

設計のためのプレートガーダーのせん断強度算定法の改良

IMPROVED PREDICTION FOR SHEAR STRENGTH OF PLATE GIRDERS FOR DESIGN

三上 市藏* 山里 靖**

By Ichizou MIKAMI and Yasushi YAMASATO

An approximate method to predict the ultimate shear strength of plate girders, which have the multi-stiffeners and unsymmetrical cross-section, was discussed. The original method proposed by authors was improved herein. The inclination of the diagonal tension field was determined for the past experimental results under shear or combined bending and shear. Theoretical ultimate shear strength by the improved method was compared with the experimental results. Also, we discussed the location of plastic hinges experimentally. The rigidity of longitudinal and transverse stiffeners was affected the ultimate shear strength. We obtained the conclusion that the ultimate shear strength predicted by the improved method can be expected if the stiffeners have the rigidity satisfied the requirement of Japanese Specifications of Highway Bridges.

1. まえがき

近年、諸外国の設計示方書^{1) - 7)}の限界状態設計法への移行に伴い、我が国においても鋼構造物の限界状態設計法を確立すべく、多くの調査、研究が行われている。^{8) 9) 10)}著者らは多数の補剛材が任意の位置に配置された場合や非対称断面を有する場合に適用できるようなプレートガーダーの終局強度の算定法を研究してきた。その成果は文献11)にまとめられている。

本論文では、文献11)のプレートガーダーの終局せん断強度算定法の改良を論ずる。文献11)の算定法では、設計計算の便宜を考えて、斜張力場の傾斜角などの算定に簡略式を用いたが、これに修正を施す。検討には過去の実験結果^{12) - 19)}を用いた。特に、建設省土木研究所で実施された実験^{12) 13)}は多数の実物大プレートガーダー(水平補剛材2段)に対するもので、設計法を論ずる上で有効なデータを与えている。この実験結果^{12) 13)}の中に、文献11)の算定法による強度を下回る供試体が見られた。そこで、補剛材の剛度に着目し、水平・垂直補剛材の剛度と終局せん断強度の関係について検討する。

* 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)

** 工修 パシフィックコンサルタンツ㈱ (〒206 多摩市関戸1丁目7番5号) ; 元関西大学大学院

2. 終局せん断強度の算定法¹⁰⁾

水平補剛材と垂直補剛材で補剛された腹板は一般的に図-1のように描ける。主板（長さ L ，幅 B ，厚さ t_w ，曲げ剛度 D ，降伏応力 σ_{yw} ）は， n_h 本の水平補剛材（曲げ剛度 EI_h ，ねじり剛度 GJ_h ，断面積 A_h ）と n_v 本の垂直補剛材（曲げ剛度 EI_v ，ねじり剛度 GJ_v ，断面積 A_v ）で補剛されている。水平および垂直補剛材はそれぞれ同一断面とする。水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル(single panel)，垂直補剛材間の水平補剛パネルを部分パネル(partial panel)，垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネル(total panel)と呼ぶ。ただし，垂直補剛材は等間隔に，水平補剛材は不等間隔に配置されているものとする。

腹板は，単一パネルの局部座屈，部分パネルの部分座屈，全体パネルの全体座屈が照査の対象となる。

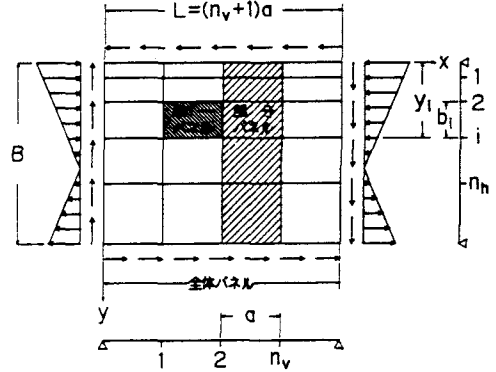


図-1 プレートガーダーの水平・垂直補剛腹板

2.1 部分パネルの終局せん断強度

せん断力は腹板のみによって負担されると考え，プレートガーダーの終局せん断強度 V_{ult} を次のように表す。

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t \quad (1)$$

ここに， V_{cr} は腹板のせん断座屈強度 τ_{cr} によって負担されるせん断力， V_t は斜張応力 σ_t によって負担されるせん断力である。

(1) 単一パネルのせん断座屈強度

単一パネル（幅 b_i ，厚さ t_w ）がせん断を受ける場合，弾性座屈応力は次のように表される。

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b_i} \right)^2 \quad (2)$$

ただし， k_s は座屈係数で，周辺単純支持板に対する次式を用いて計算する。

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00 (b_i/a)^2 & : a/b_i \geq 1 \\ k_s &= 4.00 + 5.34 (b_i/a)^2 & : a/b_i \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

弾性座屈応力 τ_{cr}^e に対するパラメータ λ を次式から計算する。

$$\lambda = (\tau_{yw} / \tau_{cr}^e)^{1/2} \quad (4)$$

ここに， $\tau_{yw} = \sigma_{yw} / \sqrt{3}$ である。単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} は次式¹¹⁾で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} / \tau_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

(2) 垂直補剛腹板のせん断座屈強度

垂直補剛腹板のせん断座屈強度 τ_{cr} は式(2)，(3)において $b_i = B$ とおけば，式(5)から計算できるので， V_{cr} は次式で計算できる。

$$V_{cr} = \tau_{cr} B t_w \quad (6)$$

(3) 水平・垂直補剛腹板のせん断座屈強度

水平補剛材の剛度が終局状態でも機能するほど十分大きいものとすれば、各単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cri} の最小値 $\tau_{cri, min}$ を用いて部分パネルのせん断座屈強度 V_{cr} を求めることができる。

$$V_{cr} = \tau_{cri, min} B t_w \quad (7)$$

2.2 部分パネルの斜張力強度

(1) 垂直補剛腹板

斜張力場によって負担されるせん断力 V_t を決定するにあたり、図-2のような崩壊メカニズムを仮定した。未知量はフランジの塑性ヒンジの位置 c_c と c_t 、斜張応力 σ_t 、斜張力場の傾斜角 θ の4つで、これらを求めれば、 V_t が次式から得られる。

$$V_t = \sigma_t B t_w (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \quad (8)$$

ただし、 $\alpha_c = \alpha [1 - (c_c + c_t) / a]$ 、 $\alpha = a / B$ であり、 α_c は負の値もとる得る。

斜降伏帯において、von Mises-Hencky の降伏規準を適用すると、斜張応力 σ_t を与える式が得られる⁸⁾が、反復計算の不要な近似算法が望ましい。そこで、次式を用いる。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{yw}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} \right)^{0.6} \quad (9)$$

斜張力場の傾斜角 θ ($\theta_d / 2 \leq \theta \leq 45^\circ$) はせん断耐荷力 V_{ult} を最大にする²⁰⁾ように決定するのであるが、繰返し計算をすることなしに、 θ を算定できる近似式として次式を採用する。

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} (1 / \alpha) \quad (10)$$

塑性ヒンジの位置は次式で与えられる。¹⁶⁾

$$c_c = \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{pfc}}{\sigma_t t_w}}, \quad c_t = \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{pft}}{\sigma_t t_w}} \quad (11)$$

ただし、 $0 \leq c_c, c_t \leq a$ であり、 M_{pfc} はフランジの全塑性曲げモーメントで、

$$M_{pfc} = \frac{1}{4} \sigma_{yf} b_{fc} t_{fc}^2, \quad M_{pft} = \frac{1}{4} \sigma_{yf} b_{ft} t_{ft}^2 \quad (12)$$

である。

(2) 水平・垂直補剛腹板

水平・垂直補剛腹板の場合、斜張力場が、水平補剛材を通過するか、しないか、十分にわかっていない。ここで、設計の便宜を考慮して、斜張力場の形成には水平補剛材を無視する。すなわち、 $\tau_{cri, min}$ と部分パネルの縦横比 $\alpha = a / B$ を用いて、 θ 、 σ_t 、 c_c 、 c_t を求め、 V_t を計算する。

2.3 全体パネルの終局せん断強度

全体パネルのせん断座屈強度は直交異方性板に置換して算定する。非対称プレートガーダーの場合でも、せん断力は腹板のみが負担するので、対称の場合と同じである。

(1) 換算剛度

直交異方性板としての換算剛度は以下のようになる。^{8) 10) 21) - 23)}

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

$$D_x = D + \frac{E I_h}{B} \sum_{i=1}^n \sum_{n=1}^h s_i \sin^2 \frac{n \pi y_i}{B}$$

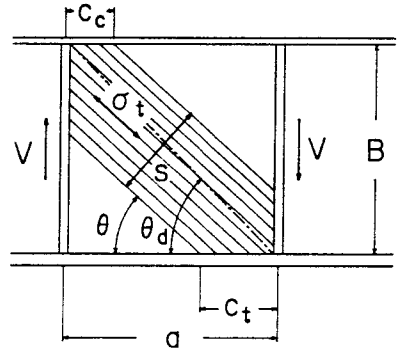


図-2 斜降伏帯

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

$$D_y = D + (n_v + 1) \frac{E I_v}{L} \quad (14)$$

c) 有効ねじり剛度 H

$$H = D + \frac{G J_h}{2 B} \sum_{i=1}^n \sum_{n=1}^2 c_o s^2 \frac{n \pi y_i}{B} + (n_v - 1) \frac{G J_v}{2 L} \quad (15)$$

(2) セン断座屈強度

直交異方性板の弾性せん断座屈応力は次のようになる。¹⁰⁾

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2}{B^2 t_w} [D_x D_y^3]^{1/4} \quad (16)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00 / \alpha_*^2 & : \alpha_* &\geq 1 \\ k_s &= 4.00 + 5.34 / \alpha_*^2 & : \alpha_* &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

$$\alpha_* = (L/B) (D_y / D_x)^{1/4} \quad (18)$$

である。

式(4)から λ を計算すれば、式(5)からせん断座屈強度 τ_{ult} が得られる。ただし、部分パネルは、 $D_y = D$ 、 $G J_v = 0$ とし、 α_* は次式から計算する。

$$\alpha_* = (a/B) (D_y / D_x)^{1/4} \quad (19)$$

(3) 終局せん断強度

縦横に補剛された板で斜張力場がどのように発達するかは明確でない。そこで、斜張力強度は無視して、全体パネルの終局せん断強度 V_{ult} は次式から計算する。

$$V_{ult} = \tau_{ult} B t_w \quad (20)$$

2.4 プレートガーダーの終局せん断強度

腹板の部分パネルと全体パネルに対する終局せん断強度のうち最小値が腹板の終局せん断強度 V_{ult} を与える。

3. 斜張力強度の修正

プレートガーダーの終局せん断強度に対する斜張力強度 V_t の影響は大きい。2章の算定法では、繰返し計算を避けるために式の簡略化がなされた。斜張力強度は斜張力場の傾斜角 θ とフランジの塑性ヒンジ位置 c_c 、 c_t の影響を受けるものであり、斜張力場の傾斜角の近似式(10)を再検討する。

(1) 斜張力場の傾斜角

斜張力場の傾斜角 θ の近似式の検討にあたって、表-1に示すせん断試験と曲げ・せん断試験の結果を用いる。

Baslerの近似降伏条件式²⁰⁾を用い

表-1 試験桁の载荷状態と数

実験機関	文献 番号	試験桁の数		
		せん断		曲げ・せん断
		対称断面	非対称断面	対称断面
土木研究所	12)	6		5
"	13)	1		
神戸製鋼所	14)			19
"	15)	10		
Cardiff Univ.	16)	4		
関西大学	17)	2		
"	18)	2	1	
"	19)	2	1	
合 計		27	2	24

る場合、 $\partial \sigma_c / \partial \theta = 0$ から次式が得られる。⁸⁾

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2}{\alpha_c + \alpha} \right) \quad (21)$$

さらに $\partial \alpha_c / \partial \theta = \partial c / \partial \theta = 0$ とみなすと、次のように簡単になる。⁸⁾

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{1}{\alpha_c} \right) \quad (22)$$

式(21)、(22)を関西大学において行ったせん断試験の結果^{17)・19)}と比較する。式(21)を $(\alpha_c + \alpha) / 2$ と θ の関係として描くと図-3のようになる。また、式(22)を α_c と θ の関係として描くと図-4のようになる。図-3、図-4には対称断面プレートガーダー (△印) と非対称断面プレートガーダー (▲印) の実験値を示してある。

図-4から式(22)は精度がよくないが、図-3から塑性ヒンジの位置 c を考慮した式(21)は、実験値の下限値を与えるとともに、比較的精度がよい。しかし、式(21)は繰り返し計算が必要である。

繰り返し計算が不要な近似式として、式(10)のほかに次式が提案²⁴⁾されている。

$$\theta = \frac{2}{3} \tan^{-1} \left(\frac{1}{\alpha} \right) \quad (23)$$

表-1の実験結果に対して縦横比 α と傾斜角 θ の関係を調べると図-5、図-6のようになる。図中、○印はせん断試験、□印は曲げ・せん断試験、△印は関西大学において行ったせん断試験 (▲印は、非対称断面) の実験結果を示している。図には式(23)とともに、パネル対角線の角度 θ_d も記入してある。

これからわかるように、せん断試験および曲げ・せん断試験ともに式(10)は θ を過少評価している。

式(23)は、式(10)より実験値の下限値と一致しており、式(10)よりも妥当であることがわかる。両図において実験値がばらついているのは、フランジ剛度の影響と思わ

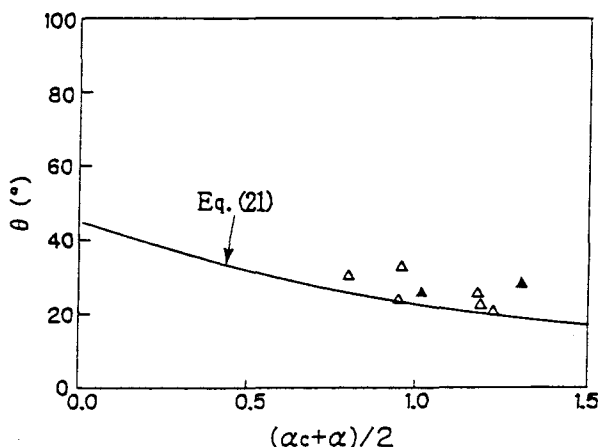


図-3 $(\alpha_c + \alpha) / 2$ と θ の関係

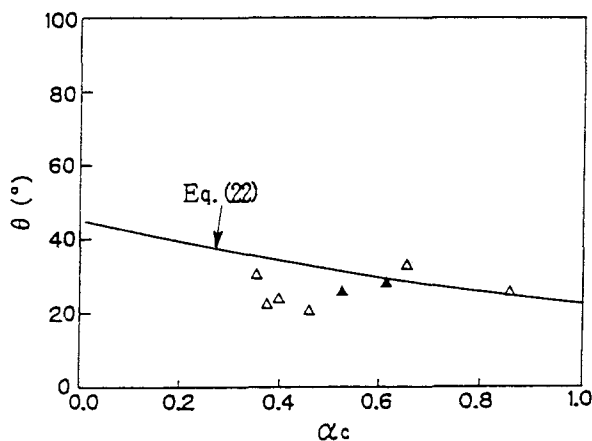


図-4 α_c と θ の関係

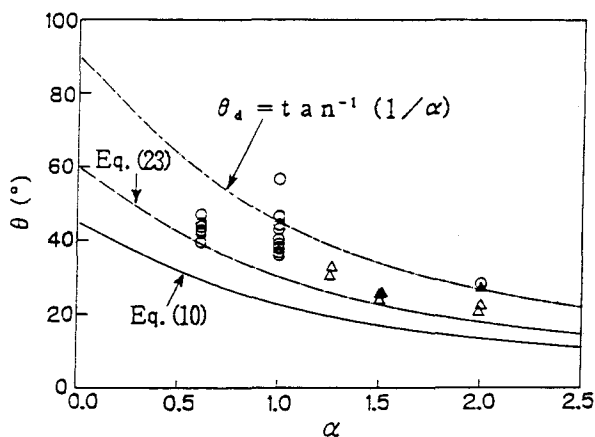


図-5 α と θ の関係 (せん断試験)

れるが、簡単のために式(23)を用いて、斜張力場の傾斜角 θ を縦横比 α から決定してもよいであろう。

つぎに、非対称断面プレートガーダーについて考える。2体のせん断試験の実験結果からではあるが、斜張力場の傾斜角 θ に関しては、図-3、図-4より、式(21)は実験値の下限値を、式(22)は実験値の上限値を与える。また、図-5では、式(23)は実験値の下限値と一致している。非対称断面プレートガーダーの場合も、斜張力場の傾斜角 θ は縦横比 α の関数として決定でき、簡易算定式として式(23)を適用できると考えてよいだろう。

(2) 塑性ヒンジの位置

塑性ヒンジの位置 c は式(11)で表されるものとしたが、ここで、小松²⁵⁾が提案した式を塑性ヒンジの位置の実験値と比較すると図-7のようになる。図中、対称断面プレートガーダーの上・下フランジの実験値を○印と△印、非対称断面プレートガーダーの上・下フランジの実験値を●印と▲印で示した。実験値はばらついており、適切な近似式がないので、式(11)によることにする。

式(11)に基づく理論的な塑性ヒンジの位置を実験結果^{17)~19)}と比較すると、図-8、図-9のようになる。図では、理論値 c^{th}/a を横軸に、実験値 c^{ex}/a を縦軸にとってある。図中、対称断面プレートガーダーの上・下フランジを○印と△印、非対称断面プレートガーダーの上・下フランジを●印と▲印で示した。図-8は θ の値を式(10)から、図-9は式(23)から定めた結果である。

θ の値を式(23)から定めた理論値は、式(10)から定めた理論値に比べて、実験値と比較的よく一致している。したがって、塑性ヒンジの位置を式(11)から求める場合、斜張力場の傾斜角は式(23)から定めるのがよい。

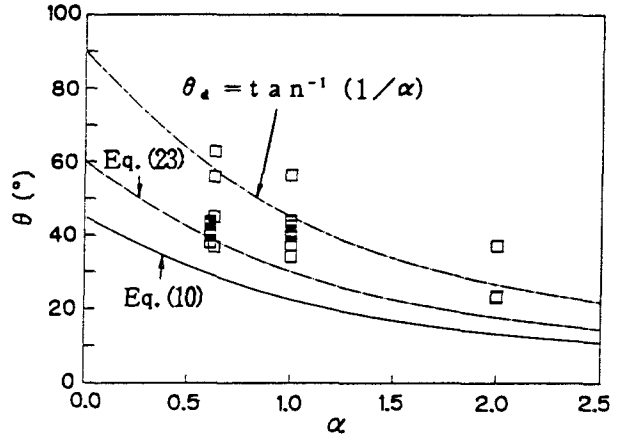


図-6 α と θ の関係 (曲げ・せん断試験)

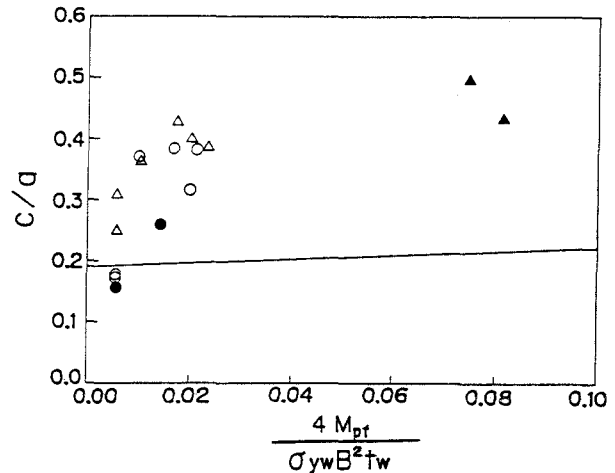


図-7 塑性ヒンジの位置

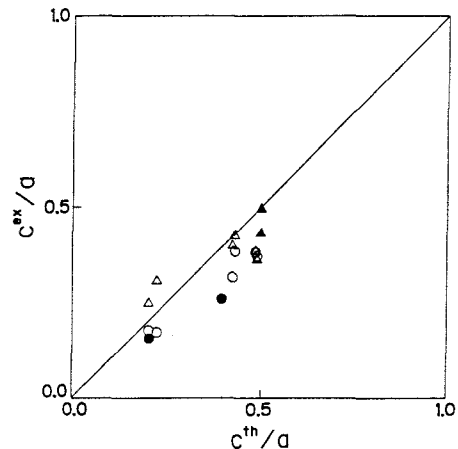


図-8 塑性ヒンジの位置の実験値と理論値 (式(10)を用いた場合) の比較

非対称断面プレートガーダーについても、 θ の値を式 (23) から定めた理論値は、式 (10) から定めた理論値に比べて、実験値と比較的よく一致している。したがって、非対称断面プレートガーダーの場合も、塑性ヒンジの位置を式 (11) から求める場合、斜張力場の傾斜角は式 (23) から定めるのがよい。

(3) 終局せん断強度の検証

本算定法の終局強度とパラメータ λ の関係を $\alpha = 1$, $c = a/3$ の場合について、図-10 に示す。Basler²⁰⁾ の提案式 ($c = 0$) も比較のため図示した。ただし、 $V_y = \tau_{yw} B t_w$ は、全塑性せん断力である。式 (23) を用いると、薄い腹板の場合に後座屈強度をやや大きく見積もっていることがわかる。

式 (23) を用いた終局せん断強度を、建設省土木研究所の実験結果^{12) 13)} と比較した。終局曲げ強度と終局せん断強度の実験値をそれぞれ、 M_{max} および V_{max} とし、終局曲げ強度の算定法は文献11) のものを用いた。

せん断試験と曲げ・せん断試験における終局強度の実験値と理論値の比 M_{max}/M_{ult} および V_{max}/V_{ult} をそれぞれ表-2、表-3 に示す。表-2 は式 (10) を用いた従来の算定法¹¹⁾、表-3 は式 (23) を用いた修正算定法で理論値を求めたものである。曲げ・せん断の理論関連曲線²⁶⁾

$$\left(\frac{M}{M_{ult}} \right)^4 + \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^4 = 1 \quad (24)$$

を用い¹¹⁾、縦軸 V/V_{ult} 、横軸 M/M_{ult} の相關図において、原点から理論曲線までの距離 L_{th} と、実験値までの距離 L_{ex} との比 L_{ex}/L_{th} ¹⁰⁾ を求め、表-2、表-3 に併記した。この比は曲げ・せん断状態の実験値と理論値の比を表現するものである。

表-2、表-3 からは、斜張力場の傾斜角 θ は終局強度に対してあまり影響を与えないことがわかる。土木研究所の実験結果において、終局強度の理論値が実験値を下回るものがあるが、これは、水平補剛材の剛度が道路橋示方書²⁷⁾ の必要剛度以下の供試体に対するもので、これに関しては4章で述べる。

関西大学の実験結果においては、対称断面プレートガーダー C~S3 の場合、式 (23) を用いると比較的よい精度で終局せん断強度を算定できる。非対称断面プレートガーダー U1, U2 の場合も、式 (10) より式 (23) を用いた方が、終局せん断強度を精度よく評価できることがわかる。

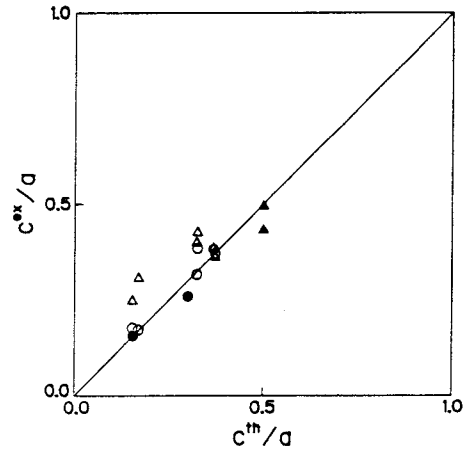


図-9 塑性ヒンジの位置の実験値と理論値 (式 (23) を用いた場合) の比較

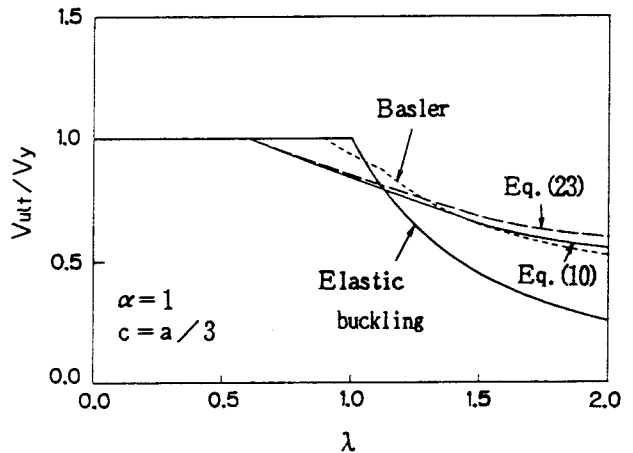


図-10 終局せん断強度

表-2 終局強度の実験値と理論値
(式(10)を用いた場合)との比較

実験 機関	載荷 状態	供試体 番 号	$\frac{M_{max}}{M_{ult}}$	$\frac{V_{max}}{V_{ult}}$	$\frac{L_{ex}}{L_{th}}$
土 木 研 究 所	せん 断 試 験	S-21	0.298	0.895	0.898
		S-22	0.308	0.927	0.930
		S-23	0.306	0.855	0.858
		S-24	0.341	1.036	1.039
		S-25	0.332	1.007	1.010
		S-26	0.296	0.832	0.835
		S-01	0.252	0.704	0.707
	曲 げ ・ せん 断 試 験	C-21	0.869	0.830	1.011
		C-22	0.876	0.838	1.020
		C-23	0.911	0.894	1.073
		C-24	0.924	0.906	1.088
		C-25	0.869	0.849	1.022
		C-26	0.989	0.621	1.025
		C-27	1.013	0.695	1.065
		C-28	0.993	0.806	1.087
関 西 大 学	せん 断 試 験	C	0.320	1.679	1.680
		D	0.559	1.708	1.713
		E	0.461	1.035	1.045
		S 1	0.975	1.075	1.223
		S 2	0.669	1.230	1.256
		S 3	0.503	1.364	1.370
		U 1	0.865	1.162	1.242
		U 2	0.608	1.340	1.354

表-3 終局強度の実験値と理論値
(式(23)を用いた場合)との比較

実験 機関	載荷 状態	供試体 番 号	$\frac{M_{max}}{M_{ult}}$	$\frac{V_{max}}{V_{ult}}$	$\frac{L_{ex}}{L_{th}}$
土 木 研 究 所	せん 断 試 験	S-21	0.298	0.892	0.895
		S-22	0.308	0.924	0.927
		S-23	0.306	0.849	0.853
		S-24	0.341	1.033	1.036
		S-25	0.332	1.005	1.008
		S-26	0.296	0.842	0.845
		S-01	0.252	0.705	0.708
	曲 げ ・ せん 断 試 験	C-21	0.869	0.856	1.026
		C-22	0.876	0.864	1.035
		C-23	0.911	0.921	1.089
		C-24	0.924	0.934	1.105
		C-25	0.869	0.885	1.043
		C-26	0.989	0.640	1.030
		C-27	1.013	0.717	1.071
		C-28	0.993	0.831	1.097
関 西 大 学	せん 断 試 験	C	0.320	1.620	1.621
		D	0.559	1.711	1.716
		E	0.461	1.006	1.017
		S 1	0.975	1.063	1.215
		S 2	0.669	1.204	1.232
		S 3	0.503	1.368	1.374
		U 1	0.865	1.116	1.205
		U 2	0.608	1.207	1.226

4. 補剛材剛度の検討

水平・垂直補剛材を有するプレートガーダーに対する著者らの終局強度の算定法¹¹⁾は、建設省土木研究所の実験結果^{12) 13)}と比較され、文献10)にまとめられている。それによると、せん断試験において、終局強度が理論相関曲線を下回る供試体が見られた。それは、これらの供試体の補剛材の剛度が道路橋示方書²⁷⁾の必要剛度より小さいためと考えられる。

水平補剛材の剛度を r_h 、垂直補剛材の剛度を r_v とし、道路橋示方書の水平補剛材の必要剛度を $r_{h,n}$ 、垂直補剛材の必要剛度を $r_{v,n}$ とする。せん断試験に使われた供試体¹²⁾の水平補剛材の剛比 $r_h / r_{h,n}$ と垂直補剛材の剛比 $r_v / r_{v,n}$ を表-4に示す。理論終局せん

表-4 供試体の補剛材の剛比

供試体 番 号	$\frac{r_h}{r_{h,n}}$	$\frac{r_v}{r_{v,n}}$
S-21	0.434	1.028
S-22	0.434	1.964
S-23	0.437	1.034
S-24	0.894	0.948
S-25	4.196	0.948
S-26	0.768	0.771

断強度 V_{ult} は、式(23)を用いた2章の算定法から算定する。

水平補剛材の剛比 $r_h / r_{h,n}$ と終局せん断強度の実験値と理論値の比 V_{max} / V_{ult} の関係を図-11に示す。垂直補剛材の剛比 $r_v / r_{v,n}$ と終局せん断強度の実験値と理論値の比 V_{max} / V_{ult} の関係を図-12に示す。図中、○印は水平・垂直補剛材の剛度がともに示方書の必要剛度以上である場合、△印は水平補剛材の剛度は示方書の必要剛度より小さく、垂直補剛材の剛度は示方書の必要剛度以上である場合、×印は水平・垂直補剛材の剛度がともに示方書の必要剛度より小さい場合の供試体を示す。

これらの図を検討してみると、水平補剛材も垂直補剛材も、道路橋示方書の必要剛度以上の剛度があれば、2章の算定法で得られる終局せん断強度を期待できることがわかる。

5. あとがき

既に報告した水平・垂直補剛材を有するプレートガーダーの終局せん断強度の算定法をより詳細に検討した。斜張力場理論においては、斜張力場の傾斜角 θ が終局せん断強度に影響を与えるが、合理的な算定式を提案した。

また、水平・垂直補剛材の剛比と終局せん断強度の関係を実験的に検討した。その結果、水平・垂直補剛材はともに、道路橋示方書の必要剛度以上の剛度を有すれば、著者らが提案した終局せん断強度の算定法が予測する終局強度を期待できることがわかった。しかし、終局強度の観点から補剛材の必要剛比を定めることは、今後の課題として残った。

数値計算には関西大学情報処理センターの汎用コンピュータ FACOM M-780/10 を使用した。理論値との比較にあたって、実物大プレートガーダーに対する実験データの詳細を提供いただいた建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室長 藤原稔氏に深謝する。また、本研究は平成元年度文部省科学研究費一般研究(B)(課題番号01460172, 研究代表者 三上市藏)の補助を受けた。

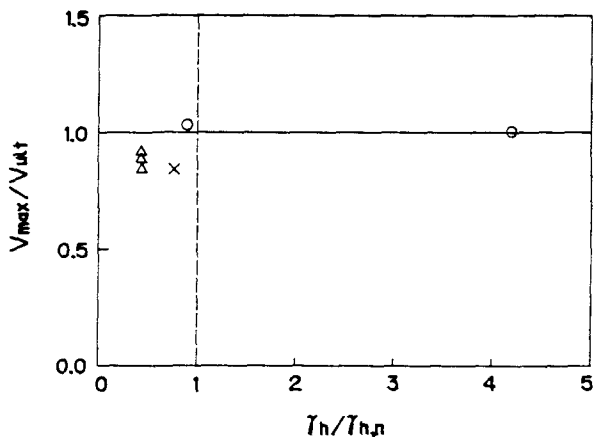


図-11 水平補剛材の剛比と終局せん断強度

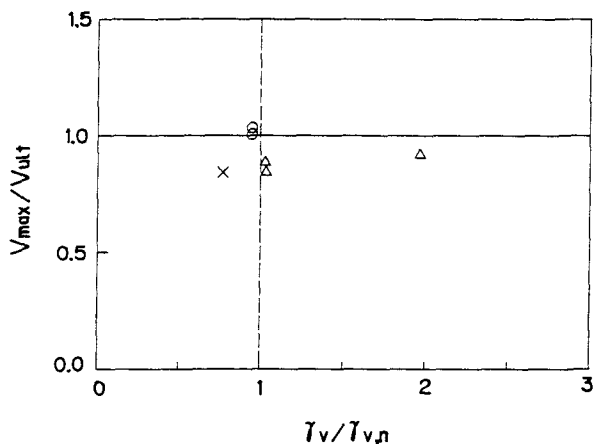


図-12 垂直補剛材の剛比と終局せん断強度

参考文献

- 1) BS 5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institution, 1982. (財)建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳: BS 5400 3編 鋼橋の設計指針, 1983.12.

- 2) DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober, 1979. ④建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳：DAST指針012 板の座屈安全度の照査, 1981.12.
- 3) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-EG 77-2E, The Construction Press, London, 1981.
- 4) Wolchuk, R., and Mayrbaur, R.M. : Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D. C., Jan., 1980.
- 5) European Convention for Constructional Steelwork : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, Draft, The Commission of the European Communities, July, 1983.
- 6) Dubas, P., and Gehri, E. : Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS Publication n° 44, Applied Statics and Steel Structures, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, 1986.
- 7) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss Standard Sia 161 Steel Structures, English Edition of 1979 Edition, 1981.
- 8) 土木学会(編) : 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.
- 9) 土木学会(編) : 鋼構造物設計指針, PART A, PART B, 1987.
- 10) 三上市蔵 : プレートガーダーの強度と設計法, 土木学会関西支部共同研究グループ報告書「薄板構造の強度と設計に関する調査研究」, 1989.6.
- 11) 三上市蔵・木村泰三・山里 靖 : 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, 1989.3, pp.511-522.
- 12) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 : 土木研究所資料, プレートガーダー耐荷力実験報告, No. 2533, 1987.12.
- 13) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 : 土木研究所資料, プレートガーダー耐荷力実験報告, 1988 (印刷中).
- 14) 藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.269, 1987.1, pp.1-16.
- 15) 森脇良一・藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.249, 1976.5, pp.41-54.
- 16) Rockey, K.C., and Skaloud, M. : The ultimate load behaviour of plate girders loaded in shear, Structural Engineer, Vol.50, No.1, Jan., 1972, pp.29-47.
- 17) Mikami, I., Harimoto, S., et al. : Ultimate behaviour test of plate girders under repetitive shear, Technology Reports of Kansai Univ., No.31, Mar., 1989, pp.153-167.
- 18) Mikami, I., Harimoto, S., et al. : Further test of steel plate girders under repetitive shear, Technology Reports of Kansai Univ., No.32, Mar., 1990, pp.151-166.
- 19) Mikami, I., Harimoto, S., et al. : Ultimate strength test of steel plate girders under repetitive shear, Technology Reports of Kansai Univ., No.33, Mar., 1991(投稿中).
- 20) Basler, K. : Strength of plate girders in shear, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, Oct., 1961, pp.151-180.
- 21) 三上市蔵 : プレートガーダーの強度と設計法, 土木学会関西支部共同研究グループ報告書「薄板構造の強度と設計に関する調査研究」, 1988.4.
- 22) 三上市蔵・堂垣正博・武田八郎 : 鋼箱桁の終局強度の近似算定法, 土木学会論文報告集, No.298, 1980.6, pp.147-150.
- 23) Mikami, I. : A simple approach for ultimate strength of steel box girders by orthotropic plate theory, Proc. of Sino-American Symposium on Bridge and Structural Engineering, Sept. 13-19, 1982, Beijing, China, pp.6-22-1 to -12.
- 24) Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C. : The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, 1978, pp.1-20.
- 25) Komatsu, S. : Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.49-65.
- 26) 西野文雄・長谷川彰夫 : 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用, 8章 プレートガーダー, 橋梁と基礎, Vol.15, No.6, 1981.6, pp.8-13.
- 27) 道路橋示方書・同解説, I 共通編・Ⅱ鋼橋編, 日本道路協会, 1980.2.

(1989年10月 2日受付)