

# H形鋼を用いた長方形ラーメンの弾塑性安定に関する 実験的研究（その1）

若 林 実・松 井 千 秋

## EXPERIMENTAL STUDY OF ELASTO-PLASTIC STABILITY OF STEEL PORTAL FRAMES WITH WIDE-FLANGE SECTIONS UNDER VERTICAL AND HORIZONTAL LOADS (PART 1)

By *Minoru WAKABAYASI* and *Chiaki MATSUI*

### Abstract

Experimental study is made of the behavior of a portal frame under vertical and horizontal loads. Four specimens of mild steel wide flange sections were tested. Constant vertical loads and a varying horizontal load were applied. Static restoring force characteristics were examined. Frames showed unstable behavior under large vertical loads.

### 1. ま え が き

構造物が地震力あるいは風力を受ける時の弾塑性挙動のうち、特に高層架構の挙動におよぼす軸力の影響を調べるため、先の報告<sup>1)</sup>では矩形断面を持つ柱脚固定小形門形ラーメンについて実験し検討した。ここでは柱の細長比、梁の剛比を変化させた6つのシリーズの骨組に4種類の一定鉛直力と静的水平力を加えて、その挙動を調べた。その結果骨組の挙動は特に柱に存在する軸力に影響され、骨組の水平耐力および変形能力は共に、軸力の存在によって低下する。特に軸力が大きいと、部材の1点に集中する塑性ヒンジを仮定して求めた崩壊荷重よりかなり低くなる。

さらに、骨組の安定限界以後、水平耐力は減少し、それは軸力および細長比の大きさにほぼ比例することを示した。ここでは次の段階として、実際の高層建築に使用される形鋼を用いた柱脚固定の中形門形ラーメンについて、鉛直および水平加力を行ない、その弾塑性挙動を調べた。

### 2. 実 験

#### 2.1 試 験 体

試験体は一般構造用鋼材、SS41のH形鋼、H-100×100×6×8、H-100×50×5×7、を使用して、5個製作した。番号はNo. 1, No. 2, No. 3, No. 4, No. 5、とし、No. 3はパイロットテストに使用した。No. 1, No. 2は、柱断面 H-100×100、梁断面 H-100×100、No. 4, No. 5 は、柱 H-100×100、梁 H-100×50である。No. 4, 5の梁剛比は0.47である。試験体は全て階高、梁間共100cmである。階高を座屈長とすると、細長比はほぼ23となる。試験体はすべて溶接接合により製作した。試験体が面内に変形して崩壊するよう2個の同一平面骨組をH-100×50を用いて、柱梁接合部、柱および梁中間点で接合し、面外骨組の座屈長さの方を小さくした。また試験体全体の崩壊前に、局部的崩壊を起さぬため、柱梁接合部お

よび柱脚部のフランジに鋼板 6 mm のカバープレートをあてレ形溶接した。また接合部パネルは鋼板 12mm のスチフナーで補強した。本試験体は全溶接構造であるため、接合部における残留応力の影響を除くため試験体 5 個のうち No. 2, No. 5 は製作後 650°C で 2 時間加熱し、炉中放置とする焼鈍を行なった。Fig. 1 に No. 1, 2 の形状、寸法を、Table. 1 に試験体の実寸法を示す。Table. 2 に試験体材料のフランジより切り出した引張試験片の試験結果を示す。

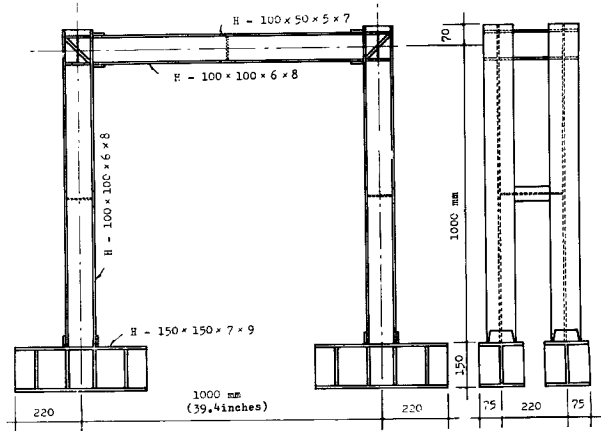


Fig. 1 Test specimen (No. 1, 2)

Table 1 Model dimensions

	設計断面	No. 1	No. 2	設計断面	No. 4	No. 5
$H$ (cm)	105.000	104.930	104.950	105.000	105.000	105.050
$L$ (cm)	110.000	110.240	110.000	110.000	110.150	110.040
柱 $b$ (cm)	10.000	10.062	10.066	10.000	10.028	10.034
// $D$ //	10.000	10.154	10.147	10.000	10.106	10.095
// $t_f$ //	0.800	0.814	0.809	0.800	0.765	0.772
// $t_w$ //	0.600	0.693	0.694	0.600	0.675	0.685
梁 $b$ (cm)	10.100	10.063	10.052	5.000	5.004	4.993
// $D$ //	10.000	10.165	10.155	10.000	10.164	10.165
// $t_f$ //	0.800	0.811	0.811	0.700	0.643	0.645
// $t_w$ //	0.600	0.698	0.694	0.500	0.465	0.460
柱断面積 $A$ (cm <sup>2</sup> )	21.900	22.280	22.190	21.900	21.150	21.330
梁断面積 $A$ (cm <sup>2</sup> )	21.900	22.280	22.230	11.850	10.490	10.350
柱の剛度 (cm <sup>3</sup> )	3.830	3.945	3.924	3.830	3.711	3.733
梁の剛比 $k$	1.000	0.999	1.002	0.488	0.467	0.461

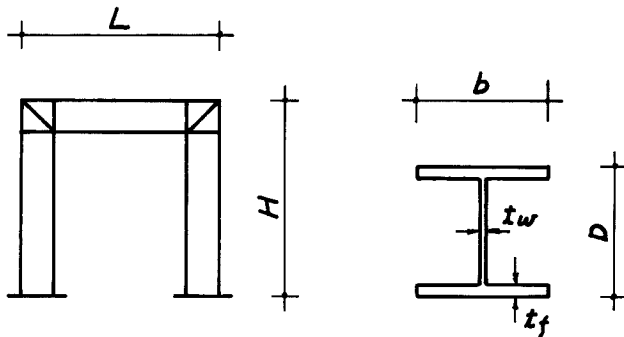


Table. 2 Material properties

		No. 1	No. 2	No. 4	No. 5
降伏応力度 (t/cm <sup>2</sup> )	柱	2.98	2.86	2.92	2.90
	梁	2.98	2.86	3.54	3.44
引張強度 (t/cm <sup>2</sup> )	柱	4.75	4.63	4.55	4.52
	梁	4.75	4.63	4.72	4.63
伸 び (%)	柱	24.3	26.2	26.5	26.0
	梁	24.3	26.2	25.0	20.2

## 2.2 測 定 法

試験体の水平変位は柱頭の柱、梁接合部中央点にダイヤルゲージ (0.01mm) を当てて測定した。柱、梁内法の  $\frac{1}{4}$  点のフランジの歪をストレインゲージ (W.S.G) により測定し軸力およびせん断力を調べた。鉛直荷重は 100トン長柱試験機により与えた。水平加力は 50トン油圧ジャッキによって与え、荷重は 50トン用ロードセルで測定した。

## 2.3 加力装置および加力方法

加力装置を Fig. 2 に示す。試験体および水平加力用フレームは曲げ試験用ビームに 16φの高張力ボルト、各 16本によって固定した (Photo. 1)。鉛直荷重は試験機によって与えるため、柱頭は水平力に対して移動

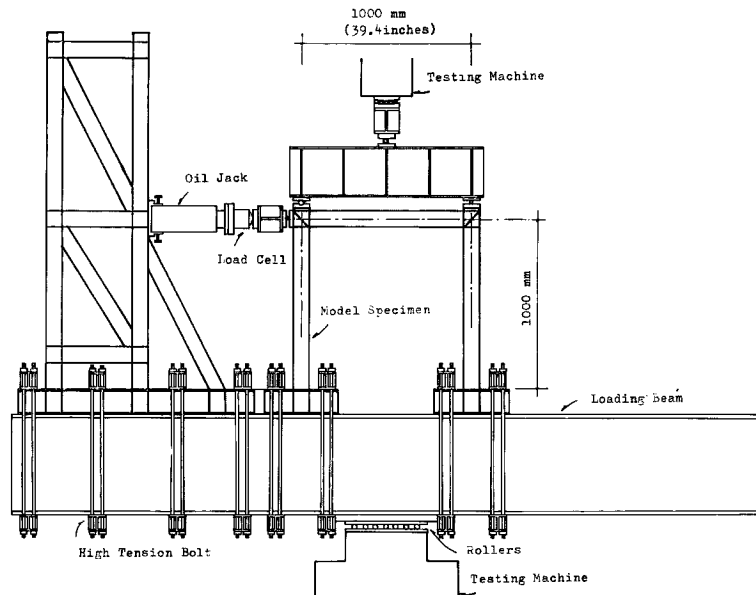


Fig. 2 Experimental apparatus.

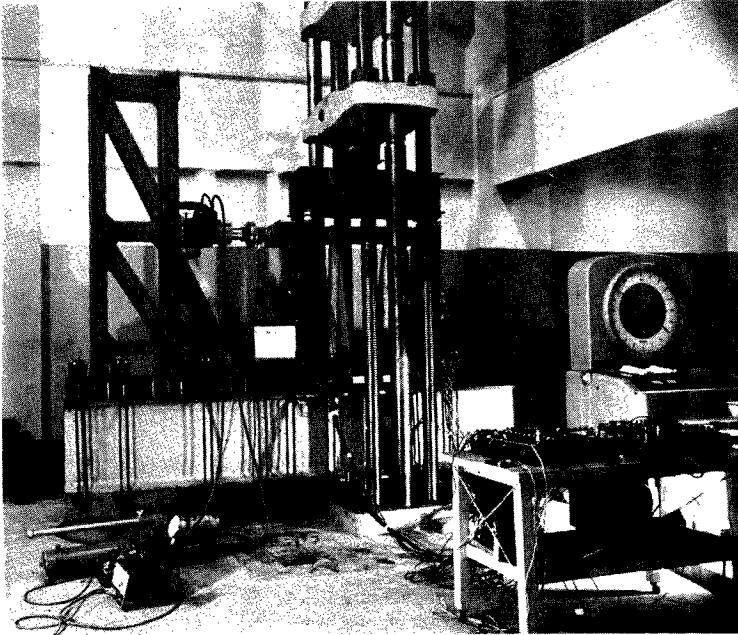


Photo. 1 Experimental apparatus.

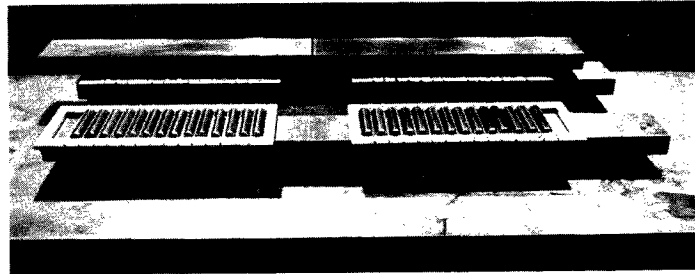


Photo. 2 Rollers.

出来ない。そのためこの実験では、柱脚部すなわち曲げ試験用ビームが水平力に対応する試験体の水平変位に従って拘束なく水平移動するように試験機のベットと曲げ試験ビームとの間に微少な摩擦力で移動可能な10φ、長さ55mmのローラー60個とそれを受ける鋼板を挿入した(Photo. 2)。鉛直荷重は試験機から試験体の4本の柱に4等分、水平力は油圧ジャッキから2面の試験体へ2等分されるようにそれぞれ単純梁形式の加力方法をとった(Photo. 3, 4)。実験は以上の加力装置と加力方法によって行なった。各試験体とも鉛直荷重は各段階10トンずつ加えて、水平変位および歪を測定し、80トンに達するまで増加させた。その後鉛直荷重80トン(0.3 $P_Y$ 、 $P_Y$ :柱の降伏荷重)を一定に保持して水平力を加えた。水平力の各段階で水平変位、歪を測定し、試験体が崩壊したのち、50mm前後の変形まで水平力を加えた。

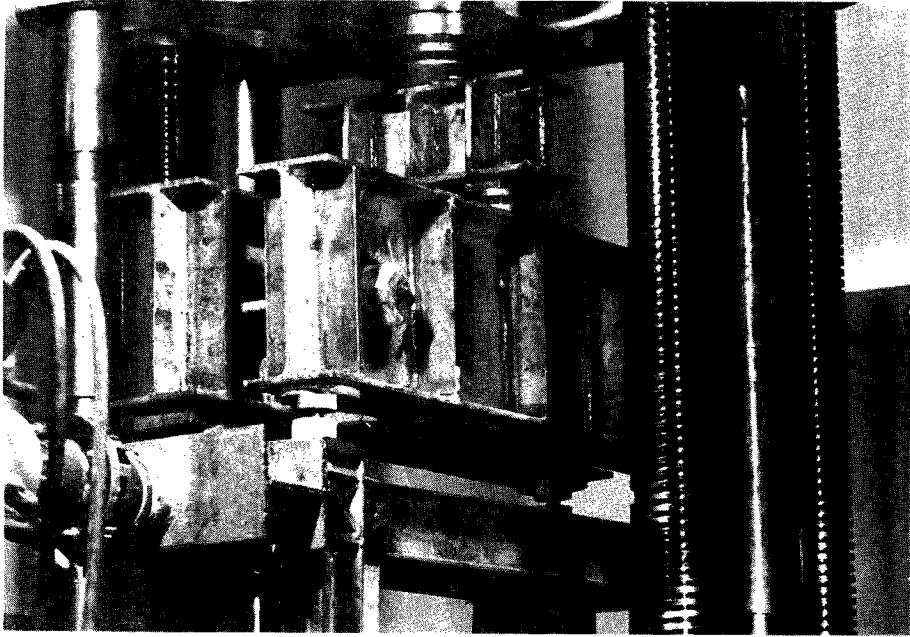


Photo. 3 Vertical loading system.

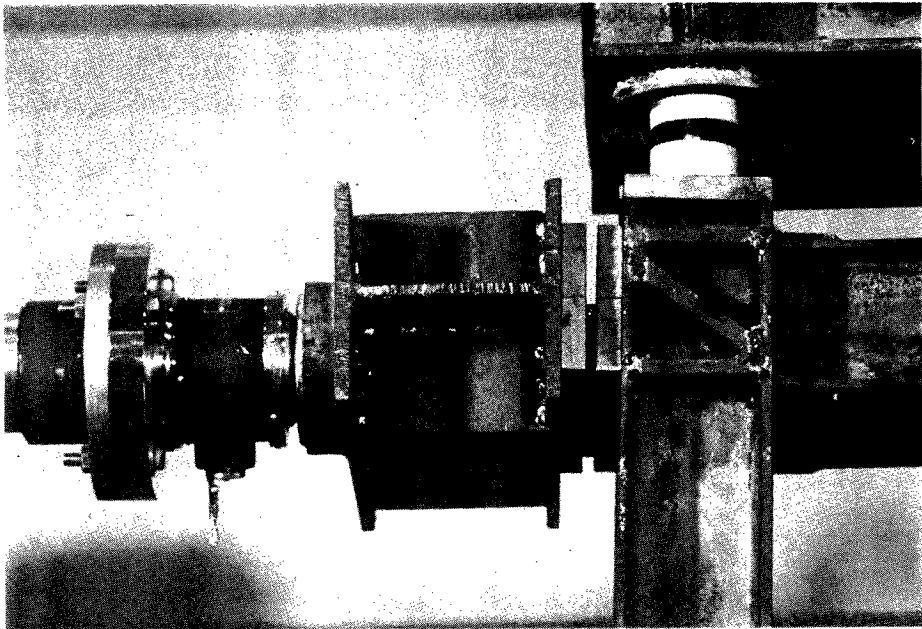


Photo. 4 Horizontal loading system.

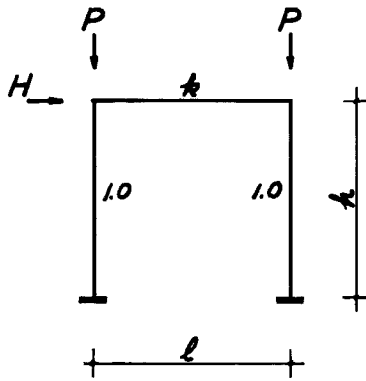


Fig. 3

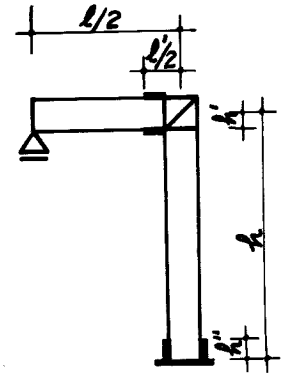
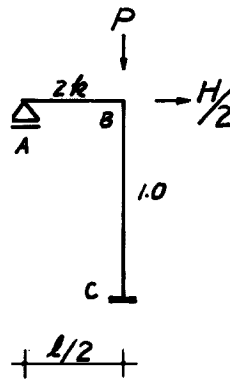


Fig. 4

### 3. 理論式

座屈撓角法を用いて水平力、水平変位を求める。計算仮定、方法は先の報告<sup>1)</sup>と同じとする。Fig. 3の肘形ラーメンについて解く、

A) 柱脚に塑性ヒンジが形成されるまでの水平力Hと水平変位δは(1)、(2)式となる。

$$H = \frac{-Q_B l}{3kh} \cdot \frac{(\alpha + 3k)\delta' - \gamma^2}{\gamma} \dots\dots\dots (1)$$

$$\delta = \frac{-Q_B h l}{12EK_0 k} \cdot \frac{\alpha + 3k}{\gamma} \dots\dots\dots (2)$$

材端モーメントは

$$M_{BA} = -\frac{Q_B l}{2}, M_{Be} = \frac{Q_B l}{2}, M_{CB} = \frac{Q_B l}{6k} \{(\alpha - \beta) + 3k\}$$

となる。ここにα, β, γ, δ'は  $z = h\sqrt{\frac{N}{EI}}$

の関数である。N; 柱の軸力, Q<sub>B</sub>; はりのせん断力, I; 断面2次モーメント, E; ヤング係数

Fig. 4においてカバープレート端部モーメントは、

$$M'_{BC} = \frac{M_{BC}(h-h') - h'M_{CB}}{h}, M'_{CB} = \frac{M_{CB}(h-h'') - h''M_{BC}}{h}, M'_{BA} = \left(1 - \frac{l'}{l}\right)M_{BA},$$

となる。この場合、柱脚カバープレート端部が最初に塑性モーメントに達する。

M'\_{CB} = M<sub>P</sub>よりQ<sub>B</sub>が決まり、そのときのH, δが(1)、(2)式より定まる。ここにM<sub>P</sub>は曲げと軸力を受けるH形断面材の塑性モーメントで、

中立軸ウェヴの場合、  $0 \leq \frac{N}{N_Y} \leq \frac{t_w(D-2t_f)}{A}$

$$M_P = M_{P0} - \frac{N^2}{4t_w\sigma_Y}$$

中立軸フランジの場合  $\frac{t_w(D-2t_f)}{A} \leq \frac{N}{N_Y} \leq 1.0$

$$M_P = M_{P0} - \frac{\sigma_Y}{4} \{4ba^2 - (b-t_w)(D-2t_f)^2\}$$
 となる

ここに  $a = \frac{1}{2b} \left\{ \frac{N}{\sigma_Y} + (b-t_w)(D-2t_f) \right\}$

$$M_{P0} = \frac{\sigma_Y}{4} \{4bt_f(D-t_f) + t_w(D-2t_f)^2\}$$

$\sigma_Y$  : 降伏応力度,  $N_Y = \sigma_Y A$

骨組が崩壊機構に達するときの水平力と水平変位は、

B) 柱頭に塑性ヒンジが形成される場合

$$H = \frac{4M_P - 2N\delta}{h - h' - h''} \dots \dots \dots (3)$$

$$\delta = \frac{M_P(h - h' - h'')}{6EK_0k} \left\{ \frac{1}{T} + \frac{3k}{\xi} \left( \frac{1}{T} - \frac{\beta}{\alpha} \right) \right\} \dots \dots \dots (4)$$

ここに  $T = \frac{h + h' - h''}{h(h - h' - h'')}$ ,  $\xi$ ;  $\alpha$  の関数

$H$ ,  $\delta$  は  $Q_B$  が決まれば求まる。

$$Q_B = (\sigma_Y b l T + P + F) - \sqrt{(\sigma_Y b l T + P + F)^2 - \{(P + F)^2 - F b \sigma_Y (D - 2t_f) - 4 b \sigma_Y M_{P0}\}} \dots (5)$$

ここに  $F = \sigma_Y (b - t_w)(D - 2t_f)$

C) 梁端部に塑性ヒンジが形成される場合

$$H = \frac{2(M_P + M_{P0}) - 2N\delta}{h - h''} \dots \dots \dots (6)$$

$$\delta = \frac{M_{P0}(h - h'')}{6EK_0k} \left\{ \frac{1}{S} + \frac{3k}{\xi} \left( \frac{1}{S} - \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{M_P}{M_{P0}} \right) \right\} \dots \dots \dots (7)$$

ここに  $S = 1 - \frac{l'}{l}$

$$Q_B = \frac{-\sigma_Y}{2lS} \{4bt_f(D-t_f) + t_w(D-2t_f)^2\} \dots \dots \dots (8)$$

以上の式より各試験体の  $H$ ,  $\delta$  を求め、Table. 3 で実験値と比較する。

Table 3 Theoretical predictions and experimental results

試験体 番号	Calculational results											Test results	Ratios	
	$G_0$ 柱脚降伏開始			$G_1$ 柱脚塑性ヒンジ形成			$G_2$ 崩壊機構			剛塑性 崩壊荷重 (軸力有) (t)	剛塑性 崩壊荷重 (軸力無) (t)			靱性率 $\delta_2/\delta_0$
	$Q_{B0}$ (ton)	$H_0$ (ton)	$\delta_0$ (cm)	$Q_{B1}$ (ton)	$H_1$ (ton)	$\delta_1$ (cm)	$Q_{B2}$ (ton)	$H_2$ (ton)	$\delta_2$ (cm)					
No. 1	2.53	5.68	0.42	3.31	7.44	0.56	4.41	8.25	0.92	8.70	11.80	2.18	9.50	1.152
No. 2	2.39	5.38	0.40	3.21	7.20	0.54	4.14	8.00	0.90	8.43	11.27	2.23	8.60	1.075
No. 4	1.78	4.60	0.46	2.38	6.14	0.62	3.55	6.22	1.18	6.77	8.14	2.54	7.46	1.198
No. 5	1.78	4.60	0.46	2.37	6.14	0.62	3.42	6.17	1.13	6.69	8.06	2.46	7.20	1.167

#### 4. 実験結果と考察

実験後の試験体の崩壊状態を Photo 5, 6, 7, 8 に示す。各試験体の荷重-変形曲線を Fig. 5, 6, 7, 8 に示す。図中太線は実験値を示す。①は座屈撓角法による計算値で、 $G_0$  は肘形ラーメンにおいて柱脚部断面に降伏が始まる時、 $G_1$  は柱脚に塑性ヒンジが形成される時、 $G_2$  は骨組が崩壊機構に達する点である。No. 1, 2 では柱頭、柱脚、No. 4, 5 では柱脚 梁端に塑性ヒンジが形成され崩壊機構に達する。

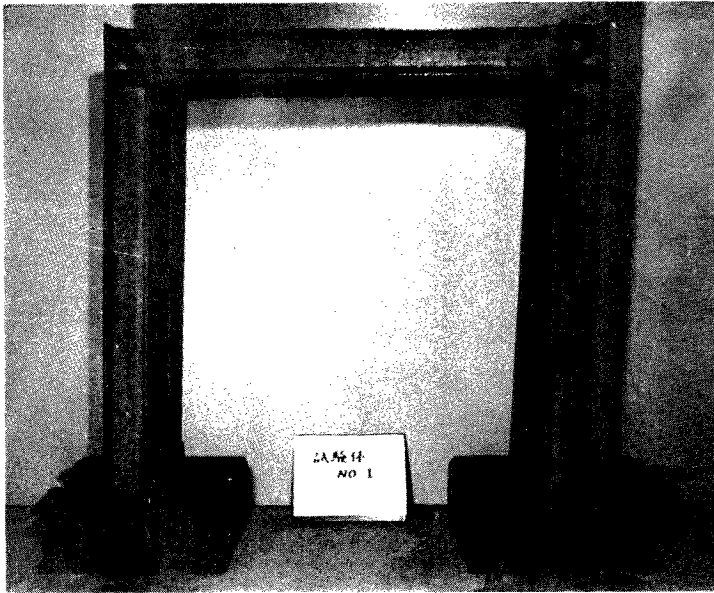


Photo. 5 No. 1 Specimen after test.

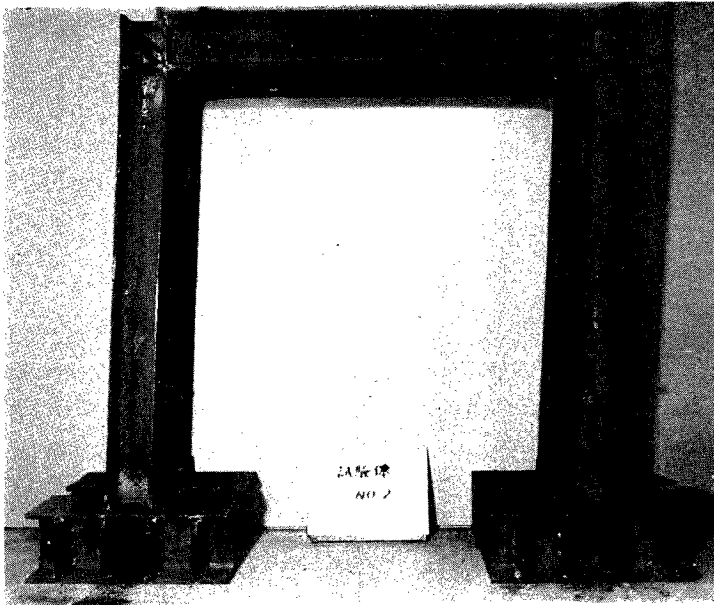


Photo. 6 No. 2 Specimen after test



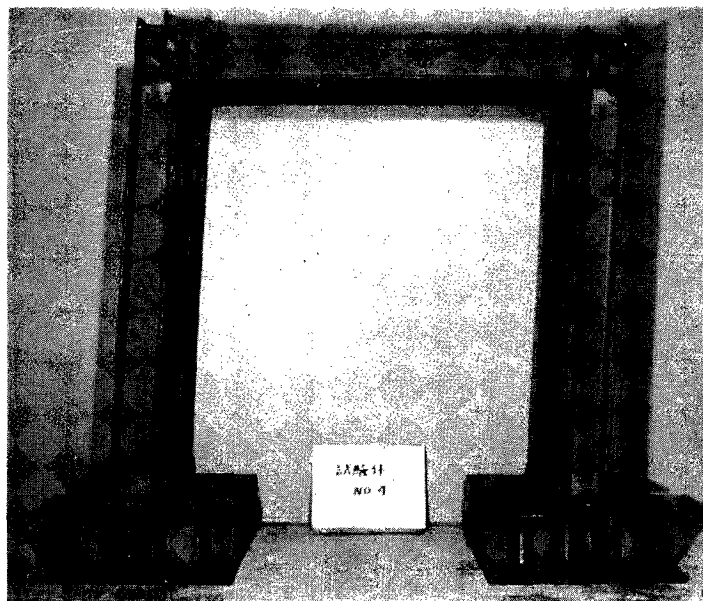


Photo. 7 No. 4 Specimen after test.

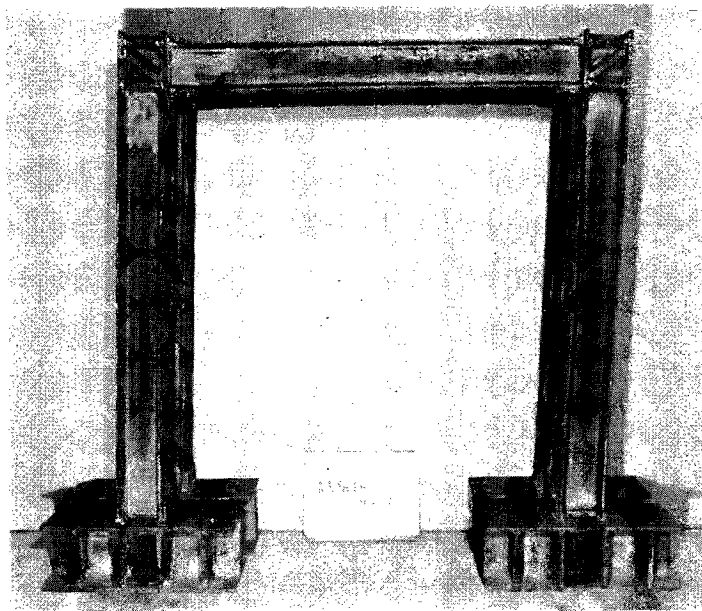


Photo. 8 No. 5 Specimen after test.

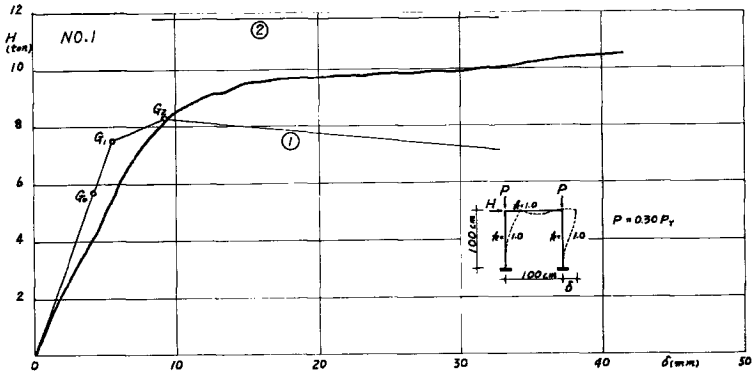


Fig. 5 Load-displacement relation.

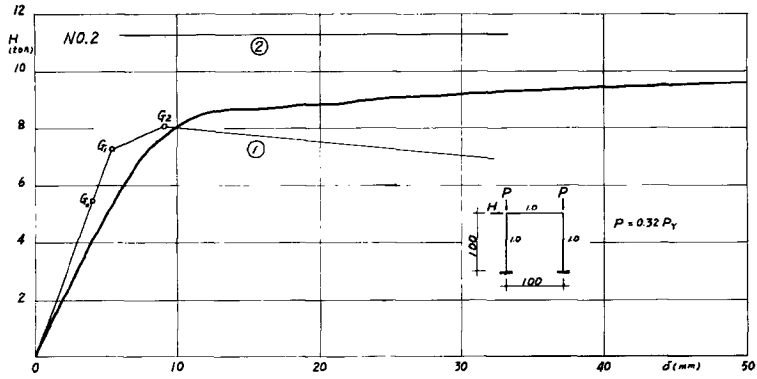


Fig. 6 Load-displacement relation.

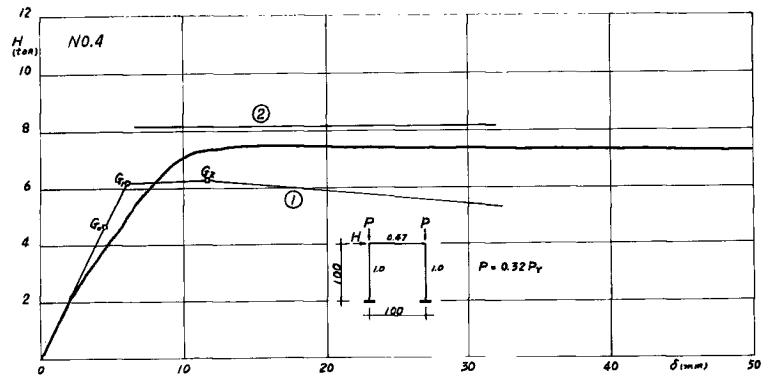


Fig. 7 Load-displacement relation.

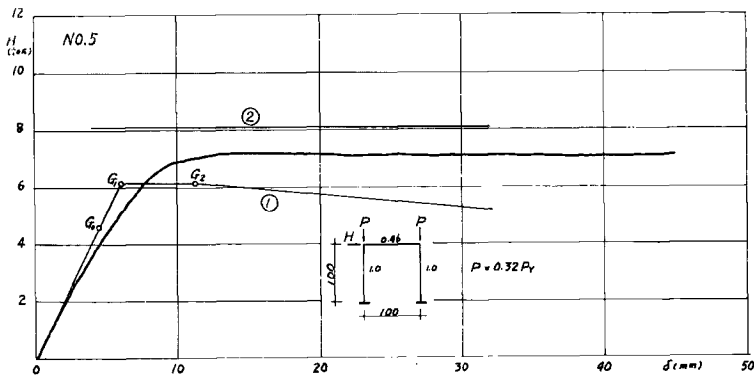


Fig. 8 Load-displacement relation.

それ以後の直線は mechanism curve を示す。②は軸力0の剛塑性崩壊荷重である。①と比較して、実験値は初期剛性が低いが、このことは昨年の実験にも現われた。この原因を面外座屈止めの溶接による残留応力の影響と考え、今回は試験体に焼鈍したものを加えられた、この実験ではこの影響が現われていない。

今後検討すべき問題である。耐力については実験値は計算値より 10~20 高く出ている、昨年度の矩形断面のものと逆の結果となっているが、計算外のカバープレートによる耐力上昇もこの原因になっていると思われる。変形については、塑性ヒンジ以外の材は弾性として計算しているため、実験値に比べ小さいが、部材がH形断面のため、最初の降伏より崩壊にいたるまでの変形量は小さく、計算値による靱性率を求めると No. 1, 2 では 2.2, No. 4, 5 では 2.5 くらいとなって矩形断面のものと比較して小さい点が注意を要する。骨組が安定限界に達した後、水平力の低下はこの実験では、あまり明確でないが、実際の建物では梁の剛比は一般に、この実験のものより小さいので、この実験における軸力 ( $0.3P_Y$ ) でも、かなり大きくなると思われる。高層建築では柱の軸力は、 $0.3P_Y$  以上の場合が予想されるので、それに伴って水平耐力と共に、変形能力も、きびしく検討されるべきと考えられる。なおこの実験では、横座屈、局部座屈は現われず、これによる耐力の低下はなかった。

#### 参 考 文 献

- 1) 若林実, 松井千秋, 「長方形ラーメンの弾塑性安定」, 京都大学防災研究所年報, 第8号, 昭40.3, 127~139頁