愛知工業大学研究報告
第23号B　昭和63年

鉄骨構造における柱・梁接合部の実験的研究

小　高　昭　夫・斉　藤　勝　彦*

An Experimental Study on the Beam-to-Column Connection in the Steel Structures.

Teruo ODAKA and Katsuhiko SAITO

The strength and ductility of beam-to-column connection in steel structures are developed. The effect of stiffner, and the relationship between the force and displacement in the connection are also discussed in this paper.

It is apparent that the strength in the connection increase and the local buckling in column flange and connection panel is restrained by preparation of stiffner in beam-to-column connection.

And also, it is evidence that the ductility factor in the connection is small value in comparatively. Therefore, the ductility factor in structural design can not adopt large value.

1．序論

構造物の設計法は，弾性設計（許容応力度設計）から塑性設計法に移りつつある。また静的解析から動的解析の方向ととりつつある。然しながら，基本的には，これらの諸問題に関する研究は充分とは云えず今後の研究に俟つところが多い。

塑性解析における架構の崩壊形は梁，柱および節点形式に分けられ，これらの形式の組合せによる複合形式となる。そして，塑性解析の基礎となる構造部材における塑性ヒンジの形成，復元力特性，接合部の回転および変形容量等の実験的研究は未だしの感が深い。

鉄骨構造における柱・梁接合部に関する研究[1)~8)]は多く，数多くの研究成果が蓄積されている。

本研究においては，柱・梁接合部の代表的形式である3形式に対して，繰返し荷重を作用させ，強度，剛性，廻転および変形容量等について考究される。

構造物の動的解析および塑性解析等における基礎資料となれば幸である。

2．実験計画

2・1　供試体：供試体は，柱，梁に曲げモーメント，せん断力および軸方向力を作用させ，とくに柱に大きな軸方向力を作用させるため図1に示されるようなX型の供試体とされる。また柱・梁接合部の形式は，補剛材の種別によりスチフナーのない型式，水平三角リブスチフナーおよび水平スチフナーの3形式で，各形式に対して3体，計9体の供試体である。

図1において，供試体の寸法，断面および柱・梁接合部におけるスチフナー形式が示される。また表1に供試体の記号，その他が示される。なおこれらの供試体は，架構が地震力の作用をうけるときの節点の応力状態を対象として計画された。

2・2　載荷方法：載荷は200tonアムスラー型試験機によった。載荷の状況は写真に，載荷点は図2に示される。載荷点については，柱に作用する軸方向力を出来るだけ大きくし，節点における曲げモーメントが釣合うようにするため，図2において，荷重（P）が節点を通るように決める。

＊　㈱竹中工務店，技術研究所主席研究員

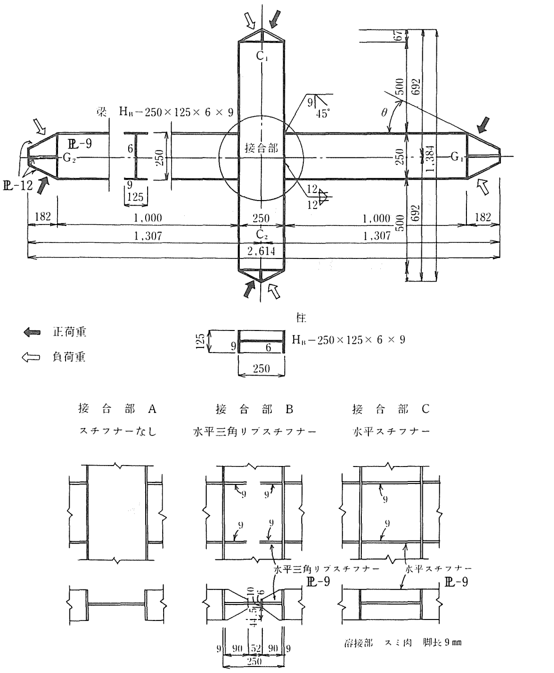


図1　供試体

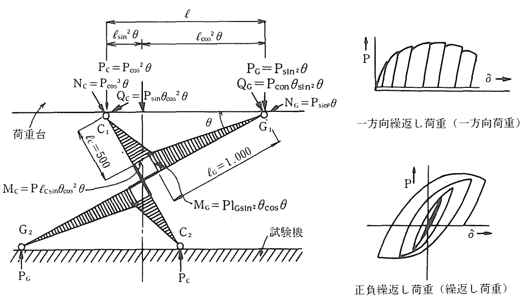


図2　載荷方法

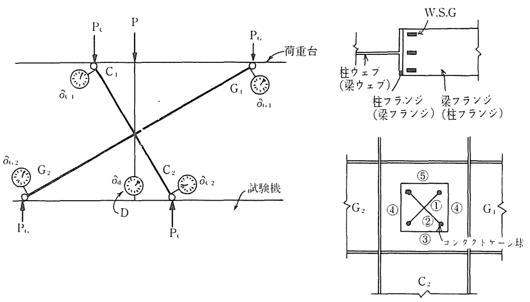


図3　測定方法

表1　供試体の記号等

供試体記号	接合部	荷重方法	備考
XOA－1	スチフナーなし	一方向繰返し	荷重方法については一方向荷重という。供試体についてはA型という
XOB－1	水平三角リブスチフナー	一方向繰返し	
XOC－1	水平スチフナー	一方向繰返し	
XRA－1	スチフナーなし	正負繰返し	荷重方法については繰返し荷重という。供試体についてはB型という
XRA－2	スチフナーなし	正負繰返し	
XRB－1	水平三角リブスチフナー	正負繰返し	
XRB－2	水平三角リブスチフナー	正負繰返し	荷重方法については繰返し荷重という。供試体についてはC型という。
XRC－1	水平スチフナー	正負繰返し	
XRC－2	水平スチフナー	正負繰返し	

（註）X；X型供試体，　O；一方向　　　R；正負繰返し
A；スチフナーなし，B；水平三角リブスチフナー，C；水平スチフナー，

本実験においては，柱軸方向を大きくするため，$\sin\theta=1/\sqrt{5}$, $\cos\theta=2/\sqrt{5}$とし，$P_C=4P_G$, $Q_C=2Q_G$, $N_C=8N_G$とされる（ここに，P_C，P_G，Q_C，N_CおよびN_Gは図2参照のこと）。

載荷点は，すべてローラー支持とされ，径32mmの鋼棒が用いられる。

載荷方法は図2において示されるように，一方向繰返し荷重（一方向荷重）および正負繰返し荷重（繰返し荷重）の二種類とされた。

2・3　測定方法：各載荷における供試体全体の変形および柱，梁の変形は夫々図3において示されるダイアルゲージ（ストローク30mm，1/100）で測定された。

また各荷重段階における柱，梁フランジの歪度は図3に示される位置に貼付されたW.S.G.により測定され，フランジの応力集中が検定される。

さらに柱・梁接合部パネルの変形は，図3に示される接合部パネルの各位置において，コンタクトゲージにより測定される。尚コンタクトゲージの検長は100mm，最小1/1000mmまで，歪度は±5000×10^{-6}までに測定できるものが使用される。

2・4　使用材料の性質：柱および梁は，鋼材種SM41のH型鋼が使用された。H型鋼のフランジ，ウエブより，1号試験片各々3本，スチフナーより1号試験片3本が作成され，引張試験が行われた。表2において試験結果の平均値が示される。なお理論値の計算においては，H型鋼フランジの平均値が用いられ，$\sigma_y=2804\text{kg/cm}^2$，$\sigma_B=4224\text{kg/cm}^2$とされる。

表2　鋼材の引張試験結果（平均値）

種別	降伏強度 (kg/cm²)	引張強度 (kg/cm²)	伸率 (%)
H形鋼フランジ（9mm）	28.04	42.24	25.17
H形鋼ウエブ　（6mm）	31.17	42.78	24.83
スチフナー　　（9mm）	26.95	43.23	30.75

表 3　最大荷重，座屈荷重及び変位

供試体記号	最大荷重 P_{max} (ton)		$P_{c,max}=P_{max}COS^2\theta$ (ton)		柱フランジの局部座屈荷重 P_b (ton)		パネルゾーンのせん断座屈荷重 P_s (ton)		柱の局部座屈荷重に対する全変位 $\delta_b=\delta_{c1}+\delta_{c2}+\delta_{G1}+\delta_{G2}$ (mm)		柱の局部座屈荷重に対する柱変位 $\delta_{cb}=\delta_{c1}+\delta_{c2}$ (mm)		パネルゾーン座屈荷重に対する全変位 $\delta_S=\delta_G+\delta_{c2}+\delta_{G1}+\delta_{G2}$ (mm)	
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
XOA-1	35.500		28.400		35.000		35.500		72.27		40.99		76.05	
XRA-1	36.100	33.800	28.800	27.000	30.000	30.000	32.000	33.800	16.30	16.39	6.37	7.92	23.33	21.39
XRA-2	36.800	37.800	29.440	30.140	32.000	32.000	35.000	37.000	18.51	12.37	6.13	11.61	28.23	−
XOB-1	52.900		42.320		40.000		51.000		32.10		17.95		88.19	
XRB-1	53.600	48.300	42.880	38.640	40.000	40.000	48.000	46.000	30.81	14.76	15.26	8.84	49.62	19.34
XRB-2	50.000	44.500	40.000	35.600	38.000	38.000	50.000	44.000	24.12	12.10	10.70	9.03	51.87	22.29
XOC-1	50.700		40.560		39.000		50.000		32.18		18.17		87.47	
XRC-1	52.000	55.200	41.600	44.160	37.000	37.000	50.800	53.000	23.34	6.18	9.82	4.84	61.27	19.55
XRC-2	58.800	57.200	47.000	45.800	40.000	43.000	51.000	−	22.26	12.34	11.61	6.43	37.23	−

3．実験結果

3・1　最大荷重，局部座屈荷重および変位：実験における最大荷重（Pmax），柱に作用する最大荷重（P_c, max＝Pmax $\cos^2\theta$），柱フランジが局部座屈を生じたときの荷重（P_b）とそのとき柱に作用する荷重（$P_{cb}=P_b\cos^2\theta$），柱•梁接合部パネルに局部座屈が生じたときの荷重（P_S）および夫々に対応する各変位は表3において示される。表3における各荷重の位置および夫々の荷重は図2を，また測定点の記号等は図3を参照されたい。

実験においては，柱の圧縮側フランジに局部座屈を生じさせたので，局部座屈を目測で観察し，接合部パネルの局部座屈についても同様の方法によった。なお梁は局部座屈を生じないように柱と同部材を用い，柱に塑性ヒンジが発生しても梁は弾性範囲にあるようにしている。

3・2　実験経過：実験における荷重一変位の関係はAppendix A に示される。

3・2・1　スチフナーのない型式（XOA-1, XRA-1, XRA-2）：弾性範囲においては，ほぼ弾性理論値に等しく，荷重P＝30～35ton に達すると，梁フランジの曲げモーメント，軸方向力による圧縮力により柱フランジが局部座屈を生じ，更に柱ウエブにも座屈が進行する。荷重P＝32～37ton で接合部パネルがせん断座屈を生じ，P＝33.8～37.8ton において最大荷重に達し，耐力が減少する。

柱フランジが局部座屈を生ずるときの荷重は，最大荷重Pmax の0.83～0.987，接合部パネルにせん断座屈が生ずるときは，最大荷重の0.885～1.00である。

スチフナーのない型式の接合部は，柱フランジが局部座屈を生ずると，フランジの耐力が減少し，柱ウエブが応力を負担することとなるので，柱ウエブの耐力によって最大荷重が決るようである。

3・2・2　水平三角リブスチフナー型式（XOB-1, XRB-1, XRB-2）：弾性範囲においては，弾性理論値とほぼ一致する。水平三角リブのため柱フランジの局部座屈が阻止されるので，柱の局部座屈荷重は，スチフナーのない型式よりも大きくP＝38～40t で生じ，局部座屈は柱フランジに沿って進行する。接合部パネルはP＝44～51t でせん断座屈を生じて，P＝44.5～53.6t で最大荷重に達し，荷重は減少する。

柱フランジが局部座屈を生ずるときの荷重は，最大荷重に対し，0.75～0.855で，接合部パネルがせん断座屈を生ずる時は（0.9～1.0）Pmax である。これより水平三角リブスチフナー型式は，パネルのせん断座屈により最大荷重が決ることがわかる。

3・2・3　水平スチフナー型式（XOC-1, XRC-1, XRC-2）：梁フランジよりの応力は水平スチフナーにより伝達されるので，柱フランジへの影響はないようである。弾性範囲においては，前述の二型式とほぼ同じように弾性理論値とほぼ等しく，柱フランジの局部座屈はP＝37～43ton で生じ，接合部パネルのせん断座屈はP＝50～53t で，最大荷重は，Pmax＝50.7～58.8t となる。

柱フランジの局部座屈は，最大荷重に対し，0.67～0.77で水平三角リブスチフナー型より低い。この理由は，水平三角リブスチフナー型で最大荷重の低い供試体，水平スチフナー型で最大荷重が高い供試体のものがある為であろう（表3参照）。

接合部パネルのせん断座屈は，(0.87～0.988) Pmax，となる（供試体XRC-2を除けば，(0.96～0.988)Pmax，である）。いづれにしても，接合部パネルのせん断座屈により最大荷重が決定される。

接合部パネルがせん断破壊を生じた後，荷重を正負に作用させると，接合部パネルのせん断破壊荷重より荷重は更に増大し，スチフナーが座屈して，荷重が減少する。これはせん断座屈後，反転載荷するため，パネルの局部座屈した部分が対角線方向のスチフナーのように効くためであろう。

3・3　荷重―変位曲線：Appendix Aによれば，弾性範囲内においては弾性理論値とほぼ一致する。

塑性範囲に入ると，曲線の勾配は緩やかになり，柱フランジに局部座屈が生ずると殆んど平行になる。そして接合部パネルに局部座屈を生じ，荷重が減少し，耐力が低下する。

一方向荷重の場合は，繰返し荷重の場合と比較して極端に変位が大きい。

なお，柱・梁接合部パネルのせん断歪度の測定結果がAppendix Bに示される。

3・4　破壊（最大荷重時）の状態：最大荷重に達した後の状態は写真および図4に示される。すなわち柱にフランジおよび接合部パネルの局部座屈によって耐力が決まることが明らかである。

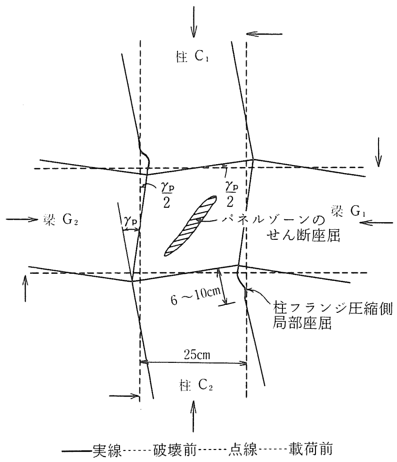


図4　破壊の状況

4．理論解析

4・1　柱，梁部材の耐力：部材の降伏および最大荷重は，理論にもとづき計算される。

弾性理論値は，通常用いられている(1)式に，図2における各値を代入すれば(2)，(3)式となる。

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{S}, \quad \tau = \frac{QS'}{tI} = \frac{Q}{0.85t_w d} \tag{1}$$

$$\sigma_C = \frac{P\cos^3\theta}{A_C} \pm \frac{Pl_C\sin\theta\cos^2\theta}{S_C} \ (\text{柱}) \tag{2}$$

$$\sigma_G = -\frac{P\sin^3\theta}{A_G} \pm \frac{Pl_G\sin^2\theta\cos\theta}{S_G} \ (\text{梁}) \tag{3}$$

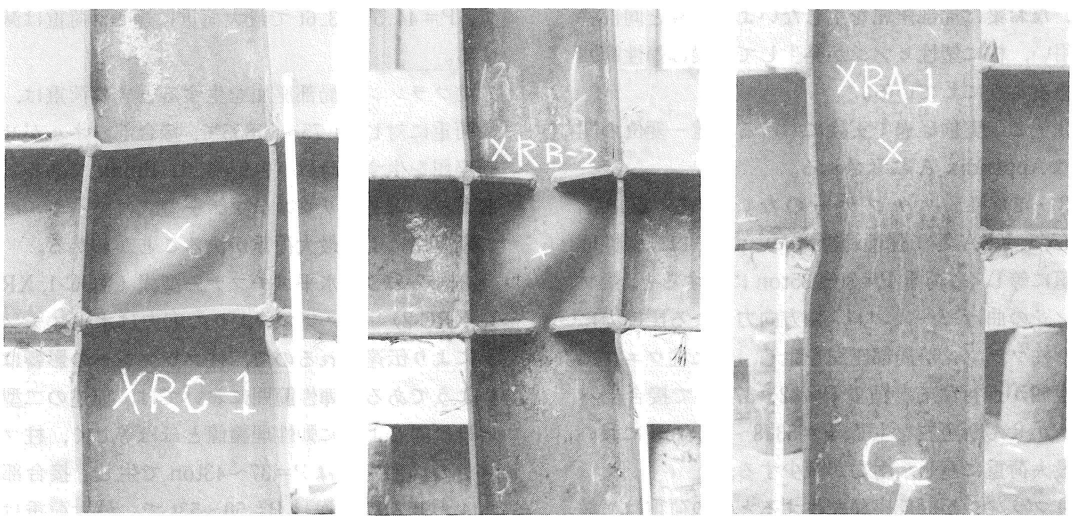


写真　柱・梁接合部の終局状態

ここに，A_C，A_G：柱，梁の断面積，

S_C，S_G：柱，梁の弾性断面係数，

σ_C，σ_G：柱，梁の応力度

せん断応力度 τ も同様にして(4)式で表わされる。

$$\tau_C = \frac{Q_S S'}{t_C I_C} = \frac{P\sin\theta\cos^2\theta\, S'_C}{t_C I_C} \ (\text{柱}) \tag{4}$$

ここに，τ_C，τ_G：せん断応力度，t_C，t_G：柱，梁ウエブ厚，I_C，I_G：柱，梁の断面二次モーメント，S'_C，S'_G：柱，梁の断面一次モーメント。

上式に，$\sigma_C=\sigma_G=\sigma_y$，$\tau_C=\tau_G=\tau_y$とおき降伏荷重$P_y$が計算される。また$\sigma_C=\sigma_G=\sigma_B$，$\tau_C=\tau_G=\tau_B$とおけば最大荷重$P_B$が計算される。

塑性理論値は，塑性設計法[9)~13)]により計算される。すなわち柱に対しては(5)，(6)式で表わされる。

(i)　中立軸がウエブにある場合：

$$N_C = P\cos^3\theta = 2\sigma_y y_o t_w$$

$$M_C = P l_C \sin\theta\cos^2\theta = \sigma_y\left\{bt_f d_f + t_w\left(\frac{d_w^2}{4} - y_o^2\right)\right\} \tag{5}$$

(ii)　中立軸がフランジにある場合：

$$N_C = P\cos^3\theta = \sigma_y\left\{t_w d_w + 2b\left(y_o - \frac{d_w}{2}\right)\right\} \tag{6}$$

$$M_C = P l_C \sin\theta\cos^2\theta = \sigma_y b\left(\frac{d_w^2}{4} - y_o^2\right)$$

ここに，P，l_c等は図2参照，ウエブ厚t_w，ウエブ丈d_w，フランジ巾b，フランジ厚d_f，弾性域の深さy_oとする。

(5)，(6)式により最大荷重P_U，降伏荷重P_Pが求められる。なおせん断力による塑性モーメントの減少は，(7)式における減少率ς_s[10)13)]を用いる。

$$\frac{9}{64}\left(\frac{d}{l}\right)\left(1+2\frac{A_f d_f}{A_w d_w}\right)\varsigma_s^2 + \varsigma_s - 1 = 0 \tag{7}$$

理論による耐力の最小値は柱に生ずるので，柱の降伏および最大荷重は表4に示される。

4・2　柱・梁接合部パネルの耐力：

(1)　Misesの式による耐力：弾性理論によれば，(2)，(3)式，図2および図5より(8)，(9)式となる。

$$Q_C' = \frac{2M_C}{d_G} - Q_C = \frac{2P l_C \sin\theta\cos^2\theta}{d_G} - P\sin\theta\cos^2\theta \tag{8}$$

$$Q_G' = \frac{2M_G}{d_C} - Q_G = \frac{2P l_G \sin^2\theta\cos\theta}{d_C} - P\sin^2\theta\cos\theta \tag{9}$$

接合部パネルのせん断応力度τ_{CG}は降伏応力度を$\frac{2}{3}\tau_y$とすれば(10)式で表わされる。

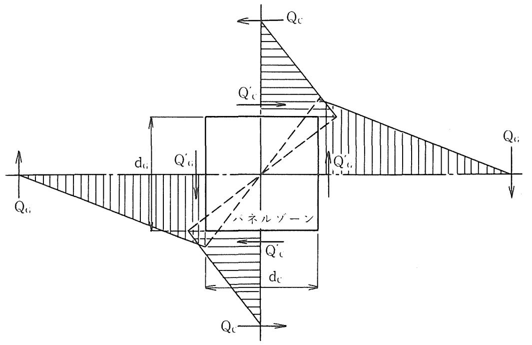


図5　柱・梁接合部の応力

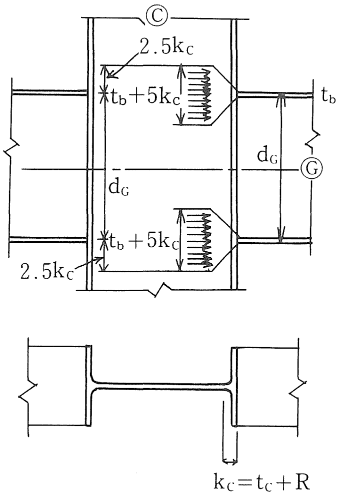


図6　梁フランジ応力の柱ウエブへの伝達

$$\tau_{CG} = \frac{3Q_C'}{2t_P d_G} = \frac{3Q_G'}{2t_P d_C} \tag{10}$$

ここに，t_Pは接合部パネルの厚さ，Q_C，Q_C'，Q_G，Q_G'，d_C，d_G等は図2，図3参照。

接合部パネルの降伏および最大荷重は，Misesの式，(11)式に(2)，(3)および(10)式を代入して得られる。

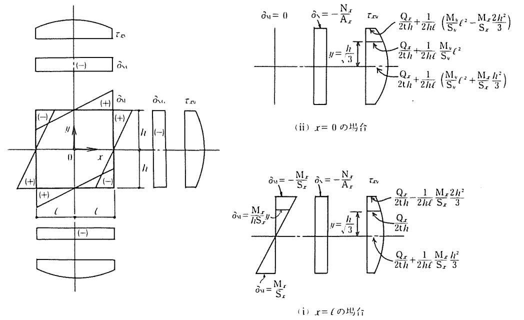
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \tag{11}$$

(2)　応力関数による耐力の算定[1)14)15)]：弾性理論により，Airyの応力関数を図6において(12)式とおけば，応力関数ϕは適合条件を満足する。

$$\phi = \frac{b}{6}x^3y + \frac{d}{6}xy^3 + \frac{a}{2}x^2 + \frac{c}{2}y^2 + exy \tag{12}$$

ここに，a，b，c，d，eは境界条件から決まる。

接合部パネルの各部の応力度は境界条件より(13)，(14)および(15)式となる。



(a) 接合部の応力度　(b) 接合部の応力度（応力函数による値）

図7　接合部パネルの応力度（応力函数による）

$$\sigma x=\frac{M_x}{hlS_x}xy-\frac{N_x}{A_x} \tag{13}$$

$$\sigma_y=\frac{M_x}{hlS_y}xy-\frac{N_y}{A_y} \tag{14}$$

$$\begin{aligned}\tau_{xy}&=\frac{Q_x}{2th}+\frac{1}{2hl}\left\{\frac{M_y}{S_y}(l^2-x^2)+\frac{M_x}{S_x}\left(\frac{h^2}{3}-y^2\right)\right\}\\ \tau_{yx}&=\frac{Q_y}{2tl}+\frac{1}{2hl}\left\{\frac{M_y}{S_y}\left(\frac{l^2}{3}-x^2\right)+\frac{M_x}{S_x}(h^2-y^2)\right\}\end{aligned} \tag{15}$$

ここに, $S_x=S_G$, $S_y=S_C$, $N_x=N_G$, $N_y=N_C$, $A_x=A_G$, $A_y=A_C$, $M_x=Q_x l_G$, $M_y=Q_y l_{cy}$, $h=l=25$cm, $t=0.6$（パネル厚）, N_G, N_C, M_x, M_yは図2参照。

またQ_x, Q_y, Q_x', Q_y'は(8), (9)式参照。

降伏荷重は, (13), (14)および(15)式のうち最も小さい応力度の場合に対する荷重となる。

(3)　柱・梁接合部パネルにおける補剛形式別の応力度（Misesの式による場合）：

(i)　接合部パネルの補剛がない形式：(13)式において, $x=l$, $y=-h$とすれば, σ_xは(16)式となる。

$$\sigma_x=-\frac{M_x}{S_x}-\frac{N_x}{A_x} \tag{16}$$

ここで, 梁フランジより柱ウエブへの応力の伝達を図7に示されるように仮定すれば, S_x, A_xは(17)式で表わされる。

$$S_x=\frac{t_P(d_G+5k_C)^2}{6},\quad A_x=t_P(d_G+5k_C) \tag{17}$$

(17)式を(16)式に代入すれば, 応力度σ_xは,

$$\sigma_x=-\frac{6M_x}{t_P(d_G+5k_C)}-\frac{N_x}{t_p(d_G+5k_C)} \tag{18}$$

となる。応力度σ_yはS_y, A_yを柱の断面係数および断面積とすればよい。せん断応力度τ_{xy}は(10)式より求める。そして(11)式より降伏および最大荷重が計算される。

(ii)　接合部パネルが水平スチフナー形式：接合部パネルが充分に補剛されている場合は, 断面係数S, 断面積Aは, 柱, 梁または接合部パネルの断面係数, 断面積を用いればよい。

(iii)　接合部パネルが水平三角リブスチフナー型式：水平三角リブスチフナーは, 原則として柱フランジの局部座屈防止の補剛として設けられ, 応力の伝達を円滑化するためのものである。三角リブの剛性が十分ならば水平スチフナー形式に近いと考えてよいので, ここでは水平スチフナ形式と同じとする。

塑性理論による場合は次のようにする。

(i)　接合部パネルの補剛がない形式：(17)式における断面係数S_xを塑性断面係数Z_xとおけば, 応力度σ_xは(19)式で与えられる。

$$\sigma_x=-\frac{4M_x}{t_P(d_G+5k_C)^2}-\frac{N_x}{t_P(d_G+5k_X)} \tag{19}$$

また, 応力度σ_yは, 断面係数S_yを塑性断面係数Z_yとおけば(20)式で与えられる。

$$\sigma_y=-\frac{M_y}{Z_y}-\frac{N_y}{A_y} \tag{20}$$

接合部パネルのせん断応力度τ_{xy}は(13)～(15)式におけるS_x, S_y, A_yをZ_x, Z_y, A_Cとおきかえる。そして, (11)式を適用することによって, 降伏および最大荷重を求める。

(ii)　接合部パネルが補剛スチフナー形式：(2), (3)式における断面係数を塑性断面係数とし, σ_Cおよびσ_Gを計算する。また(10)式の代りに(21)式を用いて, τ_{CG}を計算し, (11)式を適用することにより, 降伏および最大荷重を計算する。

$$\tau_{CG}=\frac{Q_C'}{t_Pd_G}=\frac{Q_G'}{t_Pd_C} \tag{21}$$

(4)　柱・梁接合部パネルにおける補剛形式別の応力度（応力関数による場合）：

(i)　接合部パネルの補剛がない形式：すでに述べたように(16), (17), (18)式および(10)式を用いて, (11)式を適用して降伏および最大荷重が計算される。

(ii)　接合部パネルが水平スチフナーおよび水平三角リブスチフナー形式：Misesの式の場合に述べた方法により耐力を計算する。

塑性理論による方法として本研究においては次のようにする。すなわち応力関数による方法は, 弾性範囲において成立する。塑性の場合は(13)～(15)式において, 断面係数の代りに塑性断面係数を用いて降伏および最大荷重を求める便宜的方法を用いる。

(5)　略算法による耐力：軸方向力は無視し, 接合

表 4　理論値

（a）柱の降伏および最大荷重

	降伏荷重（t）			最大荷重（t）		
弾性	P_y	$P_{C,y}$	$P_{G,y}$	P_B	P_{CB}	P_{GB}
	37.53	30.02	7.510	56.53	45.23	11.31
塑性	P_P	$P_{C,P}$	$P_{G,P}$	P_U	$P_{C,U}$	$P_{G,U}$
	39.07	31.25	7.85	58.9	47.05	11.85

（b）柱・梁接合部パネルの降伏および最大荷重

		弾性（t）		塑性（t）	
		P_y	P_B	P_P	P_U
MISESの式	スチフナーあり	12.37	18.60	17.65	26.60
	スチフナーあり	11.45	17.25	16.60	25.00
略算値		12.96	19.68	19.45	29.50
応力函数	スチフナーあり $x=y=0$	13.46	20.40	13.80	20.95
	スチフナーなし $x=y=0$	11.95	18.15	13.13	19.95

（c）荷重と変形の値

部材				荷重と変形の関係
全変形（$\delta=2(\delta_C+\delta_C)$）				$\delta\ =37.364\times10^{-2}$ P
接合部パネルの歪度	略算			$\gamma_P\ =103\times10^{-6}$　P
	応力函数	弾性	スチフナーあり	$\gamma_{xy}=149\times10^{-6}$　P
			スチフナーなし	$\gamma_{xy}=168\times10^{-6}$　P

（註）P_C,P_G：図 2 参照　柱，梁に作用する荷重
サフィックス$_{y,B}$：夫々弾性理論による降伏および最大
サフィックス$_{P,u}$：夫々塑性理論による降伏および最大
δ_C,δ_G　：夫々柱，梁の変位

部パネルにおける境界部は水平スチフナーにより十分に補剛されていると仮定する。図 5 に示される Q_C'，Q_G'が接合部パネルに作用するせん断力とすれば，(10)式において，$\tau_{CG}=\tau_y$，$\tau_{CG}=\tau_B$とおき，夫々降伏，最大耐力を求める。

塑性理論による耐力は，(10)式を(21)式とおきかえて計算すればよい。

(6)　接合部パネルの降伏および最大荷重の算定：すでにあげた各種の式によって，接合部パネルの降伏および最大荷重が計算され，表 4 および Appendix A の図中に示される。

4・3　柱，梁の荷重と変位の関係：柱，梁の変形は、曲げモーメントによる変形 δ_M，せん断力による変形 δ_Sおよび接合部パネルのせん断変形，${}_P\delta$ の和で表わされる。すなわち

$$\delta=\delta_M+\delta_S+{}_P\delta \tag{22}$$

$$\left.\begin{aligned}\delta_M&=\frac{Pl_C{}^3\sin\theta\cos^2\theta}{3EI_C},\quad \delta_S=\frac{Pl_C\sin\theta\cos^2\theta}{GA}\\ {}_P\delta&=\frac{\gamma_P}{2}l_C\\ &=\frac{Pl_Cl_G\sin^2\theta\cos\theta}{Gt_Pdc_C{}^2}-\frac{Pl_C\sin^2\theta\cos\theta}{2Gt_Pd_C}\end{aligned}\right\} \tag{23}$$

ここに，$G=\dfrac{E}{2(1+\nu)}$：せん断弾性係数，$\nu=0.3$（ポアソン比），γ_P：せん断歪

(22)式に(23)式を代入すれば，柱の変形は，

$$\delta_C=P\left(\frac{l_C{}^2\cos\theta}{3EI_C}+\frac{\cos\theta}{GA_{cw}}+\frac{l_G\sin\theta}{Gt_Pd_C{}^2}-\frac{\sin\theta}{2Gt_Pd_C}\right)\cdot l_C\sin\theta\cos\theta \tag{24}$$

となる。同様にして，梁の変形も求まり，柱，梁の全変形は(25)式で与えられる。

$$\delta=2(\delta_C+\delta_G) \tag{25}$$

4・4　柱・梁接合部パネルの変形：

(1)　略算：軸方向力を無視して，接合部パネルの変形を図 8 のように仮定すると，対角線方向の延び δ_{p1}および縮み δ_{p2}は，

$$\gamma_P=\gamma_{P1}+\gamma_{P2} \tag{26}$$

$$\delta_{P1},\delta_{P2}=\sqrt{(d_C\pm d_G\delta_{P1})^2+(d_G\pm d_C\gamma_{P2})^2}-\sqrt{d_C{}^2+d_G{}^2} \tag{27}$$

となり，歪度 ε_{p1}および ε_{p2}は(28)式となる。

$$\left.\begin{matrix}\varepsilon_{P1}\\ \varepsilon_{P2}\end{matrix}\right)=\frac{\sqrt{(d_C\pm d_G\gamma_{P1})^2+(d_G\pm d_C\gamma_{P2})^2}}{\sqrt{d_C{}^2+d_G{}^2}}-1 \tag{28}$$

本実験における供試体の接合部パネルは正方形であるから，$d_G=d_C=d$，$\gamma_{P1}=\gamma_{P2}=\gamma_P/2$とおけば，

$$\left.\begin{matrix}\varepsilon_{P1}\\ \varepsilon_{P2}\end{matrix}\right)=\pm\frac{\gamma_P}{2} \tag{29}$$

となり，ε_{P1}，ε_{P2}は(30)式で表わされる。

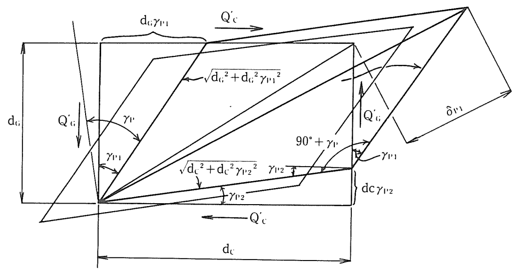


図 8　接合部パネルの変形（一般）

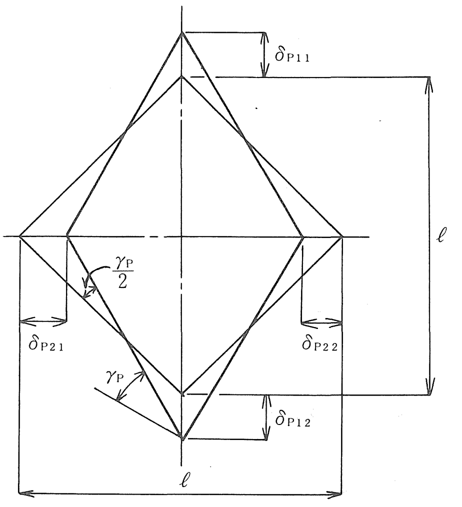


図9　接合部パネルの変形（正方形の場合）

$$\left.\begin{array}{l}\varepsilon_{P1}\\ \varepsilon_{P2}\end{array}\right) = \pm\frac{Q_C'}{2GA_P}\text{，又は}\pm\frac{Q_G'}{2GA_P} \qquad (30)$$

ここにA_Pは接合部パネルの断面積

図9より，次式が得られ，(29)式および(31)式より(32)式が得られる。

$$\varepsilon_{P1} = \frac{\delta_{P11}+\delta_{P12}}{l}\ ,\quad \varepsilon_{P12} = \frac{\delta_{P21}+\delta_{P22}}{l} \qquad (31)$$

$$\gamma_P = \varepsilon_{P1}+\varepsilon_{P2} = \frac{\delta_{P11}+\delta_{P12}+\delta_{P21}+\delta_{P22}}{l} \qquad (32)$$

(30)式において，接合部パネルの対角線方向の変位がわかれば，せん断歪度は計算することが出来る。理論計算においては次式が用いられる。

$$\gamma_P = \frac{Q_G'}{GA_P}\ ,\ \text{又は}\ \frac{Q_C'}{GA_P} \qquad (33)$$

(2)　応力関数による歪度：図7において，x，y方向の変位をu，vとすれば，変位と歪度の関係は，

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} = \varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\nu)}{E}\tau_{xy}$$

で表わされる。(34)式に(13)～(15)式を代入すれば，変位u，vは(35)式となる。

$$U = \frac{1}{2Ehl}\Big\{\Big(\frac{M_x}{S_x} - \nu\frac{M_y}{S_y}\Big)x^2y$$
$$-\Big(\frac{M_y}{S_y} + (2+\nu)\frac{M_x}{S_x}\Big)\frac{y^2}{3}\Big\} + ey + g \qquad (35)$$
$$V = \frac{1}{2Ehl}\Big\{\Big(\frac{M_y}{S_y} - \nu\frac{M_x}{S_x}\Big)xy^2$$
$$-\Big(\frac{M_x}{S_x} + (2+\nu)\frac{M_y}{S_y}\Big)\frac{x^2}{3}\Big\} + fx + h$$

ここに常数e，f，g，hは境界条件から決る。境界条件より常数を決定すれば，結局変位U，V，せん断歪度γ_{xy}は(36)式となる。

$$U = \frac{1}{2Ehl}\Big[\Big(\frac{M_x}{S_x} - \nu\frac{M_y}{S_y}\Big)x^2y$$
$$-\Big\{\frac{M_y}{S_y} + (2+\nu)\frac{M_x}{S_x}\Big\}\frac{y^3}{3}\Big]$$
$$V = \frac{1}{2Ehl}\Big[\Big(\frac{M_y}{S_y} - \nu\frac{M_x}{S_x}\Big)x^2y$$
$$\Big\{\frac{M_x}{S_x} + (2+\nu)\frac{M_y}{S_y}\Big\}\frac{x^3}{3}\Big]$$
$$+\Big[\frac{(1+\nu)}{Eth}Q_x + \frac{(1+\nu)}{Ehl}$$
$$\Big(\frac{M_y}{S_y}l^2 + \frac{M_x}{S_x}\frac{h^2}{3}\Big)\Big]x \qquad (36)$$
$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E}\Big[\frac{Q_x}{2th} + \frac{1}{2hl}\Big\{\frac{M_y}{S_y}(l^2 - x^2)$$
$$+\frac{M_x}{S_x}\Big(\frac{h^2}{3} - y^2\Big)\Big\}\Big]$$

(15)式より，せん断歪γ_{xy}は(37)式となる。

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E}\tau_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \qquad (37)$$

これら各式より求められた変位および歪度は，表4に示され，，また図10の図中に示される。

5．実験結果の考察

5・1　実験結果：実験結果は表3に示され，次のことが明らかである。

最大荷重は，接合部パネルにおける補剛形式によって異なり，補剛のない形式は，補剛された形式よりも遙かに小さく，約60～70％の最大荷重である。また，水平三角リブスチフナーと水平スチフナーとの差は殆んどない。

この傾向は柱フランジ局部座屈および接合部パネルの局部座屈（せん断座屈）荷重に対しても同じである。そして接合部パネルにおける補剛スチフナーは，柱フランジの局部座屈の防止に対する効果が大きいことを示している。

一般に柱・梁接合部パネルの局部座屈荷重が最大荷重と非常に近く，最大荷重は接合部パネルの局部座屈により決定される。とくに補剛されない供試体における接合部パネルの局部座屈荷重は小さい。

これらの事実より，接合部パネルを補剛することによって，接合部パネルおよび柱フランジの局部座

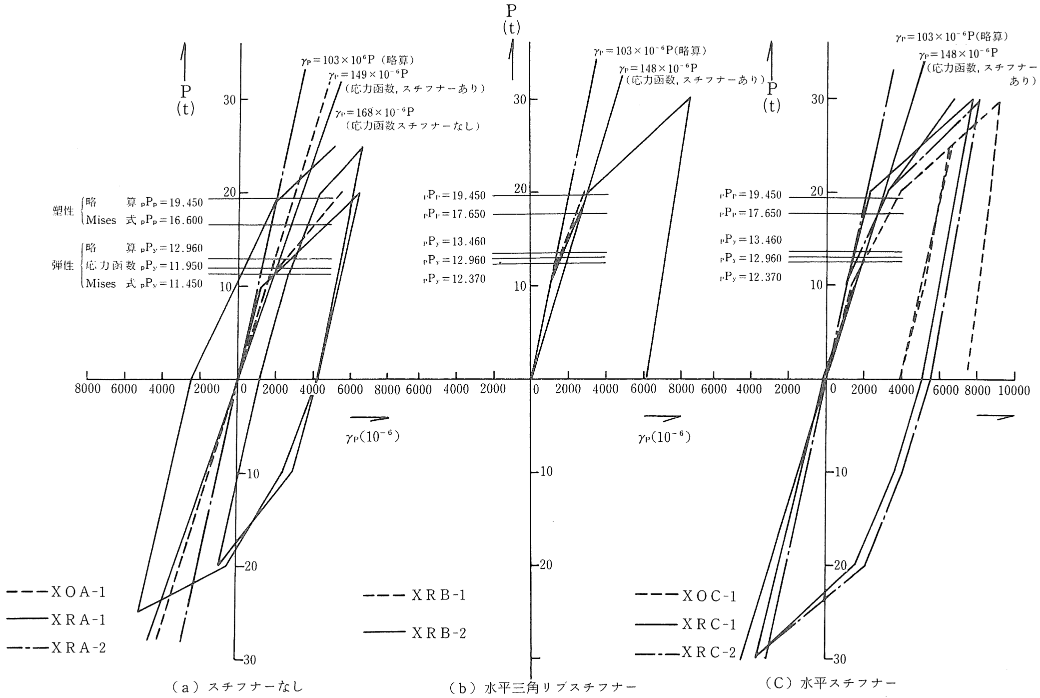


図10 柱・梁接合部パネルのせん断変形

屈を防止でき，かつ接合部パネル周辺の固定度を増加させていることがわかる。

5・2 実験結果と理論値：

5・2・1 柱，梁の降伏荷重：柱，梁の弾性，塑性理論値は表4およびAppendix Aの図中に示される。接合部パネルにおける補剛されない形式は，実験値が柱，梁の降伏理論値に達せず，補剛された形式は実験値の方が高い値を示している。これは接合部パネルが最初に降伏するため，接合部パネルのせん断変形が柱，梁の変形に加算され，柱，梁が降伏する以前に変形が増大したためであろう。柱，梁の接合部のフランジ端に貼付されたW.S.G.による測定結果から，接合部パネルの補剛のない形式では，P＝20～25t，補剛された形式では，P＝30t程度で歪度が$\varepsilon=1330\times10^{-6}$程度に達し，荷重一変位曲線において剛性が小さくなる附近で柱が降伏していることを示している。

また実験における最大荷重は，接合部パネルの補剛のない形式に対しては理論値より低く，補剛された形式に対しては理論値より高い。

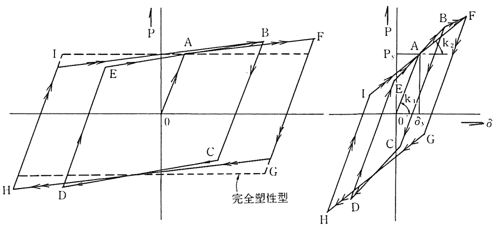
初期（弾性範囲）荷重一変位曲線は，補剛のあるなしに拘らず理論値とよい一致を示している。接合部の変位について，曲げ，せん断および接合部パネルの変形の割合は，1：0.5：1程度となって，本実験における供試体では，接合部パネルの変形が曲げ変形と同程度であることを示している。すなわち接合部パネルの変形が構造物の変形に与える影響が大きいことを裏書きしている。

5・2・2 接合部パネルの降伏荷重：降伏理論値は表4および図10において示される。

弾性範囲においては，弾性降伏理論値は，接合部パネルの補剛があるなしに拘らず実験値とよく一致して，略算，Misesの式および応力関数による値のいずれの方法によっても大差ない。塑性降伏理論値も，接合部パネルが補剛された形式に対してはよく一致しているが，略算値がMisesの式による値よりも実験値とよく合う。

図10にせん断歪度が示される。図によれば，理論値のうち略算式による値が実験値とよい一致を示しているが，応力関数による値も実験値との差はほとんどない。

これらの事実から，降伏荷重，荷重と歪度の関係は，いづれの方法によって理論値を求めても大差なく，実用計算においては，略算式，Misesの式を用い



(a) 最大荷重時近傍　(b) 柱の局部座屈発生前

図11　復元力特性の形式

ても差支えないと思われる。

また接合部パネルの変形は，本実験の結果からも明らかなように，構造物の変形に影響する割合が大きく，しかも接合部パネルの変形が接合部の破壊する原因となる恐れがあるので十分検討する必要がある。

5・3　復元力特性について：荷重一変位曲線より復元力特性について検討すれば，柱に局部座屈が生じない範囲（Ductility factor $\mu=2\sim3$）においては紡錘型で，最大荷重の近傍では完全塑性型に近くなっている。すなわち図11に示されるように，O→A→B→……Ｉの順にループを画き，柱に局部座屈が生ずる程度までは，第2次折線の剛性 k_2 は殆んど変化しない。通常第2次剛性 k_2 はDuctility factor μ が大きくなれば徐々に小さくなるが，本実験においては柱，梁が降伏せず，接合部パネルが降伏したためであろう。また柱が降伏した後は k_2 は更に小さくなり，k_2 はほぼ一定の状態で最大荷重に達する。

それ故，最大荷重時の近傍においては，完全塑性と考えてよい。しかし稍厳密にはbi-linear型と考えるべきであらう。

要するに，鉄骨構造接合部における復元力特性は厳密には紡錘型で，大局的にはbi-linear型または完全塑性型としてよい。また接合部パネルの復元力特性も図10より考察すれば紡錘型に近い。

5・4　Ductility factor (μ)：Ductility factorは最大変位と降伏変位の比で表わされる。それゆえ，μ の算定においては，降伏変位および最大変位の決め方によって相異する。ここでは，降伏変位は理論値を，最大変位は実験において局部座屈を生じた時の変位を用いて，Ductility factorを計算し，表5に示される。ここで，降伏変位の理論値は次式による。

$$\delta_y \text{又は} \delta_P = 37.364\times10^{-2} P_y \text{又は} P_P \ (\mathrm{cm})$$

ここに，P_y，P_P は理論による弾，塑性降伏荷重(t)

一般にDuctility factor μ を，柱フランジに局部座屈を生じた場合の変位を対象として考察すれば次のようになる。すなわち接合部パネルが補剛されていない形式に対しては，一方向荷重の場合が，繰返し荷重の場合に対して極端に大きい。補剛されている形式に対しては，一方向荷重の場合が稍大きい程度である。また，Ductility factorは，略 $\mu_E=3.0$，$\mu_P=2.5\sim3.0$ 程度である。

次に接合部パネルに局部座屈が生じた場合に対しては，一方向荷重の場合，$\mu_E=17\sim19$，$\mu_P=10\sim13$，繰返し荷重の場合，$\mu_E=4.5\sim13$，$\mu_P=2.5\sim9$ となる。

6．結論

本研究において，次の諸点があきらかにされる。

(1)　柱・梁接合部パネルは，通常何等かの補剛が行われている。実験によれば，最大耐力は補剛されていない形式は，補剛された形式より遙かに小さい。また補剛形式による差は殆んどなく，補剛の効果が明らかとなる。

また最大耐力は，柱フランジの局部座屈または接合部パネルの局部座屈（せん断座屈）によって決るので，接合部パネルの補剛によって，これらの座屈耐力を増大させることができる。

(2)　実験結果と理論による結果を比較し，弾性理論におけるMisesの式，応力関数による式および略算式の妥当性が確かめられた。

(3)　接合部パネルのせん断変形は，単に接合部パネルの変形のみならず，他の部分に影響するとともに，接合部パネルの破壊が構造物の破壊に及ぼす影響が大である。

(4)　本実験においては，柱フランジの局部座屈が早期に生じ破壊の原因になっているので，局部座屈防止の補剛が必要である。また塑性設計における回転容量，変形容量に関連するductility factorが小さいので，柱頭，柱脚ならびに接合部パネルの補剛の必要性を痛感する。

(5)　柱・梁接合部の復元力特性は，厳密にはductility factorが $\mu=2\sim3$ 程度までは紡錘型となる。μ が更に大きくなれば完全塑性型に近く，最大荷重に達した後は倒壊型となる。

鉄骨構造は「ねばり」のある，ductility factorの

表 5　ductility factor μ

供試体記号	荷重方向	降伏変位 降伏理論値計算方法	降伏変位 弾性 δ_y(mm)	降伏変位 塑性 δ_P(mm)	座屈変位 柱フランジ局部座屈 δ_b(mm)	座屈変位 パネルゾーン局部座屈 δ_S(mm)	ductility factor μ 弾性 $\mu_E=\frac{\delta_b}{\delta_y}$	ductility factor μ 弾性 $\mu_E=\frac{\delta_S}{\delta_y}$	ductility factor μ 塑性 $\mu_P=\frac{\delta_b}{\delta_P}$	ductility factor μ 塑性 $\mu_P=\frac{\delta_S}{\delta_P}$
XOA－1	正	Mises の式	4.28	6.20			16.90	17.80	11,65	12.27
		略　算	4.84	7.26	72.27	76.05	14.90	15.70	9.95	10.50
		応力函数	4.46	—			16.20	17.05	—	—
XRA－1	正	Mises の式	4.28	6.20			3.81	5.45	2.63	3.76
		略　算	4.84	7.26	16.30	23.33	3.37	4.81	2.24	3.21
		応力函数	4.46	—			3.65	5.22	—	—
	負	Mises の式	4.28	6.20			3.83	5.00	2.64	3.44
		略　算	4.84	7.26	16.39	21.39	3.39	4.42	2.26	2.93
		応力函数	4.46	—			3.67	4.79	—	—
XRA－2	正	Mises の式	4.28	6.20			4.33	6.60	2.99	4.55
		略　算	4.84	7.26	18.51	28.23	3.83	5.84	2.55	3.89
		応力函数	4.46	—			4.15	6.34	—	—
	負	Mises の式	4.28	6.20			2.90	—	1.98	—
		略　算	4.84	7.26	12.37	—	2.56	—	1.70	—
		応力函数	4.46	—			2.78	—	—	—
XOB－1	正	Mises の式	4.61	6.59			6.96	19.10	4.87	13.20
		略　算	4.84	7.26	32.10	88.19	6.65	18.20	4.42	12.13
		応力函数	5.02	—			6.40	17.60	—	—
XRB－1	正	Mises の式	4.61	6.59			6.68	10.86	4.68	7.36
		略　算	4.84	7.26	30.81	49.62	6.36	10.25	4.24	6.84
		応力函数	5.02	—			6.14	9.90	—	—
	負	Mises の式	4.61	6.59			3.20	4.19	2.24	2.80
		略　算	4.84	7.26	14.74	19.34	3.05	4.00	2.03	2.66
		応力函数	5.02	—			2.94	3.86	—	—
XRB－2	正	Mises の式	4.61	6.59			5.23	11.24	3.66	7.75
		略　算	4.84	7.26	24.12	51.87	4.98	10.70	3.32	7.15
		応力函数	5.02	—			4.80	10.33	—	—
	負	Mises の式	4.61	6.59			2.63	4.84	1.84	3.34
		略　算	4.84	7.26	12.10	22.29	2.50	4.61	1.67	3.07
		応力函数	5.02	—			2.41	4.44	—	—
XOC－1	正	Mises の式	4.61	6.59			6.98	18.95	4.89	13.08
		略　算	4.84	7.26	32.18	87.47	6.65	18.10	4.43	12.00
		応力函数	5.02	—			6.40	17.40	—	—
XRC－1	正	Mises の式	4.61	6.59			5.06	13.30	3.54	9.31
		略　算	4.84	7.26	23.34	61.27	4.82	12.65	3.21	8.44
		応力函数	5.02	—			4.65	12.20	—	—
	負	Mises の式	4.61	6.59			1.44	4.24	0.94	2.92
		略　算	4.84	7.26	6.18	19.55	1.28	4.04	0.85	2.69
		応力函数	5.02	—			1.23	3.90	—	—
XRC－2	正	Mises の式	4.61	6.59			4.83	8.09	3.33	5.57
		峪　算	4.84	7.26	22.26	37.27	4.60	7.70	3.06	5.14
		応力函数	5.02	—			4.44	7.45	—	—
	負	Mises の式	4.61	6.59			2.68	—	1.88	—
		略	4.84	7.26	12.34	—	2.56	—	1.70	—
		応力函数	5.02	—			2.46	—	—	—

大きい構造であると云われているが，接合部パネルおよび柱の局部座屈防止に対する何等の補剛をしない限り，設計上大きなductility factorをとることは出来ない点を強調する。

参考文献

1）小高昭夫：鉄骨構造における柱・梁接合部の設計に関する研究；学位請求論文，1961.

2）仲威雄他：水平荷重をうける鋼構造柱・梁およびその接合部の挙動について，日本建築学会論文報告集，第101，102，104号，1964.

3）五十嵐定義他：鋼構造節点の塑性挙動に関する研究，日本建築学会論文報告集第60号，第63，66，69号，1958，1960，1961.

4）仲威雄他：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究；日本建築学会論文報告集第69号，1961.

5）高田周三：鉄骨鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関する実験，日本建築学会論文報告集，第69号，1961.

6）仲威雄他：鉄骨構造の柱・梁接合部の応力伝達機構；日本建築学会論文報告集第89号，1963.

7）五十嵐定義：繰返し力をうける鋼構造材の履歴特性；日本建築学会論文報告集第89号，1963.

8）仲威雄他：繰返し荷重をうける鋼構造接合部の履歴特性と耐力(その１)：日本建築学会論文報告集，第89号，1963.

9）J. F. Baker : The Steel Skeleton : 2, Plastic Behaviour ; Cambridge Univ. Press, 1956.

10）L. S. Beedle : Plastic Design of Steel Frames ; Wiley, 1958.

11）P. G. Hodge : Plastic Analysis of Structures ; McGraw-Hill, 1959.

12）Commentay on Plastic in Steel, Connections ; Proceeding of A.S.C.E., 1960.

13）木原博監修：塑性設計法，森北出版，1960.

14）Timoshenko : Theory of Elasticity ; McGraw-Hill, 1951.

15）Timoshenko ; Theory of Plate and Shells ; McGraw-Hill, 1959.

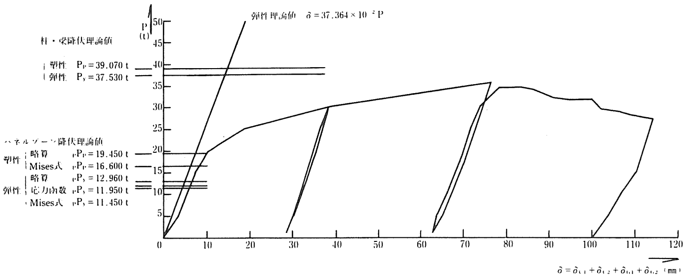
あとがき

本研究は，昭和39年（1964）に実験が行われた未発表の実験的研究である。最近塑性設計における変形容量等が再考察されている。また鉄骨構造は一般に「ねばり」のある構造であるという定説であるが，柱・梁接合部の変形容量等は比較的小さいことを整理して発表し，参考としたい。

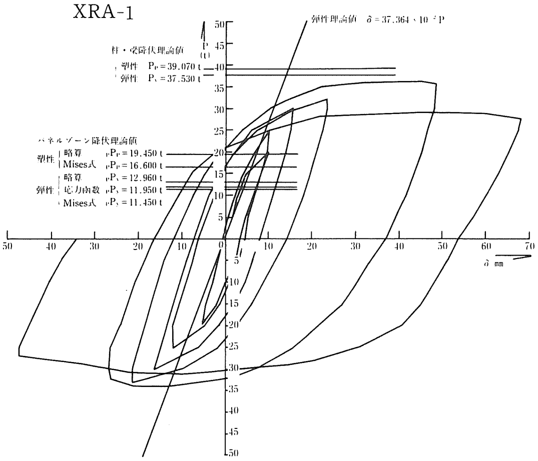
（受理　昭和63年１月25日）

APPENDIX A.　荷重－変位曲線

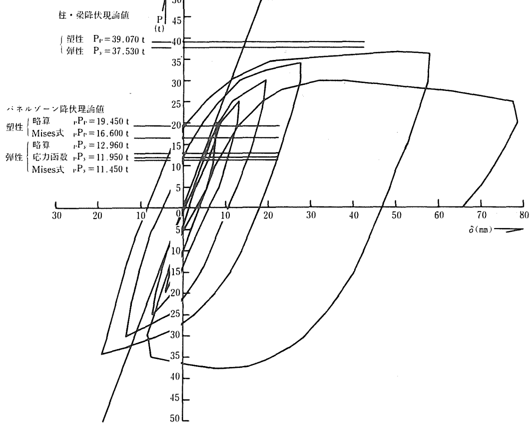
XOA-1



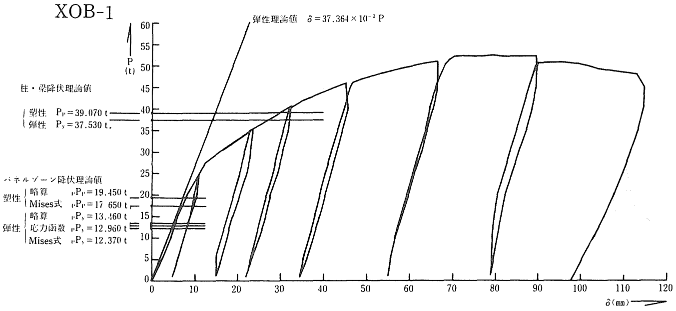
XRA-1



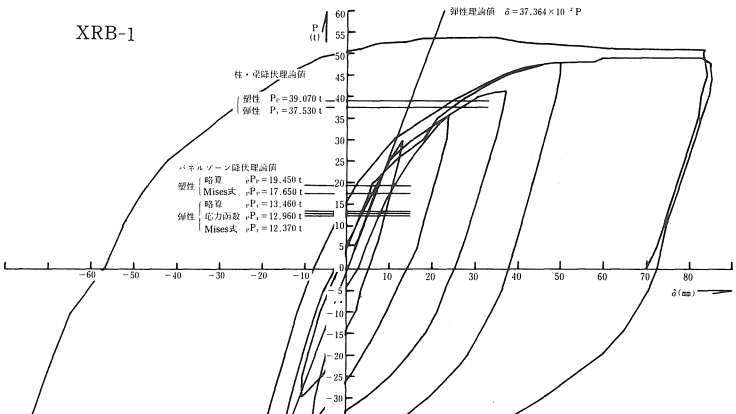
XRA-2



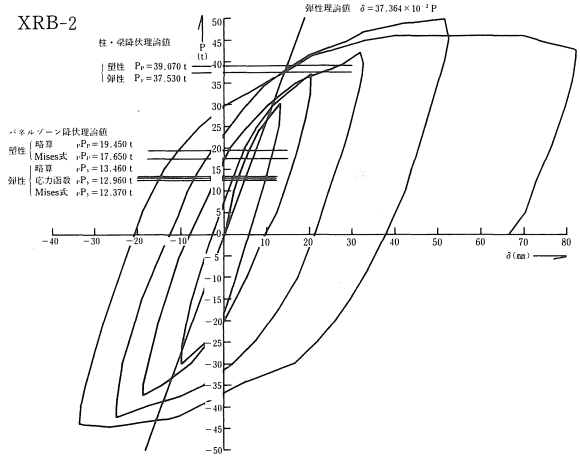
XOB-1



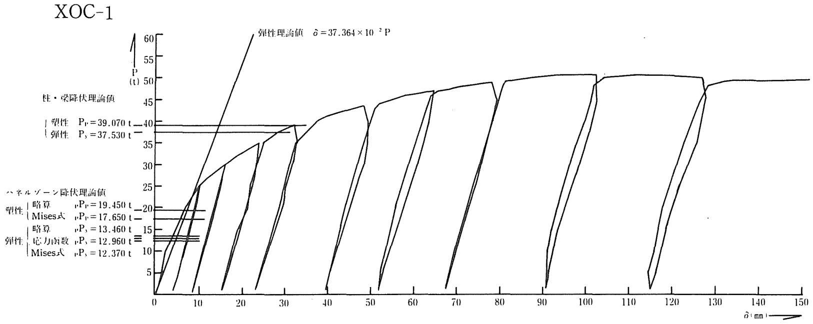
XRB-1



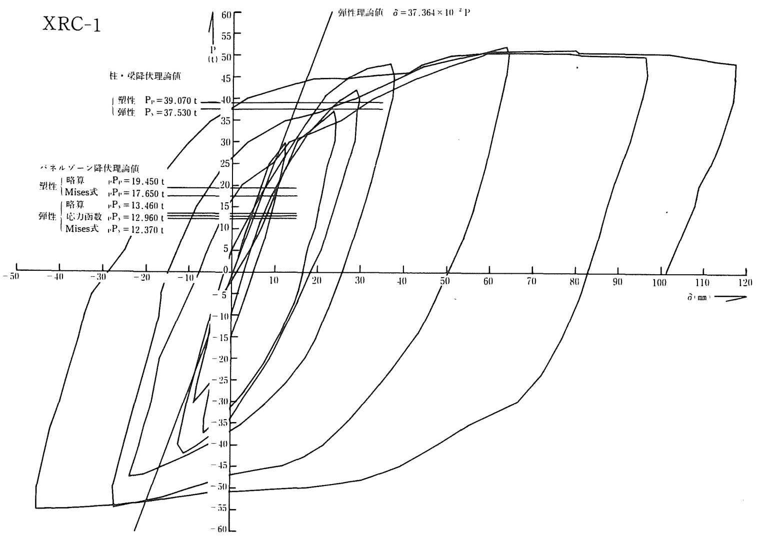
XRB-2

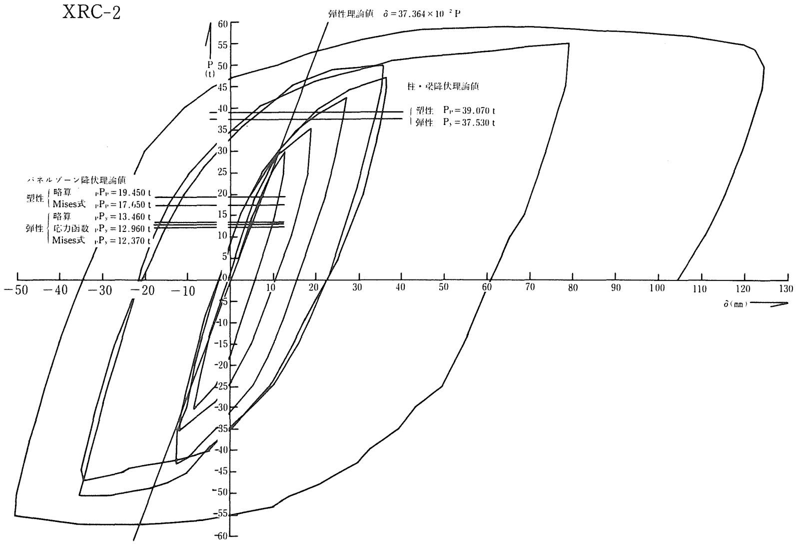


XOC-1

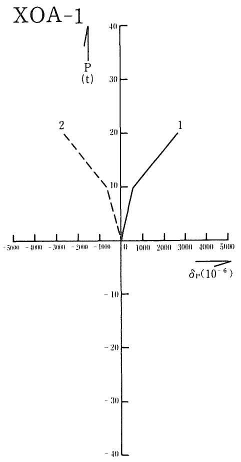


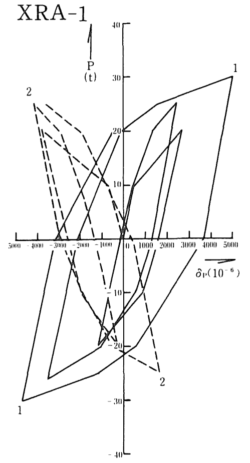
XRC-1

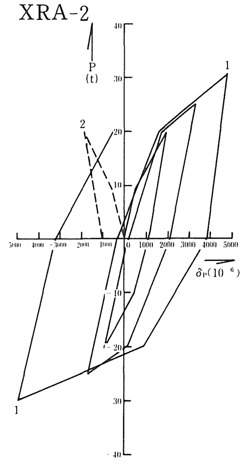


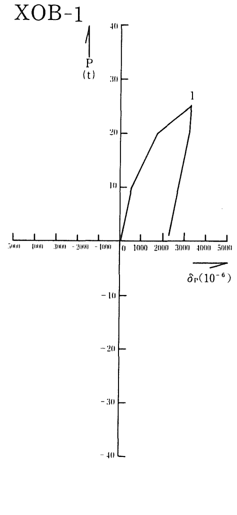


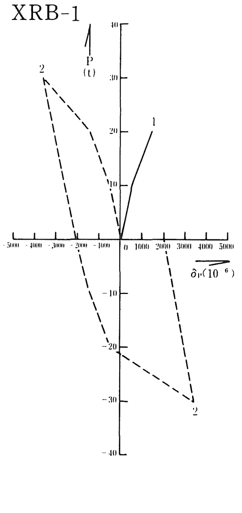
APPENDIX B　柱・梁接合部パネルの荷重－変位曲線

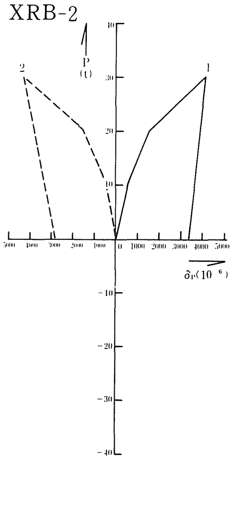


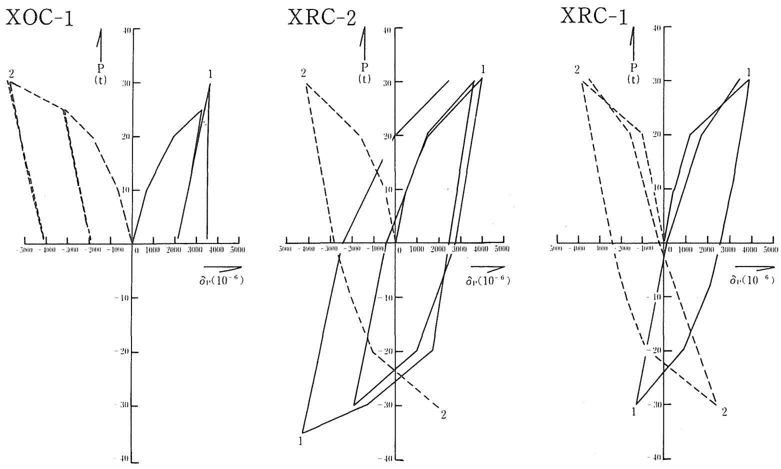











XOC-1
XRC-2
XRC-1
P
(t)
$\delta_P(10^{-6})$
1
2