

変断面プレートガーダーのせん断強度

ULTIMATE STRENGTH OF PLATE GIRDERS WITH VARYING DEPTH IN SHEAR

武田八郎^{*} 三上市蔵^{**}

By Hachirho TAKEDA and Ichizou MIKAMI

The ultimate shear strength of steel plate girders whose webs are linearly tapered in depth was investigated experimentally and theoretically.

Eight models were tested. Each model collapsed with the development of tension field action and the formation of plastic hinges in flanges. The test results are described about the load carrying capacity of tapered girders and the collapse behaviour of flanges, webs and stiffeners.

A method for theoretically and easily predicting the ultimate shear strength of plate girders with varying depth is presented on basis of the experimental results. The predicted values of shear strength from the present method are compared with the test results.

1. まえがき

プレートガーダーのせん断強度についての研究は、これまでに、理論的にも実験的にも多数行われてきている¹⁾。腹板高さが変化する変断面プレートガーダーは、しばしば見受けられる。しかし、この種のプレートガーダーのせん断強度に関する研究は比較的少ない。理論的研究では、Falby²⁾がBasler³⁾流の考え方でMandalら⁴⁾がPorterら⁵⁾の考え方を拡張して、塑性解析によってせん断強度算定式を提案している。実験的研究では、Mandalら⁴⁾は、腹板高さが直線的に変化し、フランジが中空長方形断面から成り、中間鉛直補剛材を持たない桁について、せん断耐荷力を求めるための載荷実験を行い理論値と比較している。

この論文では、まず、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8体について、せん断強度を求めるために行われた載荷実験結果が示される。模型桁のうち4体は中間鉛直補剛材を有している。フランジはMandalらの場合と異なり、通常使用される中実長方形断面である。また、変断面桁との比較のために、平行フランジを持つ桁が1体試験された。腹板、フランジおよび補剛材の構成要素の破壊が終局強度および崩壊挙動に及ぼす影響が、特に変断面桁の特徴を中心として調べられる。次に、実験結果に基づいて、簡易な耐荷力算定式が導かれる。

従来、多くのいわゆるモデル解析法において、座屈後の腹板のせん断強度は、腹板のせん断座屈強度と斜め張力場の鉛直成分による腹板の強度との和で表わされるものと仮定されている。ここでも、基本的にこの

* 工修 舞鶴工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒625 舞鶴市宇白屋234)

** 工博 関西大学教授 工学部土木工学科 (〒564 吹田市山手町3丁目3番35号)

仮定が用いられる。せん断座屈強度については、梯形腹板パネルの傾斜フランジ辺およびその対辺位置で単純支持または固定支持、他の2辺は単純支持の場合を、有限要素法による数値計算によって求め、長方形パネルの場合と比較する。斜張力場の分布の仮定としては、載荷実験結果の考察により、平行フランジプレートガーダーに用いられるOstapenko⁷⁾のモデルを、梯形パネルに準用できるものと考え、この状態に付き合い条件を適用して斜張力場によるせん断強度とフランジ軸力が求められる。さらに、中間鉛直補剛材を有する場合について、相隣る2パネルに独立に斜め張力場が形成されるものとし、付き合い条件より補剛材作用力を求める。

最後に、載荷実験およびMandalら⁸⁾の実験により得られたせん断強度と、耐荷力算定式による予測値との比較を行う。算定式は、簡単な計算により比較的良く変断面プレートガーダーのせん断強度を予測できることが示される。

2. 実験概要

行った載荷実験の詳細については文献8)にまとめてあり、ここでは概要を述べる。

2.1 供試体

8体の変断面プレートガーダー模型が試験された。このうち4体は中間鉛直補剛材を持たず、他の4体は中間鉛直補剛材を有し、それぞれシリーズⅠ、Ⅱと称する。更に、比較のために平行フランジ桁(US-1)が用意された。

図-1で影を施された部分が試験パネルである。鉛直補剛材は両側補剛とした。桁中央に関して試験パネルと反対側の腹板は、試験パネルの破壊以前に破壊しないように適切に補剛した。表-1に試験パネルの実測寸法を示す。

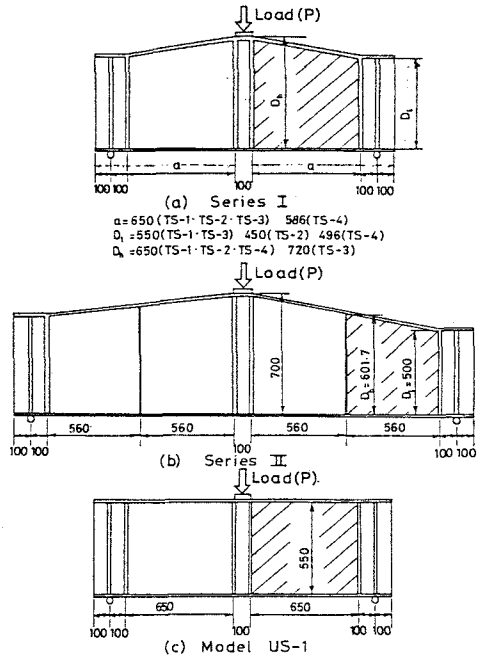


Fig.1 Tapered girders

Table 1 Measured dimensions of girders

Model	Series I				Series II				US - 1
	TS - 1	TS - 2	TS - 3	TS - 4	TS-T-1	TS-T-2	TS-T-3	TS-T-4	
Web length a (mm)	654	652	640	579	559	560	561	560	647
Min. web depth D_1 (mm)	549	449	549	491	505	505	503	504	548
Max. web depth D_2 (mm)	649	646	719	633	700	698	697	699	548
Web thickness t (mm)	1.57	1.59	1.50	1.51	1.62	1.58	1.70	1.69	1.55
Flange width b (mm)	89.1	89.3	90.8	89.4	160	160	162	160	90.7
Flange thickness t_f (mm)	11.8	11.9	12.1	12.1	11.5	11.3	11.6	11.6	12.1
Panel length / D_1	1.16	1.42	1.13	1.14	1.09	1.09	1.10	1.09	1.14
D_1 / t	350	283	366	325	313	320	297	298	354
θ (degree)	8.7	17.1	14.7	14.7	10.1	10.1	10.1	10.1	0
b_s (mm)	-	-	-	-	32.8	13.5	17.8	21.0	-
t_s (mm)	-	-	-	-	2.97	3.01	1.65	1.68	-

θ : Inclination angle of flange b_s : Width of intermediate stiffener

t_s : Thickness of intermediate stiffener

Table 2 Coupon test results

		Series I				Series II				
Model		TS - 1	TS - 2	TS - 3	TS - 4	TS-T-1	TS-T-2	TS-T-3	TS-T-4	US - 1
Yield stress σ_Y (kg/cm ²)	Flange	2878	2878	2900	2900	2204	2204	2920	2920	2900
	Web	2926	3297	2960	2960	2864	2864	2870	2870	2960
	Stiffener	-	-	-	-	3790	3790	3250	3250	-
Young's modulus $E \times 10^6$ (kg/cm ²)	Flange	-	-	2.09	2.09	1.99	1.99	2.17	2.17	2.09
	Web	-	-	2.03	2.03	2.16	2.16	2.17	2.17	2.03
	Stiffener	-	-	-	-	2.14	2.14	2.10	2.10	-
Poisson's ratio ν	Web	-	-	0.275	0.275	0.269	0.269	0.326	0.326	0.275

Table 3 Max. initial deflection of testing panel

		Series I				Series II				
Model		TS - 1	TS - 2	TS - 3	TS - 4	TS-T-1	TS-T-2	TS-T-3	TS-T-4	US - 1
wo,max (mm)		4	4	6	6	4	5	6	4	6

TS-1桁とTS-2桁は最高ウェブ高を同一に、TS-1桁とTS-3桁は最低ウェブ高を同一にした。また、TS-3桁とTS-4桁の傾斜フランジの傾斜角は同一である。シリーズⅡにおいては、中間補剛材の寸法以外は、各桁とも同一に定めた。

すべての模型桁の材質はSS41鋼である。材料試験結果を表-2に示す。

2. 2 初期たわみ

桁設置後、載荷前に腹板の初期たわみを測定した。表-3には、各桁の腹板の最大初期たわみを示すが、薄板使用により比較的大きな値になっている。

3. 実験結果および考察

3. 1 桁の崩壊様式

すべての桁は、ウェブパネルに張力場が発達し、また、最終的にフランジに塑性ヒンジが形成された崩壊様式を呈した。例として、TS-1桁とTS-T-1桁の破壊後の写真を、図2に示す。

3. 2 腹板のたわみ

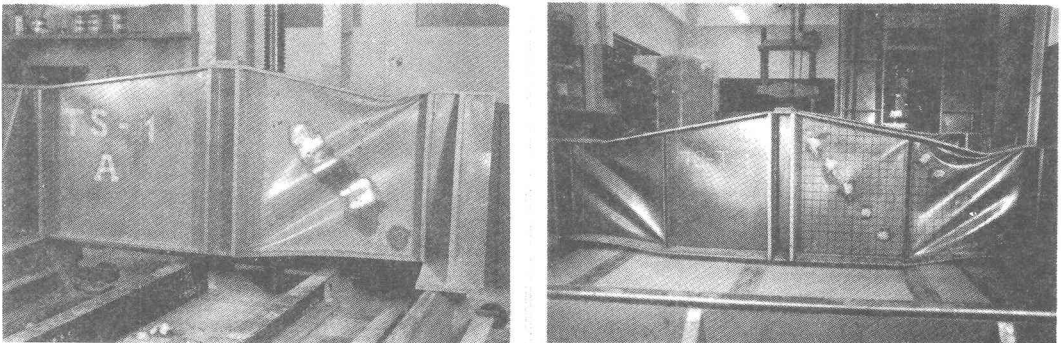


Fig.2 Collapsed girders

腹板パネルの付加たわみを、各桁とも数点測定したが、荷重-たわみ曲線を図-3および4に示す。これらの図から、腹板パネルのせん断座屈荷重を定める事は、初期不整のため困難である。腹板パネルの一鉛直断面でのたわみの分布を図-5に示す。この図から、荷重の増加につれて、張力場が発達していく様子が分かる。また、初期たわみは張力場の形状には影響を与えないと推定される。

図-6と7には、残留等たわみ線図を示す。シリーズⅠの各桁は、同様な残留たわみ分布を呈し、図-6から変断面桁と等断面桁の張力場の傾きは、差程違わない事が分かる。しかし、シリーズⅡでは、残留たわみ分布は中間補剛材の剛度によって大きく影響される。中間補剛材の剛度が減少するにつれ、斜め張力場は試験パネルに隣接するパネルへと拡がる。すなわち、両隣接パネルにまたがって張力場を形成しようとする。TS-T-1桁の中間補剛材は横方向にほとんどたわまなかった。

3.3 桁のたわみ

すべての模型桁の中央たわみと荷重との関係を、図-8および9に示す。各曲線は、TS-2桁を除きほぼ崩壊荷重の85%まで線型的関係にある。TS-2桁の場合には、線型的関係は80%までにくずれた。荷重と中央たわみの関係で、非線型性が現れ始めるのは、TS-4桁を除いて、中央たわみとスパンとの比が1/700 ~ 1/1000の範囲で

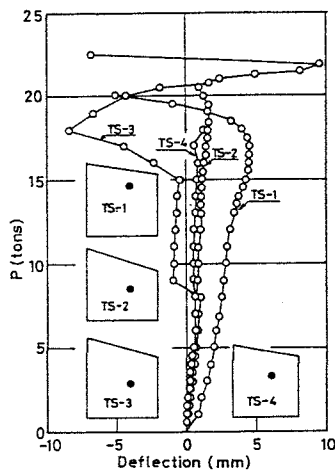


Fig.3 Relative web deflection

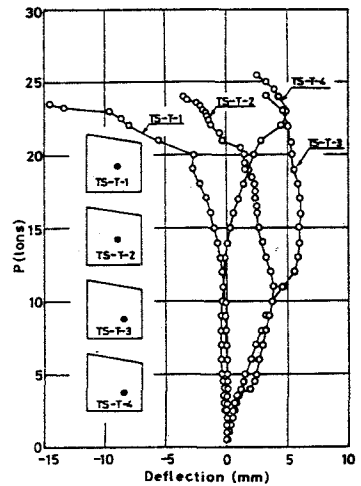


Fig.4 Relative web deflection

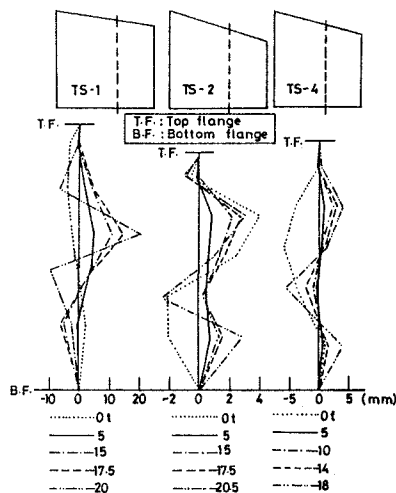


Fig.5 Deflected web profile

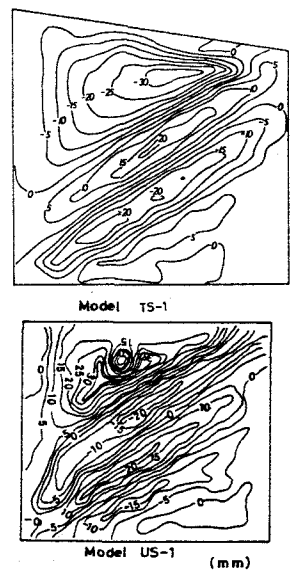


Fig.6 Residual web deflection

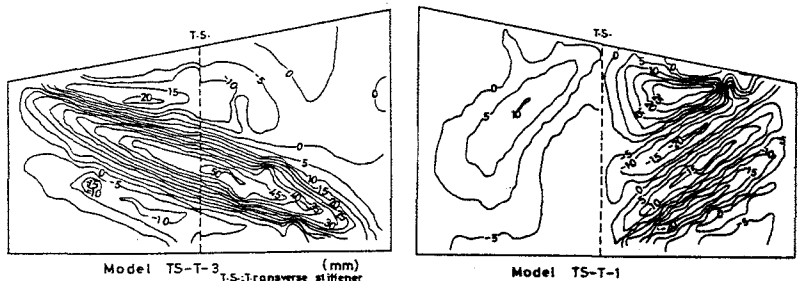


Fig.7 Residual web deflection

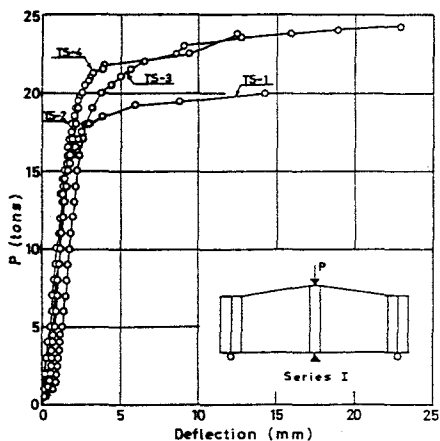


Fig.8 Central deflection

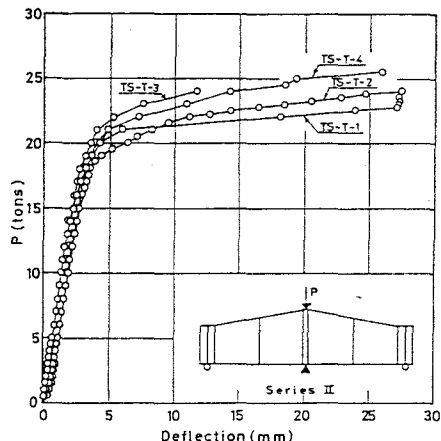


Fig.9 Central deflection

ある。TS-4桁の場合には、この値は、ほぼ1/450であった。崩壊荷重に近づくにつれて、たわみは著しく増加する。

3.4 傾斜フランジの鉛直変位

傾斜フランジの鉛直変位と荷重との間の関係は、各桁とも図-10に示す曲線と似たものが得られた。たわみの値は、傾斜フランジに付けられた標点の動きを、カセットメーターを用いて観測したものである。図-10から明らかなように、崩壊荷重の90%を過ぎてからフランジの落込みが始まる。

3.5 フランジのひずみ

図-11に、TS-1桁の傾斜フランジの軸方向ひずみの分布が荷重の増加につれていかに変化するかを示す。塑性ヒンジ生成位置近くのひずみの値は崩壊荷重に近づくにつれて急激に大きくなり、崩壊荷重の90%程度で降伏ひずみを越えている。しかし、その位置付近以外のひずみの値は比較的小さく、また崩壊荷重に達しても一様分布に近い。図-12に、傾斜フランジの表面での軸方向ひずみの変化を示す。この図から、フランジ中央線近くでのひずみの値は、荷重の増加に伴う腹板の引張り応力の影響を受けて、次第に突出した値にな

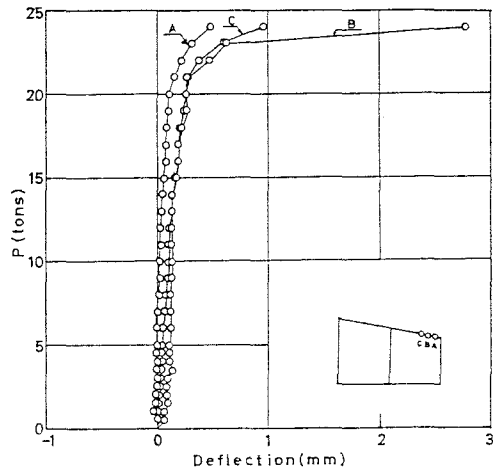


Fig.10 Vertical displacement of inclined flange

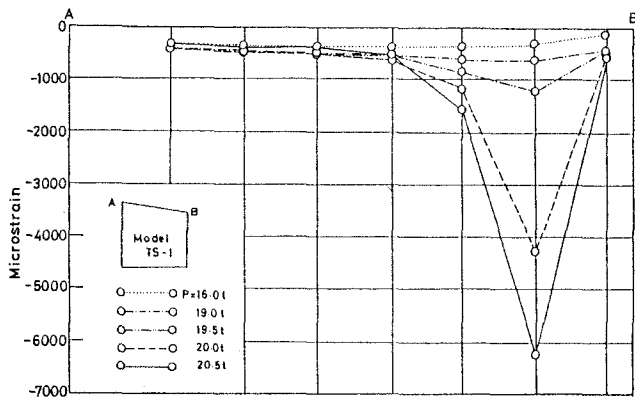


Fig.11 Longitudinal strains of inclined flanges

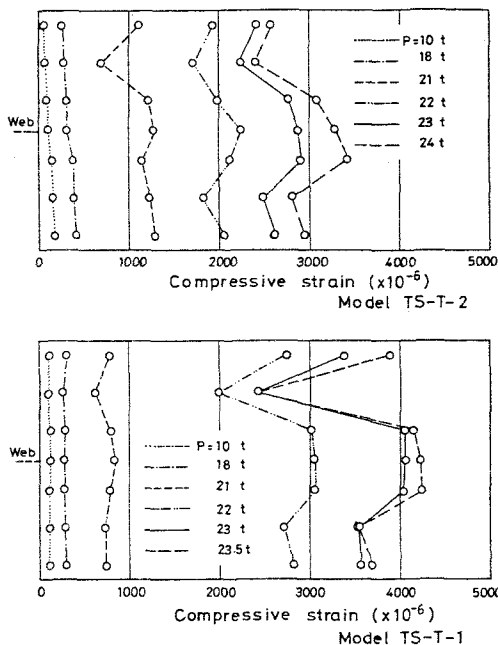


Fig.12 Distribution of strains on inclined flange surface

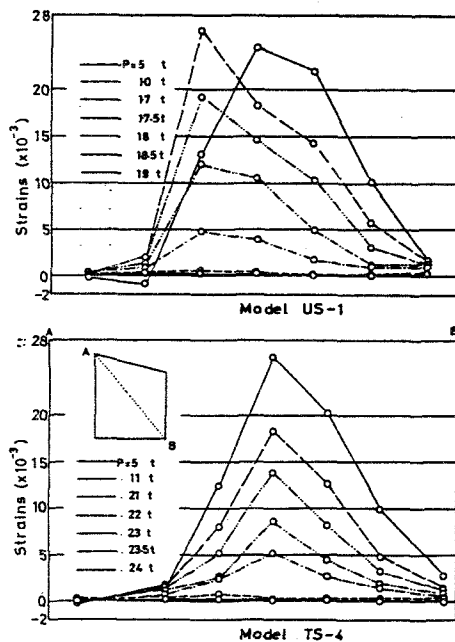


Fig.13 Strains across tension band

ることが知られる。

3. 6 腹板の引張りひずみ

図-13には、TS-4桁の対角線ABに直交する方向の斜め引張りひずみが、作用荷重とともにいかに変化するかを示す。また、併せて平行フランジ桁US-1の結果も同図に示されている。この図から、張力帯の幅をおおよそ求めることができる。変断面桁TS-4では、張力帯内のひずみの分布は対角線の中央に関して非対称であり、パネル下方に偏って発達している事が分かる。それに対して、等断面桁US-1の場合は、より対称的である。

3. 7 主応力分布

一例として、TS-2桁の腹板パネルの主応力分布が、荷重の増加につれてどのように変化するかを図-14に示す。ただし、弾性体としての計算をしている。荷重の増加につれて、斜め張力場が広くかつ迅速に発達するのが分かる。しかし、梯形腹板パネルの上方の三角形部分内およびその

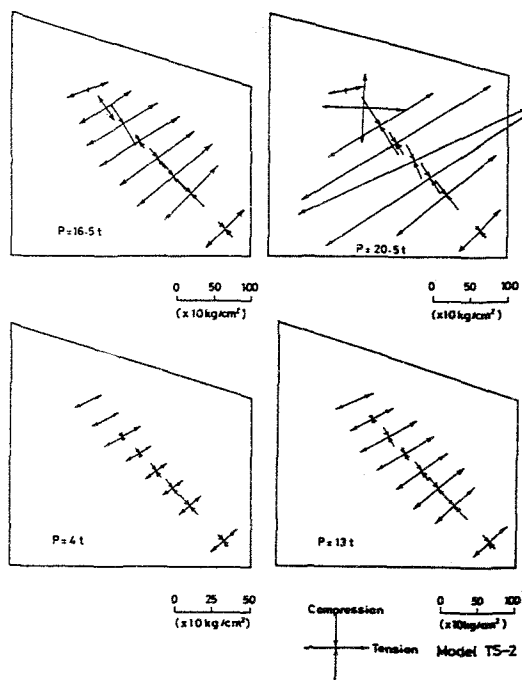


Fig.14 Principal stress distribution in web

付近では、膜応力が未発達であることがこの図から知られる。他の桁についても同様な現象が見られた。

3. 8 等価応力

TS-4桁について、腹板パネルの中立面上の等価応力が、荷重の増加につれてどのように変化するかを図-15に示す。張力帯の端部付近の等価応力は、崩壊荷重近くまで極めてゆるやかに変化する事が知られる。しかし、周辺拘束の無いパネル中央部では大きな値を示すことになる。すなわち、張力帯付近の腹板の変形が大きく、変形による膜応力の発生が大きくなる。

傾斜フランジの下方ウェブ部分が降伏すると、フランジが急に大きく落込み始めることが、この図と図-10および11から推定され、フランジの大きな変形は、載荷のかなり最終段階に生じる。また、この図と図-8および9とを併せ考えると、腹板の変形が大きくなり、降伏領域が広がって剛性低下を来しても、桁の変形挙動には重大な影響を与えないのではないと思われる。

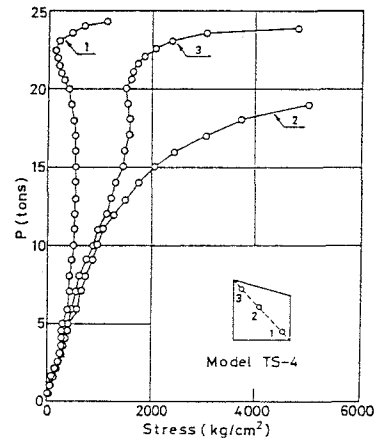


Fig.15 Equivalent stress in web

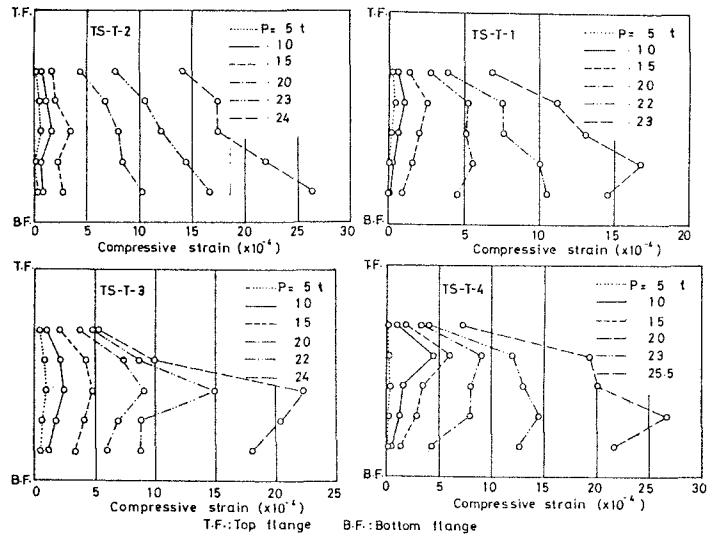


Fig.16 Longitudinal strains in transverse stiffener

3. 9 中間補剛材のひずみ

図-16には、中間鉛直補剛材の軸方向ひずみが、荷重の増加につれて長さ方向にわたり、どのように変化するかを示す。ストレインゲージの貼付位置を図-17に示す。補剛材の長さ方向に沿ってのひずみの分布は、どの桁でも非対称的であることが分かる。これは、張力場の鉛直方向成分が作用するためであると思われる。また、補剛材断面積の大きなTS-T-1桁では、破壊が生じた時のひずみの値が他の桁に比べて小さく、破壊モードと併せて考えると、中間補剛材の必要断面積が問題になると考えられる。

図-18には、中間補剛材の長さ方向に沿っての曲げひずみの分布が、荷重の増加につれていかに変化するかを示す。補剛材剛度の大きなTS-T-1桁では、比較的小さなひずみの値が観測され、破壊モードと符号している。すなわち、TS-T-1桁の中間補剛材は、ウェブを2つの部分に完全に分割したが、他の桁では、隣接パネルにまたがって面外たわみが発達した。

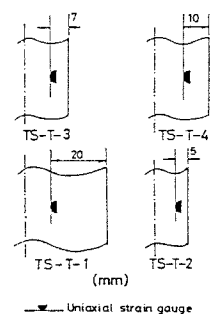


Fig.17 Location of strain gauges

3. 10 終局強度

表-4に、得られた最大せん断荷重 P_{ult} の値を示す。

この表には、 $V_{ult} / V_{p,m}$ 、 $V_{ult} / V_{p,l}$ と $V_{ult} / V_{p,h}$ の値も示した。 $V_{ult} = P_{ult} / 2$ であり、 $V_{p,m}$ は試験パネルの平均パネル高を用いて計算した時の全塑性せん断力である。同様にして、 $V_{p,l}$ 、 $V_{p,h}$ はそれぞれ最低パネル高、最高パネル高に対する全塑性せん断力である。US-1、TS-1およびTS-3に対する $V_{ult} / V_{p,l}$ の値を比較すると、パネル長と最低パネル高が一定のとき、最高パネル高が高くなるにつれて、崩壊荷重が大きくなる事が分かる。しかし、パネル長と最高パネル高が同一であるTS-1桁とTS-2桁を比較する事により、崩壊荷重を

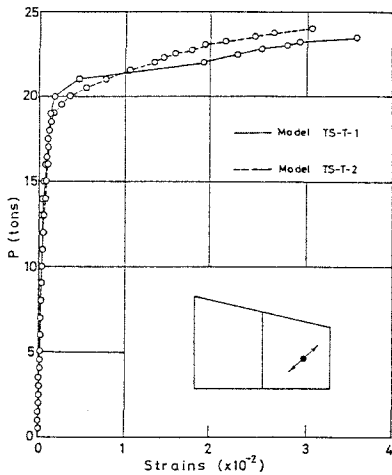


Fig.19 Diagonal strain in web

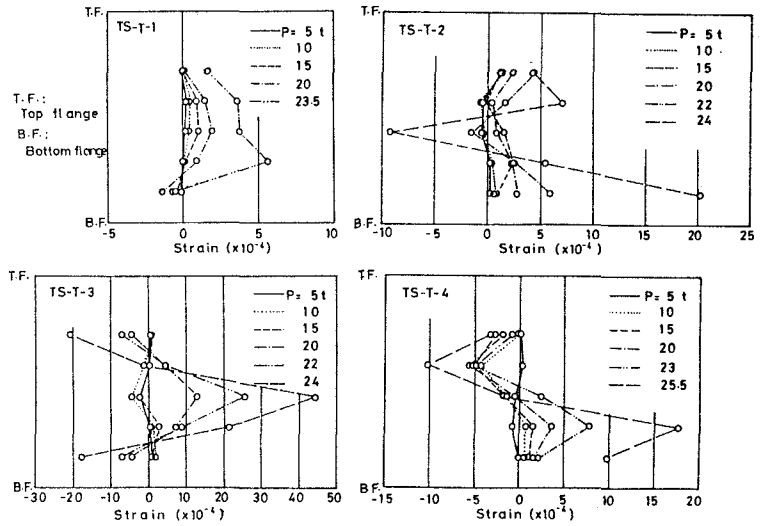


Fig.18 Strains in transverse stiffener due to lateral bending

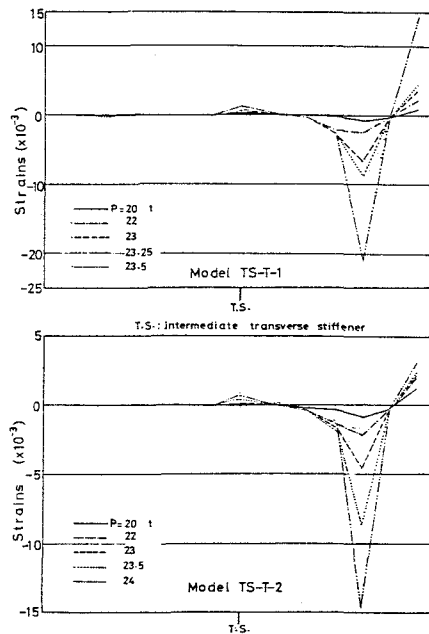


Fig.20 Bending strain in inclined flange

Table 4 Collapse loads

Model	Series I				Series II				US - 1
	TS - 1	TS - 2	TS - 3	TS - 4	TS-T-1	TS-T-2	TS-T-3	TS-T-4	
P_{ult} (tons)	20.55	22.5	24.8	24.26	23.5	24.15	24.05	25.95	19.0
$V_{ult} / V_{p,m}$	0.647	0.680	0.763	0.836	0.794	0.835	0.776	0.839	0.654
$V_{ult} / V_{p,l}$	0.706	0.829	0.882	0.957	0.871	0.915	0.851	0.921	0.654
$V_{ult} / V_{p,h}$	0.598	0.577	0.673	0.743	0.730	0.768	0.714	0.771	0.654

最大にするフランジ傾斜角の存在が推定される。TS-1桁とTS-4桁は、最高桁高もほとんど同じ、パネル長と最低桁高の比もほとんど同じであり、またTS-4桁の方がTS-1桁よりもフランジ傾斜角は大きい。崩壊荷重はTS-4桁の方が大きくなっている。このような結果が生じたのは、傾斜フランジの軸力の鉛直成分の寄与もあると推定される。

シリーズⅡの結果に関しては、まずTS-T-1桁の中間補剛材の剛度がTS-T-2桁およびTS-T-4桁のものより大きいにもかかわらず、崩壊荷重は小さい。この原因を調べるために、荷重と腹板パネルの中立面上の斜め方向ひずみとの関係をプロットしたものが、図-19に示されている。この図から、崩壊荷重に近づくとTS-T-1桁ではひずみの値が、著しくかつ急速に増加するのが見られる。また、TS-T-1桁とTS-T-2桁について、傾斜フランジに沿っての曲げひずみの変化を調べたのが、図-20である。TS-T-1桁では、崩壊荷重に近づくとつれて急激にフランジが曲げられ、直ちに荷重の最高値に到達した事が分かる。またこの図には、中間補剛材の支点としての作用が見られる。中間補剛材剛度が小さくても、直ちに桁の崩壊に結びつくものではないが、腹板に大きな変形が生じ、中間補剛材の斜張力アンカーとしての役割が果せなくなる。

4. 終局せん断強度の予測

終局強度の予測に、いわゆるモデル解析を用いた算定方法が簡単であるため、従来から等断面プレートガーダーに対して多く提唱されてきている¹⁾。多くの場合、座屈後の終局強度 V_{ult} が、座屈時の腹板のせん断強度 V_{cr} と、張力場によって負担されるせん断強度 V_t との和、あるいはさらに棒作用によるせん断強度 V_f を加えたものの和として表されるものとしている。ここでも、 $V_{ult} = V_{cr} + V_t$ で表現されると仮定する。これは、最終的な棒作用に入る直前でつり合い状態を考えることとなる。

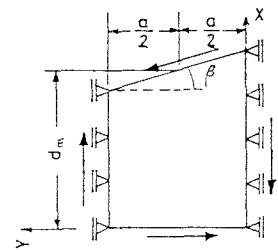


Fig.21 Trapezoidal panel

4.1 梯形腹板パネルの座屈荷重

座屈時の腹板のせん断強度を求めるには、梯形腹板パネルのせん断座屈荷重を算定する必要があるが、このために図-21に示すように、各辺に沿う力を受ける平面応力場の梯形板を考える。たわみに関する境界条件は $Y=0$ 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する。応力算定には一定ひずみ要素を、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²⁾により計算を行ったが、解の収束が遅いため、3種類の分割に対する値を求め、外挿法¹⁰⁾によって収束値を推定した。傾斜辺の角度 β は、5、10および15度の3種類を考えた。平均腹板高 $d_m = 150$ cm、板厚 $t = 1$ cm (平均幅厚比 $= 150$)の場合について計算し、得られたパネル平均せん断応力の値をもとに、平均幅厚比を用いて座屈係数に換算し

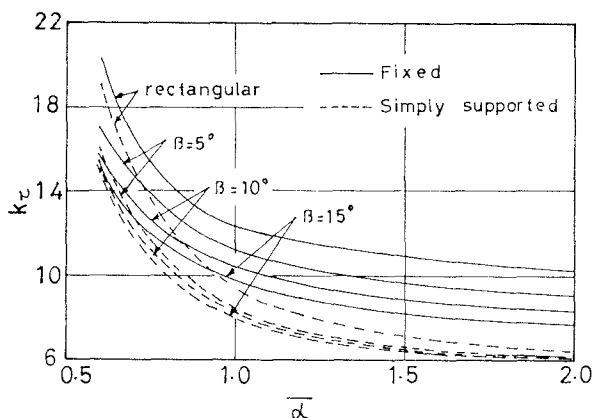


Fig.22 Buckling load curves

た値 k_τ と平均縦横比 $\bar{\alpha}$ ($=a/d_m$) との関係を、図-22に示す。 β の値により k_τ の変化する様子が知られる。

4. 2 張力場モデル

第3章の考察から、梯形腹板パネルの上方の三角形部分では、張力場が極めて未発達であると推定されるので、Ostapenko²⁷⁾ の張力場分布の仮定を、図-23のように腹板パネルの長方形部分に適用した。すなわち、張力場分布に関する限り、あたかも傾斜フランジがAA'の位置にあるかのように想定した。図-23に示すように、最も支点側に近い破壊予想パネルの中間補剛材近傍のt-t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、作用せん断力 $P/2$ は次のように求められる。

$$\frac{P}{2} = \frac{\sigma_t t}{d_h \cos \beta - e \sin \beta} \{ s (s \sin \beta / 2 + d_h \cos \beta \sin \phi) + \rho a \sin \phi \{ (s + a \sin \phi / 2) \sin \beta + d_h \cos \beta \sin \phi \} \} \quad \dots (1)$$

ただし、 σ_t は張力場応力、 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、 e はt-t断面から荷重作用点までの距離、 ρ は等価張力場の係数、 s は張力場の幅で d_l を最低パネル高とすると、 $s = d_l \cos \phi - a \sin \phi$ である。

σ_t の算定に当って、Basler²⁸⁾ が示した近似降伏条件式と von Mises の厳密降伏条件式を使用した両場合を考えると、 ϕ は $P/2$ を最大にする条件より、次のように決定される。

a) 近似降伏条件適用

$$\tan 2\phi = \frac{2d_l d_h \cos \beta - 2(1-\rho)ad_l \sin \beta}{d_l^2 \sin \beta - a^2(1-\rho) \sin \beta + 2(1-\rho)ad_h \cos \beta} \quad \dots (2)$$

b) 厳密降伏条件適用

$$\{ (1-\rho)ad_h \cos \beta + d_l^2 \sin \beta / 2 - a^2(1-\rho) \sin \beta / 2 \} \tan 2\phi = \frac{d_l d_h \cos \beta - (1-\rho)ad_l \sin \beta - 3(\tau_{cr}/\sigma_Y) \{ s (s \sin \beta / 2 + d_h \cos \beta \sin \phi + \rho a \sin \phi \{ (s + a \sin \phi / 2) \sin \beta + d_h \cos \beta \sin \phi \} \}}{\sqrt{1 + (\tau_{cr}/\sigma_Y)^2} \{ [1.5 \sin 2\phi]^2 - 3 \}} \quad \dots (3)$$

ただし、 σ_Y は降伏点応力、 τ_{cr} はせん断座屈応力である。

4. 3 理論値と実験値の比較

長方形腹板パネルのせん断座屈応力を求める場合の境界条件として、2辺固定支持、2辺単純支持として計算した方がより現実に近いと言われているが²⁹⁾、梯形腹板パネルに対しても同様な事が成り立つとする。図-22から、座屈時の梯形腹板パネルのせん断強度を求め、これと、式(2)または式(3)を式(1)に適用して、終局強度の予測値を求めることとし、過去に行われた変断面プレートガーダーの載荷実験について計算した結果を表-5に示す。なお、 $\rho = 1/2$ としている。この表には併せて、Davis³⁰⁾ の示した方法による計算値および Falby³¹⁾ のそれ

も示した。近似降伏条件式を用いた値は、比較的良く、実験値と一致している。厳密降伏条件式を用いた値および Davis³⁰⁾ の算定式による値も実験値と良好な一致が見られる。近似降伏条件式を用いる方法は繰返し計算が不要であり、簡便である。Falby³¹⁾ による値は、実験値とかけ離れている。

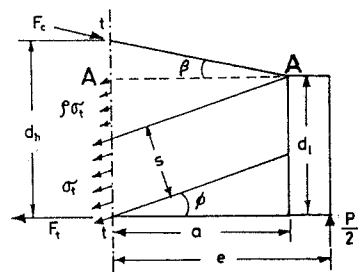


Fig.23 Equilibrium conditions applied to web panel

4. 4 中間補剛材力

図-24に示すように、せん断力を受ける隣接2パネルに、独立した張力場が形成されるとする。切断後のパネルにつり合い条件を適用すると、図の位置の中間補剛材作用力 F_s は次のように求められる。

$$F_s = [\sigma_{t2} t s_2 \sin(\phi_2 + \beta) - \sigma_{t1} t s_1 \sin(\phi_1 + \beta) + 2\rho_2 \sigma_{t2} t a_2 \sin\phi_2 \cdot \sin(\phi_2 + \beta)] / \cos\beta \quad (4)$$

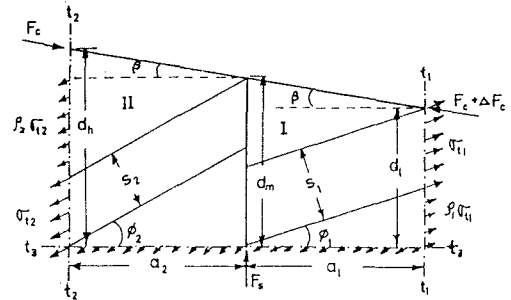


Fig.24 Equilibrium conditions applied adjacent web panels

ただし、添字1、2はそれぞれパネルI、IIに対応する。式(4)を用いて、 F_s の最大値と β との関係を求めた一例を図-25に示すが、直線的関係にある。傾斜フランジの傾斜角の増大により、 F_s の最大値も増加する。また図中には、梯形腹板パネルを平均腹板高さを有する長方形パネルに置換した時の、Basler²⁾の示した式によって求めた最大補剛材力を破線で示した。式(4)を基にして、中間補剛材必要断面積 $A_{s,req}$ が算定できるとして、シリーズⅡの実験桁に適用し、実測寸法による断面積 A_s と比較したのが、表-6である。破壊モードとかなり符号する結果になっている。なお、上で得られた $A_{s,req}$ の値は、Cooper¹²⁾が等断面桁に対して示した式を用いて、梯形腹板パネルを平均腹板高さを有する長方形パネルに換算して適用し得られた値にはほぼ等しい。

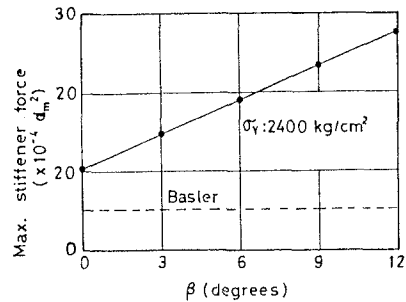


Fig.25 Relation between max. stiffener force and β

Table 5 Comparison of tests with various theories (tons)

Theory	Girder	TS-1	TS-2	TS-3	TS-4	10A ⁴⁾⁵⁾	20A ⁴⁾⁵⁾	60A ⁴⁾⁵⁾	70A ⁴⁾⁵⁾	Theory Exp.*mean	Standard Deviation
present	Approx.	20.11	22.67	22.82	20.17	12.77	17.76	16.81	25.92	0.98	0.11
	Exact	20.51	23.18	23.17	20.57	13.21	18.35	17.44	27.22	1.01	0.12
Davis-Mandal		23.0	25.3	23.6	21.9	12.95	15.7	17.85	23.76	1.00	0.09
Falby		10.72	9.1	10.4	9.59	3.78	3.96	5.28	7.30	0.36	0.09
Experiment		20.55	22.5	24.8	24.26	12.75	14.68	19.37	25.70		

5. 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せん断強度について、載荷実験結果と簡易な耐荷力予測式を示した。

実験は8体の供試体を用いて行われたが、その内4体は中間補剛材を有していた。実験結果の考察により得られた破壊機構および破壊挙動は次のようである。

(1) 斜め張力場は、梯形腹板パネルの上方

Table 6 Area of transverse stiffener

Girder	TS-T-1	TS-T-2	TS-T-3	TS-T-4
$A_s/A_{s,req}$	0.79	0.34	0.20	0.24
$\bar{I} = EI/D_m D$	321	27	26	44
$\delta = A_s/D_m t$	0.200	0.085	0.058	0.070

$$D_m = (D_H + D_L)/2 \quad D = Et^3/12(1-\nu^2)$$

I : moment of inertia of area for stiffener

三角形部分では未発達である。

(2) 中間補剛材を有する変断面プレートガーダーでは、ウェブパネルのたわみ曲面は、中間補剛材の剛度に大きく依存する。

(3) 中間補剛材の必要剛度については決定できなかった。しかし、中間補剛材の剛度不足は、桁の崩壊に直ちに結びつかないが、ウェブの大きな変形は二次応力を発生させ好ましくない。

耐荷力算定式は、載荷実験結果をもとに張力場モデルを仮定した。耐荷力予測値と実験値の比較を行い、式の妥当性を検討した。結果は次のようである。

(4) 梯形腹板パネルのせん断座屈荷重は、フランジの傾斜角によってかなり変化する。

(5) 近似降伏条件式を用いた耐荷力算定式は簡便であり、せん断強度を比較的良く予測できる。

(6) 中間補剛材作用力に対する式を導き、フランジ傾斜角と最大補剛材力の関係について考察した。

謝辞：本研究を行うに当り、卒業研究として実験に協力頂いた舞鶴工業高等専門学校の卒業生、小田憲昭氏・高橋圭三氏・北庄司伸造氏・堀江茂弘氏・中山幸雄氏・水口尚司氏・柴田宗明氏・居関久氏・木時秀一氏に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) Johnston, B.G. (ed.): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd ed., John Wiley & Sons, 1976.
- 2) Falby, W.E. and Lee, G.C.: Tension-Field Design of Tapered Webs, AISC Engineering Journal, Vol. 13, No. 1, pp. 11-17, 1976.
- 3) Basler, K.: Strength of Plate Girders in Shear, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST7, pp. 151-180, 1961.
- 4) Davis, G. and Mandal, S.N.: The Collapse Behaviour of Tapered Plate Girders Loaded within the Tip, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol. 67, pp. 65-80, 1979.
- 5) Davis, G. and Mandal, S.N.: Tapered Steel Beams Loaded within Tip, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST3, pp. 589-599, 1979.
- 6) Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R.: The collapse behaviour of plate girders loaded in shear, Structural Engineer, Vol. 53, No. 8, pp. 313-325, 1975.
- 7) Ostapenko, A. and Chern, C.: Ultimate Strength of Plate Girders under Shear, Fritz Eng. Laboratory Report, No. 328.7, Lehigh Univ., 1969.
- 8) Takeda, H. and Mikami, I.: A test on Ultimate Strength of Plate Girders with Varying Depth Loaded in Shear, RR of MTC, No. 20, 1985.
- 9) 谷資信: 板構造の解析、技報堂出版、1969.
- 10) Mikami, I. and Yonezawa, H.: Extrapolation Technique for Finite Difference and Finite Element Solutions, Proc. of the Japan National Congress for Applied Mechanics, Vol. 25, Univ. of TOKYO Press, 1975.
- 11) Vasarhelyi, D.D. et al.: Tests of Riveted Plate Girder with a Thin Web, Proc. of ASCE, No. ST10, 1960.
- 12) Cooper, P.B.: Strength of longitudinally stiffened plate girders, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST2, pp. 419-451, 1967.

(1986年10月17日受付)