

水平補剛材を2本有するプレートガーダーの 極限耐荷力に関する実験的研究

藤原 稔*・西川和廣**・村越 潤***・
鹿嶋久義****

本研究は、実験例の少ない水平補剛材を2本有する大型プレートガーダー供試体計18体を用いた、純曲げ、せん断および曲げとせん断の組合せの作用力状態での載荷実験結果について報告するものである。水平補剛材および垂直補剛材の剛度が耐荷力や変形性状に与える影響を調べた結果、本実験の供試体では補剛材剛度を道路橋示方書の必要剛度以上に上げて、耐荷力はそれほど大きくならないこと、また道路橋示方書の必要剛度を境に補剛材によるウェブの面外変形の拘束状況が異なること等が確認された。

Keywords : ultimate strength test, plate girder, requirement of rigidity, longitudinal stiffeners

1. ま え が き

プレートガーダーの極限耐荷力に関しては、周知のように、1961年のBaslerの研究に始まり、現在まで枚挙に暇がないほどの研究成果が発表されている。文献1)~3)には、現在までの、実験的及び理論的研究の概要が要領よくまとめられている。さらに、文献4)、5)は、プレートガーダーの耐荷力に関する実験結果をデータベース化し、数種的设计式との比較を行っている。海外の設計示方書の中には、BS 5400, AASHTO 道路橋標準示方書などのように、プレートガーダーの極限耐荷力の最近の成果を既に取り入れたものもある⁶⁾が、我が国の道路橋示方書(以下、道示と呼ぶ)⁷⁾では、昭和48年の改訂時に座屈関連規定が整備され現在に至っている。最近ではプレートガーダーの極限耐荷力を数値計算的に求めようとする試みもなされ、また同時により広い適用範囲を指向した新しい設計式の提案も盛んに行われている⁸⁾。これらの研究の基礎となるのはもとより信頼できる実験結果であるが、文献1)~3)のレビューにおいて指摘されているように、2段以上の水平補剛材を有し、しかも大型の供試体によるプレートガーダーの耐荷力実験は非常に少ない。

本研究では、建設省土木研究所で昭和60年から昭和62年にかけて実施した水平補剛材を2本有する桁高1650~2200 mmの大型プレートガーダー供試体18体の耐荷力実験、すなわち純曲げ実験4体、せん断実験6体、曲げとせん断の組合せ実験8体の実験結果⁹⁾について報

告するものである。これらの18体の実験結果については一部発表され^{10),11)}、既に幾つかの文献^{8),12),14)}に引用されており時間も経過しているが、実験内容およびその結果については以後この論文をもって正式の発表とした。なお、本論文では実験結果を出来る限り詳細に報告するため、理論解析との比較は必要最小限にとどめている。

2. 実験概要

(1) 実験計画

プレートガーダーの極限耐荷力は、横構などが密に配置されて横倒れ変形が防止されている場合、鉛直方向のみの変形による面内強度によって決まる。この面内強度は、作用外力の状態、フランジおよびウェブの幅厚比、ウェブの補剛材、桁のもつ初期不整等の影響を受ける。本研究では鋼種をSS 41、水平補剛材本数を2本に限定し、作用外力(曲げ、せん断、曲げとせん断の組合せ)、水平補剛材の剛度・配置、垂直補剛材の剛度、ウェブの幅厚比がプレートガーダーの耐荷力および桁の変形挙動に及ぼす影響を検討するために実験を行った。

各供試体について上記の諸元をまとめた実験計画を表-1に示す。また、以下に各検討項目について説明する。

a) 作用外力

本実験では次に示す3種の荷重状態のもとに実験を行った。

(i) 曲げ(以下Bシリーズと呼ぶ)

図-1(a)に示すように対称位置に2点載荷を行い、テストパネル部には曲げのみを作用させるようにした。

(ii) 曲げ+せん断(以下Cシリーズと呼ぶ)

図-1(b)に示すように1点載荷を行い、テストパネル部に曲げとせん断の共存場を作るようにした。

(iii) せん断(以下Sシリーズと呼ぶ)

図-1(c)に示すように1点載荷を行い、テストパネ

* 正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部長
(〒305 茨城県つくば市旭1番地)

** 正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室長

*** 正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室研究員

**** 建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室

表-1 実験計画

供試体番号	ウェブ幅厚比 (b_w/t_w)	水平補剛材の配置 (%)	水平補剛材の剛度*		ウェブ縦横比 (a/b_w)	垂直補剛材の剛度**	支間長 l (mm)	パネル位置 d (mm)	荷重載荷位置	
			e_1 (mm)	e_2 (mm)						
B-21	353	10:15:75	0.45	0.61	1.03	6000	—	1650	1650	
B-22	353	10:15:75	0.93	0.61	1.03	6000	—	1650	1650	
B-23	347	10:15:75	4.16	0.61	0.96	6000	—	1650	1650	
B-24	449	10:15:75	0.78	0.61	0.78	7980	—	2310	2310	
C-21	355	10:15:75	0.46	0.61	1.04	6350	1950	3400	2950	
C-22	355	10:15:75	0.46	0.61	1.99	6350	1950	3400	2950	
C-23	347	10:15:75	4.16	0.61	0.96	6350	1950	3400	2950	
C-24	347	10:15:75	0.90	0.61	0.96	6350	1950	3400	2950	
C-25	449	10:15:75	0.78	0.61	0.78	6810	2530	4310	2500	
C-26	349	10:15:75	0.92	0.61	0.98	7600	3200	4650	2950	
C-27	349	10:15:75	0.92	0.61	0.98	7300	2900	4350	2950	
C-28	349	10:15:75	0.92	0.61	0.98	6800	2400	3850	2950	
S-21	355	10:15:75	0.46	0.61	1.04	6350	1000	2450	3900	
S-22	355	10:15:75	0.46	0.61	1.99	6350	1000	2450	3900	
S-23	356	20:30:50	0.46	0.61	1.05	6350	1000	2450	3900	
S-24	349	10:15:75	0.92	0.61	0.98	6350	1000	2450	3900	
S-25	349	10:15:75	4.24	0.61	0.98	6350	1000	2450	3900	
S-26	449	10:15:75	0.78	0.61	0.78	8010	1330	3110	4900	

*道路橋示方書⁷⁾に規定される水平補剛材の必要剛度 γ_{req} に対する比
 **道路橋示方書⁷⁾に規定される垂直補剛材の必要剛度 γ_{req} に対する比
 b_w :ウェブの高さ, t_w :ウェブの厚さ, a :垂直補剛材の間隔, d, e_1, e_2 :図-1 参照

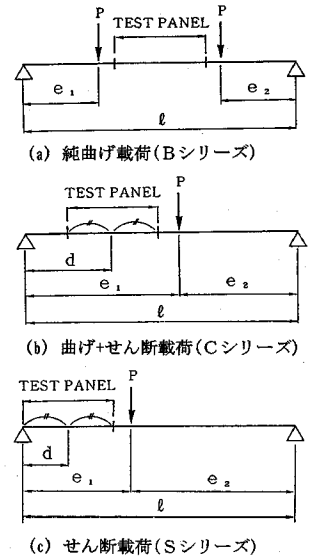


図-1 テストパネルと荷重載荷位置の関係

ル部に曲げとせん断の共存場を作り、Cシリーズと比べフランジの断面積を大きくしてせん断降伏荷重が曲げ降伏荷重より小さくなるようにした。

b) 水平補剛材の剛度

本実験では、水平補剛材の剛度が、桁としての耐荷力およびウェブの変形挙動に及ぼす影響を検討するために、各シリーズについて水平補剛材の剛度のみを道示の水平補剛材の必要剛度(以下 γ_{req} で表す)の0.5, 1.0, 5.0倍(製作精度等の事情により実際には若干値が異なる)と変えた供試体((B-21, B-22, B-23), (C-21, C-24, C-23), (S-21, S-24, S-25))を製作した。

c) 水平補剛材の配置

本実験では道示の規定によらず周辺単純支持された板要素が曲げと圧縮を受ける場合の宇佐美による極限強度式¹⁶⁾に基づき配置を定めることにした。計算手順^{8), 17)}は、①垂直補剛材と上下フランジで囲まれたウェブ(部分パネルと呼ぶ)に純曲げが作用する場合について、幅厚比をパラメータとして水平補剛材で区切られた3つのパネル(各々単一パネルと呼ぶ)の極限強度を求める、②幅厚比に対してウェブの上縁が降伏応力に達するまで各単一パネルが極限強度に達しない補剛材配置範囲を求める、③②の条件を満たし、かつ幅厚比を最大にできる配置を求める、の手順にしたがう。なおB, C, Sの各シリーズともに水平補剛材を同様に配置することとしたが、せん断力が作用する場合にはウェブ中央寄りに配置した方がウェブのせん断強度を高くする上で望ましい。そこでS-23は水平補剛材の間隔比を20:30:50とし、水平補剛材の配置がせん断耐荷力に及ぼす影響をS-22と比較できるようにした。ウェブ高 b_w に対する垂直補

剛材の間隔 a の比 a/b_w は実績を踏まえて0.61とした。なお文献8)によれば a/b_w は0.21~1.44の範囲であり、0.5~0.77程度の範囲で多く採用されている。

d) 垂直補剛材の剛度

垂直補剛材の剛度が耐荷力およびウェブの変形挙動に及ぼす影響を検討するために、道示で規定される垂直補剛材の必要剛度(以下 γ_{req} で表す)の1.0倍と2.0倍(製作精度等の事情により実際には若干値が異なる)と垂直補剛材の剛度を変えた供試体((C-21, C-22), (S-21, S-22))を製作し実験を行った。

e) ウェブの幅厚比

道示ではSS 41鋼で水平補剛材2本を有するウェブに対し、溶接施工等を踏まえて最大幅厚比を310と規定しており、計算(計算式については道示解説参照)上求まる最大幅厚比360(ウェブ降伏応力 $\sigma_{yw} = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$)よりも小さい値としている。本実験では、耐荷力の観点から、計算上求まる最大幅厚比を目標にウェブの幅厚比を設定した。なお、c)項に示すように極限強度式に基づき10:15:75に配置した場合の幅厚比の限界値は約360($\sigma_{yw} = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$)となる。また、ウェブの幅厚比が耐荷力に及ぼす影響を調べるために、各シリーズについてそれぞれB-22, C-24およびS-24と同一の無次元パラメータを有し、幅厚比のみを25%程度大きくした供試体B-24, C-25およびS-26を製作した。

(2) 供試体

a) 形状・寸法・諸元

代表的な供試体の形状・寸法および細部構造を図-2(a)~(f)に、テストパネル部の主な諸元を表-2(a), (b)に示す。供試体は両端を単純支持し、テストパネ

表一2(a) 供試体テストパネル部の諸元および測定降伏応力(Bシリーズ)

供試体番号		B-21	B-22	B-23	B-24
寸法	テストパネルの長さ (mm)	2000	2000	2000	2660
	ウェブ高さ b_w (mm)	1650	1650	1650	2200
	ウェブ厚さ t_w (mm)	4.67	4.67	4.76	4.90
	フランジ幅 b_f (mm)	250	250	250	290
	フランジ厚 t_f (mm)	12.07	12.07	12.12	14.34
	垂直補剛材の幅 b_{rs} (mm)	50	50	50	53
	垂直補剛材の厚さ t_{rs} (mm)	8.23	8.23	8.11	8.11
	水平補剛材の幅 b_{hs} (mm)	40	51	85	55
	水平補剛材の厚さ t_{hs} (mm)	5.85	5.85	5.97	5.97
	垂直補剛材の間隔 a (mm)	1000	1000	1000	1330
	垂直補剛材の剛度 ($\times \gamma_{rs}$)	1.03	1.03	0.96	0.78
	水平補剛材の剛度 ($\times \gamma_{hs}$)	0.45	0.93	4.16	0.78
	ウェブ幅厚比 b_w/t_w	353	353	347	449
ウェブ縦横比 a/b_w	0.61	0.61	0.61	0.61	
ウェブとフランジの面積比 $b_w \cdot t_w / b_f \cdot t_f$		2.55	2.55	2.59	2.59
降伏点	フランジ (kgf/mm^2)	30.6	30.6	29.3	29.3
	ウェブ (kgf/mm^2)	31.2	31.2	30.9	31.2
	垂直補剛材 (kgf/mm^2)	31.5	31.5	30.4	30.4
	水平補剛材 (kgf/mm^2)	31.5	31.5	31.8	31.8



写真一 載荷実験の状況

表一2(b) 供試体テストパネル部の諸元および測定降伏応力(Cシリーズ, Sシリーズ)

供試体番号		C-21	C-22	C-23	C-24	C-25	C-26	C-27	C-28	S-21	S-22	S-23	S-24	S-25	S-26	
寸法	テストパネルの長さ (mm)	2000	2000	2000	2000	2660	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2660
	ウェブ高さ b_w (mm)	1650	1650	1650	1650	2200	1650	1650	1650	1650	1650	1650	1650	1650	1650	2200
	ウェブ厚さ t_w (mm)	4.65	4.65	4.76	4.76	4.90	4.73	4.73	4.73	4.65	4.65	4.64	4.73	4.73	4.90	4.90
	フランジ幅 b_f (mm)	250	250	250	250	290	250	250	250	300	300	300	300	300	340	340
	フランジ厚 t_f (mm)	12.07	12.07	12.12	12.12	14.34	12.12	12.12	12.12	21.58	21.58	21.58	21.22	21.22	23.90	23.90
	垂直補剛材の幅 b_{rs} (mm)	50	62	50	50	53	50	50	50	50	62	50	50	50	53	53
	垂直補剛材の厚さ t_{rs} (mm)	8.23	8.23	8.11	8.11	8.11	8.11	8.11	8.11	8.23	8.23	8.23	8.11	8.11	8.11	8.11
	水平補剛材の幅 b_{hs} (mm)	40	40	85	51	55	51	51	51	40	40	40	51	85	55	55
	水平補剛材の厚さ t_{hs} (mm)	5.85	5.85	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.85	5.85	5.85	5.97	5.97	5.97	5.97
	垂直補剛材の間隔 a (mm)	1000	1000	1000	1000	1330	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1330
	垂直補剛材の剛度 ($\times \gamma_{rs}$)	1.04	1.99	0.96	0.96	0.78	0.98	0.98	0.98	1.04	1.99	1.05	0.98	0.98	0.78	0.78
	水平補剛材の剛度 ($\times \gamma_{hs}$)	0.46	0.46	4.16	0.90	0.78	0.92	0.92	0.92	0.46	0.46	0.46	0.92	4.24	0.78	0.78
	ウェブ幅厚比 b_w/t_w	355	355	347	347	449	349	349	349	355	355	356	349	349	449	449
ウェブ縦横比 a/b_w	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	
ウェブとフランジの面積比 $b_w \cdot t_w / b_f \cdot t_f$		2.54	2.54	2.59	2.59	2.59	2.58	2.58	2.58	1.19	1.19	1.18	1.23	1.23	1.33	
降伏点	フランジ (kgf/mm^2)	30.6	30.6	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.4	29.4	29.4	29.2	29.2	28.8	
	ウェブ (kgf/mm^2)	31.8	31.8	30.9	30.9	31.2	31.2	31.2	31.2	31.4	31.4	31.6	30.8	30.8	31.2	
	垂直補剛材 (kgf/mm^2)	31.5	31.5	30.4	30.4	30.4	30.4	30.4	30.4	31.5	31.5	31.5	30.4	30.4	30.4	
	水平補剛材 (kgf/mm^2)	31.5	31.5	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.5	31.5	31.5	31.8	31.8	31.8	

mmのメッシュを入れ各交点で載荷前と除荷までの数回の荷重段階毎に変位計を用いて測定した。

3. 実験結果と考察

表一3に降伏モーメント M_y , 降伏せん断力 V_y の計算値および、曲げ耐荷力 M_u , せん断耐荷力 V_u の実験値を示す。ここで、 M_y , V_y は材料試験の結果を用いて次式により求めた。

$$M_y = b_w (A_f \sigma_{yf} + \frac{1}{6} A_w \sigma_{yw}) \dots\dots\dots (1)$$

$$V_y = \frac{\sigma_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot A_w \dots\dots\dots (2)$$

ここで A_f : 圧縮フランジの断面積, A_w : ウェブの断面積, b_w : ウェブの高さ, σ_{yf} : フランジの降伏点, σ_{yw} : ウェブの降伏点

なお、 M_u はテストパネル中央に生じる曲げモーメントの値とした。

(1) 変形挙動

a) 初期面外変位

表一4にテストパネルの初期面外変位 δ_{0max} および最高荷重時における面外変位 δ_{max} を示す。図一3に各供試体の最高荷重時におけるテストパネル部ウェブの面外変位の等高線図を示す。図中の破線は補剛材位置を示す。

表一4に示す初期面外変位 δ_{0max} は2段目の水平補剛材と下フランジで囲まれた部分に生じており、桁高1650mmの供試体では2.5~11.3mm、桁高2200mmの供試体では5.7~9.7mmであった。現行の道示では部材の精度としてプレートガーダーのウェブの平面度を $b_w/250$ (b_w : 桁高)としており、これによると桁高1650mmでは6.6mm、桁高2200mmでは8.8mmとなるが、この値を超える供試体も見られる。水平補剛材の剛度のみが異なる供試体の初期面外変位量を比較すると、B, Cシリーズにおいては補剛材によるウェブの補剛効果が見られる傾向にある。しかしながら文献18)にも述べられているが、最高荷重時での面外変形状と初期たわみの性状との関連性は特に見られなかった。

b) 破壊に至るまでの挙動

図一4にB, S各シリーズについて水平, 垂直補剛材

表-3 耐荷力実験結果

供試体番号	幅厚比パラメータ		降伏モーメント	降伏せん断力	実験結果		Mu	Vu
	λ_x	λ_y	My (t·m)	Vy (tf)	Mu (t·m)	Vu (tf)	My	Vy
B-21	1.036	—	218.5	—	189.5	—	0.868	—
B-22	1.036	—	218.5	—	201.8	—	0.924	—
B-23	1.011	—	213.0	—	206.7	—	0.970	—
B-24	1.316	—	391.7	—	336.6	—	0.859	—
C-21	1.050	2.372	219.4	140.9	128.7	66.0	0.587	0.468
C-22	1.050	2.372	219.4	140.9	129.8	66.6	0.592	0.473
C-23	1.011	2.283	213.0	139.9	138.6	71.1	0.651	0.508
C-24	1.011	2.283	213.0	139.9	140.5	72.1	0.660	0.515
C-25	1.316	2.967	391.7	194.1	225.2	89.0	0.575	0.459
C-26	1.023	2.310	213.4	140.7	158.5	49.5	0.743	0.352
C-27	1.023	2.310	213.4	140.7	160.6	55.4	0.753	0.394
C-28	1.023	2.310	213.4	140.7	154.1	64.2	0.722	0.456
S-21	1.044	2.357	380.3	139.1	78.7	78.7	0.207	0.566
S-22	1.044	2.357	380.3	139.1	81.5	81.5	0.214	0.586
S-23	1.306	1.941	380.6	139.7	78.9	78.9	0.207	0.565
S-24	1.017	2.296	373.1	139.0	91.0	91.0	0.244	0.655
S-25	1.017	2.296	373.1	139.0	88.5	88.5	0.237	0.637
S-26	1.316	2.967	638.5	194.1	128.1	96.3	0.201	0.496

表-4 テストパネルの面外変位

供試体番号	b _w (mm)	δ_{max} (mm)		b _w / δ_{max}	
		δ_{max} (初期面外変位)	δ_{max} (最高荷重時の面外変位)	b _w / δ_{max}	b _w / δ_{max}
B-21	1650	11.3	30.1*	146	55
B-22	1650	8.0	26.1*	206	63
B-23	1650	4.8	20.3	344	81
B-24	2200	7.4	47.4	297	46
C-21	1650	8.2	20.4	201	81
C-22	1650	7.0	24.4	236	68
C-23	1650	2.5	18.1	660	91
C-24	1650	5.1	17.8	324	93
C-25	2200	9.7	26.5*	227	83
C-26	1650	2.7	13.1	611	126
C-27	1650	4.4	19.6*	375	84
C-28	1650	5.4	16.8*	306	98
S-21	1650	5.9	31.0*	280	53
S-22	1650	7.1	36.1*	232	46
S-23	1650	6.5	15.9	254	104
S-24	1650	5.0	43.4	330	38
S-25	1650	8.0	35.2	206	47
S-26	2200	5.7	20.8	386	106

δ_{max} : ウェブ面外変位 (初期面外変位)
 δ_{max} : ウェブ面外変位 (最高荷重時の面外変位)
 なお *印は最高荷重後の値である (図-3参照)。

の剛度が $1.0 \gamma_{threq}$, $1.0 \gamma_{vreq}$ の供試体の荷重と最高荷重時に最大の変位を示した測定位置における鉛直たわみ量との関係および破壊に至るまでの供試体の挙動を示す。

図中の UF, LF, W, HS, VS はそれぞれ上フランジ, 下フランジ, ウェブ, 水平補剛材, 垂直補剛材の一部が降伏し始めたときの荷重 (ひずみの測定値から計算される応力が降伏応力に達したときの荷重) を示している。

B シリーズでは, 最高荷重に対して比較的低荷重で上フランジの一部が降伏し, 最高荷重に達する前にウェブ, 下フランジの一部が順に降伏している。垂直補剛材および水平補剛材については, 剛度の違いにより部分的に降伏する荷重レベルに違いが見られるがウェブの一部が降伏した後, 降伏している。なお試験中, 上下フランジの水平方向の変位は見られず, また横倒れ治具に荷重はほとんど作用しなかった。

S シリーズではウェブの一部が降伏し, 最高荷重に達した後, 下フランジ, 上フランジの一部が順に降伏している。最高荷重時において上フランジは, ウェブの斜張力場により引張られ, 支点付近において鉛直方向に変位していることが観察された。

c) 水平補剛材の剛度と面外変位

図-3 について水平補剛材の剛度のみが $0.5, 1.0, 5.0 \gamma_{threq}$ と異なる供試体 ((B-21, B-22, B-23), (C-21, C-24, C-23), (S-21, S-24, S-25)) に着目すると, 水平補剛材剛度が $0.5 \gamma_{threq}$ の供試体では水平補剛材位置における変位の拘束がほとんど見られない。しかし, 水平補剛材剛度が $1.0 \gamma_{threq}$ と $5.0 \gamma_{threq}$ の供試体では B シリーズでは十分とは言えないものの, C シリーズと S シリーズでは水平補剛材で区切られた圧縮側の 2 つのパネルでは変形が拘束され, 引張り側のパネルで変形が生じている。

図-5 (a)~(c) に水平補剛材の剛度のみが異なる供試体に関する荷重と水平補剛材の軸方向ひずみの関係を

示す。ここで横軸のひずみは最高荷重時に最も大きな値を示したゲージ位置 (図中の黒丸; 縁端から 10 mm の位置) での値である。ここで水平補剛材の剛度 $0.5 \gamma_{threq}$, $1.0 \gamma_{threq}$, $5.0 \gamma_{threq}$ に対して, 水平補剛材の幅はそれぞれ 40, 51, 85 mm であり, 断面積比は $1:1.3:2.1$ である。B シリーズと S シリーズについては水平補剛材剛度が $0.5 \gamma_{threq}$ の供試体では低い荷重段階からひずみが増加し, 最高荷重の 8 割前後で降伏し始めているのに対し, 水平補剛材剛度が $1.0 \gamma_{threq}$ と $5.0 \gamma_{threq}$ の供試体では, 低荷重時でのひずみの増加の割合は相対的に小さく, 最高荷重時に達しても降伏していない。C シリーズについては水平補剛材剛度が $0.5 \gamma_{threq}$ の供試体では最高荷重の 8 割程度までひずみの増加が抑えられているが, その後急激に増加し始め降伏応力に達している。しかし, 水平補剛材剛度が $1.0 \gamma_{threq}$ と $5.0 \gamma_{threq}$ の供試体では最高荷重に達するまでひずみの増加は抑えられ降伏していない。以上のことから, $1.0 \gamma_{threq}$ と $5.0 \gamma_{threq}$ の供試体では $0.5 \gamma_{threq}$ の供試体と比較して, 水平補剛材取付け位置においてウェブの面外変位が拘束されているものと考えられる。

d) 垂直補剛材の剛度と面外変位

図-3 について, 垂直補剛材の剛度のみが $1.0, 2.0 \gamma_{vreq}$ と異なる供試体 ((C-21, C-22), (S-21, S-22)) に着目すると, 垂直補剛材剛度が $1.0 \gamma_{vreq}$ の供試体 (C-21, S-21) では対角線方向に生じている面外変位に対し垂直補剛材位置での変位の拘束はあまり見られないことがわかる。これに対し $2.0 \gamma_{vreq}$ の供試体 (C-22, S-22) では垂直補剛材位置で変位が相対的に拘束され, 特に S シリーズではその傾向が顕著である。ただしここで比較した供試体 ((C-21, C-22), (S-21, S-22)) の水平補剛材の剛度は $0.5 \gamma_{threq}$ であり, 水平補剛材位置での面外変位の拘束はほとんど見られない。一方, 水平補剛材の剛度のみが $1.0, 5.0 \gamma_{threq}$ と異なる供試体



図—3 最高荷重時におけるウェブの面外変位

((C-24, C-23), (S-24, S-25)) では垂直補剛材の剛度が $1.0 \gamma_{weq}$ でも垂直補剛材位置でのウェブの変位の拘束が見られており、曲げとせん断が作用する場合、水平補剛材および垂直補剛材の両者の剛度が相互に面外変位の拘束に影響しているものと考えられる。

図—6 (a), (b) に垂直補剛材の剛度のみが異なる供試体に関する荷重と垂直補剛材のひずみの関係を示す。

ここで横軸のひずみは、最高荷重時に最も大きな値を示したゲージ位置 (図中の黒丸; 縁端から 10 mm の位置) での値である。剛度が $1.0 \gamma_{weq}$ と $2.0 \gamma_{weq}$ ではそれぞれ垂直補剛材の幅が 50 mm, 62 mm であり断面積の比が 1.2 程度であるが、C, S シリーズともに比較的低い荷重段階からひずみ量に差が生じている。特に S シリーズでは、 $1.0 \gamma_{weq}$ の供試体の方が $2.0 \gamma_{weq}$ の供試体に比

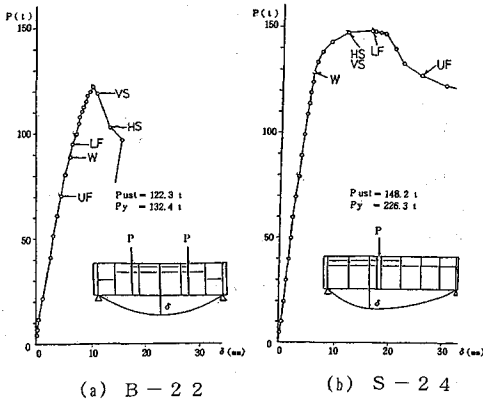


図4 荷重とたわみの関係および破壊に至るまでの挙動

$$\lambda_{\sigma} = \max(\lambda_{\sigma i})$$

ここで示した幅厚比パラメータ $\lambda_{\sigma i}$ は、ウェブパネルを区切る補剛材が十分に剛であることを前提としている。

図中には既存の実験結果に基づく回帰式を示している。この式は水平及び垂直補剛材なしの供試体を対象に行った既存の純曲げ耐力実験データの中から、上下フランジ対称桁で横座屈やねじれ座屈の影響を受けていないと考えられる上下フランジ対称桁のデータ 36 個¹⁹⁾を選んで最小 2 乗法により求めた式である。また図中には今回の実験の供試体諸元に対する文献 8) の算定式による計算結果 (ただし $\sigma_{yw} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$, γ_h, γ_v はそれぞれ $1.0 \gamma_{hreq}, 1.0 \gamma_{vreq}$ として計算) を示した。今回の実験結果は既存の実験結果と比較して下限値側の値となっている。今回の供試体は、ウェブとフランジの面積比が大きい ($A_w/A_f = 2.55 \sim 2.59$) こと、ウェブ座屈が先行して生じること、補剛材交差部を不連続にしていること等の特徴があり、これらの要因等により曲げ耐力が相対的に低くなっているものと考えられる。

較して低い荷重段階からひずみの増加が見られる。

e) 水平補剛材の配置と面外変位

S シリーズのうち水平補剛材の配置のみが異なる供試体 (S-21, S-23) については図-3 に示すようにウェブの面外変形の状況に差が見られる。しかし表-4 に示すとおりせん断耐力 V_u/V_y はそれぞれ 0.566, 0.565 で両者の差は見られておらず、水平補剛材の剛度 ($0.5 \gamma_{hreq}$) が面外変位の拘束には不十分で水平補剛材の配置を変えたことによる効果が十分に現われなかったことが一因と考えられる。

(2) 耐力特性

a) 曲げ耐力

図-7 に今回の実験結果と既存の実験結果について、幅厚比パラメータ λ_{σ} と曲げ耐力 M_u/M_y の関係を示す。既存の実験結果については、水平補剛材を 1, 2 本有する上下フランジ対称桁で、横座屈やねじれ座屈の影響を受けていないと考えられるデータ¹⁹⁾を示している。幅厚比パラメータ λ_{σ} は水平、垂直補剛材および上下フランジで区切られた各パネルについて、式 (3) により $\lambda_{\sigma i}$ を計算し、その最大値としている。

$$\lambda_{\sigma i} = \sqrt{\frac{\sigma_{ywi}}{\sigma_{cri}}} = \frac{b_i}{t_w} \sqrt{\frac{12\sigma_{ywi}(1-\nu^2)}{E\pi^2 k_{\sigma i}}} \dots\dots\dots (3)$$

i : パネルの番号 ($i=1, 2, 3$), σ_{ywi} : ウェブの上端が下降伏点に達したときのパネル i の上縁の応力, σ_{cri} : パネル i の弾性座屈応力, b_i : パネル i の高さ, a : パネル i の幅, t_w : ウェブの厚さ, E : ヤング率 ($=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$), ν : ポアソン比 ($=0.3$)

$k_{\sigma i}$: パネル i の座屈係数¹⁾

$$= \begin{cases} 23.9 \left(\frac{1-\phi_i}{2} \right)^2 & (-7 \leq \phi_i \leq -1) \\ 10\phi_i^2 - 6.264\phi_i + 7.636 & (-1 < \phi_i < 0) \dots\dots (4) \\ 8.4 / (1.1 + \phi_i) & (0 \leq \phi_i \leq 1) \end{cases}$$

$\phi_i = (\text{パネル } i \text{ の下縁の応力} / \text{上縁の応力})$

b) 水平補剛材剛度と曲げ耐力の関係

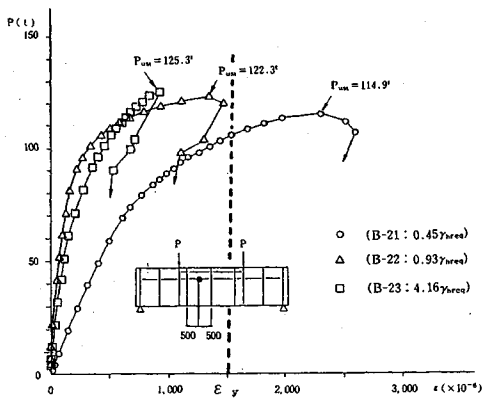
図-8 は B シリーズについて、水平補剛材の剛度のみを 0.5, 1.0, 5.0 γ_{hreq} に変えた供試体 (B-21, B-22, B-23) と B-22 ($b_w/t_w = 353$) に対し幅厚比を変えた B-24 ($b_w/t_w = 449$) について、水平補剛材の剛度と曲げ耐力の関係を示したものである。図中の記号は図-3 に示した最高荷重時におけるテストパネルの変形状況をおおよそ 2 つのパターンに分類したものである。添字は供試体名と垂直補剛材の剛度 γ_v/γ_{vreq} を示している。

1.0 γ_{hreq} の供試体 B-22 の曲げ耐力は、0.5 γ_{hreq} の供試体 B-21 と比較して B シリーズで 6% 程度高くなっている。5.0 γ_{hreq} の供試体 B-23 の曲げ耐力は、1.0 γ_{hreq} の供試体 B-22 と比較して 5% 程度高くなっている。

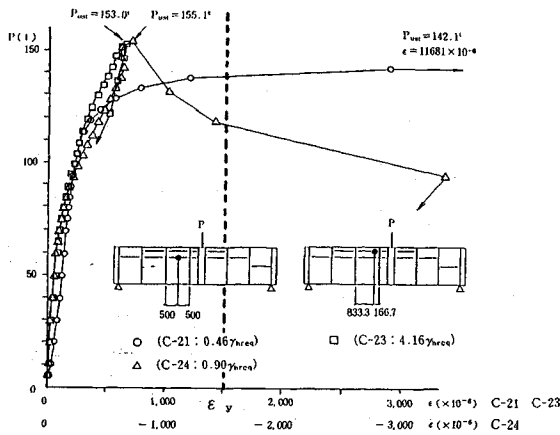
図中には供試体の寸法諸元を用いて、剛度および幅厚比 b_w/t_w をパラメータとして文献 8) の算定式により求めた曲げ耐力の計算結果 (実線および点鎖線) を示した。図中の矢印と点線で示す値は、計算上、単一パネルの極限強度の最小値と部分パネルの極限強度が等しくなるときの水平補剛材の剛度 γ_h/γ_{hreq} を示している。各幅厚比について、ウェブの極限強度は点線で示した値以下では部分パネルの強度で決まり、それ以上では単一パネルで決まる。すなわち単一パネルで強度が決まる場合には、それ以上剛度を上げてでも耐力は計算では大きくならない。実験結果と計算値の傾向から、本実験の供試体の寸法諸元では、 γ_{hreq} の 1.0 倍以上剛度を大きくしても耐力はほとんど上昇しないものと推測される。

c) せん断耐力

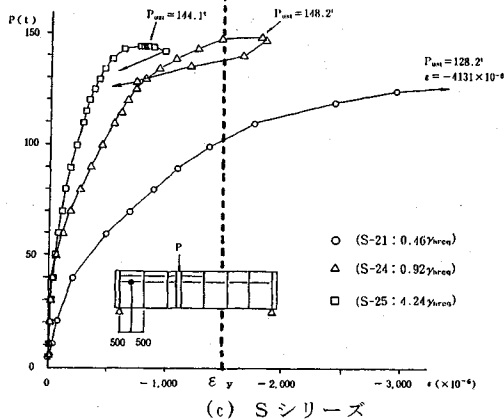
図-9 に今回の実験結果と既存の実験結果について、



(a) B シリーズ



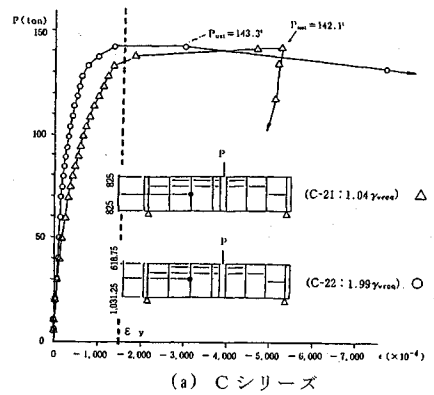
(b) C シリーズ



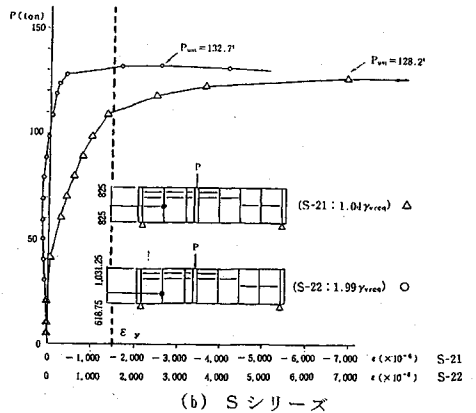
(c) S シリーズ

図5 荷重と水平補剛材のひずみの関係

せん断耐力 V_u/V_y と幅厚比パラメータ λ_c の関係を示す。既存の実験結果については、純せん断（テストパネル部中央で曲げが0）および曲げせん断を受ける水平補剛材1, 2本を有する上下フランジ対称桁のデータ¹⁹⁾を示している。幅厚比パラメータ λ_c は、垂直および水平補剛材で区切られた各パネルについて式(5)により λ_{ci} を計算し、その最大値としている。このように水平、



(a) C シリーズ



(b) S シリーズ

図6 荷重と垂直補剛材のひずみの関係

垂直補剛材を有する桁の耐力を単一パネルの幅厚比パラメータにより整理することは、若干無理があると考えられるが、ここでは主に既存の実験結果との関係を把握するための一整理方法として参考に示した。

$$\lambda_{ci} = \sqrt{\frac{\tau_{ywi}}{\tau_{cri}}} = \frac{b_i}{t_w} \sqrt{\frac{12\tau_{ywi}(1-\nu^2)}{E\pi^2 k_{ci}}} \quad \dots \quad (5)$$

i : パネルの番号, τ_{ywi} : せん断降伏応力 ($=\sigma_{yw}/\sqrt{3}$),
 τ_{cri} : パネル i の弾性座屈応力,
 k_{ci} : パネル i の座屈係数 (4辺単純支持板)¹⁾

$$= \begin{cases} 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} & (\alpha \geq 1) \\ 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} & (\alpha < 1) \end{cases} \quad \dots \quad (6)$$

α : アスペクト比 ($=a/b_i$)

$\lambda_c = \max(\lambda_{ci})$

なお、Cシリーズの結果も参考として示しているが、曲げも作用しており他のデータと比較して低くなっている。図中には、実験値とともに既存の実験結果に基づく回帰式を示している。この式は、水平及び垂直補剛材なしの供試体（上下フランジ対称桁）を対象に行った純せ

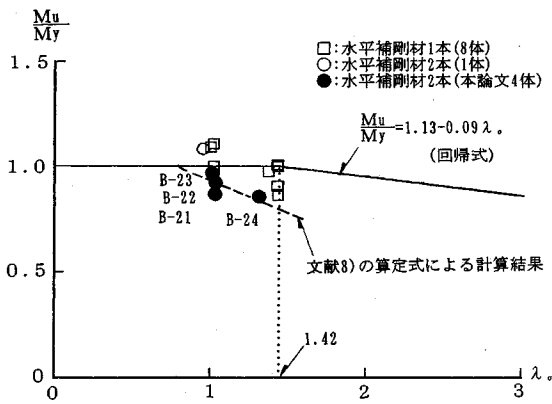


図-7 幅厚比パラメータと曲げ耐力の関係

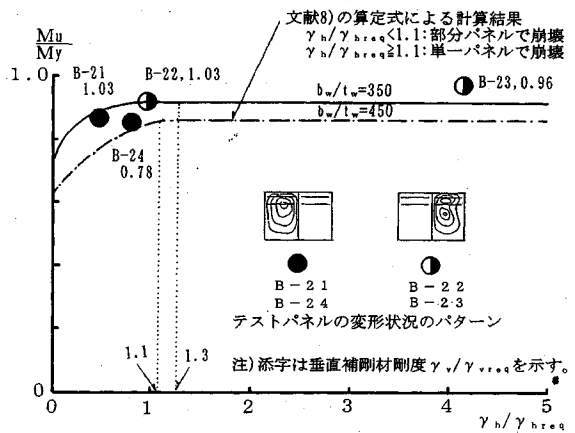


図-8 水平補剛材の剛度と曲げ耐力の関係

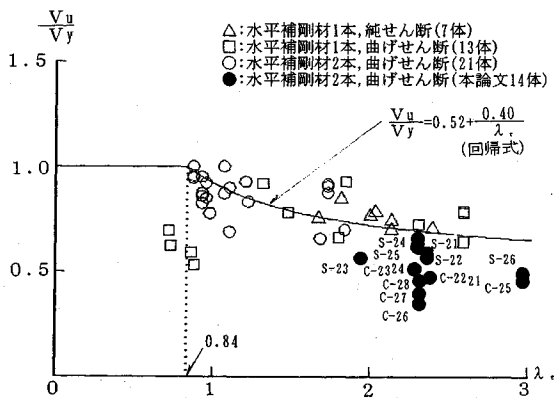


図-9 幅厚比パラメータとせん断耐力の関係

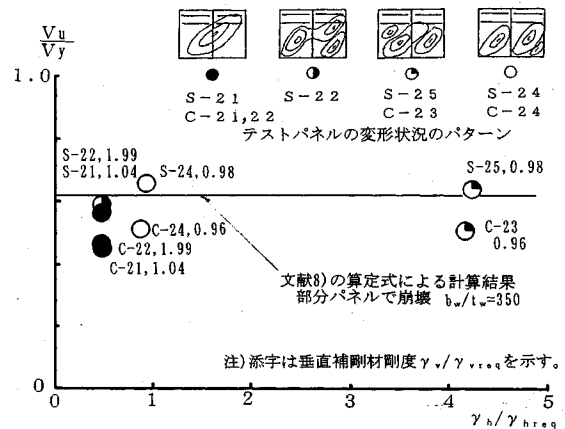


図-10 水平補剛材の剛度とせん断耐力の関係

ん断耐力実験データ 22 個¹⁹⁾を選んで最小 2 乗法により求めた式である。S シリーズの実験結果は既存の実験結果よりも若干低い傾向にある。

d) 水平および垂直補剛材剛度とせん断耐力の関係

図-10 は C, S シリーズについて、水平補剛材の剛度とせん断耐力の関係を示したものである。図中の記号は図-3 に示した最高荷重時におけるテストパネルの変形状況をおおよそ 4 つのパターンに分類したものである。添字は供試体名と垂直補剛材の剛度 γ_v/γ_{vreq} を示している。

図中には供試体の寸法諸元を用いて、剛度およびアスペクト比をパラメータとして文献8)の算定式により求めた計算結果を示した。水平補剛材剛度が、 $0.5 \gamma_{hreq}$ の供試体 (S-21) と $1.0 \gamma_{hreq}$ の供試体 (S-24) を比較すると、せん断耐力で 16% 程度、 $1.0 \gamma_{hreq}$ の供試体の耐力の方が高くなっている。しかし、水平補剛材剛度が $1.0 \gamma_{hreq}$ の供試体と $5.0 \gamma_{hreq}$ の供試体 (S-25) を比較すると、逆に若干小さくなっており、水平補剛材の剛度を大きくしても耐力の差は見られない。

垂直補剛材の剛度のみが 1.0 (幅 50 mm), $2.0 \gamma_{vreq}$ (幅 62 mm) と異なる供試体 (S-21, S-22) のせん断耐力の差は 3% 程度でありほとんど差が見られなかった。

以上のせん断耐力と補剛材の剛度の関係は、図中に示した補剛材による面外変形の拘束状況の傾向と比較的良好に対応している。それぞれ水平および垂直補剛材の剛度が道示の必要剛度程度を境界としてその傾向が変化しており、必要剛度以上になると拘束状況、耐力ともに大きく変化しない傾向にあることが観察された。

4. まとめ

水平補剛材を 2 本有するプレートガーダー供試体 18 体の載荷実験により得られた主な結果を以下にまとめる。

(1) 最高荷重時におけるテストパネルの面外変形状況と試験前の初期の面外変形状況との関連性は特に見られなかった。

(2) B シリーズの実験結果をウェブの幅厚比パラメータを用いて整理した結果、今回の実験結果は既存の実験結果と比較して下限値側の値を示していた。

(3) B, Cシリーズについて、水平補剛材の剛度のみが異なる供試体(各シリーズ(B-21, B-22, B-23), (C-21, C-24, C-23))の曲げ耐力と水平補剛材剛度の関係より、 $1.0 \gamma_{hreq}$ 以上の剛度を与えても曲げ耐力はほとんど上昇しないことが確認された。

(4) Sシリーズについて、水平補剛材の剛度のみが異なる供試体(S-21, S-24, S-25)のせん断耐力と水平補剛材の剛度の関係より、 $1.0 \gamma_{hreq}$ 以上の剛度を与えてもせん断耐力はほとんど上昇しないことが確認された。

(5) 水平補剛材および垂直補剛材による面外変形の拘束効果については、補剛材の剛度 $1.0 \gamma_{hreq}$, $1.0 \gamma_{vreq}$ 程度を境界に異なることが観察された。この傾向は補剛材剛度に対する曲げ耐力およびせん断耐力の変化の傾向と比較的良く対応していることが確認された。

謝辞 実験計画の立案および本実験結果のとりまとめに関して、(社)日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会鋼部材検討班(昭和59年3月~63年3月)(主査:福本啓士大阪大学教授)の委員の方々から貴重な示唆を頂いた。また本論文をまとめるにあたって、名古屋大学の宇佐美勉教授および中部大学の塩見弘幸助教授から貴重な助言を頂いた。また、実験結果のとりまとめに関して、館厚志氏(昭和62~63年度 部外研究員)、斎藤浩氏(平成元~2年度 部外研究員(現トピー工業(株)))にご協力頂いた。ここに感謝致します。

参考文献

- 1) 福本啓士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.
- 2) Dubas, P. and Gehri, E. ed.: Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS-Technical Committee 8, 1986.
- 3) Galambos, T.V. ed.: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Fourth ed.: John Wiley&Sons, 1987.
- 4) 塩見弘幸・伊藤義人・福本啓士: プレートガーダーの耐力実験データの調査, 構造工学論文集, Vol. 33 A, 1987年3月.
- 5) 塩見弘幸・福本啓士: 実験データによるプレートガーダーの終局限界強度式の検討, 構造工学論文集, Vol. 34 A 1988年3月.

- 6) Structural Strability Research Council: Stability of Metal Structures, A World View, 2nd. ed., Lehigh University, 1989.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編, 1990.
- 8) 薄板構造の強度と設計に関する調査研究グループ: 薄板構造の強度と設計に関する調査研究, 土木学会関西支部共同研究グループ報告書, 1988, 1989.
- 9) 建設省土木研究所橋梁研究室: プレートガーダー耐力実験報告, 土木研究所資料, 第2533号, 1987年12月.
- 10) 藤原 稔・村越 潤・鹿嶋久義: 水平補剛材2本を有するプレートガーダーの耐力実験, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, 1988年10月.
- 11) 藤原 稔・村越 潤・鹿嶋久義: 水平補剛材2本を有するプレートガーダーの耐力の検討, 第18回日本道路会議, 1989年10月.
- 12) 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. 35 A, 1989年3月.
- 13) 三上市蔵: プレートガーダーのフランジ垂直座屈強度の算定法, 土木学会第44回年次学術講演会概要集, 1989年10月.
- 14) 三上市蔵・山里 靖: 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, 構造工学論文集, Vol. 36 A, 1990年3月.
- 15) 三上市蔵・木村泰三・徳田浩一: プレートガーダーのフランジ垂直座屈強度の算定法, 構造工学論文集 Vol. 36 A, 1990年3月.
- 16) Usami, T.: Post-Buckling of Plates in Compression and Bending, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST 3, Mar., 1982, pp.591~609.
- 17) 三上市蔵・木村泰三: プレートガーダーの補剛材の配置と剛度, 構造工学論文集 Vol. 36 A, 1990年3月.
- 18) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵: 水平補剛材を有するプレート・ガーダーの曲げ耐力実験, 土木学会論文報告集, 第234号, 1975年2月.
- 19) 建設省土木研究所橋梁研究室: 既存のプレートガーダー耐力実験データに関する検討, 土木研究所資料, 第2940号, 1991年3月.
- 20) 東海鋼構造研究グループ: 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性への適用(下), 橋梁と基礎, 1980年12月.
- 21) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵: 水平補剛材を有するプレートガーダーのせん断耐力, 土木学会論文報告集, No. 235, 1975年3月.

(1991.7.23 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE ULTIMATE STRENGTH OF PLATE GIRDERS WITH TWO LONGITUDINAL STIFFENERS

Minoru FUJIWARA, Kazuhiro NISHIKAWA, Jun MURAKOSHI and Hisayoshi KASHIMA

This paper presents a study on the ultimate strength of plate girders with two longitudinal stiffeners. The static loading tests were carried out with 18 full size scale specimens under pure bending, shear or combined bending and shear loading. We investigated ultimate strength, behavior and failure patterns of web panels experimentally and compared the test results with some strength formulas and other experimental data.