

H形鋼を用いた十字形集合材の弾塑性安定に関する 実験および多線型解析

若 林 実・野中泰二郎
松井千秋・三谷 勲

AN EXPERIMENTAL STUDY OF ELASTO-PLASTIC STABILITY OF CRUCIFORM FRAMES WITH WIDE-FLANGE SECTIONS UNDER VERTICAL AND HORIZONTAL LOADING, AND POLYLINEAR ANALYSIS

BY *Minoru WAKABAYASHI, Taijiro NONAKA*
Chiaki MATSUI and Isao MITANI

Synopsis

An experimental study was made of the behavior of cruciform frames, using mild steel models with wide flange sections. A varying horizontal force was applied to a frame model under a constant vertical load on the columns. From the horizontal force-displacement relation, a considerable reduction was observed in the restoring force due to the column loads, indicating the importance of the unstable character due to dead loads on the horizontal restoring force in tall buildings.

Theoretical assessment was also made rigorously to the restoring-force characteristics, on the basis of trilinear moment-curvature relation. The analysis takes account of the shearing deformation of the members and of large rigidity at the beam-to-column connection.

記 号

- A : 断面積
- G : せん断弾性係数
- H : 水平力
- M : 曲げモーメント
- N : 断面の法線方向に働く力
- P : 鉛直力, 圧縮力
- Q : せん断力
- d : パネル部分の長さの半分
- h : 柱部材長
- l : はり部材長
- s : 曲げ剛性
- x : 材軸方向, 圧縮力 P の作用方向の座標
- y : たわみ
- α : たわみ角
- β : 断面の法線と圧縮力 P の作用線のなす角

- r : せん断変形による付加たわみ角
 λ : 定数
 ξ : 曲率零の点から曲率分布の境界までの距離を材長で割ったもの
 κ : 曲率
 δ : 水平変位置
 D : 水平変位置
 θ : たわみ角
 ω : $\sqrt{P/s}$

添 字

- b : 曲げ変形
 c : 曲率が零の材端
 i : 多線型関係にあるモーメント-曲率関係の i 番目の折点
 j : 節点側の材端
 n : 多線型関係にあるモーメント-曲率関係の n 番目の折点, 又は線分
 s : せん断変形

序

地震力、風圧力等の水平力に対して架構が安全でかつ経済的な設計をするためには、骨組に水平力が作用したときの挙動を弾塑性域にわたって十分に調べる必要がある。とくに高層骨組に水平力が作用すると、下層階の柱では大きな軸力の存在と骨組の水平変位によって、転倒モーメントが働き、水平力-水平たわみ関係に頂点が現われ、以後不安定現象を呈することが知られている。

この問題に関して、筆者らは、鉄骨門型骨組に一定の鉛直力と静的変動水平力を加える実験を行なって来たが、それらの大変形挙動は、部材の完全弾塑性的の曲げ変形を仮定した解析によっては充分説明できなかった¹⁾。その主な点は、完全弾塑性理論が、弾性域をはるかに越える大变形域で、復元力を低く見すぎるのと、H形断面材の骨組では、微小変形域で復元力を大きく見すぎることであった。前者は材料の歪硬化現象を、後者は部材のせん断変形を考慮することによって説明できた²⁾。

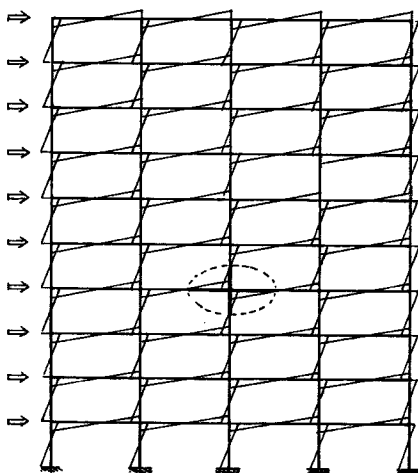


Fig. 1 Mult Story Multi-Bay Frame

ここでは、これらの影響を、電子計算機の使用によって難なく計算できる程度において、厳密に考慮した解析を行ない、実験モデルとして Fig. 1 に示すような多層多スパン骨組の基本的構成要素である十字形骨組を選び、これに一定鉛直力と静的変動水平力を加える実験を行なって復元力特性を求め、解析結果と比較検討を行なう。

1. 解 析

1.1 多線型解析

材長および軸力変化の影響を無視すれば、Fig. 2 (a) のような架構は、逆対称性によって Fig. 2 (b) のような各部材の集合と考えられるから、中間荷重のない、一端ピンの柱および単純ばりの性状を知られば良い。曲率が単調に増大するとき、材料の性質と断面形から、軸力の存在を考慮して、曲げモーメント M は曲率 κ の関数として定まるから、これを Fig. 3 のように多線型の関係に近似し

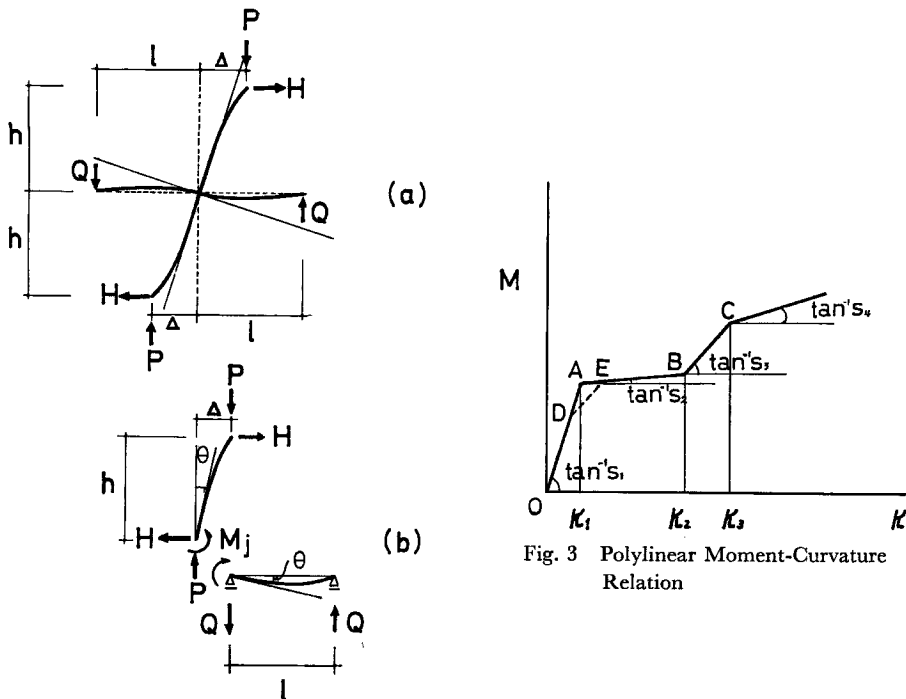


Fig. 2 Cruciform Frame and Connecting Members

$$\frac{dM}{d\kappa} = s_i \quad (\kappa_{i-1} < \kappa < \kappa_i; i = 1, 2, 3, \dots) \quad \dots\dots\dots(1)$$

と書く ($\kappa_0 \equiv 0$)。まず、曲げ変形のみ考えることとして、はりおよび柱の材端断面力と材端変形量の関係を導く方法を述べる。次にこれらの関係式から得られる、図を用いての解法、せん断変形の影響について述べることにする。

a) 曲げ変形のみを考えた場合

はり部材：Fig. 4 のように、材長 l の単純ばり jc の j 端に材端曲げモーメント M_j が作用するとき、材軸方向座標 x を c 端からとると、 $M(x) = M_j \cdot x/l$ ゆえ、除荷過程を経なければ $M-\kappa$ 関係から直ちに

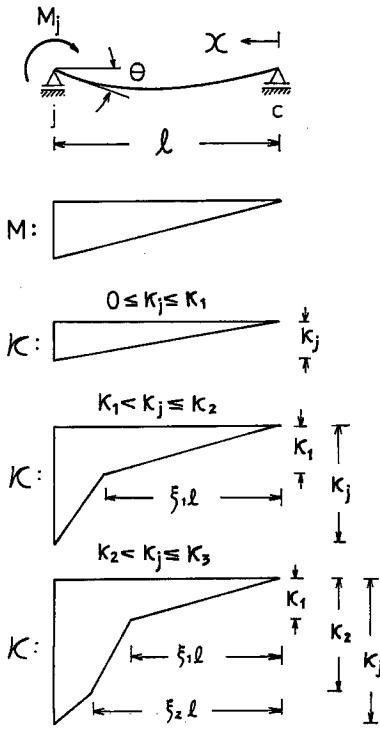


Fig. 4 Beam Member; Curvature Distribution

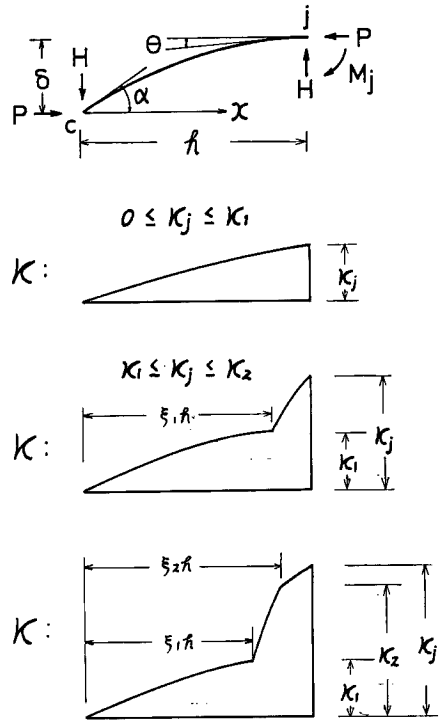


Fig. 5 Column Member; Curvature Distribution

曲率分布 $\kappa(x)$ が定まり, j 端のたわみ角 θ は, 微小変形において

$$\theta = \frac{1}{l} \int_0^l \kappa \cdot x dx \tag{2}$$

から容易にもとまる。なお, M_j の大きさによって最大曲率 κ_j が $\kappa_{n-1} \leq \kappa_j \leq \kappa_n$ となる n の大きさが定まり, $\kappa(\xi_i l) = \kappa_i$ となる $\xi_i (i=1, 2, 3, \dots)$ も線型モーメント分布から定まる。

柱部材: Fig. 5 のように, 材長 h の柱 cj の c 端に大きさと方向が一定の圧縮力 P とこれに垂直な力 H が, j 端にはこれと釣合う力および曲げモーメント M_j が作用し, j 端における材の接線は P の作用線方向と角 θ をなしているものとする。座標 x を Fig. 5 のようにとると, 材要素の釣合式は

$$\frac{d^2 M}{dx^2} + P\kappa = 0 \tag{3}$$

ところが, $\frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{d}{dx} \left(\frac{dM}{dx} \cdot \frac{d\kappa}{dx} \right) = s_i \cdot \frac{d^2 \kappa}{dx^2}$ である

$$s_i \frac{d^2 \kappa}{dx^2} + P\kappa = 0 \quad (\kappa_{i-1} < \kappa < \kappa_i) \tag{4}$$

この一般解は, $P/s_i \equiv \omega_i^2$ とおくと

$$\kappa = A_i \cos \omega_i x + B_i \sin \omega_i x \quad (\kappa_{i-1} < \kappa < \kappa_i) \tag{5}$$

今、最大曲率 κ_j が、 $\kappa_{n-1} \leq \kappa_j \leq \kappa_n$ なる範囲にあるとする。すなわち、柱 c_j の n 区間で $M-\kappa$ 関係が直線関係にあるとすると、積分定数が $2n$ 個、境界の位置を示す未知数 ξ_i が $(n-1)$ 個、合計 $(3n-1)$ 個の未知数が存在するが、これらは、両端での境界条件

$$\kappa|_{x=0} = 0 \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\frac{dM}{dx} = s_n \frac{d\kappa}{dx} \Big|_{x=h} = H + P\theta \quad \dots\dots\dots(7)$$

中間境界でのモーメントおよびせん断力の連続条件*

$$\kappa|_{x=\xi_{ih}-0} = \kappa|_{x=\xi_{ih}+0} = \kappa_i \quad (i=1, 2, \dots\dots) \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$s_{i-1} \frac{d\kappa}{dx} \Big|_{x=\xi_{ih}-0} = s_i \frac{d\kappa}{dx} \Big|_{x=\xi_{ih}+0} \quad (i=1, 2, \dots\dots) \quad \dots\dots\dots(9)$$

合計 $2+3(n-1)=3n-1$ 個の条件から決定される。こうして曲率分布が定まれば、 j 点の材端モーメント M_j は $\kappa|_{x=h}$ および $M-\kappa$ 関係からただちに定まり、 c 点でのたわみ δ およびたわみ角 α は、幾何学的条件

$$\delta = \int_0^h \kappa \cdot x dx + \theta h \quad \dots\dots\dots(10)$$

および

$$\alpha = \int_0^h \kappa \cdot dx + \theta \quad \dots\dots\dots(11)$$

または、釣合条件

$$P \cdot \delta + H \cdot h = M_j \quad \dots\dots\dots(12)$$

および

$$H + P \cdot \alpha = \frac{dM}{dx} \Big|_{x=0} = s_1 \cdot \frac{d\kappa}{dx} \Big|_{x=0} \quad \dots\dots\dots(13)$$

から求められる。

b) 解 法

a) において導いた諸式を用いて、材端断面力と材端変形量の関係を求めると、たとえば、はりの $M_j-\theta$ 関係は Fig. 6 (a)、柱の $M_j-\delta$ 関係および $H-\delta$ 関係は、 θ を助変数にとって示すとそれぞれ同図 (b) および (c) のようになる。Fig. 2 (a) の対称十字形骨組が一定鉛直荷重力 P と変動水平力 H を受け、水平変位 δ が増大していくとき、はりは Fig. 6 (a)、柱は同図 (b)、(c) のような挙動をするものとする。

まず節点回転角 θ を $\theta=\theta_1$ と仮定すると (a) からこれに対応するはり節点の曲げモーメント M_j が求まり、これがまた、節点におけるモーメントの釣合から、絶対値において柱の節点の曲げモーメントに等しいから、(b) において $\theta=\theta_1$ のときの $M_j-\delta$ 関係を用いて、これに対応する δ の値が求まり、(c) における $\theta=\theta_1$ のときの $H-\delta$ 関係から、これに対応する H が定まるから、結局、骨組の $H-\delta$ 曲線上の一点が求まる。 $\theta=\theta_2, \theta=\theta_3, \dots\dots$ と順次とって、同様の操作を繰返せば、(c) の点線で示したような復元力特性が求められる。

c) せん断変形の影響

H形断面や非充腹断面など、せん断抵抗の小さい断面を有する部材、あるいは、太短い部材からなる架構

* Fig. 5 において、たわみ角を β 、中間での不連続量を [] で示すと、釣合条件 $\frac{dM}{dx} = H + P \cdot \beta$ から $\left[\frac{dM}{dx} \right] = [H] + [P \cdot \beta]$ 。ところが $H = \text{const.}$, $P = \text{const.}$, また歪硬化を考えているから $[\beta] = 0$ 。したがって $\left[\frac{dM}{dx} \right] = \left[s \cdot \frac{d\kappa}{dx} \right] = 0$ が得られる。

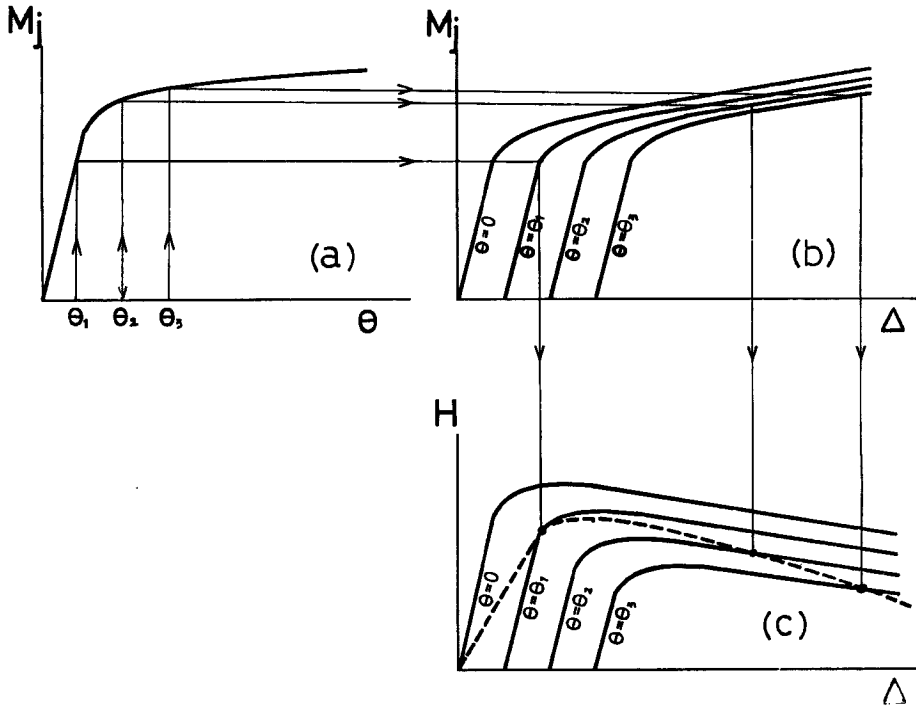


Fig. 6 Analysis of Cruciform Frame

ではせん断変形の影響を無視できない場合がある。1. 1. a) での解析にこの影響を入れるため、部材はせん断で降伏することなく、部材断面における軸方向応力の分布はせん断応力によって左右されないとの基本的仮定を設けて、一般的に、軸力が存在するものとして解析する。

曲げ変形によって生ずる曲率を κ^b 、せん断変形によって生ずる曲率を κ^s とすれば、全曲率 κ は

$$\kappa = \kappa^b + \kappa^s \dots\dots\dots(14)$$

と表わされる。曲げモーメント-曲率関係が部分的に線型で

$$\frac{dM}{d\kappa^b} = s_i^b \quad (\kappa_{i-1}^b < \kappa^b < \mu_i; \quad i=1, 2, 3, \dots\dots) \dots\dots\dots(15)$$

とする ($\kappa_0^b \equiv 0$)。Fig. 7 のごとく断面の法線が圧縮力 P の作用線 x 軸となす角を β 、せん断変形による材軸の付加たわみ角を γ とすれば、図の曲げモーメントに應ずる方向の曲率を正として

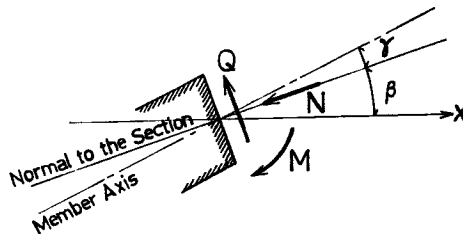


Fig. 7 Shear Deformation

$$\kappa^b = -\frac{d\beta}{dx}, \quad \kappa^s = -\frac{d\gamma}{dx} \quad \dots\dots\dots(16)$$

r がせん断力 Q に比例するものとすれば、 $r = \lambda Q$ 。ここに、 λ は断面によって定まる定数で、 Q は Fig. 5, Fig. 7 を参照して、 $Q = H + P \cdot \beta$ 。したがって

$$\kappa^s = -\lambda \frac{dQ}{dx} = -\lambda P \frac{d\beta}{dx} = \lambda P \kappa^b, \quad \kappa^b = \frac{\kappa}{1 + \lambda P} \quad \dots\dots\dots(17)$$

さて、せん断変形がある場合にも成立する釣合式 (3) に

$$\frac{d^2 M}{dx^2} - \frac{d}{dx} \left(\frac{dM}{dx} \cdot \frac{d\kappa^b}{dx} \right) = s_i^b \cdot \frac{d^2 \kappa^b}{dx^2} = \frac{s_i^b}{1 + \lambda P} \cdot \frac{d^2 \kappa}{dx^2} \quad (\kappa_{i-1}^b < \kappa^b < \kappa_i^b) \quad \dots\dots\dots(18)$$

を用いると、

$$\frac{s_i^b}{1 + \lambda P} \cdot \frac{d^2 \kappa}{dx^2} + P \kappa = 0 \quad (\kappa_{i-1} < \kappa < \kappa_i) \quad \dots\dots\dots(19)$$

ここで

$$s_i = \frac{s_i^b}{1 + \lambda P} \quad \dots\dots\dots(20)$$

と書くと (19) 式は (4) 式と同一となる。したがって、せん断変形をも考慮に入れるには曲げ変形のみを考えに入れた 1. 1. a) の解析における s_i の値として、 s_i^b を (20) 式によって修正したものを用いればよい。はりの場合、 $P \cong 0$ とすれば中間荷重のない限り $s_i \cong s_i^b$ であって、1. 1. a) の結果をそのまま使える。架構を解くに当って、剛節点の回転角は、部材のせん断変形を考慮に入れるとき、 θ でなく β であることに留意すれば、1. 1. b) と同様にして架構の復元力特性を求めることが出来る。

1. 2 Trilinear 解析

$M-\kappa$ 関係を三木の折線で近似した Trilinear 解析による部材端の諸変形量と断面力との関係を示す。

はり材については Fig. 4 を参照して、 M_j の大きさに応じて材軸方向の曲率分布は 3 つの場合に分かれる。

1° $0 \leq \kappa_j \leq \kappa_1$ の場合

$$\kappa(x) = M_j \cdot x / (s_1 l) \quad \text{ゆえ}$$

$$\theta = \frac{M_j \cdot l}{3s_1}$$

2° $\kappa_1 \leq \kappa_j \leq \kappa_2$ の場合

$$\xi_1 = \frac{s_1 \kappa_1}{M_j}, \quad \kappa_j = \kappa_1 \cdot \left[1 + \frac{s_1}{s_2} \left(\frac{1}{\xi_1} - 1 \right) \right] \quad \text{を用いて}$$

$$\theta = \frac{\kappa_1 l}{6} \cdot \left[1 + \xi_1^2 + \frac{\kappa_j}{\kappa_1} (1 - \xi_1) (2 + \xi_1) \right]$$

3° $\kappa_2 \leq \kappa_j$ の場合

$$\xi_1 = \frac{s_1 \kappa_1}{M_j}, \quad \xi_2 = \xi_1 \cdot \left[1 + \frac{s_2}{s_1} \left(\frac{\kappa_2}{\kappa_1} - 1 \right) \right] \quad \text{および}$$

$$\kappa_j = \kappa_1 \cdot \left[\frac{s_1}{s_3} \cdot \frac{1}{\xi_1} - \frac{s_1}{s_3} + \frac{s_2}{s_3} + \left(1 - \frac{s_2}{s_3} \right) \cdot \frac{\kappa_2}{\kappa_1} \right] \quad \text{を用いて}$$

$$\theta = \frac{\kappa_1 l}{6} \cdot \left[\xi_2 (\xi_2 + \xi_1) + \frac{\kappa_2}{\kappa_1} (\xi_2 - \xi_1 \cdot \xi_2 - \xi_1^2 + 1) + \frac{\kappa_j}{\kappa_1} (1 - \xi_2 - \xi_2^2) \right]$$

柱材については Fig. 5 を参照して

1° $0 \leq \kappa_j \leq \kappa_1$ の場合

積分定数 A_1, B_1 を (6) 式, (7) 式より求めて

$$\kappa = \frac{H+P\theta}{s_1 \omega_1} \cdot \frac{\sin \omega_1 x}{\cos \omega_1 h}$$

となる。したがって M_j は

$$M_j = s_1 \kappa_j = \frac{H+P\theta}{\omega_1} \cdot \tan \omega_1 h$$

δ は (12) 式より

$$\delta = h \cdot \left[\left(\frac{H}{P} + \theta \right) \frac{\tan \omega_1 h}{\omega_1 h} - \frac{H}{P} \right]$$

α は (13) 式より

$$\alpha = \frac{\frac{H}{P} + \theta}{\cos \omega_1 h} - \frac{H}{P}$$

と求まる。

2° $\kappa_1 \leq \kappa_j \leq \kappa_2$ の場合

$$\kappa = A_1 \cos \omega_1 x + B_1 \sin \omega_1 x \quad (0 \leq x \leq \xi_1 h)$$

$$\kappa = A_2 \cos \omega_2 (x - \xi_1 h) + B_2 \sin \omega_2 (x - \xi_1 h) \quad (\xi_1 h \leq x \leq h)$$

各積分定数は (6), (8), (9) 式を用いて

$$A_1 = 0$$

$$B_1 = \frac{\kappa_1}{\sin \omega_1 \xi_1 h}$$

$$A_2 = \kappa_1$$

$$B_2 = \frac{s_1 \omega_1}{s_2 \omega_2} \cdot \frac{\kappa_1}{\tan \omega_1 \xi_1 h}$$

と求まり, ξ_1 は (7) 式を用いて

$$\frac{s_1 \omega_1}{s_2 \omega_2} \cdot \frac{\cos \omega_2 h (1 - \xi_1)}{\tan \omega_1 \xi_1 h} - \sin \omega_2 h (1 - \xi_1) = \frac{H+P\theta}{S_2 \omega_2 \kappa_1}$$

より求められる。したがって M_j は

$$M_j = s_1 \kappa_1 \cdot \left[1 - \frac{s_2 + s_2 \cos \omega_2 h (1 - \xi_1)}{s_1} + \frac{\omega_1}{\omega_2} \cdot \frac{\sin \omega_2 h (1 - \xi_1)}{\tan \omega_1 \xi_1 h} \right]$$

δ は (12) 式より

$$\delta = h \cdot \left[\left(\frac{H}{P} + \theta \right) \cdot \frac{\tan \omega_1 h}{\omega_1 h} - \frac{H}{P} \right]$$

α は (13) 式より

$$\alpha = \frac{1}{P} \cdot \left[\frac{S_1 \omega_1 \kappa_1}{\sin \omega_1 \xi_1 h} - H \right]$$

3° $\kappa_2 \leq \kappa_j$ の場合

同様にして

$$\kappa = B_1 \sin \omega_1 x \quad (0 \leq x \leq \xi_1 h)$$

$$\kappa = \kappa_1 \cos \omega_2 (x - \xi_1 h) + B_2 \sin \omega_2 (x - \xi_1 h) \quad (\xi_1 h \leq x \leq \xi_2 h)$$

$$\kappa = \kappa_2 \cos \omega_3 (x - \xi_2 h) + B_3 \sin \omega_3 (x - \xi_2 h) \quad (\xi_2 h \leq x \leq h)$$

$$B_1 = \frac{\kappa_1}{\sin \omega_1 \xi_1 h}, \quad B_2 = \frac{s_1 \omega_1}{s_2 \omega_2} \cdot \frac{\kappa_1}{\tan \omega_1 \xi_1 h}$$

$$B_3 = \frac{s_1 \omega_1}{s_3 \omega_3} \cdot \frac{\kappa_1 \cos \omega_2 (\xi_2 - \xi_1) h}{\tan \omega_1 \xi_1 h} - \frac{s_2 \omega_2}{s_3 \omega_3} \cdot \kappa_1 \sin \omega_2 (\xi_2 - \xi_1) h$$

また、 ξ_1, ξ_2 は

$$\kappa_2 = \frac{s_1 \omega_1}{\kappa_1 s_2 \omega_2} \cdot \frac{1}{\tan \omega_1 \xi_1 h} + \cos \omega_2 (\xi_2 - \xi_1) h$$

および

$$\frac{H + P\theta}{\kappa_1 s_3 \omega_3} = \frac{s_1 \omega_1}{s_3 \omega_3} \cdot \frac{\cos \omega_2 (\xi_2 - \xi_1) h}{\tan \omega_1 \xi_1 h} - \frac{\omega_2 s_2}{\omega_3 s_3} \cdot \sin \omega_2 (\xi_2 - \xi_1) h$$

より求められる。

M_j, δ, α はおのおの

$$M_j = s_1 \kappa_1 \cdot \left[1 - \frac{s_2}{s_1} + \frac{s_2}{s_1} \cdot \frac{\kappa_2 + s_3}{\kappa_1 + s_1} \left\{ \frac{B_3}{\kappa_1} \cdot \sin \omega_3 (1 - \xi_3) h + \frac{\kappa_2}{\kappa_1} \cdot \cos \omega_3 (1 - \xi_3) h \right\} \right]$$

$$\delta = \frac{M_j}{P} - \frac{Hh}{P}$$

$$\alpha = \frac{s_1 \omega_1 B_1}{P} - \frac{H}{P}$$

と求まる。

Fig. 18 に Trilinear 解析により、パネル部分が完全に剛であると考え、剛域の大きさを考慮**した上で、曲げ変形のみ考えた場合、と部材のせん断変形の影響を考慮した場合の理論曲線を示した。

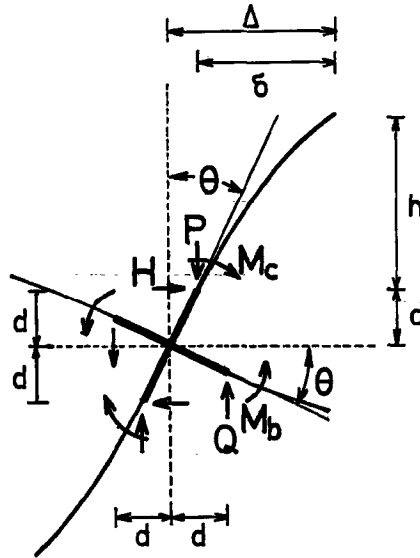


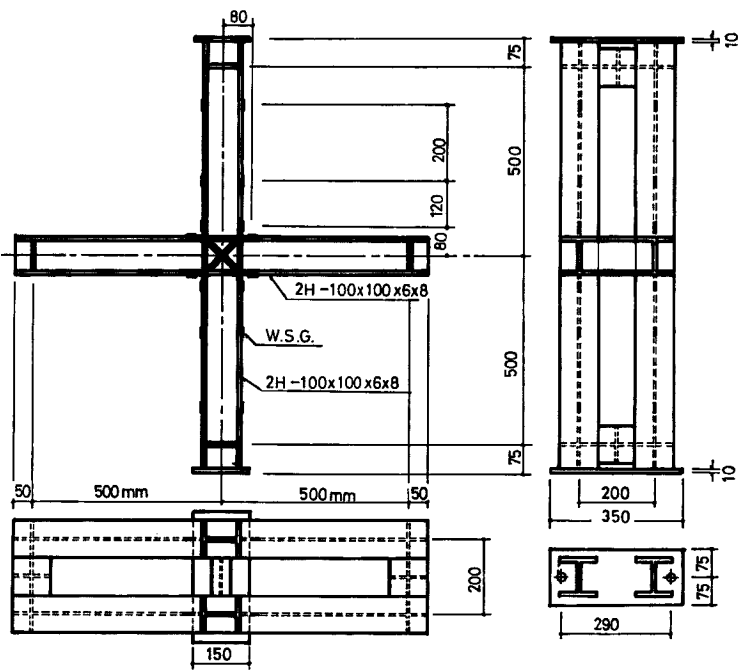
Fig. 8 Beam-to-Column Connection

2. 実 験

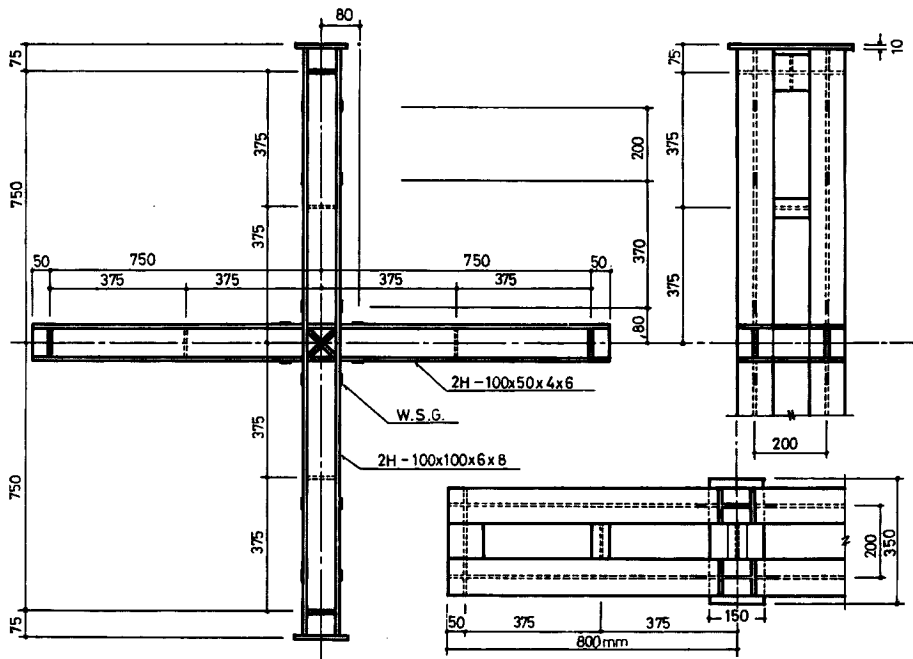
2.1 実験計画、試験体

鉄骨骨組の弾塑性挙動を調べる目的で Fig. 1 に示すような多層多スパン骨組の基本的構成要素である

** 剛域の大きさを考慮した場合、節点でのモーメントの釣合式は $M_b = M_c$ の代わりに、Fig. 8 を参照して、 $\sum M = 0$ より $M_c - M_b = (Q - H)d - P\theta d$ を使う。ここに、 $2d$ は剛域部分の長さである。



(a) (series I)



(b) (Series III)

Fig. 9 Test Specimens

柱，はりからなる十字形集合材を一般構造用圧延鋼材（SS41）を用いて製作した。骨組の弾塑性挙動を支配する要素としては，1° 柱材の細長比，2° 柱材に作用する軸力の大きさ，3° はり材の柱材に対する剛比，4° 柱材とはり材との塑性断面係数の比，5° 部材の断面形，6° 材料の機械的性質，等があげられるが，本実験ではこのうち 1°，2°，3°，4° を変数とした。すなわち階高に相当する柱材長 $2h$ と断面二次半径 i （強い軸廻り）との比を 24 と 36，柱材に加えられる軸力（ P ）と柱部材全断面降伏軸力（ P_y ）との比を 0.0，0.32，0.64，はり材の曲げ剛度（ k_b ）と柱材の曲げ剛度（ k_c ）との比（ k_b/k_c ）を 0.45，1.0，都合，試験体の種類として 4 種類（Series I~IV），各 3 体（各 Series 1~3）合計 12 体計画した。Table 1 に試験体の形状，寸法および加えられた軸力を示す。試験体の形状は Fig. 9 に示すようなもので，Series II，IV ははり材に H-100×50×4×6 を用いている点が Series I，III とは異なっている。各試験体とも二個の同一な骨組を H 形鋼の小片を用いてつないであるが，これは横座屈など構面外への変形を完全に拘束した状態で実験を行なうためであり，このつなぎ材は Series I，II では仕口ならびに材端に，Series III，IV ではこの他に部材の中央部に設けられ，溶接接合によっている。柱材は上下柱が一本の H 形鋼であり，はり材は左右共に同一の原材から製作されたものであって柱材に突合せ溶接されている。また仕口パネル部分は逆対称の応力によってこの部分に生ずるせん断力に対して， $\square 12\text{mm}$ を用いて対角線方向のステフナで補強している（Photo. 1 参照）。なお各試験体共焼鈍は行なっていないので H 形鋼圧延の際に生ずる残留応力，溶接接合によって生ずる残留応力は内在されたままである。

2.2 材 料

試験体製作に用いた H 形鋼はすべて SS41 である。各原材（6 m）一本毎にそのフランジ部より二枚の引張試験片を採取し，降伏応力度（ σ_y ），降伏歪度（ ϵ_y ），歪硬化に入るときの歪度（ ϵ_{st} ），および歪硬化域での接線弾性係数（ E_{st} ）を求め解析に用いた。Table 2 に材料の機械的性質を，Fig. 10 に応力度—歪度（ $\sigma-\epsilon$ ）関係の典型的な実験曲線を実線で示す。点線は実験曲線を理想化した $\sigma-\epsilon$ 関係であって $\epsilon_{st}=13\times\epsilon_y$ ， $E_{st}=0.03E$ である。

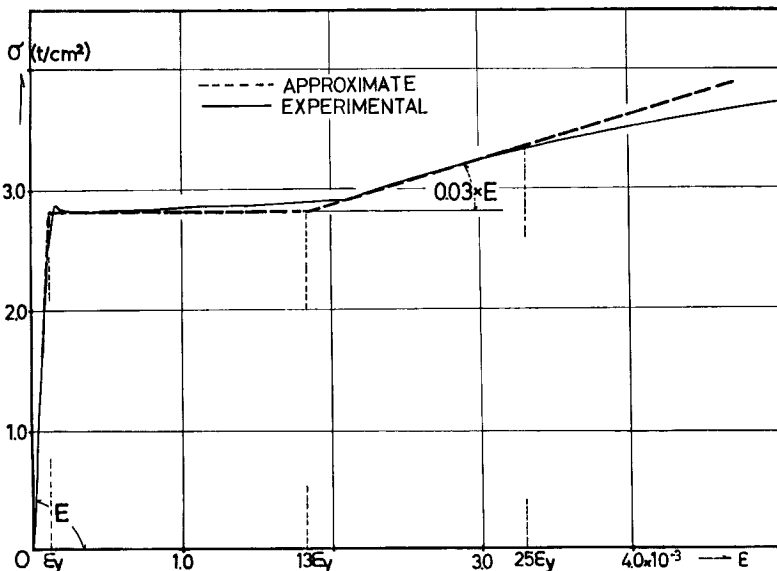


Fig. 10 Stress-Strain Relation

Table 1 Actual Properties of Frame Members

Specimen number	I-1	I-2	I-3	II-1	II-2	II-3	III-1	III-2	III-3	IV-1	IV-2	IV-3
P (ton)	0	20	40	0	20	40	0	20	40	0	20	40
P/P_y	0	0.32	0.64	0	0.32	0.64	0	0.32	0.64	0	0.32	0.64
$2h/i$	24	24	24	24	24	24	36	36	36	36	36	36
$Ib \times h/(I_c \times l)$	1.0	1.0	1.0	0.45	0.45	0.45	1.0	1.0	1.0	0.45	0.45	0.45
A (cm ²)	22.3	22.2	22.1	22.1	22.2	22.0	22.1	22.5	22.5	21.8	21.9	22.0
I (cm ⁴)	397	393	391	396	397	392	396	395	400	390	391	394
Z (cm ³)	78.6	78.0	77.8	78.3	78.6	77.7	78.3	78.2	79.0	77.2	77.5	77.8
$ Z_p $ (cm ³)	90.0	89.3	89.0	89.6	89.6	88.6	89.6	89.6	90.6	88.2	88.6	89.0
	90.9	90.4	91.2	40.5	41.0	41.2	88.4	89.2	88.4	40.5	41.0	40.5

P : column load h : column height l : beam length P_y : yield load of a column. i : radius of gyration of a column for in-plane flexure
 $Ib \times h/(I_c \times l)$: beam-to-column stiffness ratio A : cross-sectional area I : sectional moment of inertia Z : section modulus Z_p : plastic section modulus.

Table 2 Material Properties of Frame Members

Specimen number	II-1	II-2	II-3	II-1	II-2	II-3	III-1	III-2	III-3	IV-1	IV-2	IV-3
σ_y (ton/cm ²)	2.85	2.90	2.80	2.95	2.95	2.79	2.98	2.90	2.95	2.85	2.88	2.88
	2.98	2.90	2.95	3.18	3.23	3.18	2.85	2.90	2.88	3.18	3.23	3.18
σ_u (ton/cm ²)	4.44	4.47	4.43	4.46	4.46	4.44	4.56	4.49	4.50	4.44	4.48	4.47
	4.56	4.49	4.49	4.55	4.57	4.53	4.44	4.47	4.43	4.55	4.57	4.53
ϵ_u (%)	29.6	—	—	29.5	29.5	30.3	31.5	—	—	31.7	31.4	34.1
	31.5	—	—	23.4	24.3	21.4	29.6	—	—	23.4	24.3	21.4

σ_y : yield point stress σ_u : tensile strength ϵ_u : maximum elongation

2.3 加力方法

Fig. 11 は加力装置を示す。十字形の試験体の鉛直部が柱であり、水平部がはりである。試験体の柱を鉛直に設置したのち、加力枠上部に取りつけられた200トンジャッキによって、所定の大きさになるまで数回に分けて、軸力を加える。この荷重は球座とジャッキの間に挿入されたロードセルによって測定する。このロードセルと柱端部の間には、Fig. 12 に示すような球座がおかれ、また下の柱の下端と加力枠との間には球座とローラーとが設けられている。これらの球座は二組の円筒からなり、その一組にはローラーが使用しており、他の一組は二面が直接接している。

Fig. 13 において、ローラーは柱にせん断力が加えられたとき下端が自由に水平移動を起し、柱に加えられる鉛直荷重が常に鉛直を保持するために設けられている。このローラーは長さ55mm、直径10mmの既製品60本を用いており、その摩擦係数はほぼ4/1000程度である。

下の柱の下端部に15トンジャッキによって水平力が加えられる。上の柱の上端部およびはりの一端はピンとローラーを介して支持枠に保持され、はりの他端はピンとローラーと50トンジャッキ、およびロードセルを介して支持枠に保持されている。Fig. 1 のような荷重をうける骨組では、はりの反曲点と節点とは一直線上にあると考えられるので、はり両端と仕口部が常に一直線を保持するように50トンジャッキを調節し、その荷重はロードセルによって測定する。

なお、これらの鉛直荷重ならびに水平力は二本の部材の中央部に加えられたが、それらの荷重が二組の十字形骨組のおおのにおの、ほぼ二等分されて作用していることは部材に貼付された電気抵抗線型歪計による測定結果によって確かめられた。

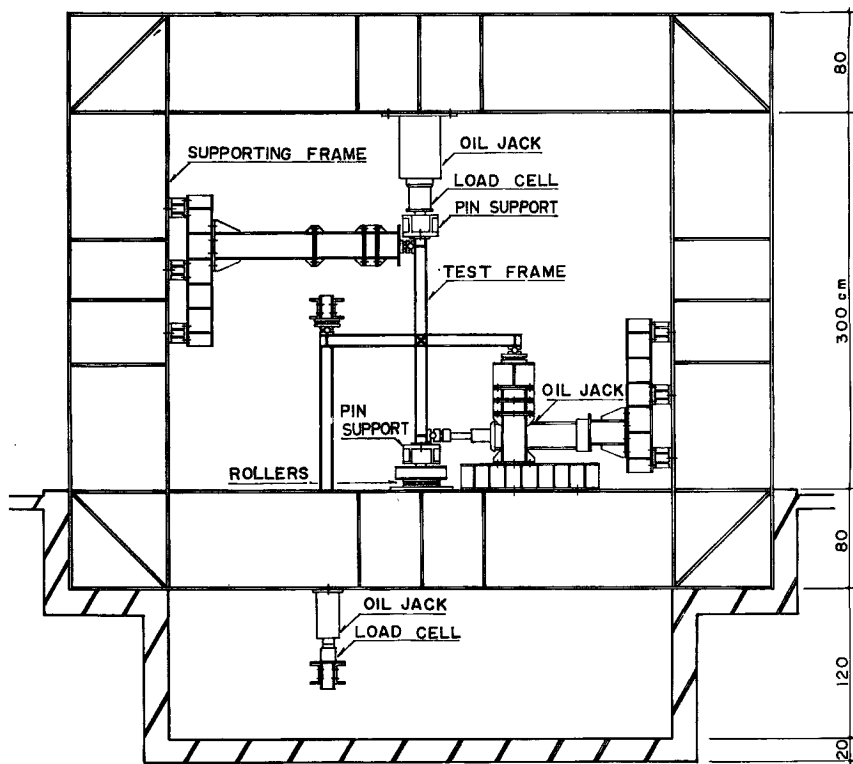


Fig. 11 Loading Arrangement

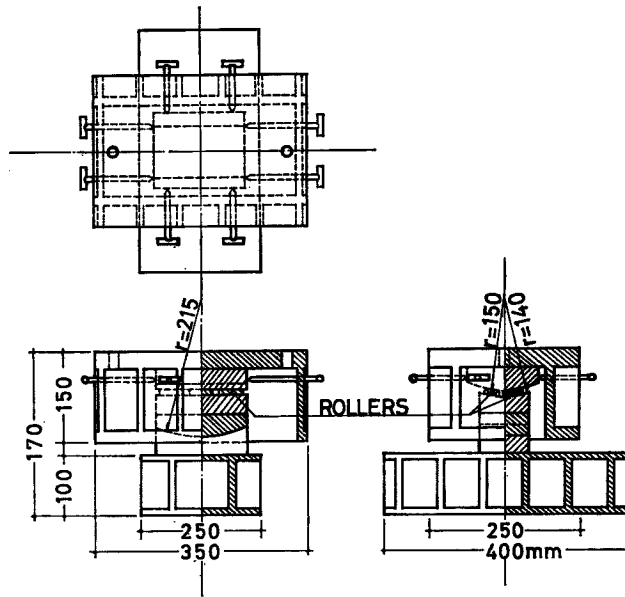


Fig. 12 Pinned-End Support

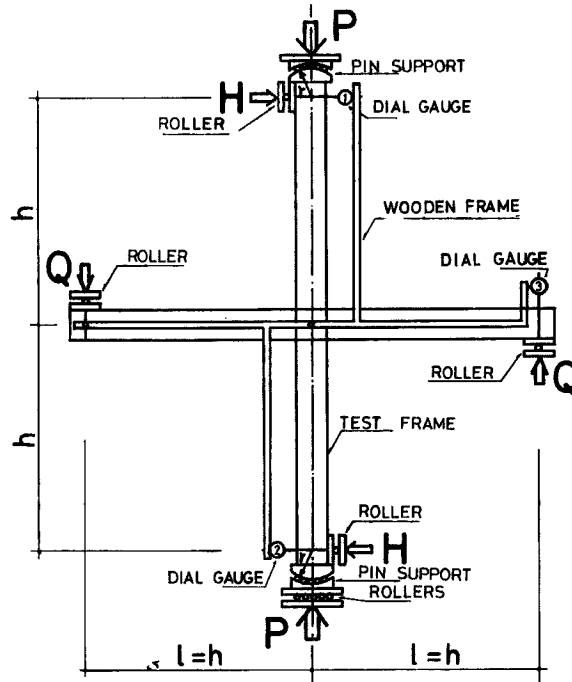


Fig. 13 Deformation Measuring Arrangements

まず、試験体の柱を完全に鉛直にして、鉛直荷重を所定の大きさになるまで加え、この鉛直荷重を一定に保持したまま柱の下端部に水平力を順次加えてゆき、骨組が最大耐力に達した後も柱の部材角を増加させ、所定の部材角に達した後水平力を零に戻す。最後に鉛直荷重を零に戻して実験を終了する。

2.4 変形の測定

Fig. 13 に示すように三個のダイヤルゲージを用いて、はりならびに柱のたわみを測定した。ダイヤルゲージ固定用腕木は、図のように、はりの一端と仕口部の二点で支持されている。前述したように③のダイヤルゲージは、常に一定の値を保つように調節し、①、②のダイヤルゲージによって各荷重段階毎に上下の柱の水平たわみ量を測定した。

Fig. 9 に示す位置に、各試験体とも電気抵抗線型歪計を貼付して、ひずみを測定した。これらの電気抵抗線型歪計のうち、仕口部に最も近いものは塑性ゲージであり、各荷重段階毎に部材端部のひずみの進行状況を知るためのものである。部材の中ほどの二点に貼付されているゲージは、普通ゲージであり、柱に加えられた軸力やせん断力を検討するためのものである。

2.5 実験経過

$P/P_y=0$ (I-1, II-1, III-1, IV-1) の試験体では、部材降伏*** 以後も $H-A$ 曲線は水平とならず、上り勾配を保ちつねにその挙動は安定であった。塑性域が広がる個所は、I-1、III-1 では、柱、はり両部材端であり、かつほぼ同時であった。II-1、IV-1 (はりの断面係数が柱のそれより小) では、はり部材端が歪硬化域に達した後、柱部材端が降伏を開始したが、柱部材の歪度は最終変形に到るまで、急激な増加はみられなかった。

$P/P_y=0.32$ (I-2, II-2, III-2, IV-2) の試験体では、部材降伏以後まもなく最大耐力となり、以後 $H-A$ 曲線は不安定現象を呈した。I-2 と III-2 では、柱材、はり材の順に降伏を開始して後柱材が歪硬化域に入ったが、II-2 では、はり材、柱材の順に降伏し、梁材が歪硬化、IV-2 では、はり材のみ塑性化し、柱材は降伏しなかった。

$P/P_y=0.64$ (I-3, II-3, III-3, IV-3) の試験体では、最大耐力以後の不安定現象は著しかった。II-3、IV-3 においては、柱材、はり材の順に降伏し最大耐力に達したが、I-3、III-3 においては、はり材は最終変形に到るまで弾性域にとどまった。

上下柱の挙動について：

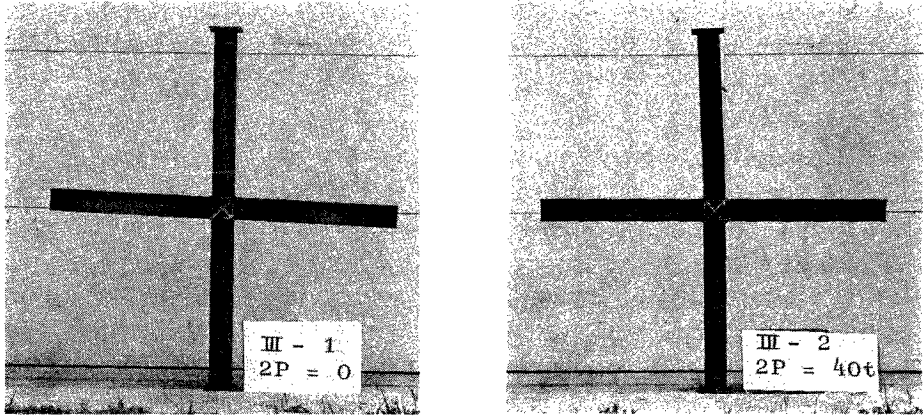
本実験に用いた試験体では、すべて上下の柱が計画上一条件であるから、 $H-A$ 関係に負の勾配を持たない試験体においては、上下の柱の $H-A$ 関係はほとんど一致する。しかし $H-A$ 関係に頂点が存在し、以後負の勾配を示す試験体のうち、柱部材が先に降伏する試験体は、上下の柱のうちどちらかが先に頂点を越え、その柱のみ変形が増大する。そして水平力 (H) は、 $H \cdot h + P \cdot A = \sum M$ (ほぼ一定) を満しつつ、変形の増大と共に減少する。他方の柱では、 $H-A$ 関係が頂点に達する以前に水平力の減少が起っているため、変形は進まず水平力の減少に伴い除荷曲線を描く。しかし節点に作用しているモーメントはほぼ一定である****。したがって、節点回転角もほぼ一定となり、所定の変形量に達した後水平力を除荷する場合の挙動とは異なる。このように上下柱の挙動が異なったのは、I-2、III-2、I-3、II-3、III-3、IV-3 の試験体であった。

Photo. 1 (a) ~ (c) は実験終了後の写真である。たとえば III-1 と III-3 を比較すると、III-1 では上下

*** はり部材降伏とは、はり材のフランジ最外縁降伏を意味し、柱部材降伏とは柱材の圧縮側フランジ最外縁降伏を意味する。

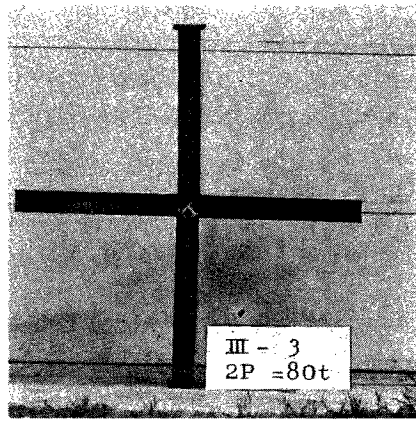
**** 水平たわみ (d) とはりせん断力 (Q) の実験結果の一例は Fig. 14 に示すようである。

節点に働くモーメントは $Q \times l$ で得られるが Fig. 14 から明らかなように、たわみが増大している間 III-2、III-3 のせん断力はほぼ一定である。したがってモーメントもほぼ一定となる。



(a)

(b)



(c)

Photo. 1 Specimens after Test

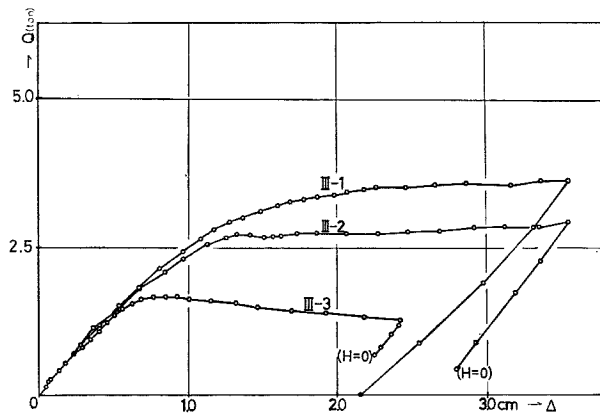


Fig. 14 Beam Shear vs Column Deflection

柱とも同程度変形が生じているが、Ⅲ-3では下柱に集中して変形が生じているのがよくわかる。各試験体とも構面外への変形や局部座屈は全くみられなかった。

3. 実験結果と理論値との比較検討

モーメントー曲率関係を、Fig.15 の点線のごとく近似して求めた理論曲線と実験曲線とを Fig.16(a)～(d)に示す。水平力 H は軸力零の剛塑性崩壊荷重 H_p で、たわみは h で無次元化を行なっている。ここに示す理論値は、上下柱および左右の梁が同一挙動を示すと仮定して求めたものであるから、上下柱が最大耐力以後異なった挙動を示す実験値と正確には対応していない。しかし、このような現象の生ずる実験曲線においては、耐力以後も、はり材は弾性域内あるいはやや塑性化が進行した程度であり、かつ節点に作用するモーメントは脚註****より明らかなようにほぼ一定である。したがって、(10)式から明らかなように、耐力以後の δ の増加は、右辺第一項によるものが支配的であり、第二項による増分はほとんどない。このことから上下柱の挙動が異なる場合にも、理論値は変形が増大した柱の実験値にはほぼ対応しているといえる。上下柱がほぼ等しい挙動を示した試験体については一本の曲線で、異なった挙動を示した試験体については、下柱の曲線を点線で表わし、二本の曲線で実験曲線を示した。

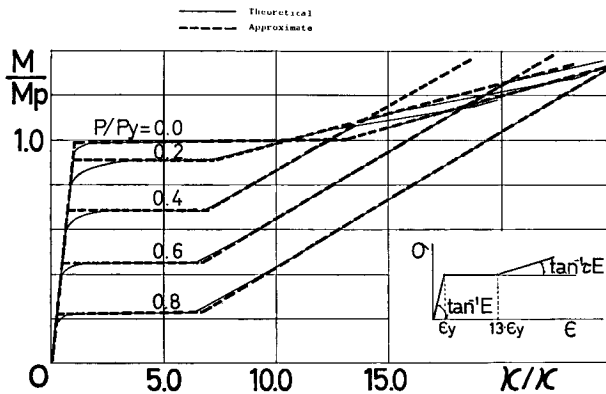


Fig. 15 Moment-Curvature Relations

理論曲線はパネル部分を完全に剛としその大きさを考慮して、曲げ変形のみ考えた理論曲線を実線で、せん断変形も考慮した理論曲線を鎖線で示した。

理論値と実験値とを比較すると、理論値は $M-k$ 関係を Fig. 15 中点線のように近似したため耐力に達するまで直線であるのに対し、実験値はかなり早くから曲がり始めている。

初期剛性に関しては、部材のせん断変形を考慮した理論値と実験値とがおおむね合っているが、パネル部分を完全に剛と仮定したため理論値の方が実験値より剛性が高い。最大耐力および耐力以後の挙動については、理論曲線と実験曲線とがほぼ一致している。

4. 結 び

鉄骨多層多スパンラーメンの基本的構成部分である十字形集合材に一定鉛直荷重と水平力を加える実験を行なって、その復元力特性を調べた。この実験によって、骨組の水平耐力および変形能力が柱に加わる軸力の存在によって低下すること、柱の軸力が大きい場合、ある変形量以上の範囲では、水平力ー水平たわみ関係は負の勾配となり、不安定現象を呈することが明白となった。

また、モーメントー曲率関係を多線型で表わし、部材の歪硬化を考慮して求めた理論曲線は実験曲線とほ

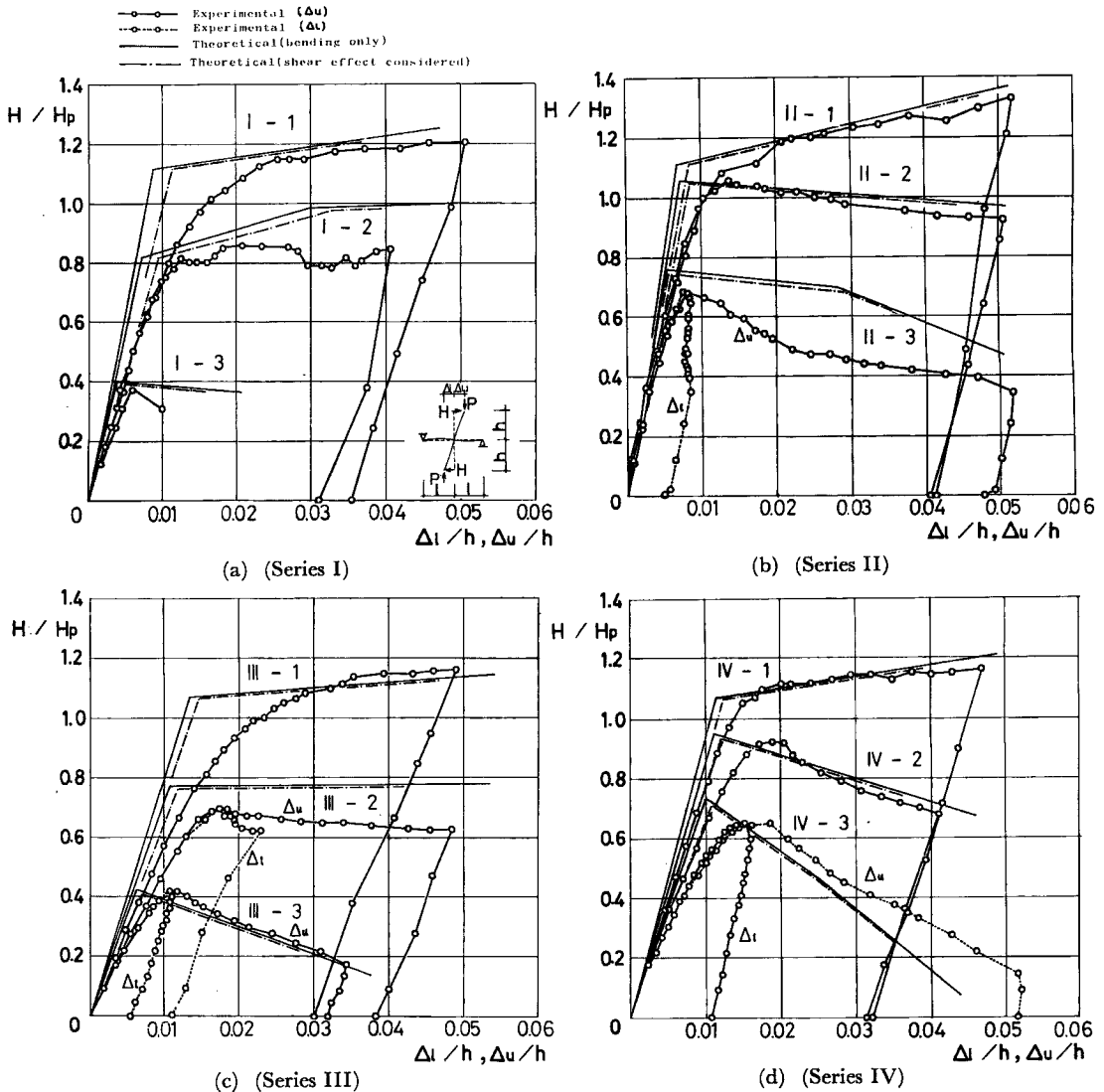


Fig. 16 Horizontal force-deflection Relations

ば一致する。

本解析では Fig. 3 で折線 $O-A-B-C$ のごとく近似した。これを $O-D-E-B-C$ のごとく近似すれば解析は繁雑となるが部材降伏以後耐力に達するまでの間をうまく追跡できるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 例えば, 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, 昭和40年, 127~139頁.
- 2) Minoru Wakabayashi, Taijiro Nonaka and Chiaki Matsui: “An Experimental Study on the Inelastic Behavior of Steel Frames Subjected to Vertical and Horizontal Loading,” Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Vol. 17, July, 1967, pp. 27-48.