

鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐力力とに関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR LAG AND ULTIMATE STRENGTH
IN CORNER PARTS OF STEEL RIGID FRAME STRUCTURES中井 博^{*}、福岡 悟^{**}、酒造敏廣^{***}、明橋克良^{****}

By Hiroshi NAKAI, Satoru FUKUOKA, Toshihiro MIKI and Katsuyoshi AKEHASHI

This paper reports an experimental study on the shear lag and ultimate strength of corner parts in the steel rigid frame structures. Four test specimens of corner parts with right or skew angle were tested within the elastic range. Thereafter, the strength of these specimens was investigated up to the failure. A simplified method for estimating the normal stress due to the shear lag is proposed in comparison of elastic tests with theoretical results by using a beam model for corner parts. The relationship between the ultimate strength and shear lag is also examined through the limit state analysis.

1. まえがき

近年、都市高速道路の路線内には、薄肉箱形断面部材で構成された鋼製ラーメン橋脚が数多く建設されている¹⁾。この種のラーメン構造物では、梁部材と柱部材との結合部分（以下、隅角部という）でせん断力が急変するため、隅角部近傍の断面に著しい Shear lag現象が発生し、その断面を構成するフランジ・プレートに垂直応力度や腹板のせん断応力度は初等梁理論によるものと著しく相違するということが、古くから知られている。

それらの研究としては、隅角部を薄板の集合体としてモデル化し、それに作用する応力を二次元弾性問題として取り扱った奥村・石沢²⁾の研究がある。そして、Shear lag によるフランジ・プレートの付加応力を求めるための級数解が示され、さらにノモグラフを用いた隅角部の垂直応力算定法も提案されている³⁾。この研究成果は、わが国の現行の各公団・公社^{4)~5)}の設計基準（以下、現行設計基準という）として採用されてきている。しかし、最近のラーメン橋脚構造の多様化に対処するため、隅角部に対する実験が実施されるときにも、有限要素法を用いた立体的応力解析も数多く試みられ、隅角部の Shear lag現象について種々な検討が加えられている^{6)~8)}。

一方、現行の許容応力度設計法に代わる限界状態設計法をこの種の構造物にも導入しようとするれば、隅角

[*]	工博	大阪市立大学教授	工学部土木工学科（〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138）
^{**}		阪神高速道路公団課長	工務部工務課（〒541 大阪市東区北久太郎町 4-68 大阪ヒタビビル内）
^{***}	工博	大阪市立大学助手	工学部土木工学科（〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138）
^{****}		大阪市立大学大学院	工学研究科前期博士課程在学中（〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138）

部の耐力力を正しく評価しておくことが必要である。しかし、Shear lag 現象が卓越するうえ、フランジ・プレートに座屈現象⁹⁾も起こるラーメン隅角部の耐力力特性に関する実験的研究は、あまり見あたらない。したがって、隅角部の耐力力・安全性を評価するための実験データが、不足しているのが現状である。

本文は、隅角部に発生する Shear lag 応力のより簡便な算定法、および、Shear lag と耐力力との相関性を検討するため、梁と柱との交差角が直角あるいは斜角の隅角部供試体（合計 4 体）について弾性および耐力実験を行ったものである。まず、隅角部の Shear lag 現象を解析するための構造解析モデルについて述べ、これによって得られた解析結果と弾性実験結果とを比較し、隅角部の Shear lag 応力特性について考察する。つぎに、耐力実験結果から得られた荷重－ひずみ曲線や荷重－変位曲線を整理し、隅角部の崩壊挙動特性を調べる。最後に、これらの結果を総合してラーメン隅角部近傍の Shear lag 応力の簡易計算法について検討し¹⁰⁾、また極限解析や現行設計基準との比較を通じて、隅角部の耐力力、および、耐力力と Shear lag との相関性について考察する。

2. 実験概要

(1) 隅角部供試体

鋼製ラーメン橋脚の実績調査結果¹⁾を参考にして、Fig.1 に示すように、梁と柱との交差角が直角の隅角部供試体 3 体 (KS1～KS3)、斜角 (60°) な隅角部供試体 1 体 (KS4)、合計 4 体の実験供試体を製作した。供試体の梁および柱はすべて同一の断面寸法で、それらの骨組軸線の長さ l は後述する実験装置の制約から約 1,100mm とし、断面の薄肉中心線が縦 540mm×横 400mm の箱形断面とした。その際、フランジ・プレートには縦補剛材を 2 本配置したが、梁・柱との結合部分における縦補剛材は、通常のラーメン隅角部と同様に、部材軸方向に不連続とした。

供試体の製作には、SS41 相当の 4.5、6 および 9mm 厚の鋼板を用い、断面寸法諸元の詳細は、隅角部の Shear lag と耐力力とに関連する以下の諸点に留意して決定した。

①フランジ・プレートの幅厚比パラメータ R_f

フランジ・プレートの幅厚比の変動による隅角部の応力特性と耐力力特性とを明らかにするため、幅厚比パラメータ、

$$R_f = \frac{B}{(nr+1)t_r} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad \dots(1)$$

を、0.4、0.6 および 0.8 の 3 種類に選定した。ここに、 B ：腹板の板厚中心間距離、 t_r ：フランジ・プレートおよび腹板の板厚、 nr ：フランジ・プレートの縦補剛材本数 (= 2)、 σ_y ：降伏点、 μ ：ポアソン比 (= 0.3)、 E ：ヤング係数 (= 2.06×10^5 MPa)、 k ：板の座屈係数 (= 4.0)。

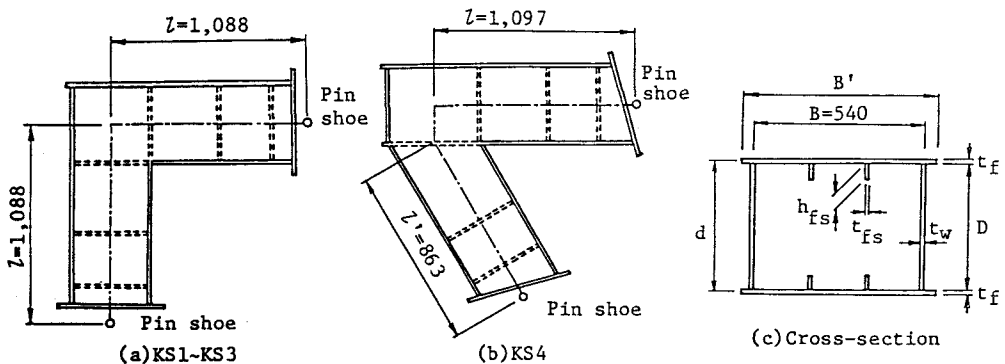


Fig.1 Detail of test specimens (Unit:mm)

Table 1 Cross-sectional dimensions and parameters of test specimens

Items Specimens	Cross-sectional dimensions (mm)						Plate slen- derness R_f	Shear lag parameter			
	B'	D	t_f	t_w	h_{fs}	t_{fs}		s	α (cm^{-1})	β	γ
KS1	588.3	394.8	8.67	8.67	42.0	6.02	0.41	0.7473	0.0578	13.341	0.1250
KS2	588.0	398.5	6.02	8.67	34.0	6.02	0.60	1.0769	0.0545	11.852	0.1156
KS3	587.3	400.4	4.33	8.67	28.0	4.33	0.82	1.4997	0.0514	10.566	0.1054
KS4	588.1	398.8	5.78	8.67	34.0	5.78	0.62	1.1660	0.0537	11.532	0.1133

Notes; s : Eq.(2), α, β and γ : Eq.(12).

②フランジ・プレートと腹板との断面積比 s

隅角部の Shear lag応力特性を表すパラメーターとして、フランジ・プレートと腹板との断面積比

$$s = D t_w / B t_f \quad \dots(2)$$

を選定し、 s 値を約0.75、1.125、および1.5の3種類とした。

③腹板の板厚 t_w

上記のパラメーター R_f 値と s 値との関連から腹板の板厚は9mmとした。

供試体KS1～KS4の実測寸法諸元および各種パラメーターをまとめると、Table 1 のとおりである。

なお、以下では、隅角部供試体の各部をFig. 2(a) を参照にして、次のように呼ぶことにする。

隅角部腹板：フランジ力 $F_1(F_1')$ および $F_2(F_2')$ が作用する部分の腹板

梁・柱交差部断面：フランジ力 $F_2(F_2')$ が作用する断面

(2) 実験方法

弾性および耐荷力実験に際しては、供試体の梁・柱交差部断面に、曲げモーメント、せん断力および軸方向力が組み合わさって作用するように供試体を載荷装置¹⁾内にセットした。すなわち、Photo 1に示すように、供試体をくの字形にセットし、その両端にはピン治具を取り付け、2台の油圧ジャッキ(100tonf) をベアにしたもので鉛直荷重 P を載荷した。

(3) 機械的性質

供試体を製作した鋼板 (SS41材) から、JIS 5号試験片を合計40本切り出し、引張試験を行った。

Table 2 には、ヤング係数 E 、ポアソン比 μ およびせん断弾性係数 G の平均値を示す。また、各供試体の平均降伏点 σ_y を示すと、Table 3のとおりである。

Table 2 Young's modulus, Poisson's ratio and shear modulus of elasticity

Young's modulus E (MPa)	Poisson's ratio μ	Shear modulus of elasticity G (MPa)
2.07×10^5	0.27	8.15×10^4

Table 3 Mean yield stress of steel

Specimens	KS1	KS2	KS3	KS4
σ_y (MPa)	290	306	289	302

3. 隅角部供試体の弾性解析と弾性実験結果

(1) Shear lagを考慮した隅角部の弾性解析

a. 隅角部の構造解析モデル

ラーメンの隅角部を、通常の設計計算と同様に、梁・柱部材の骨組軸線でモデル化すると、梁・柱取付部でステップするせん断力を考慮できなくなる。

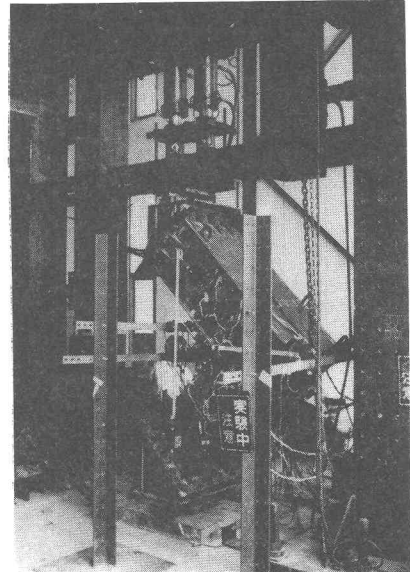


Photo.1 Experimental device

そこで、隅角部を含む梁・柱部材の構造解析モデルを、以下のように設定した¹⁰⁾。

すなわち、「隅角部に作用する軸方向力および曲げモーメントは、フランジ・プレートのみで受け持たせる」と仮定すれば²⁾、Fig. 2(a)~(b)に示す供試体KS1~KS3の梁・柱部材および供試体KS4の梁部材は、同図(c)のような張出し梁にモデル化できる。ここに、点1(1')~3(3')は、同図(a)~(b)のそれぞれに対応し、部材軸方向の座標軸xの原点は、隅角部の点1(1')に設定している。また、 P_x および P_z は、作用荷重Pの部材軸方向および直角方向の分力である。

このとき、支点1(1')および2(2')の反力は、次式で与えられるフランジ力 $F_1(=F_1')$ と $F_2(=F_2')$ に等しくなる。

$$F_1 = M_0/d - N/2, \quad F_2 = M_0/d + N/2 \quad \dots(3)a, b$$

ここに、 M_0 ：骨組軸線の交点Oにおける曲げモーメント、N：梁・柱交差部に作用する軸方向力。

また、梁部材に対して斜めに結合された供試体KS4の柱部材では、Fig. 2(b)に示すように、交差部内側の点2'からのフランジ力 F_2 が断面Aの方向に作用する。しかし、この断面は梁部材よりも腹板高さが大きくなるので、応力が最も厳しくなるのは、点2'から柱軸線に対して直角方向に F_2 の分力 F_2' が作用する断面Bになる。そこで、同図に示す点1と2'とを柱の軸線上に投影した点1'と2''とを支点とする上記と同様な張出し梁を、柱部材の解析モデルとすることにした。

張出し梁モデルの断面力図は、Fig. 2(d)~(f)に示すとおりである。ただし、支点1(1')に相当する隅角部の垂直応力は0であるので、軸方向力Nは、同図(d)に示すように、支点2(2', 2'')から1(1')まで直線的に変化するものとみなした。

b. 隅角部の Shear lag解析

上記の解析モデルにフランジ・プレート内の軸方向変位を二次放物線と仮定して解析¹²⁾すると、任意点xにおける垂直応力 σ は、次のように与えられる (Fig. 3 参照)¹⁰⁾。

①フランジ・プレート($z = \pm d/2 \pm tr/2$) :

$$\sigma = \frac{1}{1-\mu^2} \cdot \left[\pm \frac{M(x) + m(x)}{W_{ys}} \pm \frac{1}{4} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right\} \cdot \frac{m(x)}{W_{ys}} + \frac{N(x)}{A_s} \right], \text{ (複号同順)} \dots(4)$$

②腹板($z = -(d/2 + tr/2) \sim (d/2 + tr/2)$) :

$$\sigma = \frac{1}{1-\mu^2} \cdot \left\{ \frac{M(x) + m(x)}{I_{ys}} \cdot z + \frac{N(x)}{A_s} \right\} \dots(5)$$

ここに、 $M(x)$ および $m(x)$ は、それぞれ以下の諸式で与えられる曲げモーメントおよび Shear lagによる付加

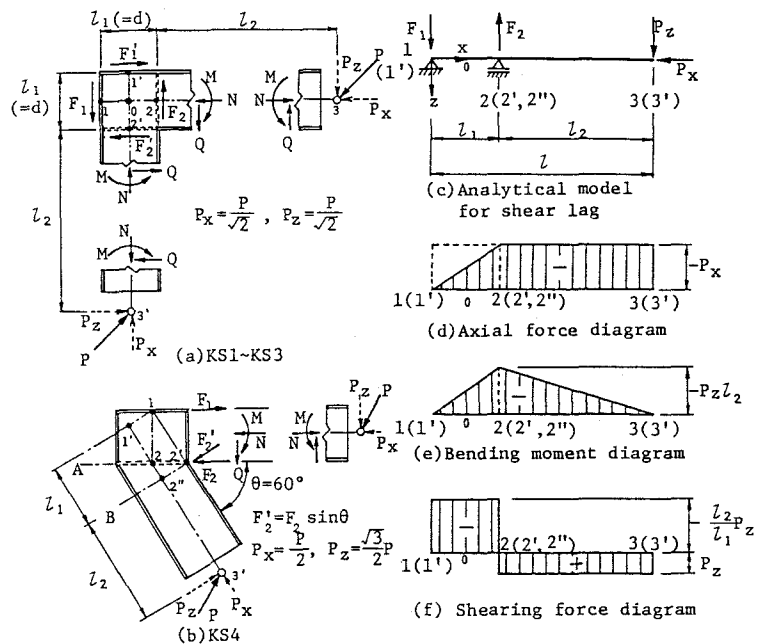


Fig.2 Analytical model for shear lag of test specimens and corresponding stress-resultants

モーメントである。

i) $0 \leq x < l_1$ のとき：

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= -P_z \cdot \left(\frac{l_2}{l_1}\right) \cdot x \\ N(x) &= -P_x \cdot \left(\frac{x}{l_1}\right) \\ m(x) &= -P_z \cdot \frac{\beta \gamma}{\alpha} \cdot \left(\frac{l}{l_1}\right) \cdot \sinh \alpha l_2 \cdots (6)a-c \\ &\quad \times \frac{\sinh \alpha x}{\sinh \alpha l} \end{aligned} \right\}$$

ii) $l_1 \leq x < l$ のとき：

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= -P_z \cdot (l - x) \\ N(x) &= -P_x \\ m(x) &= -P_z \cdot \frac{\beta \gamma}{\alpha} \cdot \left(\frac{l}{l_1}\right) \cdot \sinh \alpha l_1 \cdots (7)a-c \\ &\quad \times \frac{\sinh \alpha (l - x)}{\sinh \alpha l} \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$W_{ys} = I_{ys} / (d/2 + t_r/2) \cdots (8)$$

：ボアソン比を含む断面係数

$$A_s = 2(2A_{rs} + A_{ws}) + 4A_b \cdots (9)$$

：ボアソン比を含む断面積

$$I_{ys} = A_{rs}d^2 + A_{ws}d^2/6 + A_b d^2 \cdots (10)$$

：ボアソン比を含む断面二次モーメント

$$A_{rs} = b t_r, \quad A_{ws} = d t_w, \quad t_r = t_r / (1 - \mu^2), \quad t_w = t_w / (1 - \mu^2) \cdots (11)a-d$$

そして、 b ：腹板間隔の半分(= $B/2$)、 t_r 、 t_w ：フランジ・プレートおよび腹板の換算板厚、 A_b ：フランジ・プレートの張り出し部の断面積(= $(B' - B) \cdot t_r/2$)。また、 α 、 β および γ は箱形断面の Shear lag パラメーターであり、以下の諸式で与えられる。

$$\alpha = \frac{1}{2b} \sqrt{\frac{\beta t_r}{(1 + \mu) t_r}}, \quad \beta = \frac{15}{3 - \frac{5}{2} \cdot \frac{A_{rs} d^2}{I_{ys}}}, \quad \gamma = \frac{8}{3} \cdot \frac{A_{rs} d^2}{I_{ys}} \cdots (12)a-c$$

(2) 弾性実験結果

a. 梁および柱の断面内および部材軸方向の垂直応力分布

フランジ・プレートの腹板直上と縦補剛材位置とにおける垂直応力 σ の部材軸方向分布、および、梁・柱交差部断面B(B')内の垂直応力分布の実験値(荷重 $P=100\text{kN}$ 相当に換算)を、供試体KS1とKS4に代表させて、Fig. 4~5に示す。また、式(4)~(5)および現行設計基準⁴⁾による計算値も図中にプロットしてある。

これらの図から、梁と柱との交差角が直角の供試体KS1における垂直応力の実験値は、梁と柱との交差部内側(点5(5'))を除けば、式(4)~(5)による応力計算値とよく一致しており、隅角部のモデル化が妥当なものであることがわかる。また、式(4)~(5)から求めた交差部内側の腹板直上における計算値は、現行設計基準による値とよく一致している。しかし、点5(5')における実験値は解析値よりも約30%大きくなっている。これは、板厚が比較的小さいフランジ・プレートのすみ肉溶接に起因したものと考えられる。

つぎに、梁と柱との交差角が斜角の供試体KS4の梁部材においては、交差部断面B内および部材軸方向とも、実験値と解析値とはよく一致する傾向にある。ところが、断面B'およびB''では、柱が梁部材に対して斜めに取り付けられているため、Shear lag現象が緩慢であり、梁・柱交差部における解析値は実験値に対して若干安全側の値を与えている。

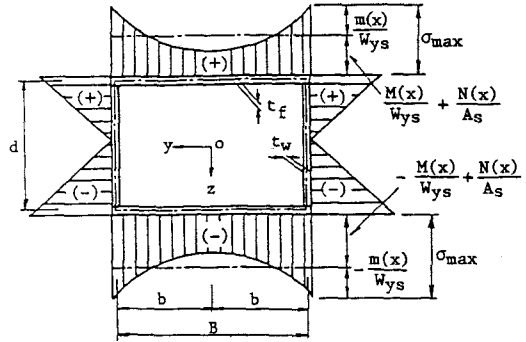


Fig.3 Normal stress distribution at junction of corner part

b. 腹板のせん断応力

荷重 $P=100\text{kN}$ に相当する供試体KS1およびKS4の腹板の実測せん断応力 τ の分布を、Fig.4~5内に例示する。図中、梁理論によるせん断応力および平均せん断応力も比較のためプロットした。また、これらの測定断面における τ の最大値と梁理論による最大値および現行設計基準^{4)~5)}とを比較したものを Table 4に示す。

これらの図表からわかるように、隅角部腹板内(断面A)のせん断応力は、腹板の中央付近で最大となる放物線状の分布をし、梁理論から求めたせん断応力の分布形状とよく一致している。しかし、梁・柱交差部近傍の断面Bでは、応力集中現象が現れている。また、この交差部断面から $B/2$ 離れた位置(断面C)では、

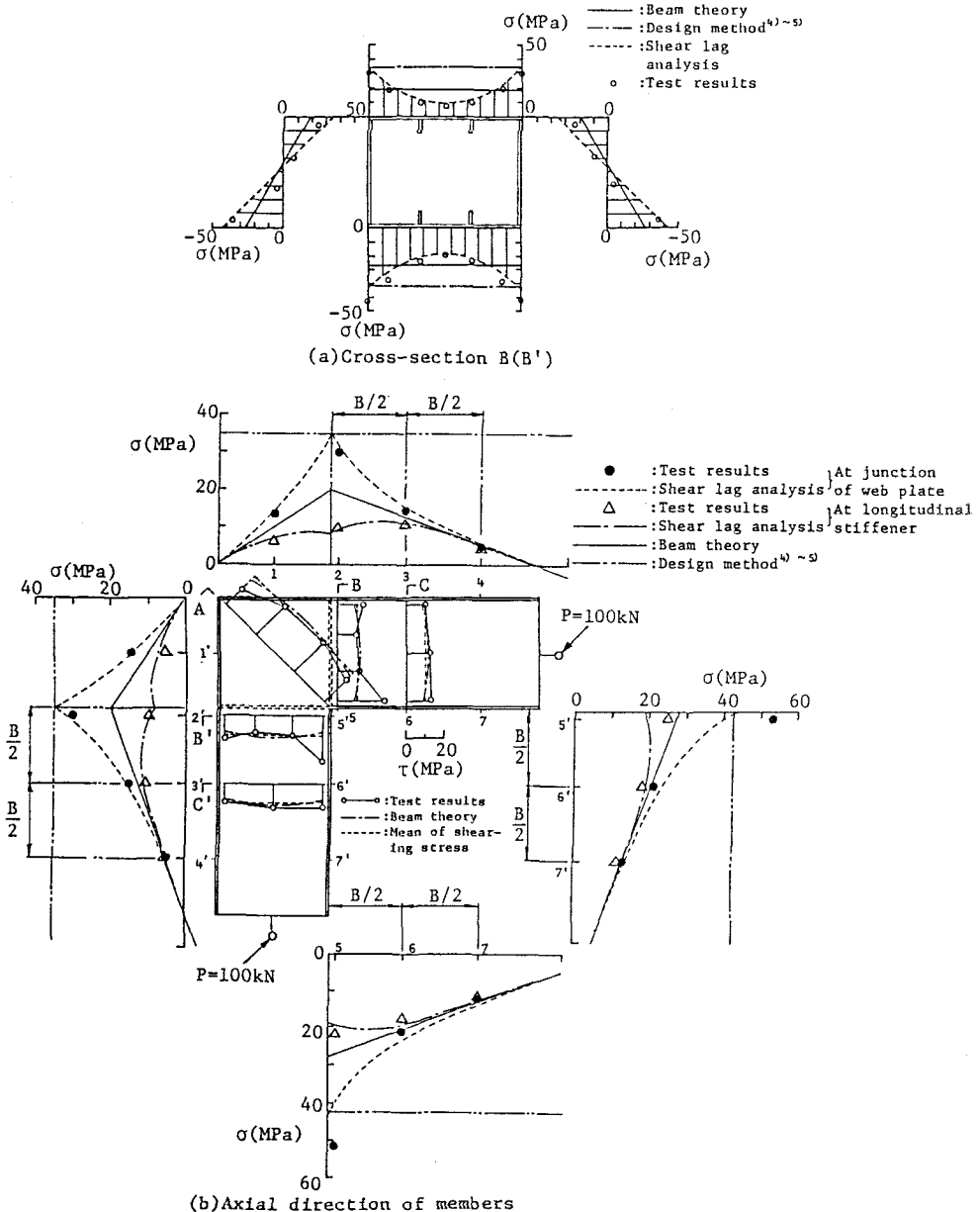


Fig.4 Comparison of measured normal and shearing stresses with linear elastic analysis and design methods^{4)~5)} (KS1)

実測値は計算値よりも若干大きいものの、両者は比較的よく一致していることがわかる。

ちなみに、隅角部の疲労問題を取り扱う際の参考値とするため、応力集中が起こった隅角部の交差部内側の応力集中係数を、

$$\lambda = (\text{実験による最大せん断応力}) / (\text{平均せん断応力の計算値}) \quad \cdots (13)$$

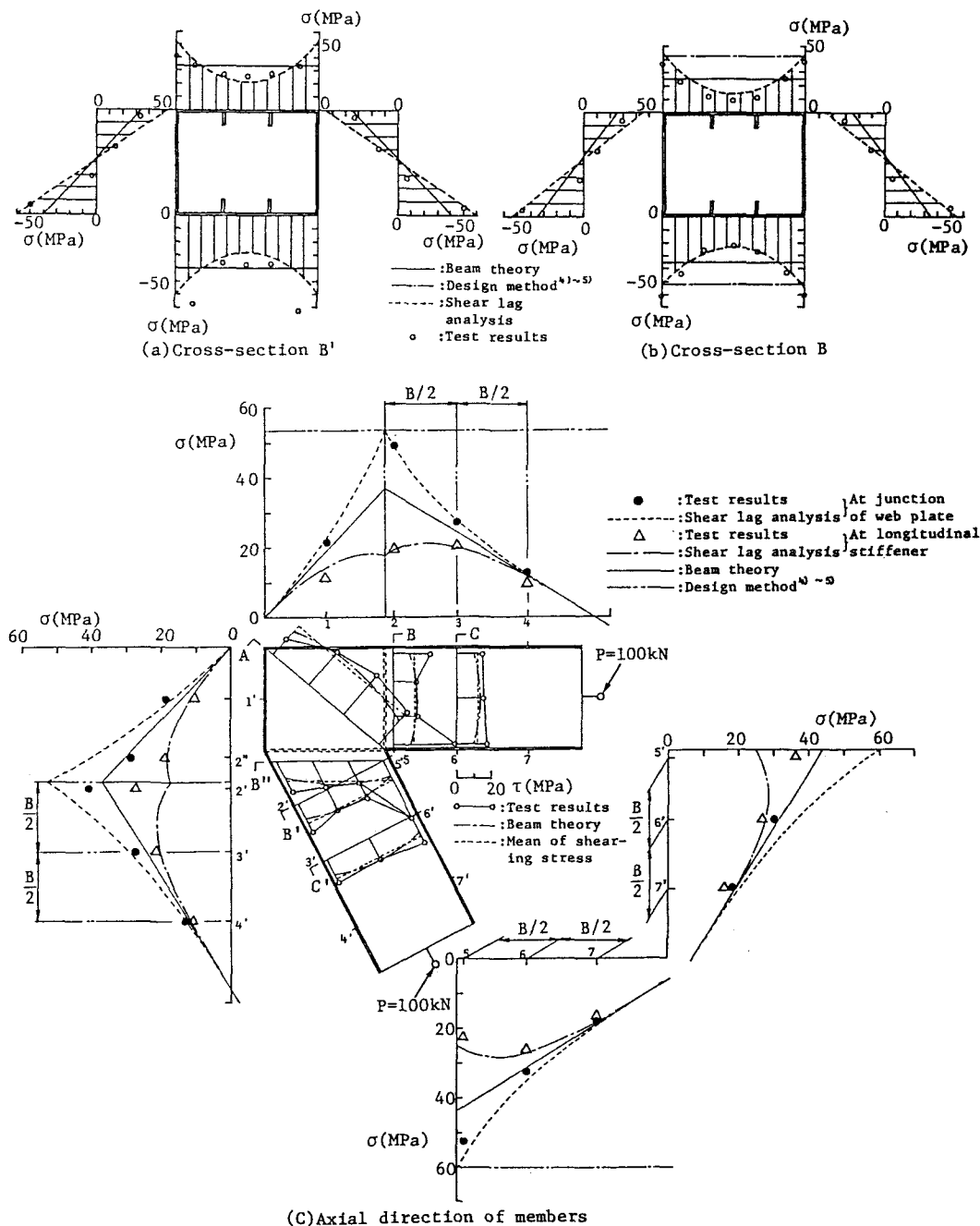


Fig.5 Comparison of measured normal and shearing stresses with linear elastic analysis and design methods⁽⁴⁾⁻⁽⁵⁾ (KS4)

Table 4 Comparison of test results of maximum shearing stress in web plate with beam theory and design method⁴⁾

Items \ Specimens	KS1			KS2			KS3			KS4			
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	B'	C
Test results τ_{max} (MPa)	21.6	23.9	12.7	23.2	29.3	14.9	24.5	36.4	17.6	29.2	34.9	36.9	17.3
Beam theory τ_{max} (MPa)	24.0	10.9	10.9	24.5	11.2	11.2	25.3	25.3	11.6	24.5	13.2	13.2	13.2
Design method ⁴⁾ τ (MPa)	22.3		10.1	21.9		10.0	21.9		10.0	21.9			11.9
Stress concentration factor λ	2.20			2.62			3.14			2.78			

より求めたものも、Table 4 に示す。

この表から、供試体KS1→KS3とフランジ・プレートの板厚 t_f が小さくなるに伴って、応力集中係数 λ が約2.2~3.0と大きくなっていくことがわかる。しかし、実際に建設されている鋼製ラーメン橋脚では、フランジ・プレートの板厚は腹板の板厚を下まわらないように設計されており⁵⁾、隅角部腹板のせん断応力度の算定法としては、現行設計基準に従っていればよいと考えられる。

4. 耐荷力実験結果

(1) 荷重Pと変位 δ との関係

鉛直作用荷重Pと各供試体のたわみ δ （供試体上下端の縮み）との関係をP- δ 曲線として整理した。供試体 KS1のP- δ 曲線を、Fig. 6に例示する。また、上述の隅角部の解析モデルを用い、線形弾性解析によるP- δ 曲線を、せん断変形を考慮した梁理論と考慮しない梁理論とに従って求めた。これらの結果も同図中に示す。

この図から、供試体 KS1のP- δ 曲線の実験値は、崩壊荷重の約80%に至るまでせん断変形を考慮した弾性線形解とよく一致しており、たわみに及ぼす隅角部のせん断変形は無視できない程に大きいことがわかる。また、この結果から、隅角部腹板のせん断変形を考慮する際、Fig. 2(c)に示した解析モデルは妥当であるといえる。

(2) 隅角部腹板のせん断力Qとせん断ひずみ γ との関係

隅角部腹板の対角線上にセットした変位計から、せん断ひずみ γ を算出し、作用せん断力Qと γ との関係を求めた。それらの結果を Fig. 7 に示す。同図中には、比較のため、弾性線形理論に基づくQ- γ 関係式、

$$Q = (G \cdot D \cdot t_w) \cdot \gamma = (G \cdot A_w) \cdot \gamma \quad \dots (14)$$

を一点鎖線で示し、腹板の全塑性せん断力、

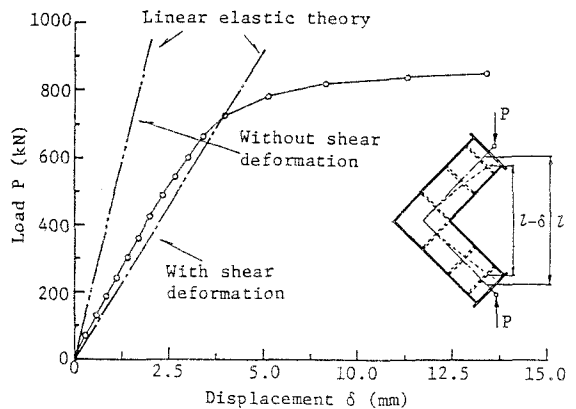


Fig.6 P- δ curve (KS1)

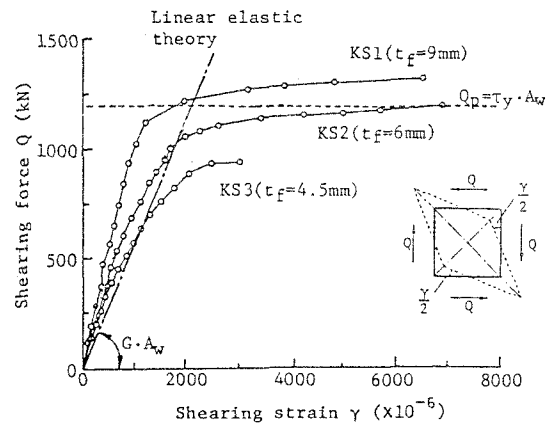


Fig.7 Q- γ curve

$$Q_p = 2 \cdot 0 \cdot t_w \cdot \tau_y \quad \dots(15)$$

の位置を破線で示す。ここに、 τ_y ：降伏せん断応力 ($=\sigma_y/\sqrt{3}$)。なお、供試体KS4については、最終荷重までの十分なデータが得られなかったため、耐荷力実験の結果は省略する。

この図から、低荷重段階における $Q-\gamma$ 曲線の勾配に着目すると、フランジ・プレートの板厚 t_f が最も大きい供試体 KS1 ($t_f=9\text{mm}$) では、実測勾配が計算上の勾配の約2倍になっており、隅角部のせん断剛度が、腹板のみのせん断剛度 $G \cdot A_w$ よりも大きいことを示している。ところが、供試体KS2～KS3のように、 t_f が小さくなると、 $Q-\gamma$ 曲線の実測勾配は次第に計算上の勾配 $G \cdot A_w$ に近づき、隅角部のせん断剛度は腹板のせん断剛度にほぼ等しくなることがわかる。

(3) 断面内の垂直ひずみ分布

梁・柱交差部断面内における垂直ひずみ分布は、すべての供試体に対して同一のパターンを呈したため、フランジ・プレートの板厚が最も小さい供試体 KS3 ($t_f=4.5\text{mm}$) に対するひずみ分布を、それらの代表として、Fig.8 に示す。

この図からわかるように、引張側フランジ・プレートにおいては、顕著な Shear lag現象が現れ、終局状態に至るまで、ひずみはほぼ二次放物線的な分布特性を示している。一方、圧縮側フランジ・プレートでは、縦補剛材と腹板との間のひずみが終局状態付近で急激に大きくなり、最終的に局部座屈を起こしているのではないかと推測される。また、腹板内では、圧縮側フランジ・プレートに近い部分のひずみが低荷重段階から大きく現れ、応力集中が起こっていることがわかる。

(4) 圧縮側フランジ・プレートの面外たわみ

供試体KS3 の梁・柱交差部近傍の圧縮側フランジ・プレート内における面外たわみの変化を、Fig.8 のひずみ分布に対応させてプロットすると、Fig.9 が得られる。もちろん、腹板直上の面外たわみを0とし、相対的な変位として図化している。

この図からわかるように、フランジ・プレートは、その中央で最大となる半波形のたわみ形状を呈している。また、腹板と縦補剛材との間の板パネルにおいては、Shear lag の影響で大きい圧縮応力が現れる。しかし、この位置では特に顕著な局部座屈は認められず、フランジ・プレートは縦補剛材を含んだ全体座屈現象を呈していることがわかる。ただし、この座屈たわみは、圧縮応力が卓越する梁・柱の交差部近傍(Fig.4～5 参照)に限定されていた。

(5) 隅角部腹板の崩壊状況

実験終了後の残留たわみの測定結果から、隅角部腹板の面外たわみは非常に小さく、腹板は局部座屈を伴わない全塑性状態に至る崩壊を起こしていることがわかった。

(6) 終局強度

各供試体の終局荷重の実験値から、梁・柱交差部断面に作用する終局の軸方向圧縮力 N_u 、曲げモーメント M_u 、および、せん断力 Q_u を求め、それぞれ供試体断面の降伏荷重 N_y 、全塑性モーメント M_p 、および全塑性せん断力 Q_p と比較する。

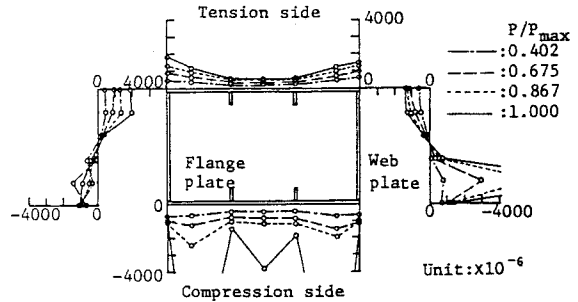


Fig.8 Normal strain distribution in junction point (KS3)

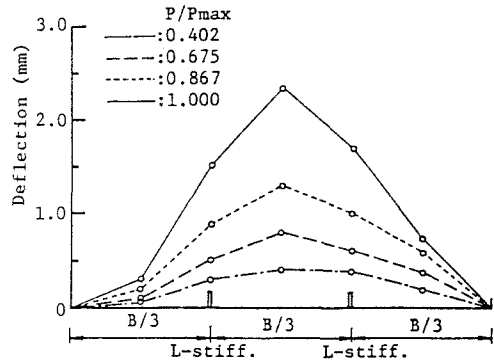


Fig.9 Variation of deflection in flange plate (KS3)

ん断力 Q_u 。(式(15)参照)で無次元化表示したものを、Table 5 に示す。ここに、 N_u と M_u とは、交差部断面で不連続となっている縦補剛材の関与を無視して求めたものである。

この表から、すべての梁・柱交差部断面において、終局軸方向圧縮力は降伏荷重に比して比較的小さく、曲げモーメントとせん断力とが卓越していることがわかる。

Table 5 Ultimate loads and stress-resultants of test specimens

Items Specimens	Ultimate load P_{u0}	Bending moment M_u/M_p	Shearing force Q_u/Q_p	Axial force N_u/N_y
KS1	86.7	0.671	1.148	0.122
KS2	80.6	0.763	1.003	0.131
KS3	61.0	0.715	0.800	0.122

5. 隅角部の設計法に関する考察

(1) Shear lag 応力の近似算定法

梁と柱との交差角 $\theta = 90^\circ$ の場合も含めた一般的なラーメン隅角部における最大垂直応力 σ_{max} の近似算定法を検討した。

まず、 $\theta \neq 90^\circ$ の隅角部とこれに作用する断面力、および、設計で行う骨組解析によって得られる曲げモーメントをプロットすると、Fig.10 が得られる。

すると、同図(a) に示したフランジ力 F は、次のように表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} F_{01} &= M_0/d_1 - N_1/2, & F_{11} &= M_0/d_1 + N_1/2 \\ F_{02} &= M_0 \sin \theta / d_2 - (N_2 \sin \theta + Q_2 \cos \theta) / 2 \\ F_{12} &= M_0 \sin \theta / d_2 + (N_2 \sin \theta + Q_2 \cos \theta) / 2 \end{aligned} \right\} \quad \dots(16)a-d$$

ここに、 M_0 ：骨組解析で得られる隅角部の曲げモーメント、 N_1 、 N_2 ：それぞれ梁および柱の軸方向力、 Q_1 、 Q_2 ：それぞれ梁および柱のせん断力。

つぎに、梁・柱交差部断面において Shear lag に起因する付加曲げモーメントを m_s と表せば、この値は式(7)で $x = l_1$ と置いて求められる。その際、双曲線関数の性質を利用し、かつパラメーター α 、 β および γ (式(12)参照)を、フランジ・プレートの張り出し部の断面積 A_b を無視して簡略化する。すると、 m_s は、最終的に次式によって算定できる¹⁰⁾。

$$m_s = \frac{0.9449 \cdot F \cdot B}{\sqrt{2s^2 + 7s + 3}} \quad \dots(17)$$

ここに、 s ：式(2)で与えられるフランジ・プレートと腹板との断面積比。

式(17)を用いると、梁・柱交差部断面内の上下フランジ・プレートの腹板直上における最大垂直応力度 σ_{max} は、次式によって計算できる。

$$\sigma_{max} = \mp \frac{M + m_s}{W} + \frac{N}{A} \quad \dots(18)$$

ここで、

①梁部材断面Aに対して；

$$F = F_{12}, \quad M = M_1, \quad N = N_1, \quad W = W_1, \quad A = A_1 \quad \dots(19)a-d$$

ここに、 W_1 、 A_1 ：それぞれ断面Aの断面積および断面係数、 N_1 ：断面Aに作用する軸方向力。

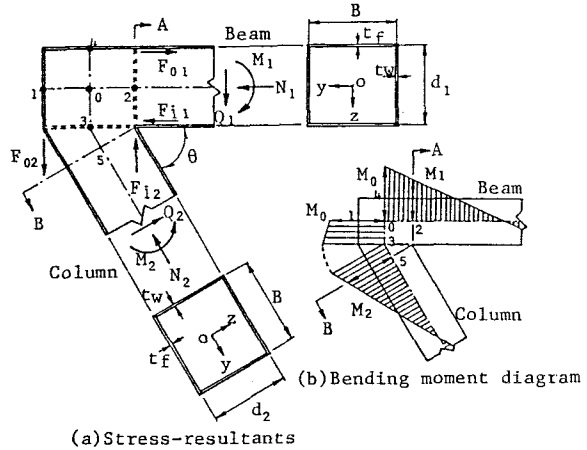


Fig.10 Stress-resultants and bending moment diagram in corner part

Table 6 Comparison of maximum normal stress in tension flange plate of test specimens by shear lag analysis with Eq.(18) and design method^{4)~5)}

Items Specimens	Maximum normal stress σ (MPa)			Errors(%)	
	(1)Analytical results	(2)Approximate values	(3)Design method ^{4)~5)}	(2)-(1) (1)	(2)-(3) (3)
KS1	33.6	35.9	34.2	6.8	4.9
KS2	42.7	44.6	41.8	4.4	6.8
KS3	51.6	53.4	50.5	3.5	5.8
KS4-B	52.5	54.3	—	3.4	—
KS4-C	48.1	49.6	—	3.1	—

②柱部材断面Bに対して；

$$F=F_1 \sin \theta, \quad M=M_2, \quad N=N_2, \quad W=W_2, \quad A=A_2 \quad \cdots(20)a-d$$

ここに、 W_2 , A_2 ：それぞれ断面Bの断面積および断面係数、 N_2 ：断面Bに作用する軸方向力。

各供試体の梁・柱交差部の引張側フランジ・プレートにおける最大垂直応力を式(18)から求め、この近似計算値とShear lag 解析および現行設計基準^{4)~5)}による値とを、Table 6 に比較する。

この表から、梁と柱との交差角 $\theta = 90^\circ$ の供試体KS1~KS3に対する近似計算値は、Shear lag 解析と設計基準とから求めた応力値に対して、安全側の値を与えることがわかる。一方、 $\theta < 90^\circ$ の隅角部に対する応力算定法は現行設計基準に明記されていないが、 $\theta = 60^\circ$ の供試体 KS4 に対しても、近似計算値は Shear lag 解析から求めた応力値に対して、安全側の値を推定していることがわかる。

(2) 隅角部の耐荷力と設計法とに関する考察

a. 軸方向力、曲げ、および、せん断を受ける箱形断面の極限解析と全塑性荷重

隅角部の終局強度について考察するため、梁・柱交差部断面に着目し、以下のような仮定を用いて、軸方向力、曲げモーメント、および、せん断力を受ける箱形断面の極限解析を行った。

①垂直応力 σ とせん断応力 τ が作用する腹板の降伏は、せん断ひずみエネルギー一定説に基づき、

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad \cdots(21)$$

によって判定する。

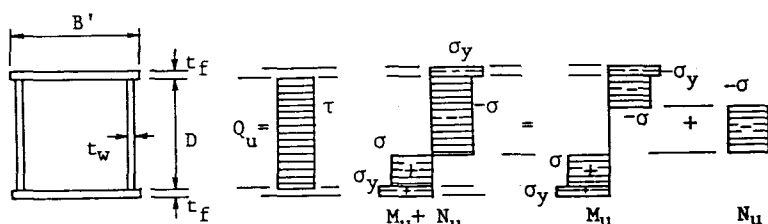
②せん断力は腹板のみで受け持つものとし、せん断応力は全塑性状態において腹板の深さ方向に一定とする。

これらの仮定に基づいて、全塑性状態における応力分布を例示すると Fig.11 のようになる。

いま、箱形断面に作用する終局の軸方向力、曲げモーメントおよび せん断力を、それぞれ N_u 、 M_u 、および Q_u とすると、全塑性相関曲線は以下の諸式で近似できる。

(i) $\psi = Q_u / Q_p = 1$ のとき；

$$M_u = M_{rp} \cdot \{1 - (N_u / N_{ry})\} \quad \cdots(22)a$$



(a) Box cross-section (b) Shearing stress (c) Normal stress due to bending and axial force

Fig.11 Fully-plastic stress distribution of box cross-section subjected to axial force, bending moment and shearing force

(ii) $\psi < 1$ のとき；

$$M_u = M_{rp} + (M_{rp}/N_{ry}) \cdot (N_u - N_{wy} \cdot \sqrt{1 - \psi^2}) \quad , \quad (N_u \geq N_{wy} \sqrt{1 - \psi^2}) \quad \dots(22)b$$

$$M_u = M_{rp} + (M_p - M_{rp}) \cdot \sqrt{1 - \psi^2} \cdot \{1 - (N/N_{wy})^2 / (1 - \psi^2)\} \quad , \quad (N_u < N_{wy} \sqrt{1 - \psi^2}) \quad \dots(22)c$$

ここに、

$$M_{rp} = B' \cdot t_r \cdot (D + t_r) \cdot \sigma_y \quad , \quad N_{ry} = 2B' \cdot t_r \cdot \sigma_y \quad , \quad N_{wy} = 2D \cdot t_w \cdot \sigma_y \quad \dots(23)a-c$$

ここで、梁・柱交差部断面が全塑性状態になる各供試体の作用荷重を全塑性荷重 P_{up} と定義する。すると、 P_{up} は、Table 5 の終局の断面力比、および、式(22)を満たす作用荷重 P として算定できる。

b. 現行設計基準^{4)~5)}による供試体の許容荷重

現行設計基準では、隅角部の設計に際して、フランジ・プレートの垂直応力、腹板のせん断応力、および、垂直応力とせん断応力との合成応力の3つの応力照査を行っている。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \sigma &\leq \sigma_a \\ \tau &\leq \tau_a \\ (\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad \dots(24)a-c$$

ここに、 σ ：Shear lag を考慮した作用垂直応力、 σ_a ：道路橋示方書¹³⁾による許容圧縮応力度、 τ ：作用せん断応力、 σ_a ：許容引張応力度、 τ_a ：許容せん断応力度($=0.45\sigma_a$)。

式(24)a-cの等号が成り立つときの作用荷重 P の内、最小のものを隅角部設計時の最小許容荷重 P_a として求めた。ちなみに、供試体KS1およびKS2の P_a は式(24)a、供試体KS3の P_a は式(24)cから決定される。

c. 全塑性荷重の解析値および現行設計基準と実験結果との比較

供試体KS1~KS3に対する終局荷重の実験値 P_{ue} および全塑性荷重の解析値 P_{up} を最小許容荷重 P_a で割って実安全率 ν を求め、これをフランジ・プレートの幅厚比パラメータ R_f の関数として、Fig.12にプロットする。参考のため、実績調査¹⁾から求めた R_f のヒストグラムも同図中に示す。

この図から、各供試体の実験値と全塑性荷重とはよく一致する傾向にあり、供試体はほぼ全塑性状態で崩壊に至ったことが推測できる。また、実験値に対する実安全率 ν は3.3~3.6の間に分布しており、 R_f の増大による ν のばらつきは小さいことがわかる。

d. 隅角部の耐荷力とShear lagとの相関性について

これまでの結果から、曲げモーメントとせん断力とが最も大きく現れるのは、隅角部の腹板部分である。

そこで、Fig.13(a)の隅角部の張出し梁モデルを参考にして、せん断力と曲げモーメントとを再現できるように、隅角部腹板部分を同図(b)に示すスパン L の単純梁に置換し、文献9)に従って、Shear lag と耐荷力との相関性を調べることとした。ちなみに、供試体KS1~KS3のフランジ・プレートの全幅 B' と等価スパン L との比、 B'/L 値は約 0.73となり、幅に比べてスパンの短い単純梁となる。

このとき、同図(c)に示すように、フランジ・プレートと腹板との接合辺上に作用するせん断力 T_w に着目

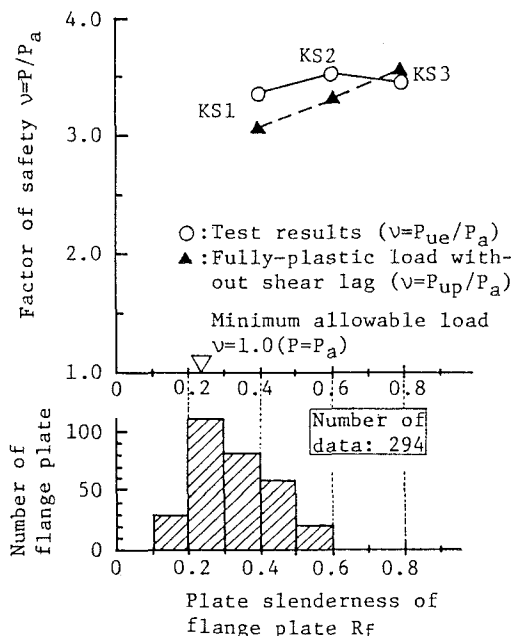


Fig.12 Relationship between factor of safety, ν , and plate slenderness, R_f

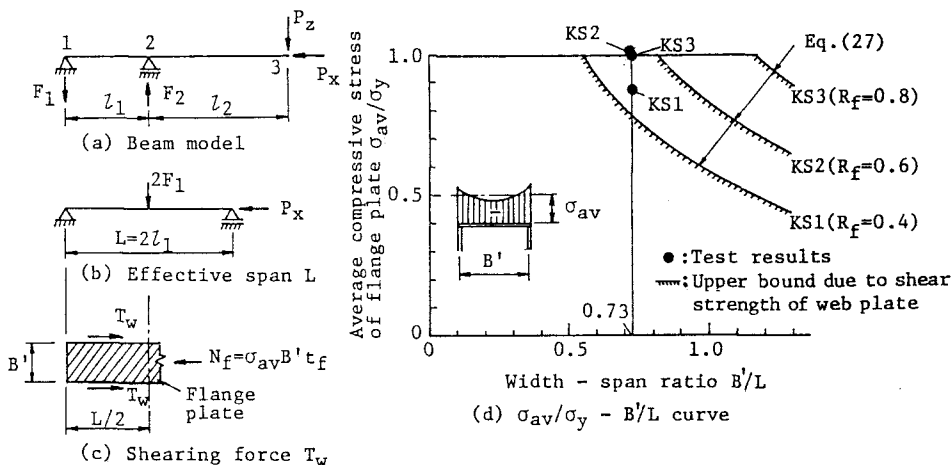


Fig. 13 Comparison of test results with upper bound curve of average compressive stress in flange plate due to shear strength of web plate

すると、その上限値は次のように与えられる。

$$T_w = (\sigma_y / \sqrt{3}) \cdot (L/2) t_w \quad \dots(25)$$

さらに、Shear lag応力も含めたフランジ・プレートの平均圧縮応力を σ_{av} とすると、フランジ・プレートに作用している軸方向力 N_f は、次のようになる。

$$N_f = B' t_f \sigma_{av} \quad \dots(26)$$

すると、 T_w と N_f とのつり合い条件から、スパンが短いことによって腹板のせん断強度から定まる σ_{av} の上限値が、次のように求められる⁹⁾。

$$\frac{\sigma_{av}}{\sigma_y} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{t_w}{t_f} \cdot \frac{1}{B'/L} \quad \dots(27)$$

ただし、梁・柱交差部で不連続となっている縦補剛材の関与は無視した。

供試体KS1～KS3に対する σ_{av}/σ_y と B'/L との関係を上式から求め、終局荷重の実験値から求めたフランジ・プレートの σ_{av}/σ_y 値とともにプロットすると、Fig.13(d)が得られる。

この図から、供試体KS1に対する σ_{av}/σ_y の実験値は式(27)の上側に位置し、供試体KS2およびKS3の σ_{av}/σ_y 値はほぼ1となっていることがわかる。したがって、Shear lagに起因したフランジ・プレートの耐荷力の低下はほとんど現れなかったといえる。このことは、上述したように、隅角部の終局荷重の実験値は全塑性荷重に近いということと一致する。

6. まとめ

本文は、鋼製ラーメン隅角部の Shear lag現象と耐荷力とに関する実験を行い、隅角部の Shear lagによる応力特性と崩壊挙動や終局強度の特性を明らかにしようとしたものである。本文で得られた結論を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 梁・柱交差部においてせん断力のステップを考慮した構造解析モデルは、隅角部の Shear lag による垂直応力を求めるのに有効な方法であることがわかった。
- (2) ただし、梁・柱交差部断面の内側において、垂直応力の実験値は解析値を約30%も上まわり、せん断

応力に対する応力集中現象は、フランジ・プレートの板厚が小さくなるほど大きく現れた。

- (3) 梁と柱との交差角 $\theta \neq 90^\circ$ の一般的なラーメン隅角部の梁・柱交差部について、Shear lag による最大垂直応力の実用的な算定式を導き、現行設計基準との比較を通じてその有効性を示した。
- (4) 弾性範囲内における各供試体の荷重 P - たわみ δ 曲線は、せん断変形を考慮した弾性線形の梁理論から求めた上記(1)の解析モデルの $P - \delta$ 曲線とよく一致した。その際、隅角部腹板のせん断変形は無視できない程に大きく、隅角部の剛度を評価するうえで、注意を要する。
- (5) 軸方向力、曲げモーメント、および、せん断力を同時に受ける箱形断面の全塑性相関曲線から求めた全塑性荷重は、すべての供試体 ($\theta = 90^\circ$) の終局荷重の実験値とよく一致する傾向にあった。
- (6) すべての供試体 ($\theta = 90^\circ$) の終局荷重の実験値は、現行設計基準に基づく許容応力に対して、3.3 以上の実安全率を有していた。
- (7) Shear lag による隅角部の耐荷力の低下は、ほとんど現れなかった。
- (8) 隅角部を設計する際、使用限界状態に対しては Shear lag を考慮した応力照査を行えば十分であり、終局限界状態に対しては Shear lag を考慮しない全塑性状態に対して照査すればよいと考える。

参 考 文 献

- 1) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)、(下)、橋梁と基礎、Vol.16, pp.35~40, 1982年6月、および、Vol.16, pp.43~49, 1982年7月。
- 2) 奥村敏恵・石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について、土木学会論文集、第153号、pp.1~18、1968年5月。
- 3) 岡本瞬三編集：鋼構造の研究、奥村敏恵教授還暦記念会、技報堂、pp.463~559, 1977年6月。
- 4) 阪神高速道路公団：構造物設計基準、第2部、昭和55年4月。
- 5) 首都高速道路公団：首都高速道路・鋼構造物設計基準、昭和47年9月。
- 6) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計、森北出版、1982年6月。
- 7) 三橋晃司・佐野信一郎・萩原英輔・石丸 勝・青山高司：菱形柱を有するラーメン隅角部の力学的特性(上)、橋梁と基礎、Vol.17, pp.15~20, 1983年10月。
- 8) 三品吉彦・北島彰夫・松原哲朗：首都高速9号線鋼製Y型橋脚模型実験、川田技報、Vol.2, pp.1~7, 1978年10月。
- 9) Lamus, A.R.G.: Influence of Shear Lag on the Collapse of Wide-Flange Girders, Thesis for Phd, Imperial College, London, 1977.
- 10) Nakai, H., Miki, T. and Akehashi, K.: Stress Analysis due to Shear Lag in Corner Parts of Steel Rigid Frame Structures, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Dec. 1987.
- 11) Nakai, H., Emi, S. and Miki, T.: In-Plane Critical Strength of Thin-Walled Steel Frames Subjected to Vertical Loads, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.1, pp.147~157, April 1986.
- 12) 中井 博・事口寿男：伝達マトリックス法による鋼床版連続桁端の有効幅の解析、土木学会論文報告集、No.251, pp.29~44, 1976年7月。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、丸善、昭和55年2月。

(1986年10月17日受付)