

第4章 左右の梁せいが異なるパネル（段違いパネル）の載荷実験と耐力評価

4.1 序

前章でのパネルは、左右の梁せいが等しく、パネルの上下面で断面が変化しない標準的なパネル（図 4.1 を参照．以下、標準型パネルと呼ぶ）である．実際の鋼構造骨組はこのような標準的な接合部だけで構成されているのではなく、上下の柱サイズが違うためにパネルの上下面で断面が異なる接合部や左右の梁で梁せいを变化させた接合部（図 4.2 参照．以下、段違いパネルと呼ぶ）などがある．前者については、田淵らが文献 4-1)～4-3) で実験・解析から、その剛性・耐力の評価方法について検討している．後者については、柱・パネルが H 形断面である段違いパネルの弾塑性挙動・設計法に関する研究^{4-4)～4-7)} が数件見られるが、柱・パネルが角形鋼管である段違いパネルの挙動に関する研究はない．パネルが H 形断面の場合にはパネル全体が塑性化し、せん断変形する崩壊性状が報告されているが、角形鋼管の場合にはパネルと梁の耐力比が H 形断面の場合と比較して大きくなるため、4.4 節で示すパネルの一部と梁端部が塑性化する崩壊性状を示す可能性がある．

本論では角形鋼管柱 - H 形鋼梁接合部段違いパネルを対象として、その弾塑性挙動を解析と実験から検討する．解析より段違いパネルの剛性・耐力評価式を提案し、十字形骨組による段違いパネルのせん断載荷実験より得られた弾性剛性・耐力と評価式から得られた計算値を比較・検討する．

4.2 段違いパネル周辺の応力状態

図 4.2 に段違いパネル周りの応力状態を示す．以下、梁せいの大きい方の梁を梁 1、小さい方の梁を梁 2 と呼ぶ．また、両側に梁が接合しているパネルをパネル 1、片側にのみ接合しているパネルをパネル 2 と呼ぶ．図中に示す柱・梁に作用する力はそれぞれ柱端・梁端位置での力を示す．柱・梁端のモーメントを柱フランジ・梁フランジに作用する集中荷重の偶力であると仮定すると、パネル 1 のせん断力 ${}_{p1}Q_c$ 、パネル 2 のせん断力 ${}_{p2}Q_c$ は次式で表せる．

$${}_{p1}Q_c = \frac{b_1 M}{d_{b1}} + \frac{b_2 M}{d_{b2}} - \frac{c Q_U + c Q_L}{2} \quad (4.1)$$

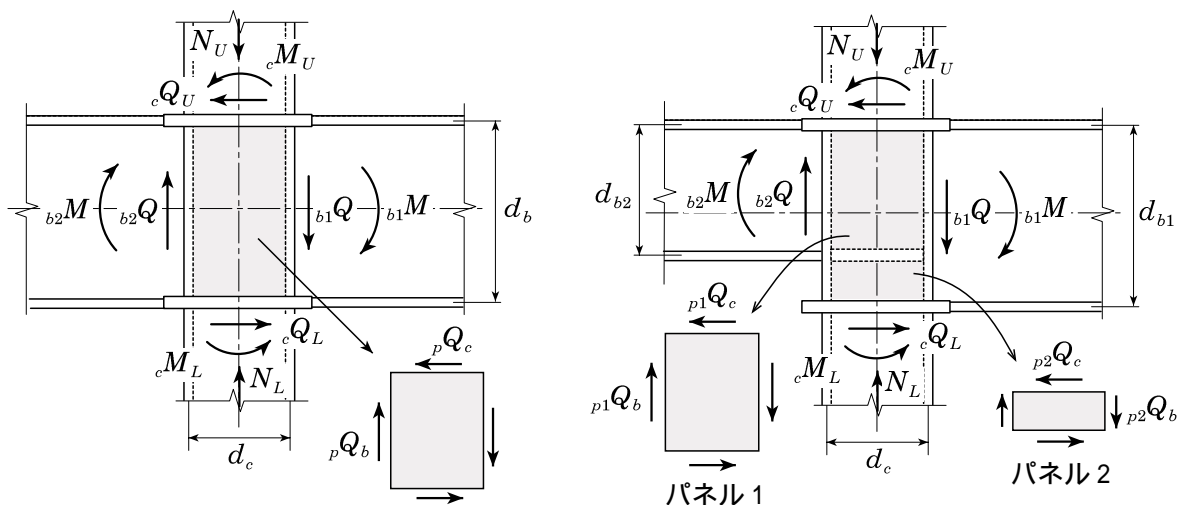


図 4.1 パネル周辺に作用する力(標準型パネル) 図 4.2 パネル周辺に作用する力(段違いパネル)

$${}_{p2}Q_c = \frac{{}_{b1}M}{d_{b1}} - \frac{{}_cQ_U + {}_cQ_L}{2} \quad (4.2)$$

ただし、 d_c はパネルのフランジ中心間寸法、 d_{b1} は梁1のフランジ中心間寸法、 d_{b2} は梁2のフランジ中心間寸法である。ここで、パネルモーメント ${}_pM$ は図 4.3 に示すパネルに作用するせん断力によるモーメントであると定義すると、次式で表せる。

$${}_pM = {}_{p2}Q_c d_{b1} + ({}_{p1}Q_c - {}_{p2}Q_c) d_{b2} \quad (4.3)$$

(4.1), (4.2)式を(4.3)式に代入すると次式を得る。

$${}_pM = {}_{b1}M + {}_{b2}M - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{d_{b1}}{2} \quad (4.4)$$

図 4.1 に示す標準型パネルのパネルモーメントは次式で表される。

$${}_pM = {}_{b1}M + {}_{b2}M - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{d_b}{2} \quad (4.5)$$

段違いパネルの d_{b1} を標準型パネルの d_b に置き換えれば、段違いパネルと標準型パネルの ${}_pM$ は同じ式で表すことができる。

同様に、2章で定義したパネルの節点モーメント・節点塑性モーメントを段違いパネルについて表すと、次式で得られる。

$${}_pM^* = {}_pM + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_{b1}}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (4.6)$$

$${}_pM_p^* = {}_pM_p + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_{b1}}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (4.7)$$

ただし (4.7) 式中の ${}_pM_p$ は 4.4 節で述べる段違いパネルの全塑性パネルモーメントであり、同式中のせん断力 Q は崩壊機構形成時のせん断力を表す。パネルモーメントの場合と同様に、段違いパネルの d_{b1} を標準型パネルの d_b に置き換えれば、標準型パネルの式と段違いパネルの式は全く同じものになる。

4.3 段違いパネルの弾性剛性

パネルのせん断変形のみを考慮してパネルの弾性剛性を算定する。段違いパネルの場合、パネル1とパネル2に作用するせん断力が異なるため ((4.1), (4.2) 式参照), それぞれに生じるせん断弾性変形角も異なる (図 4.4 参照)。パネル1・パネル2に作用するせん断力をそれぞれ ${}_{p1}Q_c$ ・ ${}_{p2}Q_c$ とし、パネル1・パネル2のせん断変形角を γ_1 ・ γ_2 とする。これらには次式の関係が成立する。

$${}_{p1}Q_c = G A_p \gamma_1 \quad , \quad {}_{p2}Q_c = G A_p \gamma_2 \quad (4.8), (4.9)$$

ただし、 G はせん断弾性係数、 A_p はパネルのウェブ面積であり、鋼管断面積 A の 1/2 とする。図 4.4 に示すパネルの平均せん断力 $\overline{{}_pQ}$ を次式で定義する。

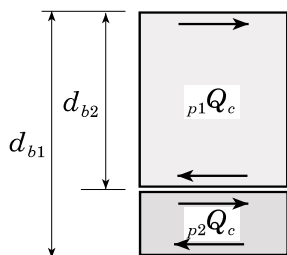


図 4.3 パネルモーメント

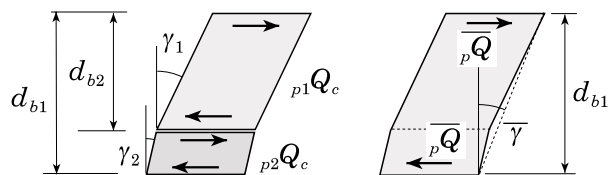


図 4.4 パネルのせん断力とせん断変形角

$$\overline{pQ} = \frac{pM}{d_{b1}} = p_2 Q_c + (p_1 Q_c - p_2 Q_c) \frac{d_{b2}}{d_{b1}} \quad (4.10)$$

図 4.4 に示すパネルの平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ を次式で定義する .

$$\overline{\gamma} = \frac{\gamma_1 d_{b2} + \gamma_2 (d_{b1} - d_{b2})}{d_{b1}} \quad (4.11)$$

(4.10)式に (4.8), (4.9), (4.11) 式を代入すると , 次式を得る .

$$\overline{pQ} = G A_p \overline{\gamma} = K_s \overline{\gamma} \quad (4.12)$$

弾性域におけるパネルの平均せん断力 \overline{pQ} と平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ の関係式は , 標準型・段違いパネルとも同じ式で表せる .

4.4 段違いパネルの全塑性耐力

4.4.1 段違いパネルの全塑性耐力評価式

塑性解析法により段違いパネルの全塑性耐力の評価式を導く . ここではパネルの全塑性耐力をパネルの塑性化によって生じる崩壊機構形成時のパネルモーメント (以下 , 全塑性パネルモーメントと呼ぶ) , または , そのときのパネルの平均せん断力 (以下 , パネルの平均せん断耐力と呼ぶ) として表す .

図 4.2 に示す力が作用する場合について , 図 4.5, 4.6 に示す 2 つの崩壊機構を考える . 図 4.5 に示す機構 A はパネル 1・2 がともに塑性化している状態である . 機構 A についての仮想仕事式より次式が得られる .

$$2 t_p d_c d_{b1} \Delta \theta \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = \left\{ b_1 M + b_2 M - (c Q_U + c Q_L) \frac{d_{b1}}{2} \right\} \Delta \theta \quad (4.13)$$

ただし , σ_y はパネルの降伏応力度 , t_p はパネル板厚 , n はパネルの軸力比である . (4.4) , (4.13) 式より機構 A 形成時の全塑性パネルモーメント ${}_p M_p^A$ は次式で得られる .

$${}_p M_p^A = 2 t_p d_c d_{b1} \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (4.14)$$

図 4.6 に示す機構 B ではパネル 1 と梁 1 のフランジ・ウェブの一部 (図のハッチ部分) が塑性化し , パネル 2 は塑性化しない . 機構 B についての仮想仕事式より次式が得られる .

$${}_p M_p^{BI} \Delta \theta = \left\{ b_1 M + b_2 M - (c Q_U + c Q_L) \frac{d_{b2}}{2} \right\} \Delta \theta \quad (4.15)$$

$${}_p M_p^{BI} = 2 t_p d_c d_{b2} \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} + B_1 t_{f1} (d_{b1} - d_{b2}) \sigma_{yf1} + t_{w1} (d_{b1} - d_{b2})^2 \frac{\sigma_{yw1}}{2} \quad (4.16)$$

ただし σ_{yf1} ・ σ_{yw1} は梁 1 のフランジ・ウェブの降伏応力度 , B_1 は梁 1 の幅 , t_{f1} ・ t_{w1} は梁 1 のフランジ・

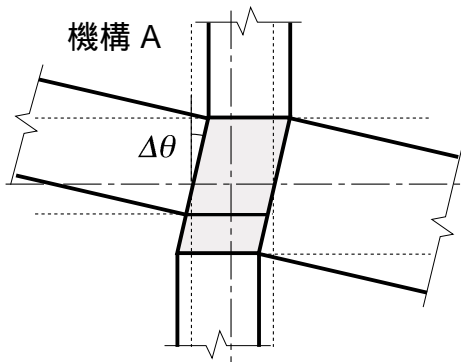


図 4.5 機構 A

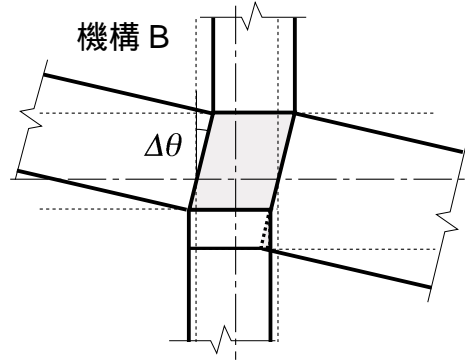


図 4.6 機構 B

ウェブ厚である (4.4), (4.15), (4.16)式より機構 B 形成時の全塑性パネルモーメント ${}_pM_p^B$ は次式で得られる .

$${}_pM_p^B = {}_pM_p^{BI} - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{(d_{b1} - d_{b2})}{2} \quad (4.17)$$

段違いパネルの全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ は , 機構 A と機構 B から得られるパネルモーメントのうち小さい方で決まる . すなわち , 次式で得られる .

$${}_pM_p = \text{Min.} ({}_pM_p^A, {}_pM_p^B) \quad (4.18)$$

また , パネルの平均せん断耐力 $\overline{{}_pQ_p}$ は (4.10) 式より次式で得られる .

$$\overline{{}_pQ_p} = \text{Min.} (\overline{{}_pQ_p^A}, \overline{{}_pQ_p^B}) \quad (4.19)$$

$$\overline{{}_pQ_p^A} = \frac{{}_pM_p^A}{d_{b1}} \quad , \quad \overline{{}_pQ_p^B} = \frac{{}_pM_p^B}{d_{b1}} \quad (4.20), (4.21)$$

段違いパネルの節点塑性モーメントは (4.7) 式より機構 A, B の場合それぞれ以下のように表すことができる .

$${}_pM_p^{A*} = {}_pM_p^A + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_{b1}}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (4.22)$$

$${}_pM_p^{B*} = {}_pM_p^{BI} + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_{b2}}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (4.23)$$

4.4.2 パネル耐力に及ぼすパラメータの影響

図 4.7 に示す十字形骨組を例に , パネル耐力に及ぼす構造パラメータの影響について考察する . (4.20), (4.21) 式より機構 A に対する機構 B のパネルの平均せん断耐力比は次式で得られる .

$$\frac{\overline{{}_pQ_p^B}}{\overline{{}_pQ_p^A}} = \frac{1 - \frac{d_c}{L} - \frac{d_{b1}}{H}}{1 - \frac{d_c}{L} - \frac{d_{b2}}{H}} \frac{{}_pM_p^{BI}}{{}_pM_p^A} \quad (4.24)$$

(4.16) 式で表される ${}_pM_p^{BI}$ を整理すると次式で表せる .

$${}_pM_p^{BI} = \frac{d_{b2}}{d_{b1}} {}_pM_p^A + \left(1 - \frac{d_{b2}}{d_{b1}}\right) {}_{bf1}M_p + \frac{2(d_{b1} - d_{b2})^2}{(d_{b1} - t_{f1})^2} {}_{bw1}M_p \quad (4.25)$$

ただし ${}_{bf1}M_p$, ${}_{bw1}M_p$ はそれぞれ梁 1 のフランジ , ウェブの全塑性モーメントであり , 次式で得られる .

$${}_{bf1}M_p = B_1 d_{b1} t_{f1} \sigma_{yf1} \quad (4.26)$$

$${}_{bw1}M_p = \frac{t_{w1} (d_{b1} - t_{f1})^2}{4} \sigma_{yw1} \quad (4.27)$$

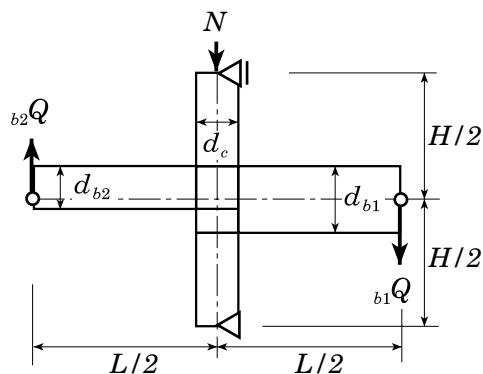


図 4.7 十字形骨組

ここで(4.21)式中で $d_{b1} - t_{f1} \cong d_{b1}$ とすると次式となる。

$${}_pM_p^{BI} = {}_pM_p^A \psi + {}_{bf1}M_p (1 - \psi) + {}_{bw1}M_p 2(1 - \psi)^2 \quad (4.28)$$

ただし, $\psi = d_{b2} / d_{b1}$ である。図 4.8 に上記の近似による影響の一例を示す。パラメータは 4.5 節で示す R2816-5-b10 試験体のものである。実線が近似前, 点線が近似後の値を示す。図より近似の影響がほとんどないことがわかる。上記の近似を用いると(4.24)式は次式で表せる。

$$\frac{{}_p\overline{Q}_p^B}{{}_p\overline{Q}_p^A} = \frac{1 - \lambda - \mu}{1 - \lambda - \psi\mu} \left\{ \psi + (1 - \psi)m_f + 2(1 - \psi)^2 m_w \right\} \quad (4.29)$$

ただし, 式中的変数はそれぞれ,

$$\lambda = d_c / L, \quad \mu = d_{b1} / H, \quad m_f = {}_{bf1}M_p / {}_pM_p^A, \quad m_w = {}_{bw1}M_p / {}_pM_p^A$$

であり, ψ を含めた 5 つの変数によって平均せん断耐力比が決定する。

図 4.9 に(4.27)式で得られるパネルせん断耐力比 $\overline{Q}_p^B / \overline{Q}_p^A$ を示す。横軸は梁せい比 ψ である。その他のパラメータの値は図中の通りである。図の $\overline{Q}_p^B / \overline{Q}_p^A$ が 1 以下である場合は機構 B で, 1 以上である場合は機構 A でパネル平均せん断耐力がきまる。図より, パラメータによってはせん断耐力が \overline{Q}_p^A の 1 ~ 2 割も低下し, 機構 B で耐力が決まる場合があることがわかる。また, 梁せい比 ψ が小さくなると $\overline{Q}_p^B / \overline{Q}_p^A$ は単調に減少するのではなく, 一旦減少した後 増加する場合がある。

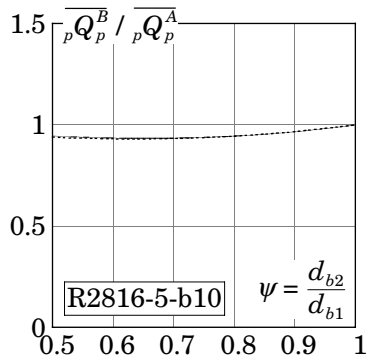


図 4.8 近似の影響

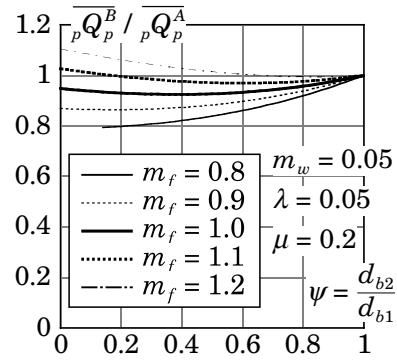


図 4.9 パネルせん断耐力比

4.5 段違いパネル十字形骨組載荷実験

4.5.1 試験体

試験体は図 4.10 に示すような冷間ロール成形角形鋼管柱 と溶接組立 H 形断面梁で構成される通しダイアフラム形式の十字形骨組である。また梁 2 の下フランジ位置には内ダイアフラムを挿入する。試験体一覧を表 4.1 に示す。試験体は計 14 体である。実験パラメータは梁せい差・軸力比 n ・幅厚比 D/t ・塑性解析法から予測されるパネルの崩壊機構であり, 梁せい差は 0mm, 100mm, 200mm の 3 種類, 幅厚比は 28, 21 の 2 種類, 軸力比は 0.0, 0.5 の 2 種類, 崩壊機構は表中に示した \overline{Q}_p^A と \overline{Q}_p^B の大小により決まる。パネルのアスペクト比はすべて 1.6 である。

試験体の柱・パネルには BCR295, 梁・通しダイアフラム・内ダイアフラムには SN490B を用いる。素材の機械的性質を表 4.2 に, 素材と試験体の対応表を表 4.3 に示す。表中の $t, \sigma_y, \sigma_u, YR, El.$ はそれぞれ板厚, 降伏応力度, 引張強さ, 降伏比, 破断延びの実測値を表す。降伏応力度は 0.2% offset 値とする。

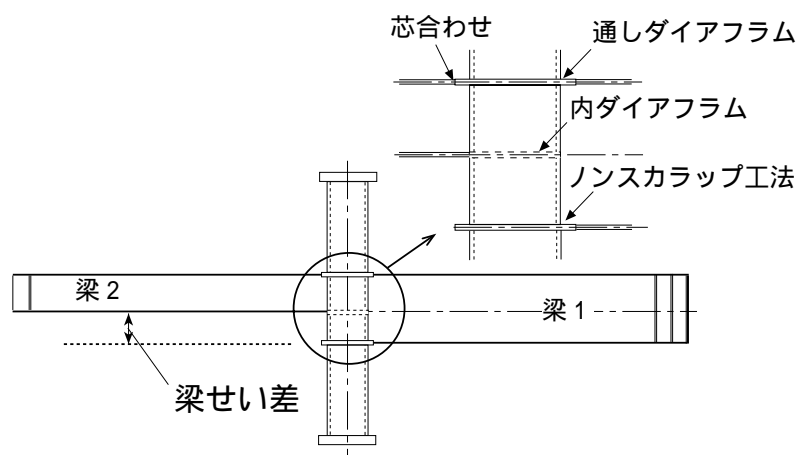


図 4.10 十字形骨組試験体 (梁せい差 200mm の場合)

表 4.1 試験体一覧

No.	試験体名	梁せい差	D/t	n	パネル	柱	梁 1	梁 2	$\frac{Q_p^A}{P}$ (ton)	$\frac{Q_p^B}{P}$ (ton)	$\frac{Q_p^B}{Q_p^A}$	機構
1	R2816-0	0 mm	28	0.0	-250 × 250 × 9	-250 × 250 × 12	BH-400 × 200 × 6 × 12	BH-400 × 200 × 6 × 12	103.3	-	-	A
2	R2816-5			0.5	-250 × 250 × 9	-250 × 250 × 12			89.5	-	-	A
3	R2116-0		21	0.0	-250 × 250 × 12	-250 × 250 × 16			132.7	-	-	A
4	R2116-5			0.5	-250 × 250 × 12	-250 × 250 × 16			114.9	-	-	A
5	R2816-0-b10	100 mm	28	0.0	-250 × 250 × 9	-250 × 250 × 12	BH-400 × 200 × 6 × 12	BH-300 × 200 × 6 × 12	103.3	93.6	0.91	B
6	R2816-5-b10	0.5		BH-300 × 200 × 6 × 12				89.5	83.9	0.94	B	
7	R2816-0-b20	200 mm	0.0	BH-200 × 200 × 6 × 12	103.3	98.9		0.96	B			
8	R2816-5-b20		0.5	BH-200 × 200 × 6 × 12	89.5	93.1		1.04	A			
9	R2116-0-b10	100 mm	21	0.0	-250 × 250 × 12	-250 × 250 × 16	BH-300 × 200 × 6 × 12	132.7	118.6	0.89	B	
10	R2116-5-b10	0.5		BH-300 × 200 × 6 × 12			114.9	106.3	0.92	B		
11	R2816-0-a10	100 mm	28	0.0	-250 × 250 × 9	-250 × 250 × 12	BH-400 × 200 × 16 × 19	BH-300 × 200 × 16 × 19	103.3	109.7	1.06	A
12	R2816-5-a10			0.5				BH-300 × 200 × 16 × 19	89.5	100.1	1.12	A
13	R2816-0-a20	200 mm	0.0	BH-200 × 200 × 16 × 19	103.3	128.2		1.24	A			
14	R2816-5-a20		0.5	BH-200 × 200 × 16 × 19	89.5	122.4		1.37	A			

表 4.2 素材の機械的性質

試験片	記号	grade	t (mm)	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	YR (%)	EI. (%)
鋼管9mm厚	9-A	BCR295	9.3	3.99	4.86	82.0	45
	12-A		12.3	3.94	4.61	85.5	44
鋼管12mm厚	12-B	BCR295	12.0	3.77	4.41	85.4	40
	12-C		11.9	3.68	4.46	82.5	44
鋼管16mm厚	16-A	BCR295	16.1	4.43	5.08	87.1	51
	16-B		16.4	3.90	4.85	80.5	42
梁フランジ	F-A	SN490B	11.9	3.26	5.42	60.2	49
	F-B		11.9	4.13	5.62	73.5	37
	F-C		18.9	3.39	5.43	62.4	43
梁ウェブ	W-A	SN490B	6.5	3.98	5.66	70.4	38
	W-B		6.0	3.85	5.59	68.8	34
	W-C		15.8	3.54	5.46	64.9	41
ダイヤフラム	D-A	SN490B	15.9	3.88	5.74	67.6	50
	D-B		16.0	3.36	5.17	65.0	47
	D-C		22.1	3.39	5.30	63.9	51

表 4.3 素材対応表

No.	試験体名	パネル	柱	梁		ダイヤ フラム
				フランジ	ウェブ	
1	R2816-0	9-A	12-A	F-A	W-A	D-A
2	R2816-5					
3	R2116-0	12-A	16-A	F-A	W-A	D-A
4	R2116-5					
5	R2816-0-b10	9-A	12-A	F-A	W-A	D-A
6	R2816-5-b10					
7	R2816-0-b20		12-B			
8	R2816-5-b20					
9	R2116-0-b10	12-A	16-B	F-B	W-B	D-B
10	R2116-5-b10					
11	R2816-0-a10	9-A	12-C	F-C	W-C	D-C
12	R2816-5-a10					
13	R2816-0-a20					
14	R2816-5-a20					

パネル・柱の角形鋼管のシームは、フランジ側に位置させる。ダイアフラムとパネルの溶接には裏当金を用いず、裏波溶接とする。梁フランジとダイアフラムは芯合わせとし、ノンスカラップ工法で溶接接合する。また試験体はすべてパネルが柱・梁よりも先に降伏するように設計されている。

4.5.2 荷重方法および測定方法

図 4.11 に荷重方法を示す。柱の上下端のエンドプレートを高力ボルトでピン治具に接合する。上端はピン支持されていて回転自由、下端はローラー支持で鉛直方向に移動可能となっている。また、試験体の梁には横座屈止めを取り付ける。柱に所定の軸力を導入した後、両側の梁の回転角が常に等しくなるように制御しつつ、梁両端のオイルジャッキで荷重する。荷重プログラムは、パネル 1 降伏時のせん断変形角に対し、4 倍・8 倍・12 倍のループをそれぞれ 2 回ずつ荷重する。ただし、試験体 No.11 ~ 14 は 16 倍のループ 2 回を追加した。

図 4.12 にパネル部分の測定点およびせん断変形角を示す。パネルの平均せん断変形角 $\bar{\gamma}$ 、パネル 1 のせん断変形角 γ_1 、パネル 2 のせん断変形角 γ_2 は、パネル対角の変形および軸方向変形より算定し、次式で得られる。

$$\bar{\gamma} = \frac{1}{2 d_{b1} \cos \theta} \left\{ d_1 + d_2 - \frac{d_c}{d_{c0}} (v_A - v_B) \sin \theta \right\} \quad (4.30)$$

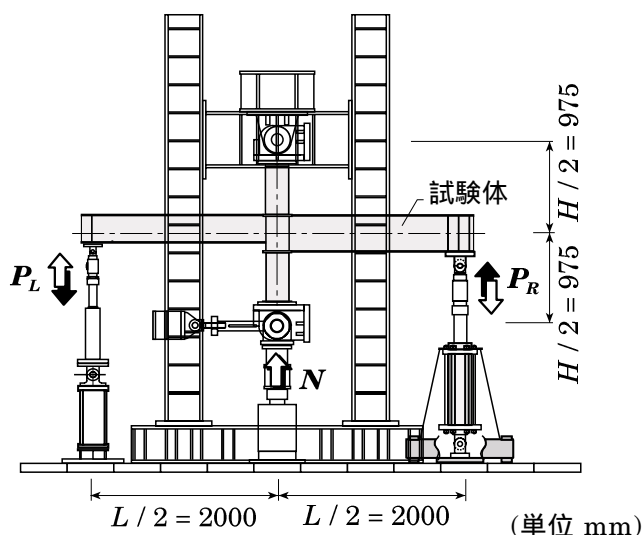


図 4.11 荷重装置

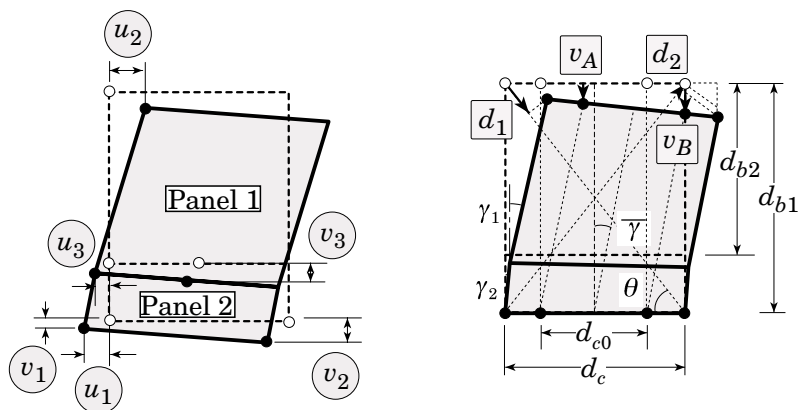


図 4.12 パネル部分の測定点

$$\gamma_1 = \frac{u_2 + u_3}{d_{b2}} - \frac{v_2 - v_1}{d_c} \quad (4.31)$$

$$\gamma_2 = \frac{u_1 - u_3}{d_{b1} - d_{b2}} - \frac{v_2 - v_1}{d_c} \quad (4.32)$$

ただし、図中の $d_{b1} \cdot d_{b2}$ は梁1・梁2のフランジ中心間寸法、 d_c はパネルのフランジ中心間寸法（図 4.2 参照）である。また、パネルに作用する平均せん断力 \overline{pQ} ・パネル1のせん断力 ${}_{p1}Q_c$ ・パネル2のせん断力 ${}_{p2}Q_c$ （図 4.4 参照）は次式で得られる。

$$\overline{pQ} = \left(\frac{L - d_c}{d_{b1}} - \frac{L}{H} \right) \frac{P_R + P_L}{2} \quad (4.33)$$

$${}_{p1}Q_c = \left(\frac{P_R}{d_{b1}} + \frac{P_L}{d_{b2}} \right) \frac{L - d_c}{2} - \frac{P_R + P_L}{2} \frac{L}{H} \quad (4.34)$$

$${}_{p2}Q_c = \frac{P_R}{d_{b1}} \frac{L - d_c}{2} - \frac{P_R + P_L}{2} \frac{L}{H} \quad (4.35)$$

4.5.3 実験結果および考察

表 4.4 に計算・実験結果一覧を示す。実験剛性 K_e は $\overline{pQ}_p / 3$ での割線剛性である。せん断耐力の実験値 \overline{pQ}_{pe} はパネル平均せん断力-平均せん断変形角関係の 0.35%offset 値である。 \overline{pQ}_{max} はパネル平均せん断力の最大値である。がついているものは載荷装置の限界から余力を残して載荷を終了しており、最大値はさらに大きくなる。このような試験体では図 4.13 左側のような安定した履歴性状が得られた。一方、がついていない試験体ではパネル2フランジ部分（図 4.14 参照）の面外変形や梁1下フランジの局部座屈などにより荷重が低下し、図 4.13 右側のような履歴性状が得られた $\Sigma \overline{\gamma}_p^{max}$ は最大耐力までの累積塑性変形角、 η^{max} は最大耐力までの累積塑性変形倍率、 $\Sigma \overline{\gamma}_p^{90\%}$ は 90%耐力低下時までの累積塑性変形角、 $\eta^{90\%}$ は 90%耐力低下時までの累積塑性変形倍率である。文献 4-8) によれば、地震時にパネルを積極的に塑性化させた場合に要求されるパネルの累積塑性変形倍率は 60 程度であり、すべての試験体において今回得られた累積塑性変形倍率はそれを大きく上回る。 α は図 4.15 で定義されるパネル平均せん断力-平均せん断変形角関係の 2 次勾配である。また、備考として載荷終了時の各試験体の状況を示す。

表 4.4 剛性・せん断耐力一覧表

No.	試験体名	K_s (t/rad)	\overline{pQ}_p (ton)	K_e (t/rad)	\overline{pQ}_{pe} (ton)	\overline{pQ}_{max} (ton)	$\frac{K_e}{K_s}$	$\frac{\overline{pQ}_{pe}}{\overline{pQ}_p}$	$\Sigma \overline{\gamma}_p^{max}$ (rad) (η^{max})	$\Sigma \overline{\gamma}_p^{90\%}$ (rad) ($\eta^{90\%}$)	α (%)	備考
1	R2816-0	35183	103.3	40499	96.7	135.3	1.15	0.94	0.550 (230)	-	2.48	(a)
2	R2816-5	35183	89.5	36004	95.5	120.5	1.02	1.07	0.440 (166)	-	2.40	(a)
3	R2116-0	45219	132.7	53931	122.5	159.5	1.19	0.92	0.498 (219)	-	2.27	(a)
4	R2116-5	45219	114.9	41282	121.5	155.3	0.91	1.06	0.459 (156)	-	2.68	(a)
5	R2816-0-b10	35183	93.6	32213	92.5	129.5	0.92	0.99	0.435 (151)	-	3.30	(a)
6	R2816-5-b10	35183	83.9	29457	83.2	117.9	0.84	0.99	0.372 (132)	-	3.67	(a)
7	R2816-0-b20	35183	98.9	36763	100.6	125.6	1.04	1.02	0.377 (138)	0.398 (146)	3.08	(b)
8	R2816-5-b20	35183	89.5	34045	92.2	123.5	0.97	1.03	0.322 (119)	0.345 (127)	3.09	(b)
9	R2116-0-b10	45219	118.6	46860	122.8	152.4	1.04	1.04	0.463 (177)	-	2.07	(a)
10	R2116-5-b10	45219	106.3	36658	112.4	143.3	0.81	1.06	0.379 (124)	-	2.94	(a)
11	R2816-0-a10	35183	103.3	33339	105.2	156.5	0.95	1.02	0.743 (235)	-	3.69	(a)
12	R2816-5-a10	35183	89.5	29837	94.7	135.0	0.85	1.06	0.595 (188)	0.638 (201)	4.35	(c)
13	R2816-0-a20	35183	103.3	39090	103.3	151.3	1.11	1.00	0.669 (253)	-	3.40	(a)
14	R2816-5-a20	35183	89.5	32694	97.2	138.3	0.93	1.09	0.362 (122)	0.378 (127)	3.76	(c)

備考 (a) 載荷装置の限界から余力を残して載荷を終了、(b) 梁1下フランジの局部座屈により荷重が低下
(c) パネル2フランジ部分の面外変形により一定軸力を維持できず

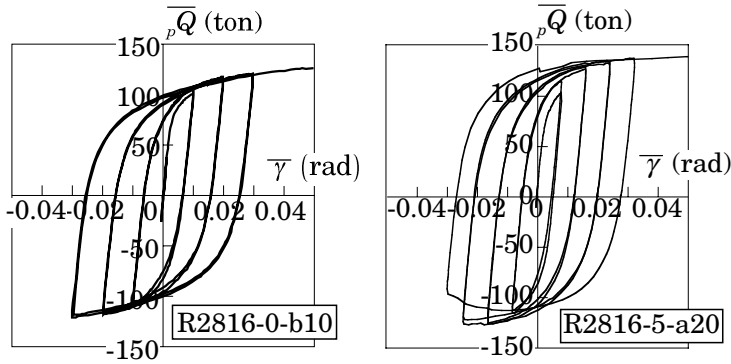


図 4.13 パネル平均せん断力ー平均せん断変形角関係



図 4.14 パネル2フランジの面外変形

図 4.16 に载荷終了時の写真の一例を示す。機構 A で耐力が決まる左側の試験体ではパネル全体が変形している。一方、機構 B で耐力が決まる右側の試験体では、パネル1は変形しているがパネル2はほとんど変形していない。また梁フランジ・梁ウェブの一部が面外に変形している。さらに、図 4.17 に示す骨格曲線により、上の写真で示した試験体のパネル1・パネル2の変形量を比較する。図の縦軸はパネル1のせん断力 p_1Q_c およびパネル2のせん断力 p_2Q_c 、横軸はパネル1のせん断変形角 γ_1 およびパネル2のせん断変形角 γ_2 である。図より機構 A で耐力が決まる左側の試験体ではパネル1とパネル2がほぼ等しく変形していることが分かる。一方、機構 B で耐力が決まる右側の試験体ではパネル1の変形量と比較してパネル2の変形量は小さくなっていることが分かる。ただし、耐力推定式から算定する機構 A と機構 B の耐力にほとんど差がなかった R2816-5-b20 試験体で

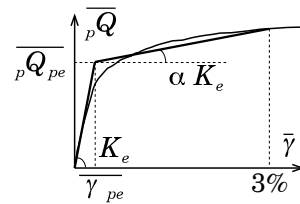
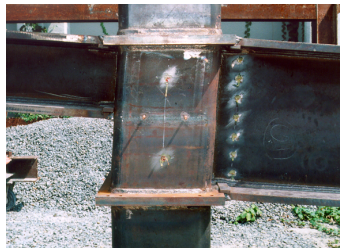
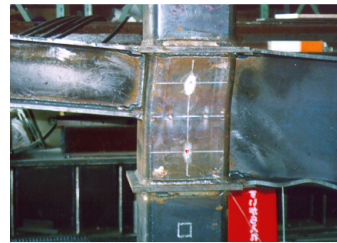


図 4.15 の定義



(機構 A R2816-0-a20)



(機構 B R2816-0-b20)

図 4.16 载荷終了後の試験体

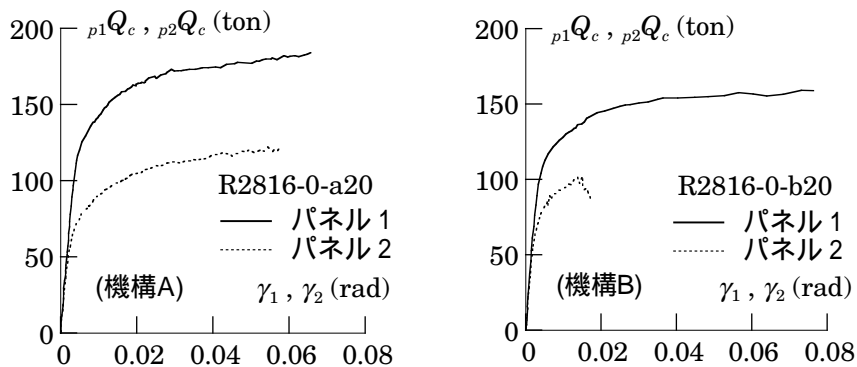


図 4.17 骨格曲線によるパネル1・2の変形量比較

は、降伏時には機構 A を形成していたが、荷重・変形量の増加に伴い梁フランジに局部座屈が発生し、機構 B に移行した。

図 4.18 に梁せい差をパラメータとして重ね合わせた骨格曲線を示す。図の縦軸はパネル平均せん断力 \overline{pQ} 、横軸は平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ である。また、図中の ∇ で示す耐力レベルは平均せん断耐力の実験値 \overline{pQ}_{pe} である。図 (a) (b) など機構 A で耐力が決まる試験体では梁せい差 100mm と梁せい差 200mm の平均せん断耐力がほぼ等しいことが分かる。一方、機構 B で耐力が決まる梁せい差のある試験体では梁せい差 0mm と比較して平均せん断耐力が低下する場合がある。図 (d) (f) を見ると梁せい差 100mm の試験体では、梁せい差 0mm と比較して平均せん断耐力が 10% 程度小さい。また、図(c)を見ると梁せい差 100mm では梁せい差 0 の場合と比較して平均せん断耐力が小さくなり、梁せい差 200mm では梁せい差 100 の場合よりも大きくなる傾向がみられる。図 4.19 に梁せい差 100mm, 200mm のせん断耐力の実験値と計算値を梁せい差 0mm のせん断耐力の実験値と計算値でそれぞれ除した値の一例を

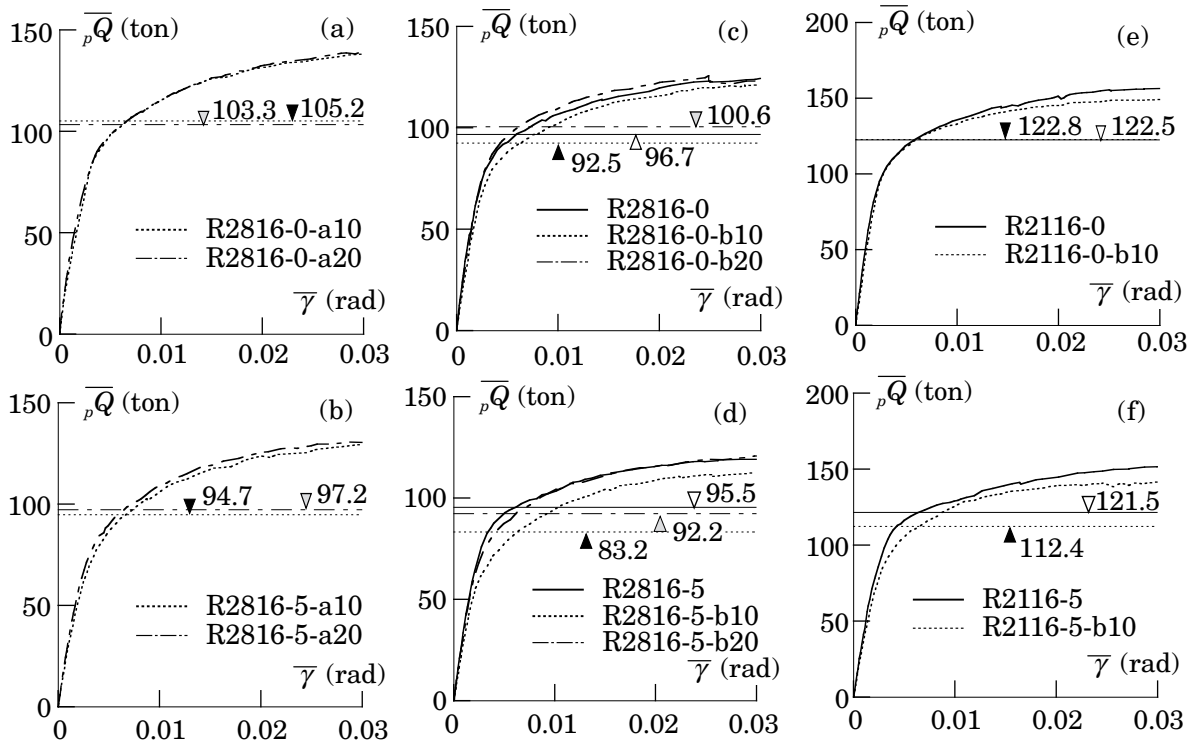


図 4.18 梁せい差の影響

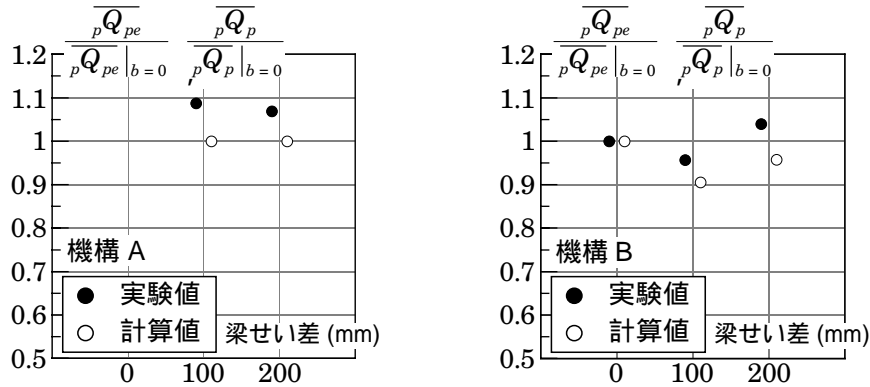


図 4.19 梁せい差の影響 (幅厚比 28 $n=0.0$)

示す 図より梁せい差が平均せん断耐力に及ぼす影響は実験値と計算値でほぼ一致していることが分かる。

図 4.20 に軸力比をパラメータとして重ね合わせた骨格曲線の一例を示す。左側の梁せい差が無い試験体では軸力による耐力の低下はほとんど見られない。これは、軸力をパネルフランジ・梁ウェブが負担するためである。一方、右側の梁せい差がある試験体では軸力により耐力の低下が見られる。これについては、パネル 2 フランジ部分に梁が接合していないことや梁 2 下フランジから受ける局部曲げなどの影響により、パネル 2 フランジ部分が負担できる軸力が小さくなったことが一因として挙げられる(図 4.14 参照)。

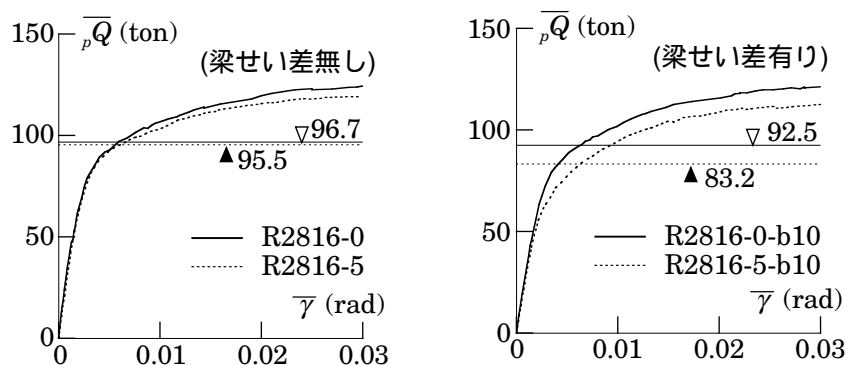


図 4.20 軸力比の影響

図 4.21 に幅厚比をパラメータとして重ね合わせた骨格曲線の一例を示す。図の縦軸、横軸はそれぞれ梁せい差 0、軸力比 0 のせん断耐力とその時のせん断弾性変形角で無次元化した平均せん断耐力、平均せん断変形角である。曲線はほぼ重なっており、本実験の幅厚比の範囲ではパネルの平均せん断耐力に及ぼす幅厚比の影響は見られない。

図 4.22 に示す骨格曲線により、周辺枠組みの補強効果⁴⁻⁹⁾の影響を検討する。図はパネルの断面諸量が等しく、梁フランジおよびダイアフラムの板厚が異なる試験体の骨格曲線を重ね合わせたものである。図よりせん断耐力レベルまではほぼ等しい挙動を示すが、それ以降では梁・ダイアフラムの板厚の大きい R2816-5-a20 は、梁・ダイアフラムの板厚の小さい R2816-5-b20 と比較して高い剛性を維持していることが分かる。

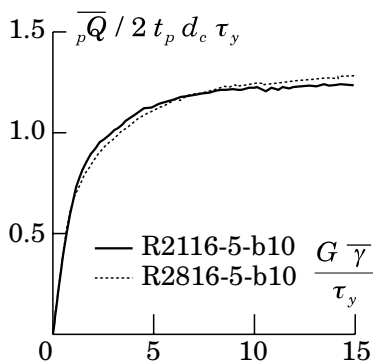


図 4.21 幅厚比の影響

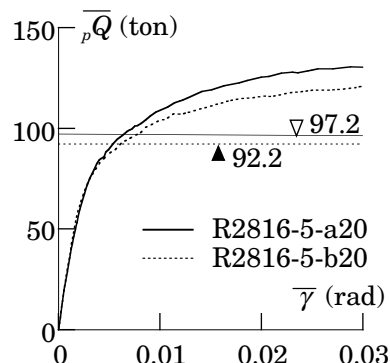


図 4.22 枠組み効果の影響

4.5.4 実験結果と計算結果の比較

表 4.4 に各試験体の実験剛性 K_e と計算剛性 K_s の比を示す。また、図 4.23 に K_e と K_s の比較を示す。図の縦軸、横軸は K_e 、 K_s である。図より実験値と計算値に若干の差が見られる。しかし、2 章で述べたようにパネルの弾性変形成分が骨組全体の弾性変形に占める割合は 10 ~ 15% 程度であり、前述の差異がフレーム全体の剛性に与える影響は小さい。

表 4.4 に各試験体のせん断耐力の実験値 $\overline{pQ_{pe}}$ と計算値 $\overline{pQ_p}$ の比を示す。また、図 4.24 に $\overline{pQ_{pe}}$ と $\overline{pQ_p}$ の比較を示す。図の縦軸、横軸は $\overline{pQ_{pe}}$ 、 $\overline{pQ_p}$ である。図より計算値と実験値はよく対応していることがわかる。

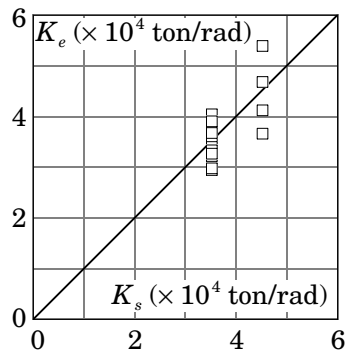


図 4.23 K_e と K_s の比較

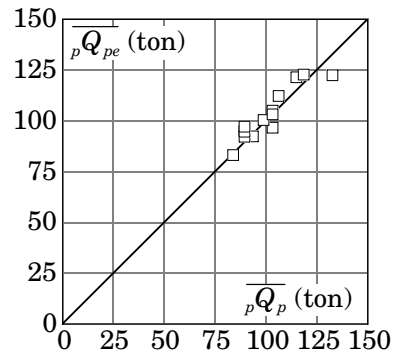


図 4.24 $\overline{pQ_{pe}}$ と $\overline{pQ_p}$ の比較

4.6 結

本章では左右の梁せいの異なる角形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネル（以下、段違いパネルと呼ぶ、図 4.2 参照）の弾塑性挙動について検討した。段違いパネルの弾性剛性推定式を示し、パネル全体が塑性化する機構（図 4.5 参照）と、パネルの一部と梁の一部が塑性化する機構（図 4.6 参照）を考慮した塑性解析から段違いパネルの全塑性耐力の推定式を導いた。また、梁せい差・幅厚比・軸力比・塑性解析法から予測される崩壊機構をパラメータとした通しダイアフラム形式の段違いパネルの十字形骨組載荷実験を行った。同時に左右の梁せいが等しい角形鋼管柱・H 形断面梁接合部パネル（以下、標準型パネルと呼ぶ、図 4.1 参照）の十字形骨組載荷実験を行い、段違いパネルと比較・検討した。得られた結果を以下に要約する。

- 1) 段違いパネルの梁せいが大きな方の梁のせいを標準型パネルの梁せいに読み替えることで、段違いパネルのパネルモーメント・節点モーメント・節点塑性モーメントの算定式は標準型パネルの算定式と同じ式で表せる。
- 2) (4.10) 式で表される平均せん断力 \overline{pQ} と (4.11) 式で表される平均せん断変形角 $\overline{\gamma}$ を関係づける弾性剛性は、標準型パネル・段違いパネルとも同じ算定式で表せる。
- 3) 段違いパネルではパネルの一部、梁ウェブ・梁フランジの一部が降伏する機構で崩壊する場合がある。このときのパネルの全塑性耐力は、柱フランジ・最外縁ダイアフラム中心線で囲まれるパネルウェブ全体をパネル体積と考えた機構の全塑性耐力を下回る。
- 4) パネルの全塑性耐力におよぼす軸力比の影響は、軸力比が 0.5 以下の範囲では、標準型パネルではほとんど見られない。一方、段違いパネルの場合、軸力比 0.5 の試験体では軸力比 0 の試験体と比較して 1 割程度小さくなる。

5) 実験より得られたパネルの弾性剛性は計算より得られた弾性剛性の0.81 ~ 1.19となり、2割弱の誤差が生じる。しかしパネルの弾性剛性が骨組の弾性剛性に及ぼす影響は小さいため、前述の誤差が骨組の弾性剛性の推定に与える影響は小さい。

6) せん断耐力の実験値は計算値の0.94 ~ 1.07となり、実験値と計算値は良く対応している。特に、1), 2)の結果より、6章で述べる層間変形角・保有水平耐力の算定方法を、若干の変更で段違いパネルにも適用できる。層間変形角は標準型パネルと段違いパネルの違いを意識することなく算定でき、保有水平耐力の場合もパネルの全塑性パネルモーメントを標準型パネルから段違いパネルの算定式に変更するだけで、それ以降の算定ではパネルの違いを意識することなく計算することができる。

