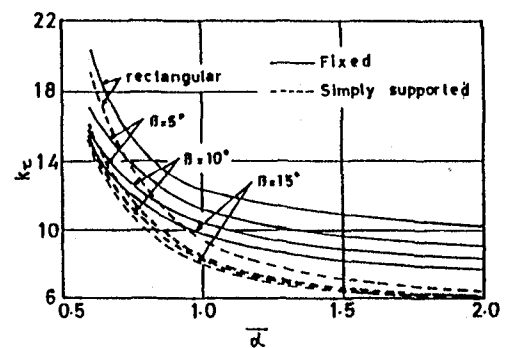
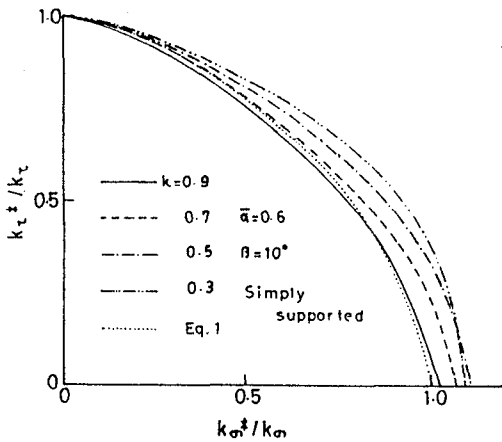


Fig. 3 Buckling load curves

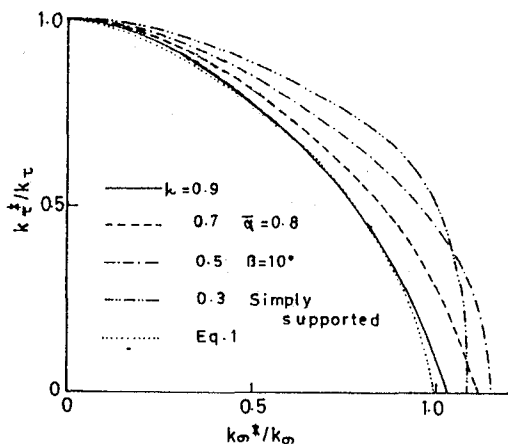
以上の結果をもとに、 $\beta=10^\circ$ の場合についてパネルの曲げ・せん断座屈相関曲線を描くと、Fig. 4のようになる。ただし、 κ はパネル左右辺のモーメント（それぞれ M_l 、 M_r ）の比で、 $\kappa=M_l/M_r=(d_l/d_r)\cdot(d_l/d_r)^2$ として表わされる。これらの図から、まず、各 $\bar{\alpha}$ において κ の値の違いによって曲線の形状に差が見られ、 $\kappa=0.9$ の曲線が内側に位置することになる。また、 $\bar{\alpha}$ が0.6~1.2の間で変化しても、パラメータ κ に対して対応する曲線の傾向は似かよっていることがわかる。境界条件の違いについては、 $\bar{\alpha}=1$ に対する2辺単純支持と固定支持の場合に対する相関曲線を比較すると、やはり同様な傾向を示す。

このような梯形パネルに対する相関曲線を $(\sigma^*/\sigma)^j + (\tau^*/\tau)^j = 1$ の形に仮定する。Fig. 4中の点線は、 $j=1.6$ の場合の曲線である。この曲線は、 $\kappa=0.9$ の場合をほぼカバーし、それより小さな κ の値に対してかなり控えめであるが、設計に対する便宜さを考えて相関曲線として採用することとした。すなわち、次のようになる。

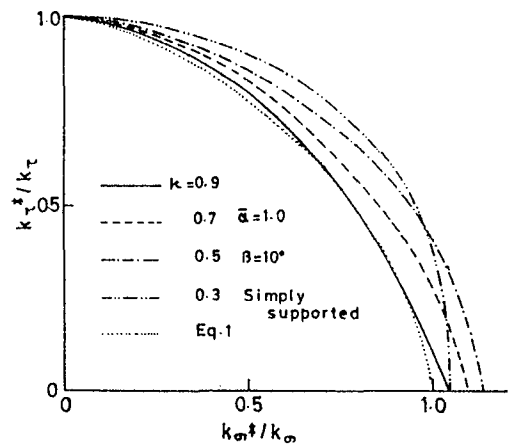
$$(\sigma^*/\sigma)^{1.6} + (\tau^*/\tau)^{1.6} = 1 \quad \dots\dots\dots (1)$$



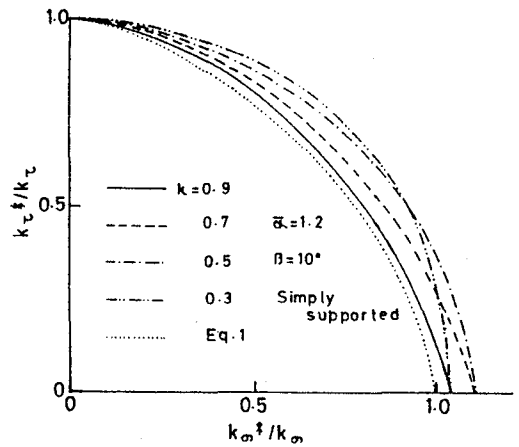
(a) $\bar{\alpha}=0.6$ (Simply supported)



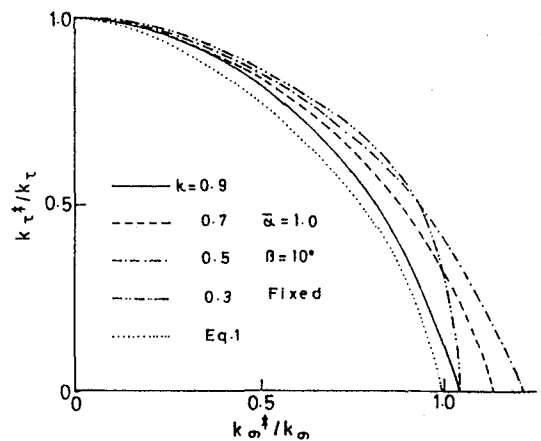
(b) $\bar{\alpha}=0.8$ (Simply supported)



(c) $\bar{\alpha}=1.0$ (Simply supported)



(d) $\bar{\alpha}=1.2$ (Simply supported)



(e) $\bar{\alpha}=1.0$ (Fixed)

Fig. 4 Interaction curves

次に、曲げ・せん断座屈荷重の計算をより容易にするために、Fig. 2で上下辺単純支持および固定の場合について、このような梯形パネルの座屈荷重と等しい座屈荷重を与える長方形板への換算位置 ξ を求め、 $\bar{\alpha}$ との関係を図示したのがFig. 5である。さらにこの曲線を回帰分析し、上下辺単純支持および固定の場合について式表示したのが、それぞれ次の式(2)、(3)である。

$$\begin{aligned} \beta = 5^\circ: \xi &= -0.409 + 1.19\bar{\alpha} & (\bar{\alpha} \leq 0.95) \\ \xi &= 3.816 - 4.98\bar{\alpha} + 1.83\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} > 0.95) \\ \beta = 10^\circ: \xi &= 0.226 + 0.206\bar{\alpha} & (\bar{\alpha} \leq 0.95) \\ \xi &= 0.905 - 0.795\bar{\alpha} + 0.3\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} > 0.95) \\ \beta = 15^\circ: \xi &= 0.255 + 0.068\bar{\alpha} & \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta = 5^\circ: \xi &= 4.36 - 8.32\bar{\alpha} + 4.2\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} \leq 1.1) \\ \xi &= 0.32 - 0.148\bar{\alpha} + 0.105\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} > 1.1) \\ \beta = 10^\circ: \xi &= 1.76 - 3.1\bar{\alpha} + 1.57\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} \leq 1.1) \\ \xi &= -0.96 + 1.74\bar{\alpha} - 0.6\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} > 1.1) \\ \beta = 15^\circ: \xi &= 0.80 - 1.31\bar{\alpha} + 0.722\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} \leq 1.1) \\ \xi &= -0.49 + 0.989\bar{\alpha} - 0.309\bar{\alpha}^2 & (\bar{\alpha} > 1.1) \\ & \dots\dots\dots(3) \end{aligned}$$

また、せん断座屈係数曲線 (Fig. 3) を回帰分析し式表示すると、上下辺単純支持および固定支持に対して、それぞれ次のようになる。

$$\begin{aligned} \beta = 5^\circ: k_\tau &= 7.12 - 5.34/\bar{\alpha} + 6.60/\bar{\alpha}^2 \\ \beta = 10^\circ: k_\tau &= 6.84 - 3.30/\bar{\alpha} + 4.78/\bar{\alpha}^2 \\ \beta = 15^\circ: k_\tau &= 6.78 - 4.09/\bar{\alpha} + 5.21/\bar{\alpha}^2 \\ & \dots\dots\dots(4) \\ \beta = 5^\circ: k_\tau &= 8.86 - 1.54/\bar{\alpha} + 3.84/\bar{\alpha}^2 \\ \beta = 10^\circ: k_\tau &= 7.58 + 0.083/\bar{\alpha} + 2.85/\bar{\alpha}^2 \\ \beta = 15^\circ: k_\tau &= 7.38 - 1.28/\bar{\alpha} + 3.56/\bar{\alpha}^2 \\ & \dots\dots\dots(5) \end{aligned}$$

式(2)、(3)を基に換算位置 ξ を決め、対応する長方形板の縦横比を出せば、座屈荷重式に適用して σ が求められる。式(4)、(5)からは τ を求め、これらを式(1)に用いれば、梯形板の曲げ・せん断座屈荷重を容易に計算することができる。 β の中間の値に対しては、線形補間することにより近似的に適用できる。

3. 実験概要

3. 1 供試体

4体の変断面桁が試験された。Fig. 6に模型桁CL-S-2およびCL-S-4の概略設計寸法を示す。CL-S-1およびCL-S-3は、CL-S-2、CL-S-4から桁の左右で対称に、鉛直補剛材間隔120mmの1梯形パネル、1長方形パネルを、それぞれ取り除いた寸法を有する。何れも中央1点載荷とした。

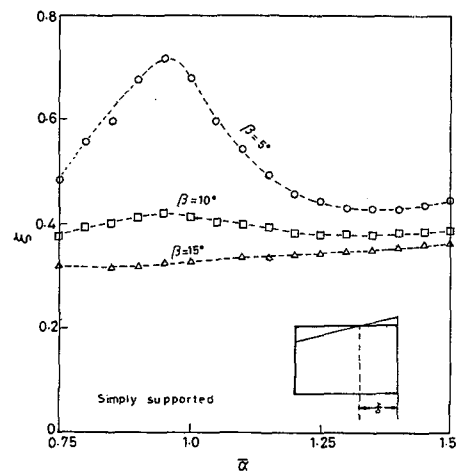
また鉛直補剛材は両側補剛とした。試験パネルの寸法は4体とも同一になるようにし、試験パネルに作用する曲げモーメントとせん断力の比率が異なるようにスパンを変えている。Table 1に M_m/d_mQ_m (d_m 、 M_m 、 Q_m はそれぞれ試験パネル中央における高さ、モーメント、せん断力)と k の値を示す。パネル幅厚比は平均パネル高にほぼ150になるように、パネル縦横比は平均パネル高についてほぼ1.0になるように設定した。

Table 2に、桁の実測寸法を示す。すべての供試体の材質はSS400鋼である。Table 3に材料試験結果を示す。ほぼ通った降伏点応力が得られている。

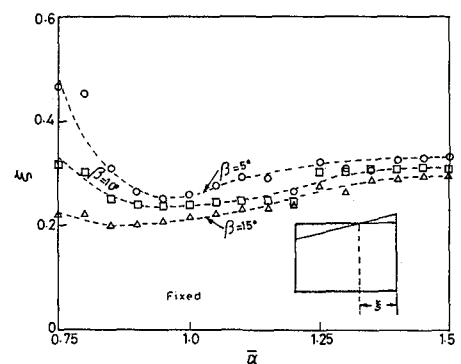
3. 3 実験方法

載荷前に、腹板の初期たわみを測定した。CL-S-1、CL-S-2、CL-S-3およびCL-S-4の最大初期たわみは、各々1.8mm、0.9mm、1.5mmと1.5mmで板厚以下であった。

各桁は支点上でローラー支持され、桁中央のソール・プレート上に集中荷重として載荷された。荷重のピッチは破壊荷重に近づくにつれ次第に小さくし、最大荷重に達した後除荷した。腹板の付加たわみと桁の鉛直たわみを変位計を用いて測定し、ひずみはフランジと補剛材には一軸ゲージを、腹板にはロゼットゲージを使用し、板の両側の対応する点に張り付けて計測した。



(a) Simply supported



(b) Fixed

Fig. 5 Conversion into rectangular panel

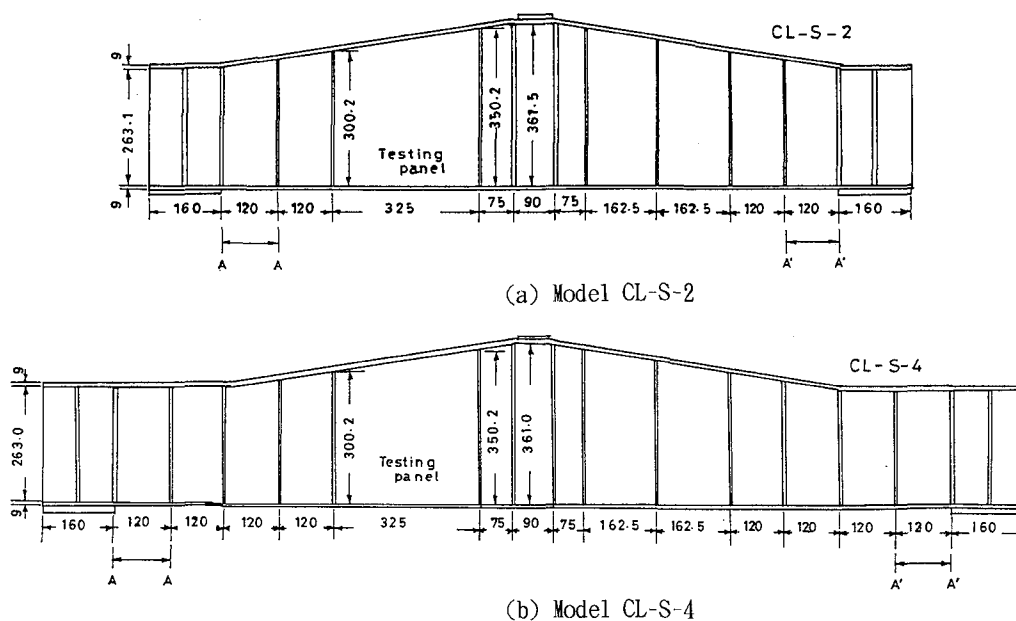


Fig. 6 Tapered girders

Table 1 Ratio of moment to shearing force

Models	CL-S-1	CL-S-2	CL-S-3	CL-S-4
$M_m/d_m Q_m$	1.12	1.50	1.87	2.24
κ	0.38	0.50	0.58	0.63

Table 2 Measured dimensions

Models	CL-S-1	CL-S-2	CL-S-3	CL-S-4
Panel length a (mm)	320.4	321.5	319.8	325.3
Web thickness t (mm)	2.12	2.08	2.10	2.21
Min. panel depth d_i (mm)	298.0	298.0	295.9	297.0
Max. panel depth d_h (mm)	348.0	346.5	347.9	347.0
Flange thickness t_f (mm)	8.67	8.99	8.88	8.96
Flange width b (mm)	90.05	94.25	90.01	89.93
$a/d_i, a/d_h$	1.075, 0.921	1.079, 0.928	1.081, 0.919	1.095, 0.937
$d_i/t, d_h/t$	140.6, 164.2	143.3, 166.6	140.7, 165.4	134.3, 156.9
β (degree)	8.9	8.6	9.2	8.7
t_s (mm)	3.08	3.09	3.17	2.61
b_s (mm)	30.99	31.93	31.85	31.58

β :Inclination angle of flange b_s :Width of intermediate stiffener
 t_s :Thickness of intermediate stiffener

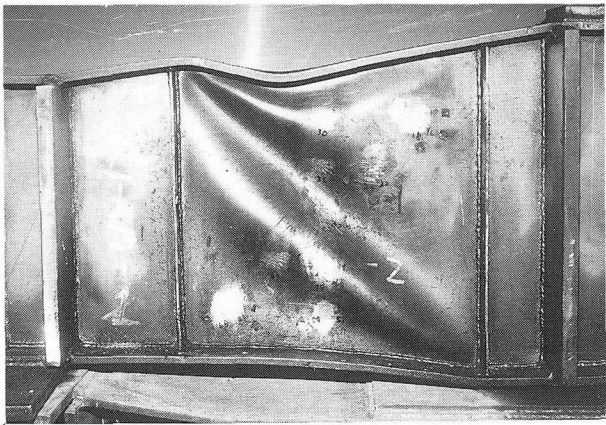
4. 実験結果および考察

Fig. 7の写真は桁の破壊後の写真であるが、模型桁CL-S-4を除く3体は程度の差はあるが、試験パネルに張力場の発生を示すと思われるしわが見られる。桁CL-S-1およ

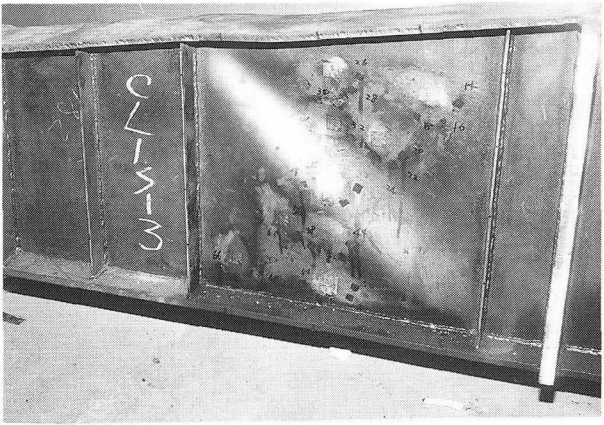
び2では、傾斜フランジの落ち込みが明確に生じて破壊したが、桁CL-S-3ではこの変形は差程ではない。桁CL-S-4は、結果的に傾斜フランジが曲げねじれ座屈を生じて崩壊した。

Table 3 Coupon test results

Models		CL-S-1	CL-S-2	CL-S-3	CL-S-4
Yield stress σ_y (kg/cm ²)	Web	2880	2770	2880	2795
	Flange	2940	2610	2940	2854
	Stiffener	2930	2400	2930	2415
Young's modulus E $\times 10^6$ (kg/cm ²)	Web	1.95	2.01	1.95	2.07
	Flange	1.72	2.35	1.72	2.15
	Stiffener	2.07	2.15	2.07	2.14
Poisson's ratio ν	Web	0.277	0.270	0.277	0.284



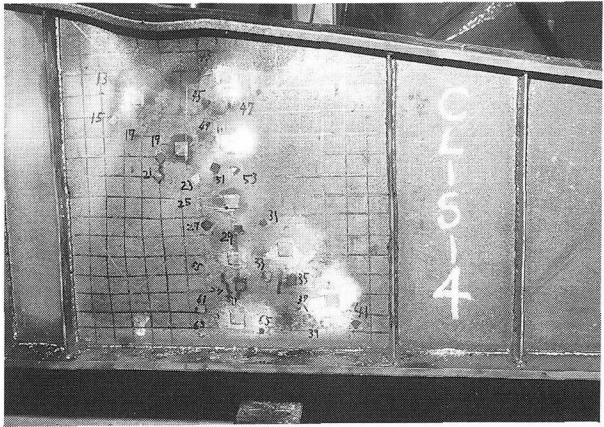
(a)Model CL-S-1



(c)Model CL-S-3



(b)Model CL-S-2



(d)Model CL-S-4

Fig. 7 Collapsed girders

各模型桁のスパン中央における鉛直たわみと荷重との関係をFig. 8に示す。何れの桁も腹板が座屈しても、崩壊荷重のほぼ70~80%程度まで線形関係が保たれている。それ以後、CL-S-3および4ではたわみの値が急増するようになり、崩壊荷重に近づくにつれ増加の程度が著しくなる。他の2つの桁では、線形関係が崩れてからもたわみの増加はさほど大きくはないが、崩壊荷重直前で急増する。

腹板パネルの付加たわみと荷重との関係の例をFig. 9に示す。たわみの値が小さく、また初期たわみの影響もあり座屈荷重を推定し難いが、これらのたわみの変化を一つの参考に、パネルの曲げ・せん断座屈荷重の実験

値を推定した。

各桁の腹板水平方向曲げひずみと荷重との関係の例をFig. 10に、同じくFig. 11には腹板鉛直方向曲げひずみと荷重との関係の例を示す。数個の測定点におけるこのような関係と、前述の腹板の付加たわみと荷重との関係も併用し、腹板座屈荷重の実験値を変曲点から推定した。両図の曲線から腹板座屈を示す第一の変曲点と、何れも20トン前後で第2の変曲点があり、これを過ぎるとひずみの値が急増し、崩壊に向かうことがわかる。これは腹板とフランジの変形が連成し、フランジが終局状態を迎え、これにより桁の最終的な崩壊状態に到るものと思われる。

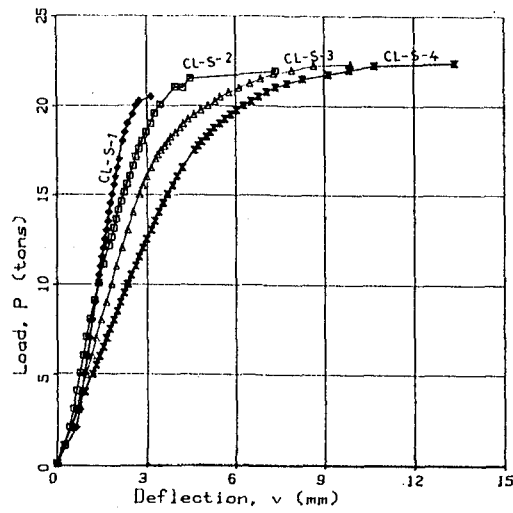


Fig. 8 Central deflection

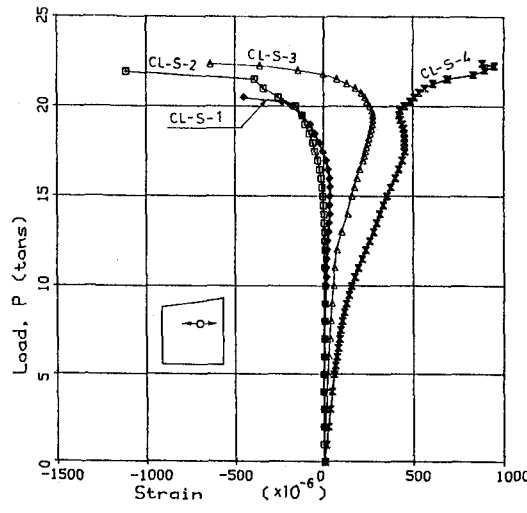


Fig. 10 Bending strains of web panel in horizontal direction

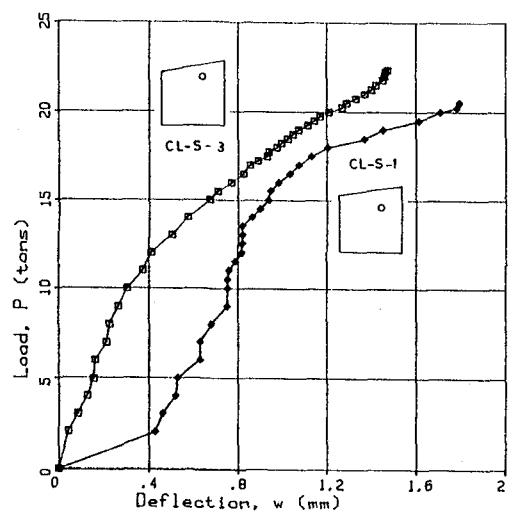


Fig. 9 Relative web deflection

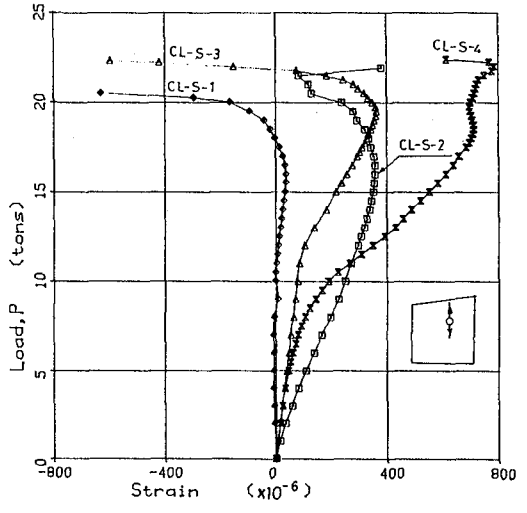
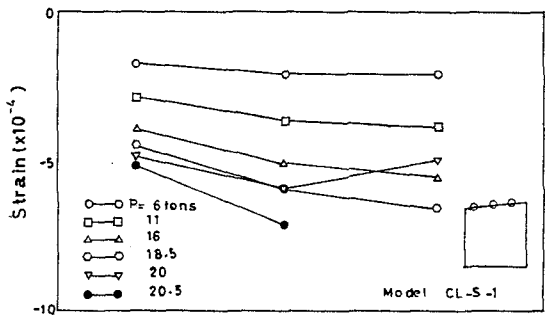


Fig. 11 Bending strains of web panel in vertical direction

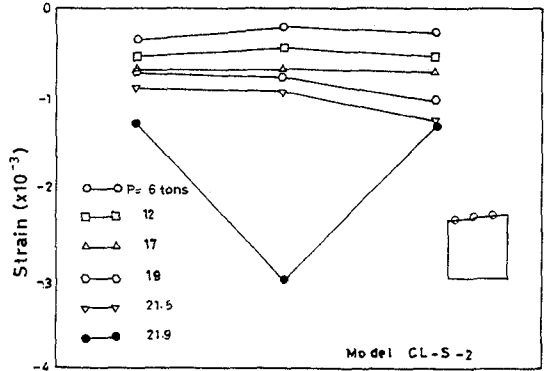
荷重の変化につれての傾斜フランジの軸方向ひずみの分布をFig. 12に示す。このひずみ値は、フランジと腹板接合部の片側に表裏貼付したひずみゲージの平均値をとっている。これによれば、桁CL-S-1、2および3は崩壊荷重に近づくまで比較的一様分布形状を示す。しかし、その後腹板の斜張力場の影響を受け、分布形状が変化しだし、崩壊に近接するとパネル中央近くの一部のひずみ値が他に比べて顕著になる。これはこの付近で傾斜フランジの落込みが始まったためと思われる。桁CL-S-4は、これら3桁と比べ崩壊時のひずみ分布が異なり、高い方のパネル端近くでのひずみ値が著しく、局部座屈の発生した崩壊様式と符合する。

傾斜フランジの軸力の鉛直分力はせん断力を負担することができ、したがって腹板に作用するせん断力は平行フランジの場合に比べて減少することになり、有利に作用する。一方で傾斜フランジにとっては、このような鉛直分力が作用することは、厳しい条件を与えることになるとと思われる。

Fig. 13に、パネルの一対角線を表す破線に直交する方向の各桁の斜方向引張ひずみが、数種の作用荷重に対してどのような分布形状の変化を呈するかを、破線を水平方向に展開した状態で示す。桁CL-S-1、2および3は、崩壊荷重に近い最後の段階で、斜張力場が発達した様子がかがえる。桁CL-S-4には、張力場の発達した状況はうかがえない。



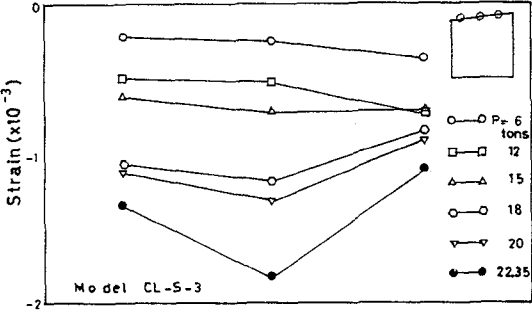
(a) Model CL-S-1



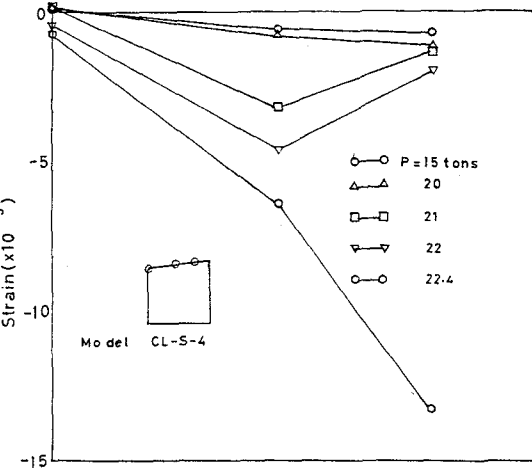
(b) Model CL-S-2

Fig. 14には、桁CL-S-2および4の試験パネルの主ひずみ分布を、崩壊荷重に近い荷重に対して示している。図のように、桁CL-S-2においては張力場としての引張主ひずみの発達割合広い範囲で見られる。同様に桁CL-S-3では対角線近傍の比較的狭い範囲で引張主ひずみの卓越性が認められた。桁CL-S-1を含めたこれらの3桁は程度の違いはあっても似たような分布形状を示した。桁CL-S-4は他の3桁と違い、高い方のパネル端近くの上において圧縮主ひずみが傑出し、フランジ局部変形の誘引になっていると思われる。

Table 4に各実験桁の梯形パネルの座屈荷重 $P_{cr, ex}$ および崩壊荷重 P_{ex} を示す。この表で、 M_{ex} は実験による最大曲げモーメント、 Q_{ex} は実験による最大せん断力、 M_{fy} は圧縮フランジの降伏モーメント、 M_p は全塑性モーメント、 Q_p は全塑性せん断力（腹板によって負担される）である。これらは何れも試験パネル中央での値をとっている。 Q_{ex} の中には傾斜フランジ負担分が含まれている。今、傾斜フランジが降伏点応力に達したときの軸力の鉛直成分を各 Q_p に加えたものを新たに Q_0 と置き、この値で Q_{ex} を除せば、それらの値は実験桁の番号順にそれぞれ 0.689, 0.784, 0.747 および 0.748 になる。

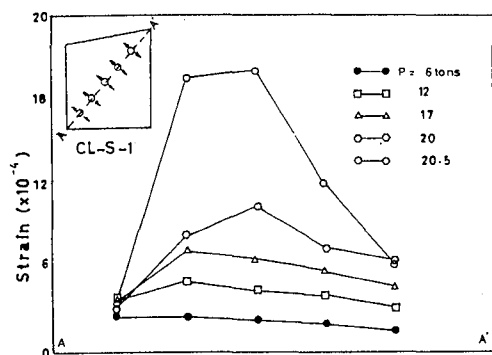


(c) Model CL-S-3

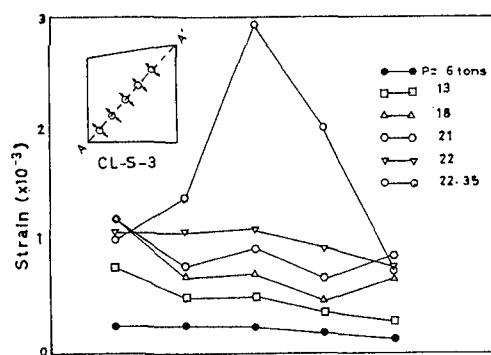


(d) Model CL-S-4

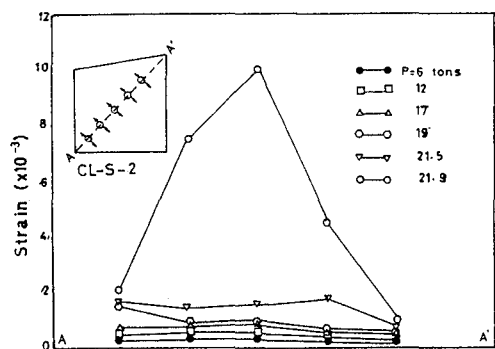
Fig. 12 Longitudinal strains on inclined flange



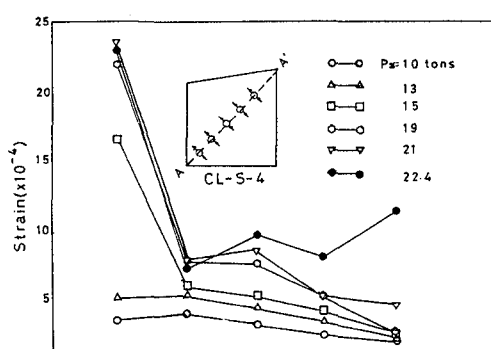
(a) Model CL-S-1



(c) Model CL-S-3

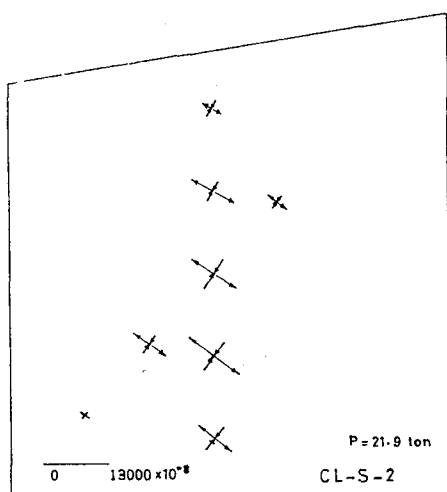


(b) Model CL-S-2

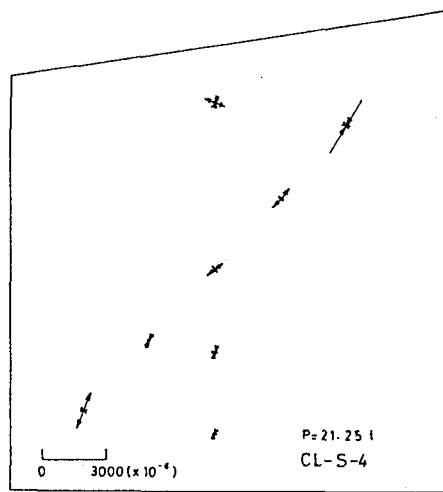


(d) Model CL-S-4

Fig.13 Diagonal strains on web panel



(a) Model CL-S-2



(b) Model CL-S-4

Fig.14 Principal strain distribution on web panel

Table 4 Results of web buckling and ultimate strength

Models	$P_{cr, ex}$ (t)	P_{ex} (t)	M_{ex} (t·m)	Q_{ex} (t)	M_{fy} (t·m)	M_p (t·m)	Q_p (t)	M_{ex}/M_{fy}	M_{ex}/M_p	Q_{ex}/Q_p
CL-S-1	13.1	20.5	3.72	10.3	7.52	9.16	11.39	0.494	0.406	0.904
CL-S-2	10.5	21.9	5.28	11.0	7.24	8.78	10.72	0.730	0.602	1.03
CL-S-3	10.9	22.35	6.73	11.2	7.67	9.29	11.24	0.878	0.725	0.994
CL-S-4	9.2	22.4	8.09	11.2	7.50	9.17	11.49	1.08	0.883	0.975

Fig. 15には、実験による終局強度に関する曲げとせん断の相関を示す。図中の1~4の番号は実験桁の番号であり、またlow, middleおよびhighはそれぞれパネル高さとして最低高さ、中央高さおよび最高高さをとったときの値であることを示す。Q_{ex}には傾斜フランジ負担分が含まれている。これらの結果から、曲げモーメントの割合が増加しても、この範囲ではせん断強度はさほど低下しないことがわかる。

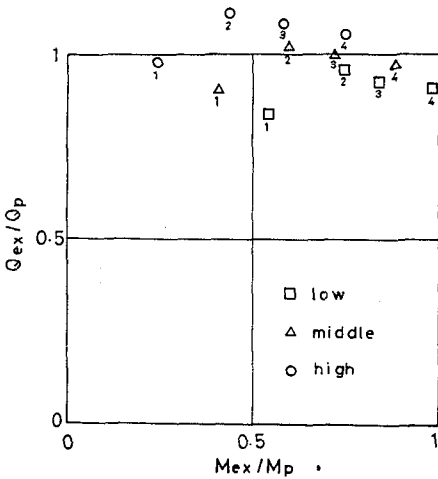


Fig. 15 Test results

5. 理論値と実験値の比較
座屈後の桁パネルの終局強度値を、いわゆるモデル解析法を適用して求める際、従来からこの種の解析に多く使用されてきたように、曲げ・せん断座屈時の腹板の強度と、張力場によって受け持たれる強度との和でこれが表わされるものとする。今回は、枠作用による影響は含めないものとする。曲げ・せん断座屈強度については第2章で述べたので、ここでは張力場によって負担される強度について考察する。

斜張力場の仮定としては、平行フランジプレートガーダーに対するOstapenko⁷⁾のモデルを梯形パネルに準用することとした。梯形パネルの上方の三角形部分は狭く、また過去の載荷実験結果から張力場が比較的未発達であるので⁶⁾、張力場分布をFig. 16のように仮定した⁷⁾。さらに、曲げ応力分布についてもFig. 16のように単純化を行い、破壊パネルの中間補剛材付近傍断面で切断し、切断後のパネルにつり合い条件を適用すると、張力場によって負担されるせん断力は次のように求められる。

$$\frac{P}{2} = \frac{\sigma_t t}{d_h \cos \beta - e \sin \beta} \left[s \left(\frac{s}{2} \sin \beta + d_h \cos \beta \sin \phi \right) + p a \sin \phi \left\{ \left(s + \frac{a}{2} \sin \phi \right) \sin \beta + d_h \cos \beta \sin \phi \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (6)$$

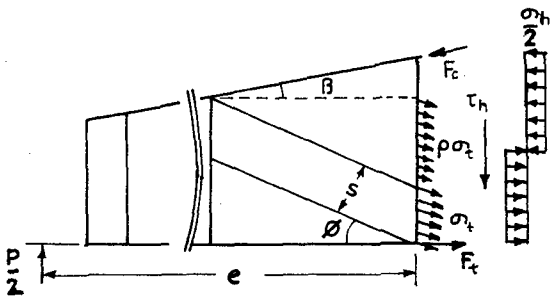


Fig. 16 Applied forces on web panel

ただし、tは腹板厚、aはパネル長、d_hは最大パネル高、φは張力場の傾斜角、βはフランジ傾斜角、eは切断面から荷重作用点までの距離、ρは等価張力場の係数であり、sは張力場の幅でd_lを最小パネル高とすると、s=d_lcosφ-asinφである。φはせん断力を最大にする条件から求められる。σ_tは張力場応力で、次のようになる。

$$\sigma_t = - \left[\frac{\sigma_h}{8} + \frac{3}{2} \left(\frac{\sigma_h}{4} \cos 2\phi + \tau_h \sin 2\phi \right) \right] + \sqrt{A - B}$$

$$A = \frac{3}{8} \sigma_h \left(\frac{\sigma_h}{4} \cos 2\phi + \tau_h \sin 2\phi \right) + \sigma_y^2$$

$$B = \frac{3}{4} \left(\frac{\sigma_h^2}{8} + \tau_h^2 \right) + \frac{9}{4} \left(\frac{\sigma_h}{4} \sin 2\phi - \tau_h \cos 2\phi \right)^2 \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、σ_yは腹板の降伏点応力である。
梯形パネルの曲げ・せん断座屈荷重の計算値を、第2章に述べた方法で求める際、境界条件として上下辺単純支持とするか固定支持とするかが問題になる。今回の実験で得られた試験パネルの座屈荷重の推定値 (Table 4) に対し、上記の上下辺固定支持として求めた場合の計算値の方が近いこと、および従来の結果⁶⁾もふまえて、境界条件として上下辺固定支持をとることとした。なお、このような境界条件を使用したとき、理論座屈荷重P_{cr}に対する各桁の曲げ・せん断座屈相関曲線上 (式(1)) の位置をFig. 17に示す。こうして求めた座屈時せん断力P_{cr}と式(6)から得られる値P_tおよび傾斜フランジ軸力の鉛直成分P_tの3つの和から、終局強度の予測値P_{th}を求めた。傾斜フランジ軸力を求める際の応力値としては、控えめの評価として梯形パネルに張力場が形成される以前の値、すなわち、パネル座屈時の値をとることとした。また、ρ=0.5とした。この予測値P_{th}と、実験において観測された崩壊荷重P_{ex}との比較をTable 5に示す。なお、P_{th}における上述の3成分の内訳を示すとそれぞれ、

桁CL-S-1: $P_{cr}=10.4t$, $P_t=8.9t$, $P_f=1.6t$

桁CL-S-2: $P_{cr}=9.9t$, $P_t=8.6t$, $P_f=2.0t$

桁CL-S-3: $P_{cr}=9.6t$, $P_t=10.3t$, $P_f=2.6t$

である。桁CL-S-4は、理論計算に対する仮定と異なった崩壊形式で破壊したので、比較の対象から除外している。供試体数が少ないが、表からこの方法によって、比較的簡単な計算で終局強度をかなり良く予測することができると思われる。

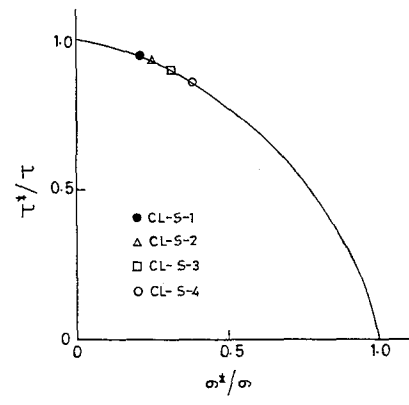


Fig.17 Position of model girders on interaction curve

Table 5 Comparison of tests with theory

Models	CL-S-1	CL-S-2	CL-S-3	CL-S-4
Present theory, $P_{th}(\text{tons})$	20.8	20.4	22.4	—
Experimental Value, $P_{ex}(\text{tons})$	20.5	21.9	22.35	22.4
P_{th}/P_{ex}	1.01	0.93	1.00	—

6. まとめ

腹板高さが直線的に変化する変断面プレートガーダーの梯形パネルの曲げ・せん断強度について、フランジに不安定性が生じない場合につき、まず簡単な終局強度予測式を示し、次に載荷実験結果について述べた。最後に、理論値と実験値の比較を行った。

終局強度算定式はいわゆる簡易モデル解析法によるが、曲げ・せん断座屈時の強度と座屈後の張力場によって負担される強度および傾斜フランジ力の鉛直成分で受け持たれる強度の和として、パネルの終局強度値が算定されるものと仮定した。また、この解析におけるパネルの平均幅厚比は、比較的大きな場合を対象としている。

- (1)梯形パネルに曲げが作用するときの座屈曲線は、傾斜フランジの角度によってかなり変化する。
- (2)梯形パネルの曲げ・せん断の座屈相関曲線は、式(1)によって控えめに良く近似できる。
- (3)座屈荷重は、パネルの上下辺固定支持としたときのものが、実験結果による推定値に近かった。
- (4)張力場モデルについては、せん断力のみを受ける場合を拡張した。

載荷実験は、パネル中央で見た平均縦横比がほぼ1、平均幅厚比がほぼ150の4体の模型桁を用いて行った。3体はせん断力が優勢な状態で破壊したが、1体はフランジに曲げねじれ座屈が生じた。実験結果から得られた主な崩壊挙動は、次のようである。

- (5)崩壊に最終的に近づいたところで張力場が形成され、傾斜フランジがそれに引きずられる形で終局状態に入る。

- (6)今回の実験の範囲では、曲げの比率が増加しても強度の急激な低下は見られない。

終局強度予測値と実験値の比較を行った。
(7)予測値は、簡単な方法でかなり良く終局強度を推定することが出来る。

今回用いた解析法は簡易モデルによるが、今後弾塑性有限変位解析を行って適用範囲の拡張と検証を図る必要がある。

謝辞

本研究を行うに当たり、卒業研究として実験に協力して頂いた岩本健一・小松靖明・塚野智之・一瀬浩則・荻野雅則および谷垣哲也の諸氏に感謝の意を表します。

また、京都大学の渡邊英一教授および杉浦邦征助教授にご助言を頂いたことを付記し、感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Galambos, T.V. (ed): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th ed., John Wiley & Sons, 1987.
- 2) 小松・森脇・藤野・滝本: 組み合わせ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度、土木学会論文報告集、第321号、pp. 1-14, 1982.
- 3) 三上・木村・山里: 設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法、構造工学論文集、Vol. 35A, pp. 51 1-522, 1989.
- 4) 中沢・倉西: プレートガーダー腹板の曲げ・せん断連

成座屈強度照査式、構造工学論文集、Vol. 37A, pp. 23
9-247, 1991.

5) Davis, G. and Mandal, S. N. : The collapse Behaviour
of Tapered Plate Girders Loaded within the Tip,
Proc. Instn. Civ. Engrs., Part2, Vol. 67, pp. 65-80,
1979.

6) 武田・三上 : 変断面プレートガーダーのせん断強度、
構造工学論文集、Vol. 33A, pp. 115-126, 1987.

7) Chern, C. and Ostapenko, A. : UNSYMETRICAL PLATE

GIRDERS UNDER SHEAR AND MOMENT, Fritz engineer-
ing Laboratory Report No. 328. 9, 1970.

8) Mikami, I. and Yonezawa, H. : Extrapolation Tech-
nique for Finite Difference and Finite Element
Solutions, Proc. of the Japan National Congress
for Applied Mechanics, Vol. 25, Univ. of TOKYO
Press, 1975.

(1994年9月14日受付)