

]î0 5r•

---

0...5đ'ö \>F g5đ c ~ †#Ý 8 S K œ4Š b ö"g \_6đ M• 9,\$x%Ê'2

£• Ÿ M j v U ]â \*Ož  
0 Y § 1

---

0[ "

3Æ °>\*2x9x ™ ( † c L u \ M •5r9µ S4 b \_0...5đ'ö †#Ý 8 •! [ @ " 8 0...5đ'ö c  
! \ K Z " C b Ó Ü µ ° @ 6 • @>\* Ú8 >\*6â6P•8 [ 6 • S u K œ4Š b Æ4Š \_ « ³ Ç ¼ @  
° | € • ^ ]>\* S4 \$x \_ v0 7§ [>\* Š Ű \$x ö"g v 8 r T Y Â ^! | @ " 8 • ì c>\*  
\_0...5đ'ö>\* c ~ \_>F g5đ †#Ý 8 S K œ4Š b : U>\* \ C \_ Æ4Š « ³ Ç ¼ g ' \_%T% K Z M4  
b 9, †/œ 8>\* K œ4Š \ K Z b Š Ű \$x ö"g † Â } ? \_ M • \ \ v \_>\* Æ4Š « ³ Ç ¼ b0¿0£  
2 † f L K S v b [ 6 •

---

角鋼管柱とH形鋼はりを用いた接合部の性状に  
関する実験的研究

Experimental Studies on the Connections Composed of Box Column and H-Beam

山口 修 一\*  
Shuichi Yamaguchi

滝 沢 章 三\*\*  
Shozo Takizawa

川 島 義 克\*\*\*  
Yoshikatsu Kawashima

西 村 誠\*\*\*\*  
Makoto Nishimura

**Synopsis :**

Recently, square tubing has been finding an increasing application for the column of steel structures such as super high-storied buildings.

The structural connection of square tubing and H-beam is rather complicated and has a great deal of indistinct points on the structural

structural detail is rather complicated and has a great deal of indistinct points on the structural

(耐火被覆も含めて)との取り付けが容易であるなどの利点が多い。以上の理由により、著者らは内部スチフナを有する接合部の性状を明らかにし、その設計法を提出することを目的として、以下の

実験を行った。この実験は柱部のラーメン効果を調べるためのものである。TAタイプは最も一般的に用いられているもので、比較の意味で実験を行なった。材質は SS 41 であり、表 2.1 に妻材試験の結果を示す。

実験を行なった。

実験は次の二種類で行なつた。

載荷は 200 t 万能試験機を用い、初期剛性を求めたため弾性域で一度繰り返し、その後単調に増

(1) 基礎実験

基礎実験の目的は、基礎と柱との接合部の性状を明らかにすることである。

T-タイプ

TA-タイプ

表 2.1 材料の素材試験結果

公称板厚	板厚	断面積	降伏荷重	最大荷重	降伏点	最大降伏	引張率	断面収縮率
------	----	-----	------	------	-----	------	-----	-------

なり以前から緩やかな曲線を描きながら増大する傾向を示し、その大きさも、内部スチフナの強度によりかなり差があることが認められる。しか

応力集中はきわめて少く、耐力に直接影響を与えるものではない。

内部スチフナのない試験体では、弾性域がほと

値でその大きさは、同一寸法の引張フランジを有するT&Aタイプの耐力に一致した。

変形ともに、他の試験体よりはるかに劣る。応力集中はきわめて少く、耐力に直接影響を及ぼさ

伸びで破断したが、引張フランジ幅が 125 mm の試験体ではやはり溶接部の亀裂により破断した。

Cタイプは同一形状の引張フランジに比べ、耐力、剛性とも低下は認められず、3体とも内部フランジが座屈して最大耐力に至った。写真 2・3、写真 2・4 に破壊状況の一例を示す。

て解析した変形量とを等置することにより算出した。

結果は次値のごとくである。

$$l_{T.75} = 13.1 \text{ (cm)}$$

$$l_{T.100} = 10.4 \text{ (cm)}$$

$$l_{T.125} = 7.0 \text{ (cm)}$$

(ここに、添字は試験体番号を示す)

図 2・4 に示すように、引張フランジ端部から上下に  $\theta$  の角度をもって応力が広がっていくと考え

れは、内部スチフナが降伏したためと考えられるが、降伏後も応力の再分配などにより柱部分が耐力の増加に寄与し、最終的には引張フランジの強

力の 90% 以上が内部スチフナに流れ、柱部が負担する応力は 10% 以下とごくわずかであることが、この実験結果から明らかである。

度まで耐力を保つゆえと考えられる。したがって、今回の実験で採用したプロポーションのものでは、内部スチフナの形状・寸法のいかんにかかわらず試験体の耐力は引張フランジの耐力で決定され、十分安全な接合方法であることが確認され

れ、実用式として簡略化するため、柱部の影響を無視して試験体に関する荷重と変形の関係式を誘導すれば、次式がえられる。

すなわち

### 2.3.3 剛 性

$$+ \frac{L - B_c}{B_f \cdot t_f \cdot E} \cdot P \quad \dots\dots(2.2)$$

初期剛性の理論値は以下の手順で算出する。

慮すれば、内部スチフナの断面積を引張フランジがV-2と、下フランジ側がV-1と同一形状のス

### 3. 鉛直荷重時実大実験

#### 3.1 実験概要

る鉛直荷重時の外力と同じ応力状態にするために、試験体の上下を逆にして載荷した。

実験は当社鋼構造研究所内のテストベッド上に組み立てた載荷フレームに200t油圧ジャッキを取り付け、はりの両端を単純支持とした上、中央

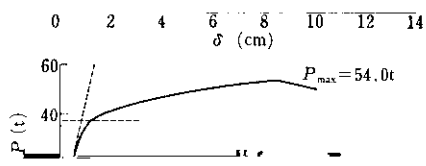
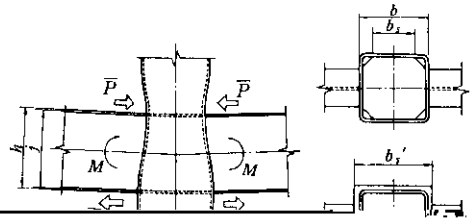
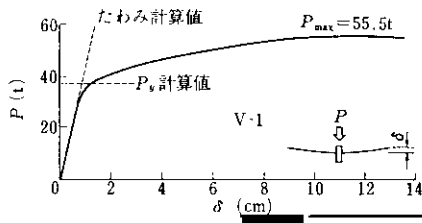


表 3.1 使用部材の実測寸法および断面性能

部材	公称寸法	実測寸法	断面積	断面2次 モーメント	断面係数
柱	□-350×350×12	□-350×350×12.00	156.1	29,100	1,660

スチフナ	ⓑ 13	ⓑ 12.85	—	—	—
------	------	---------	---	---	---

表 3.2 材料の素材試験結果



となる。ここで  $j$  は上下はりフランジの中心距離である。基礎実験の結果より、柱材の剛性は無視しうることが判明しているので、外力  $\bar{P}$  がすべて

表 3.3 たわみの実測値と計算値との比較

(× P cm)

試 験 体	実 測 値	計 算 値		$\frac{\delta_0}{\hat{\delta}}$	$\frac{\delta_0}{\hat{\delta}}$
	$\delta$	$\delta$	$\delta$		

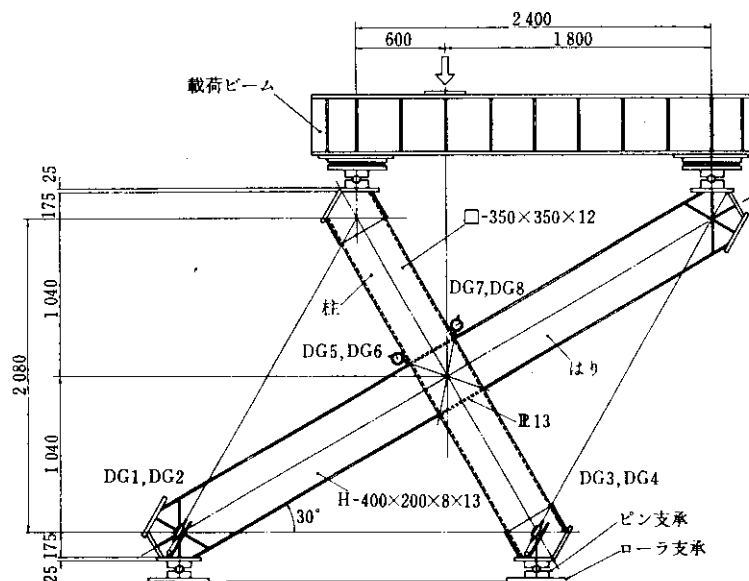
(DG) によって測定した(図 4・1)。すなわち、DG 1~DG 4 は全体変形を、DG 5~DG 8 は接合部の変形を測定するためのものである。歪測定

#### 4.2 理論解析

各試験体の耐力および剛性に関し理論解析を行

り端部とパネルゾーンに、また H-1 のみは内部スチフナにも貼付した。

不明であるので、ひとまず剛体とみなして解析し、4・3 で実験結果と比較検討のうえ、改めて水



平スチフナに関する考察を行なうこととする。

れば

(1) 降伏耐力

$$P_{YP} = 70.1 \text{ (t)} \quad \dots\dots(4.6)$$

対称性により、荷重を  $D$  とし、その作用点を  $F$  とし、

パネルゾーン各辺の降伏耐力は、はり、70.1 t

の幅を  $b$ 、はりせいを  $h$  とすると、はり端部および柱端部の曲げモーメント  $M_B, M_C$ 、せん断力  $Q_B, Q_C$ 、軸力  $N_B, N_C$  は

$$\left. \begin{aligned} M_B &= \frac{\sqrt{3}}{8} P \left( \frac{\sqrt{3}}{2} l - \frac{1}{2} b \right) = 41.21 P \text{ (t}\cdot\text{cm)} \\ Q_B &= \frac{\sqrt{3}}{8} P = 0.2165 P \text{ (t)} \\ N_B &= \frac{1}{8} P = 0.1250 P \text{ (t)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(4.1)$$

$$\left. \begin{aligned} M_C &= \frac{3}{8} P \left( \frac{1}{2} l - \frac{1}{2} h \right) = 37.50 P \text{ (t}\cdot\text{cm)} \\ Q_C &= \frac{3}{8} P = 0.3750 P \text{ (t)} \\ N_C &= \frac{3\sqrt{3}}{8} P = 0.6495 P \text{ (t)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(4.2)$$

となる。したがって、はりの降伏荷重を  $P_{YB}$  とすれば

$$P_{YB} = \frac{\sigma_{YB}}{\dots} \dots\dots(4.3)$$

t、柱で 102 t、パネルゾーンで 70.1 t と算出され、パネルゾーンの耐力は、はりの耐力より若干低いことが予想される。

(2) 変形

図 4.2 の AC 間の縮みと BD 間の伸びを  $\delta$  とすれば次式がえられる。

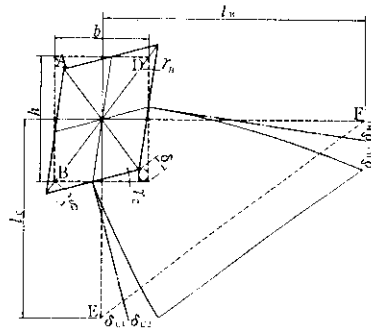


図 4.2

$$\gamma_R = \frac{2b\delta}{h\sqrt{h^2+b^2}} \quad \dots\dots(4.7)$$

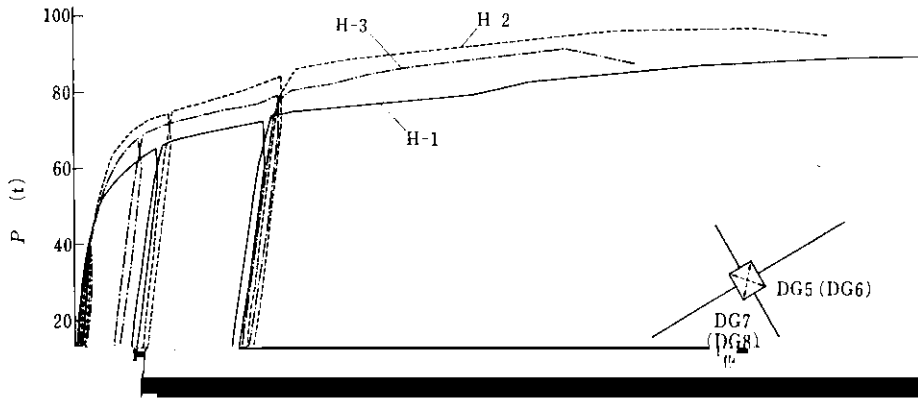
$$\begin{aligned} & \times \left( 2 \frac{41.21}{j} - 0.3750 \right) \\ & = 0.000736P \text{ (cm)} \quad \dots\dots(4.13) \end{aligned}$$

これが接合部の対角線上の変形量となる。

つぎに、全体変形の計算値すなわち、図4.2の

$I_B, I_G$ : // 断面2次モーメント  
となる。EF間の変位を $\bar{\delta}$ とすれば

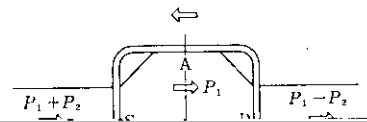
$$\bar{\delta} = (\delta_{B1} + \delta_{B2}) \sin 30^\circ + (\delta_{C1} + \delta_{B2}) \cos 30^\circ \quad \dots\dots(4.18)$$



$\delta$  (cm)

圖 4.4 荷重-変位曲線 (接合部)

違に起因していると考えられる。さらに、図 4・3  
に示す全体の荷重-変位曲線と図 4・4 に示す接合  
部の荷重-変位曲線とを比較することによっても





$$\left. \begin{aligned} \tau_A = \tau_B &= \frac{P_1}{A_0} \\ \sigma_C &= \frac{P_1 + P_2}{A_0} \\ \sigma_D &= \frac{P_1 - P_2}{A_0} \end{aligned} \right\} \dots\dots(4.21)$$

ことになる。このことは図4-7に示した実験結果ともよく一致している。しかし、図4-4に見られるように、接合部の剛性そのものはこの荷重によりただちに低下してはいないが、3試験体の耐力がH-2, H-3, H-1の順に低下した事実を考慮せ



- 3) 鷺尾健三, 石浜則哲: 同(その3), 日本建築学会近畿支部, (1961)
- 4) 鷺尾健三, 黒羽哲明: 同(その4), 日本建築学会論文報告集, (1961) 69

滝田輝集 (1969) (1969)

- 6) 金谷弘, 浦田勲, 小川忠彦: 同(その3), 日本建築学会学術講演梗概集, (1970)