

## 第2章 一定軸力と任意方向水平力を受けるH形鋼柱材の弾塑性挙動

## § 2. 1 序

鋼構造物の耐震安全性，塑性設計法に関連して，数多くの研究が実験・解析の両面からなされている．今日では，荷重が構面内に作用する場合については，部材および骨組の弾塑性性状が局部座屈現象や曲げ捩れ座屈現象を伴うものまでも含めて調べられ，最大耐力・変形能力等に関して多くの知見が得られている<sup>2.1), 2.2)</sup>．

しかしながら，たとえば柱材には，荷重状態が常時では構造物が立体的に構成されていることから軸力と2主軸まわりの曲げモーメントが，地震時には常時の荷重に加え，地動の鉛直方向成分を無視するとしても，水平2方向の成分による任意方向からの水平力が作用するものと考えられる．

一方、現在の地震時に対する構造設計では，建物の平面が特殊な形になっている場合以外は，水平力は縦横2方向に別々に作用するものとしているが，この仮定は比較的発生ひん度の高い中規模の地震に対して，骨組の各部を弾性にとどめるという現行の1次設計の方針の下では妥当である．

しかし，きわめてまれな大地震に対するように，骨組が塑性域に入ることを許容する場合には，弾性時のように重ね合わせの原理が成立せず，断面力間の相互作用により骨組は複雑な挙動を示すものと考えられる．したがって，大地震に対する構造物の終局的な耐震安全性を検討するためには，3次元的外力に対する構造物およびその構成部材の立体的な挙動が明らかにされる必要がある．

ところで本章が対象とする軸力と2軸曲げを受ける柱材に関する研究は国内，国外にわたり理論的，実験的に数多くなされている．しかしながらこれらの研究は主として塑性設計法に関連するものであり，最大耐力および柱材の設計式の検討に主眼が置かれ，したがって対象とする材の支持条件は両材端がピン支持，荷重条件は材の両端に一定軸力と2主軸まわりの曲げモーメントあるいは2軸偏心圧縮力が単調に作用する場合のものがほとんどである．

一方，耐震安全性に関連しては，構面内に関するものと同様に，節点が横移動する骨組および部材の，水平耐力だけでなく耐力後の挙動，さらに繰り返し荷重の下での挙動が重要である．

このような観点からの研究としては，柱材に対しては藤本ら<sup>2.3)</sup>，鈴木ら<sup>2.4)</sup>，高梨ら<sup>2.5), 2.6)</sup>による研究が挙げられる．藤本らは，一定軸力と繰り返し2軸曲げモーメントを受ける部材に関して簡略化した弾塑性解析法を提示し，厳密解と比較することにより，その妥当性を確かめている．鈴木らはH形鋼柱材の繰り返し2軸曲げ実験を行い，載荷方向によるエネルギー吸収能力の相違を検討している．また高梨らは，一定軸力下で繰り返し水平2方向変位を柱材に与える実験を行い，載荷方向，載荷履歴が弾塑性挙動に及ぼす影響を検討し，さらに電算機—試験機オンラインシステムを利用して，水平2方向の地震入力を受けるH形鋼柱の応答性状，崩壊過程を調べている．しかしながら構面内挙動に関する研究に比較すると，実験的には技術的困難さ，

理論的には計算の煩雑さ、また両者ともに考慮すべきパラメータの数の多さのため、未だにその挙動が明らかにされているとはいえない。

したがって、本章の目的は、耐震設計に関連して、地震時の骨組の挙動に重要な影響を与えると考えられる構成部材である柱材が、一定軸力と任意方向水平力を受けて横移動する時の弾塑性挙動を明らかにすることである。

まず上記の荷重条件の下での柱材の挙動を実験的に調べることの出来る装置を開発し、つぎにその装置を用いて、柱材として広く使用されているH形鋼柱を対象として載荷実験を行い、種々の実験パラメータが弾塑性挙動に及ぼす影響を検討した。

さらに単調載荷を受ける柱材の大変形域での挙動は、簡単な剛塑性解析で大略予測できることを示し、また種々提案されている軸力と2軸曲げを受ける柱材の設計式より得られる耐力と実験により得られた最大耐力を比較することにより、柱材の設計式の検討を行った。

## § 2. 2 実験

### 2. 2. 1 実験計画

一定鉛直荷重の下で、断面の主軸と角度を持つ変動水平力を受けるH形鋼柱の弾塑性挙動を調べるために、

(1) 水平力の方向 $\theta$  (図2. 1 参照) :  $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ ,

(2) 軸力比  $n (=P/P_y, P: \text{一定鉛直荷重}, P_y: \text{柱の降伏軸力})$  : 0.1, 0.3,

(3) 加力方法 : 単調加力と繰返し加力,

を主な実験変数として、実験計画をたてている。

### 2. 2. 2 試験体

試験体は、鉄骨骨組が水平力を受けるときの柱材の反曲点と材端の間を抽象化したもので、2主軸回りの曲げおよび捩れに対して一端固定、他端自由の境界条件となる片持柱である。

試験体に用いたH形鋼は、SS41の圧延H形鋼(公称H-100×100×6×8)を基準としたが、SS41の鋼板より溶接によって製作したH形鋼(H-100×100×3.2×3.2, H-135×100×3.2×3.2)を2体加え、計13体の実験をおこなった。全試験体とも焼きなましは行っていない。図2. 1に試験体の形状・寸法を示す。試験体の上端部には、試験体を球座に取り付けるため、下端部には、試験体を加力装置に固定するために鋼板を溶接している。試験体材長は固定端と球座の中心までの距離で75cmである。

各試験体の実験条件ならびに断面の実測寸法を表2. 1, 鋼材の機械的性質を表2. 2に示す。

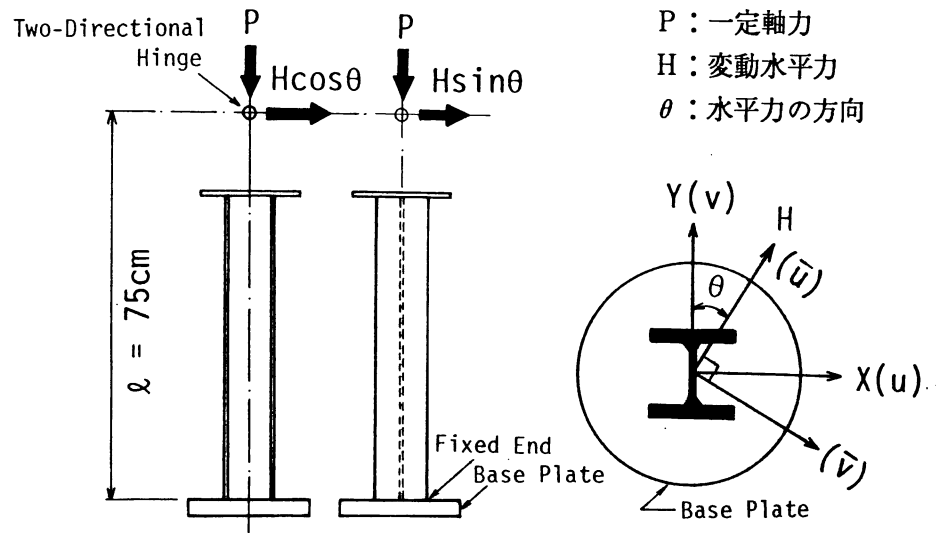


図 2.1 試験体と座標

表 2.1 実験条件と断面の実測寸法

NAME	D (cm)	B (cm)	$t_w$ (cm)	$t_f$ (cm)	n	$\theta$	$2l/i_x$	$2l/i_y$	material
I-130	10.18	10.10	0.570	0.766	0.1	30°	35.0	60.1	A
I-300	10.15	10.12	0.582	0.767	0.3	0°	35.2	60.1	A
I-315	9.86	9.99	0.566	0.771	0.3	15°	35.5	61.8	B
I-330	10.18	10.10	0.582	0.768	0.3	30°	35.1	60.3	A
I-360	10.15	10.13	0.580	0.769	0.3	60°	35.2	60.1	A
I-390	10.17	10.11	0.580	0.774	0.3	90°	35.1	60.3	A
II-130	10.18	10.11	0.590	0.771	0.1	30°	35.2	60.3	C
II-300	10.13	10.09	0.578	0.764	0.3	0°	35.3	60.3	A
II-330	10.15	10.10	0.573	0.771	0.3	30°	35.2	60.1	A
II-360	10.12	10.12	0.578	0.770	0.3	60°	35.3	60.0	A
II-390	10.13	10.11	0.573	0.767	0.3	90°	35.3	60.1	A
I-W	9.96	9.93	0.317	0.320	0.3	30°	35.2	63.6	D
I-M	13.55	9.95	0.320	0.323	0.3	30°	26.4	67.0	E

D: 断面せい B: 断面幅  $t_w$ : ウエブの板厚  $t_f$ : フランジの板厚

n: 軸力比 ( $=P/P_y$ )  $P_y$ : 降伏軸力

$l$ : 材長 (固定端からヒンジまでの距離)

$i_x, i_y$ : それぞれ x 軸回り、y 軸回りの断面 2 次半径

表 2.2 鋼材の機械的性質

material	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_u$ (%)	$\epsilon_{st}$ (%)	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$	$\epsilon_{st}/E$ (%)
A flange	2.87	4.27	26.9	2.33	16.9	1.58
web	3.68	4.67	18.4	2.59	14.2	1.71
B flange	3.12	4.68	26.2	2.52	17.6	1.62
web	3.41	4.76	21.8	2.49	15.4	1.39
C flange	2.92	4.36	27.4	2.32	16.7	1.43
web	3.94	4.87	16.6	2.50	13.3	1.22
D flange	3.05	3.72	34.4	2.45	16.8	1.46
web	3.06	3.72	32.8	2.61	17.9	0.97
E flange	3.01	3.65	22.9	2.50	17.1	0.90
web	2.97	3.61	22.9	1.90	13.4	0.92

material：表 2.1 の最終欄に記した記号に対応

$\sigma_y$ ：降伏応力度

$\sigma_u$ ：引張り強度

$\epsilon_u$ ：伸び

$\epsilon_{st}$ ：ひずみ硬化開始時のひずみ度

$\epsilon_y$ ：降伏ひずみ度

E：ヤング係数

$\epsilon_{st}/E$ ：ひずみ硬化係数

### 2. 2. 3 加力装置および加力方法

加力装置の模式図を図 2. 2 (a)に示す。本装置は、片持柱形式の試験体に対して、  
(1) 試験体上端では断面の 2 主軸に関する曲げおよび捩れに対して自由である、  
(2) 試験体下端では固定である、(3) 水平力の作用点と方向は常に一定で変化しない、という条件の下に設計されている。

実験は、鉛直荷重 P を試験体①に 500 ton 7M スラ-型試験機②で加え、一定に保持したあとにオイルジャッキ③で準静的に水平力 H を加えた。試験体の柱脚部は、支持ビーム④に P C 鋼棒を用いて固定されているが、試験体断面の主軸を支持ビームの材軸と角度をもって設置することにより、断面主軸と任意の角度を持つ水平力を載荷することができる。水平力を載荷することによって起こる水平 2 方向の変位は、試験機ベッドと支持ビームの間に直角 2 方向にロー⑤、⑥を挿入することにより、支持ビーム全体が任意方向に移動することで生じる(図 2. 2 (a)に白矢印で支持ビームの動きを示している)。水平力載荷のオイルジャッキ部分にロー⑦を設置していることにより、支持ビームの動きに拘らず水平力の作用点と方向は常に一定である。柱頭では球座⑧(図 2. 2 (b)参照)がベアリング⑨を介して加力盤⑩に組み込まれており 2 主軸回りの曲げについてピンとなっている。また加力盤に組み込まれているベアリングと加力盤の上に設置したベアリング⑪により捩れについては自由である。さらに球座が組み込まれた盤が試験体の縮みに追従できるようにまた回転を起こさず、常に柱脚と平行になるように 4 本の伸縮可能なエバーサルジョイント⑫を設けている。

水平力の加力方法は 2 つのシリーズよりなっており、単調載荷の実験(シリーズ I)は、単調挙動に主眼をおいた大変形域での挙動を調べるためのものであり、加力装置

の能力の範囲内あるいは試験体に載荷した軸力が維持できる範囲内で、処女載荷時にできる限り大きい水平変位を与えた。処女載荷以後も、できるだけ大きい変位振幅で1サイクルの繰り返し加力を行った。

繰り返し載荷の実験（シリーズⅠⅠ）は、比較的小さい変形域での繰り返し挙動を調べるためのものであり、加力方向変位（ $\bar{u}$ 、図2.1参照）と材長（ $l$ ）の比が、 $\bar{u}/l = \pm 0.01$ の一定振幅で水平力を4サイクル加えた。その後、変位振幅を4サイクルごとに0.01ずつ増加させた。

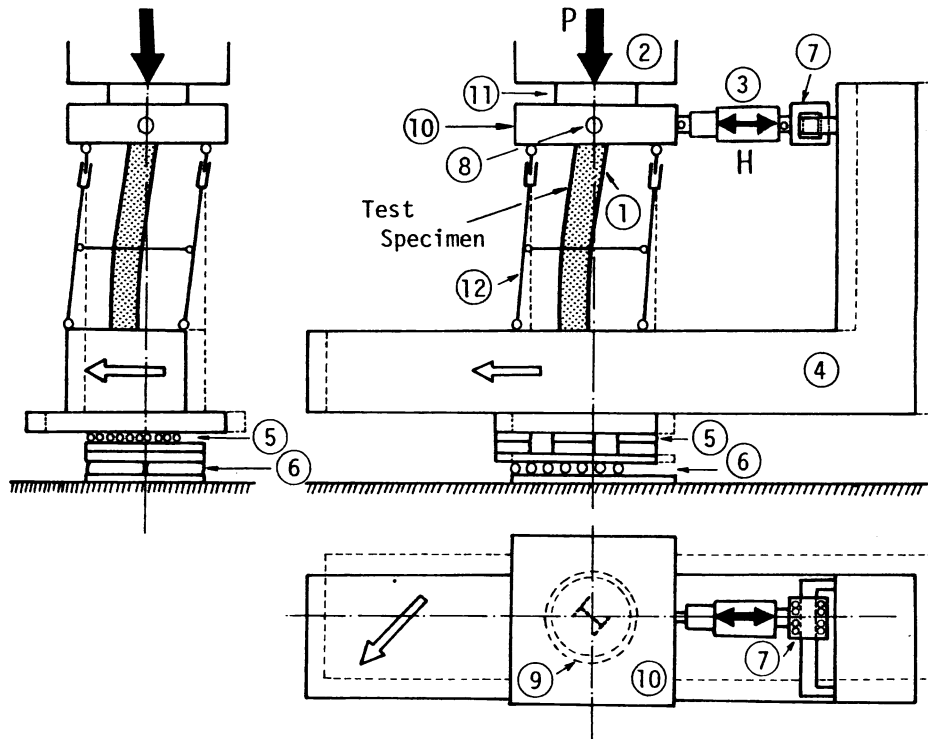


図2.2 (a) 加力装置

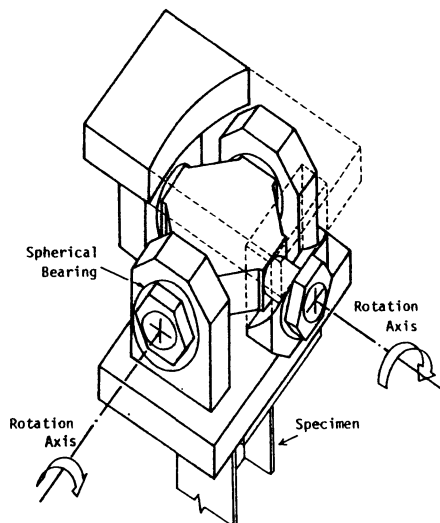


図2.2 (b) 球座

#### 2. 2. 4 測定方法

鉛直荷重は試験機の計測部、水平力はジャッキ先端部にとりつけた5トン容量のロードセルで測定した。加力方向変位は、支持ビームと加力盤の相対変位を支持ビーム上に設置した変位計で計測した。同時に支持ビームの加力方向変位、それに直角方向変位を試験機ベクトルに設置した変位計で計測した。

#### 2. 2. 5 実験結果

(1) 荷重—変形関係 a) 単調挙動 図2. 3, 図2. 4 にシリーズ I の荷重—変形関係を示す。横軸に示す変位  $u$ ,  $v$  は、それぞれ H 形断面主軸の  $x$  および  $y$  方向変位であり(図2. 1 参照), 変位計で計測した水平加力方向変位  $\bar{u}$ , それに直交する方向の変位  $\bar{v}$  を座標変換することにより求めた。

図2. 3 には(H-100×100×6×8)の断面を持つ試験体の荷重変形関係を示している。最大耐力は軸力比  $n$  あるいは水平力の方向  $\theta$  が大きくなるにつれて、小さくなる。変位  $u$  は軸力比、水平力の方向に拘らず最大耐力あたりより急増し、 $H$  と  $u$  の関係はほぼ直線的である。変位  $v$  は軸力比の影響を大きく受け、軸力比が0.1の場合は増加するが、軸力比が0.3で2軸曲げを受ける場合はある限度以上ふえない。

図2. 4 に試験体 I-W, I-M の荷重変形関係を示している。これらはフラッグ、ウェブの幅厚比が16.27および16.38であり、それぞれ、フラッグだけ、あるいはフラッグ、ウェブ両方とも許容応力度設計の幅厚比制限値に近い値を持つ試験体である。試験体 I-W は図中の点線の位置で軸力が維持できなかった。その後逆方向载荷でウェブ、フラッグが局部座屈した後、軸力を維持出来ず崩壊した。試験体 I-M は最大耐力以前にフラッグが局部座屈を起こし抵抗力が低下した。

b) 繰り返し挙動 図2. 5 にシリーズ II の実験結果をシリーズ I のものと同時に示す。図中、横軸は加力方向変位  $\bar{u}$  および加力方向と直角方向の変位  $\bar{v}$  である。繰り返し挙動は、軸力比と角度の影響を多大に受ける。水平力の方向  $\theta$  が  $30^\circ$  の2軸曲げを受け軸力比が0.1の試験体の  $H-\bar{v}$  関係は実験の間安定しており、同じ変位振幅 ( $\bar{u}/1$ ) のもとでは各サイクルほぼ同一の履歴を示す。一方、軸力比が0.3の場合には、 $H-\bar{v}$  関係は変位振幅が  $\pm 0.01$  のときは、軸力比が0.1のときと同様各サイクルで同一の履歴を示し安定しているが、 $\pm 0.02$  になると、変位  $\bar{v}$  は1方向に偏り始め、さらに変位振幅が  $\pm 0.03$  となると最初のサイクルで変位  $\bar{v}$  が急増し、試験体は軸力が維持できず崩壊した。同様の傾向が  $\theta = 60^\circ$  の場合にも認められるが、 $30^\circ$  の場合ほど顕著ではない。強軸曲げを受ける  $\theta = 0^\circ$  の試験体は局部座屈が生じた後、変位  $v$  が急増した。

一方、 $H-\bar{u}$  関係は、変位  $\bar{v}$  が多少1方向に偏り始めてもそれほど大きな影響を受けず、原点に対して点对称となる紡錘形の履歴を示す。しかし、軸力比  $n = 0.3$ ,  $\theta = 0^\circ, 30^\circ$  の試験体に観察されるように、 $H-\bar{v}$  関係で変位  $\bar{v}$  の偏りが大きくなるにしたがい、復元力の低下がみられる。水平力の方向  $\theta$  が  $90^\circ$  の試験体は実験終了時まで  $H-\bar{u}$  関係は安定しており水平力の角度  $\theta$  が大きいほど最大耐力は低下するが、安定性は高いといえる。

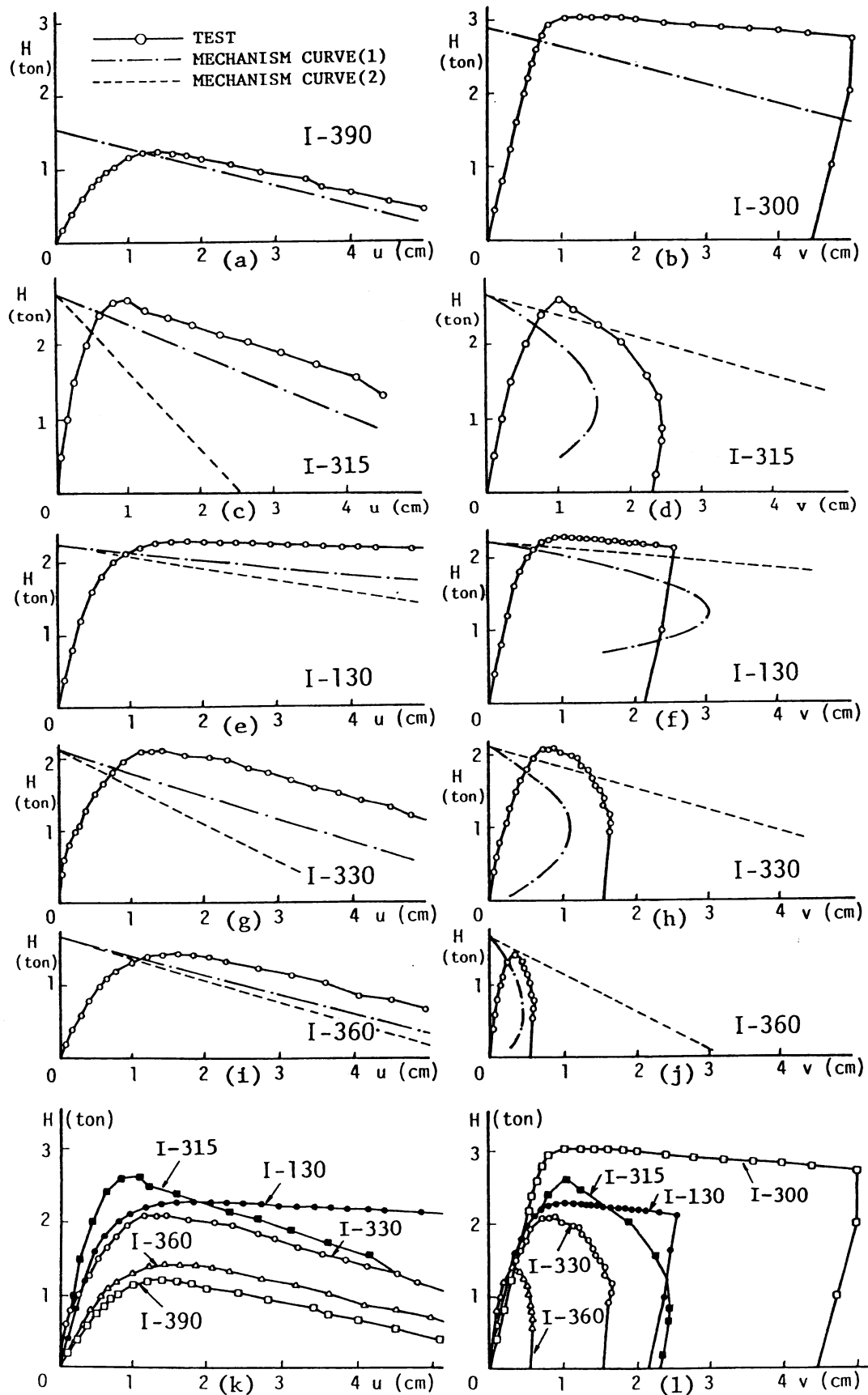


図2.3  $H-u$ ,  $H-v$  関係



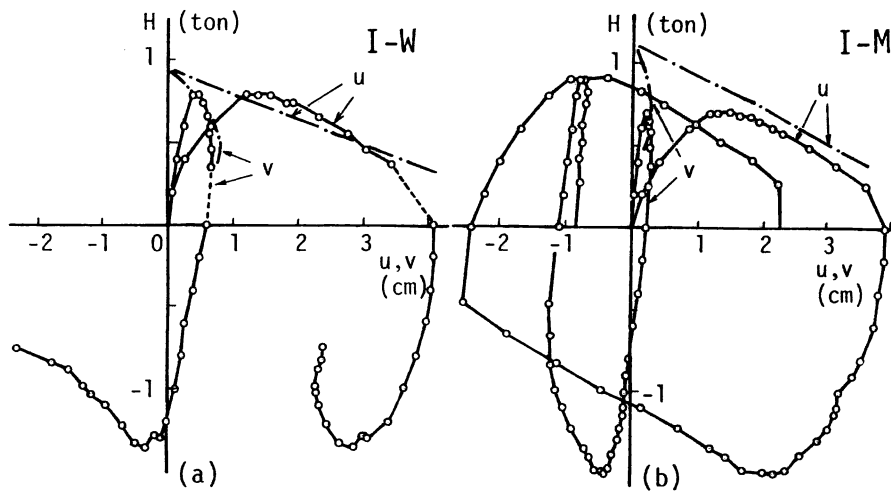


図 2.4  $H-u$ ,  $H-v$  関係

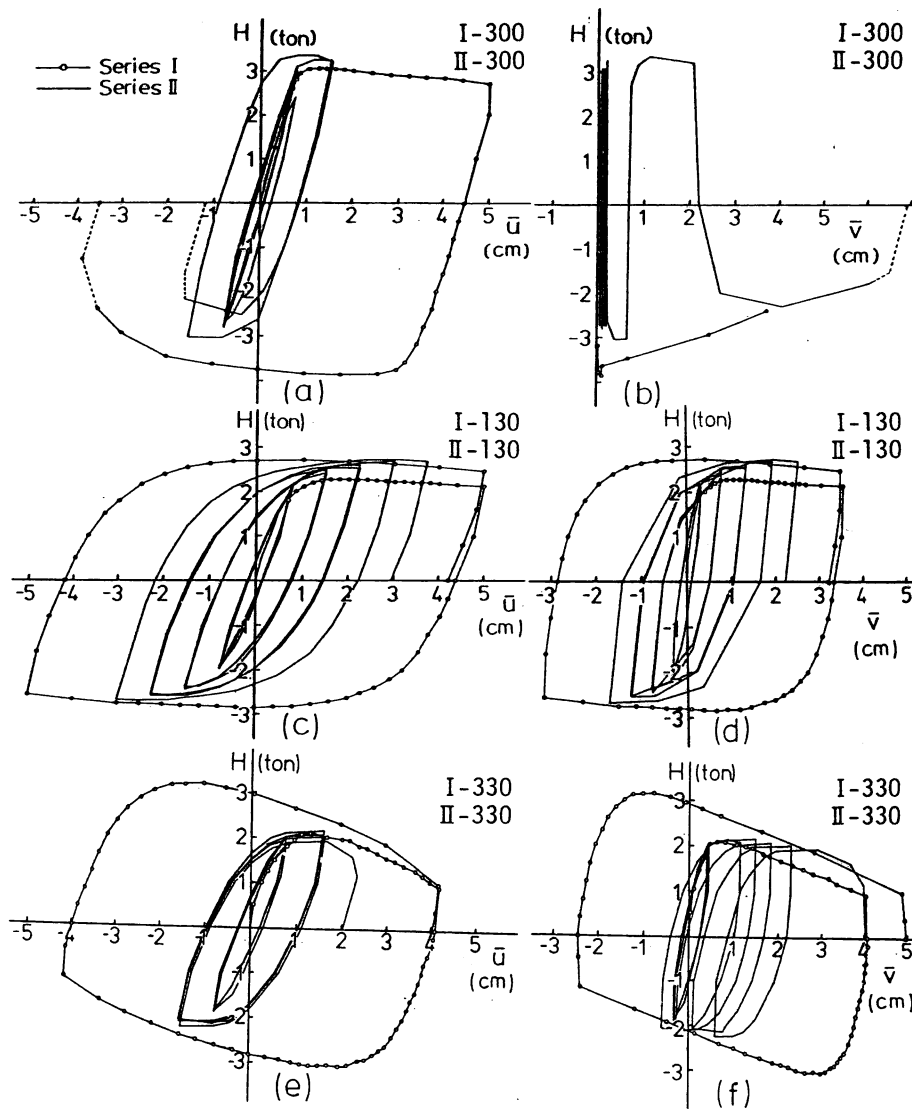


図 2.5  $H-u$ ,  $H-v$  関係 (つづく)

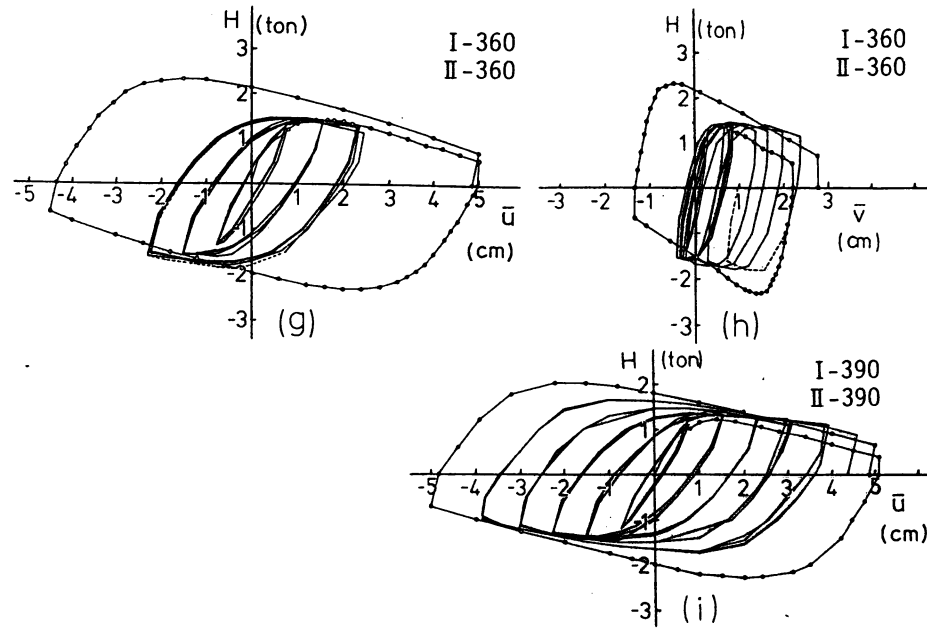


図 2.5  $H-u$ ,  $H-v$  関係 (つづき)

(2) 歪度分布 図 2. 6 に処女載荷時の最大耐力点および除荷開始点での歪度分布を示す。歪度の測定位置は柱脚より 2.5cm 上の断面であり、歪度分布は貼付した 8 枚のワイヤストレーンゲージによるものである。図中に 2 枚のフリップの歪度が 0 になる点を一点鎖線でむすんでおり、これを中立軸と考え、 $u$  の歪度が 0 になる点と中立軸が  $u$  と交わる点がほぼ同じ点であること、フリップ、 $u$  各板要素で歪みが線形に変化しており、かつ 2 枚のフリップの歪み勾配が等しいことより、除荷時まで大略、平面保持の仮定が成立しているのが観察される。

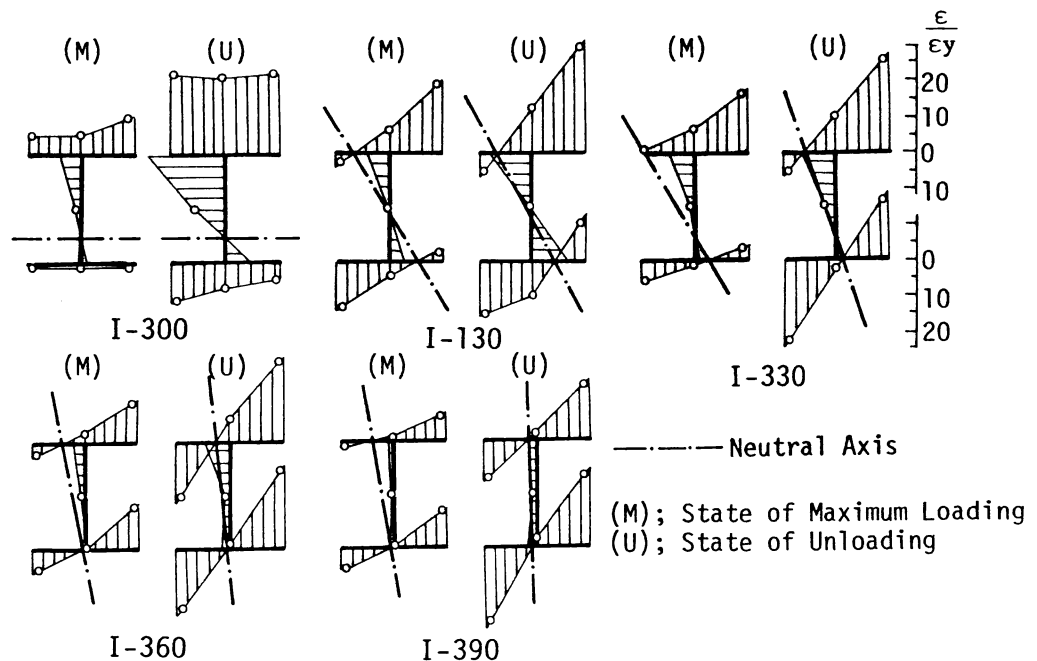


図 2.6 最大耐力および除荷時のひずみ度分布

2 軸曲げを受ける試験体のうち、軸力比が 0.1 の場合は、最大耐力時と除荷時の間で中立軸の位置はほとんど変化していないのに対し、軸力比が 0.3 の場合は中立軸は、弱軸曲げ成分が卓越する方向に移動、回転していることがわかる。特に  $\theta = 60^\circ$  の試験体は除荷時には、概ね弱軸曲げを受ける  $\theta = 90^\circ$  の試験体の歪度分布と等しくなっている。

## § 2.3 解析

### 2.3.1 剛塑性解析

一般に軸力と 2 軸曲げを受ける材の挙動を規定する支配方程式は、幾何学的非線形を考慮すれば軸力、曲げおよび捩れに関して連成した 4 個の釣合微分方程式と境界条件で表され、材料非線形までも含めるとこの解を求める事は極めて煩雑である。しかしながら、単調載荷を受ける柱材が崩壊機構に達した後の、大変形域での荷重—変形関係は捩れ変形を無視すれば、比較的簡単に計算することができる。ここでは、柱材が崩壊機構を形成したときの状態を調べるために、柱脚に塑性ヒンジができたとした時の崩壊曲線 (1) を以下の仮定の下に求めた。1) 軸力と 2 主軸回りの曲げをうける H 形断面の全塑性条件は牧野<sup>2,7)</sup>により定式化されたものを用いる。2) 捩れ変形は無視し、塑性ヒンジは柱脚にできる。

以上の仮定のもとで、問題を「一定軸力  $P$ 、変動水平力  $H$  および水平力が断面の  $y$  軸となす角度  $\theta$  を与えたときの、柱頭の水平 2 方向変位  $u$ ,  $v$ 、柱脚のモーメント  $M_{pcx}$ ,  $M_{pcy}$  を求めること」と設定する。ここで  $P$ ,  $M_{pcx}$ ,  $M_{pcy}$  は断面の全塑性状態での中立軸の位置を表す図 2.7 に示したパラメーター  $a$ ,  $b$  で表現することができ、さらに、変位ベクトル  $(u, v)$  は中立軸に直交する条件 (図 2.7 参照)、および  $x$  軸,  $y$  軸まわりの曲げモーメントの釣合い条件を加えて、計 6 個の方程式が得られる。

これらの方程式の根を得るには、一般には高次の代数方程式を解くことが必要となる。したがって解析解を得ることはできないため、ここでは数値的に 6 個の未知数  $u$ ,  $v$ ,  $M_{pcx}$ ,  $M_{pcy}$ ,  $a$ ,  $b$  を求めた。

2 方向水平力を受ける場合の荷重—変形関係は、1 方向水平力を受ける場合のように直線にはならないため、逐次、水平力  $H$  の値を減少させ対応する変位  $u$ ,  $v$  を計算することにより求めた。

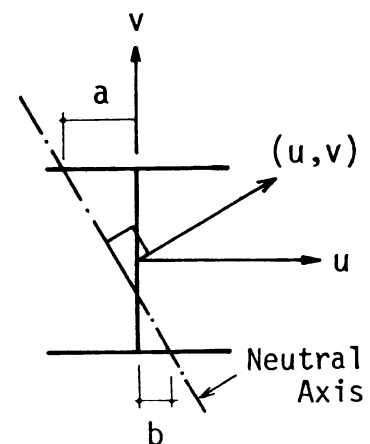


図 2.7 中立軸と変位の関係

### 2.3.2 柱材の設計式

実験により得られた最大耐力を、種々提案されている軸力と 2 軸曲げを受ける柱材

の設計式を用いて得られる耐力と比較することにより、設計式の検討および設計式相互の比較をおこなった。

現在までに耐力式として提案されている柱材の設計式は、両端ピン支持の境界条件を持ち、軸力と2軸曲げを受ける個材を対象としており、また最大モーメントを受ける部分が材の中央付近にあることを前提としている。したがって、荷重条件・境界条件ともにここで行った実験とは直接には対応してはいないが、設計式をそのまま適用して耐力を計算した。

検討を行った式は、(1)SSRC<sup>2.8)</sup>、(2)Chenら<sup>2.8)</sup>、(3)ECCS<sup>2.9)</sup>、(4)鋼構造塑性設計指針<sup>2.2)</sup>、の式である。用いた式を示すと、

### SSRCの式

$$\begin{aligned} P/P_u + C_{mx}M_x/M_{ux}(1-P/P_{ex}) \\ + C_{my}M_y/M_{uy}(1-P/P_{ey}) = 1.0 \end{aligned} \quad (2.1)$$

### Chenらの式

$$(C_{mx}M_x/M_{ux})^\eta + (C_{my}M_y/M_{uy})^\eta = 1.0 \quad (2.2)$$

$$\text{ここに } \eta = 0.4 + P/P_y + b_f/d \geq 1.0 \quad (2.3)$$

(但し  $b_f/d \geq 0.3$  の時、 $b_f$  はフランジ幅、 $d$  は柱のせい)

$$M_{ux} = M_x(1-P/P_u)(1-P/P_{ex}) \quad (2.4)$$

$$M_{uy} = M_y(1-P/P_u)(1-P/P_{ey}) \quad (2.5)$$

### ECCSの式

$$\begin{aligned} N/N_{pl} + [\mu_x/(\mu_x-1)](\theta\beta_xM_x + N_{ex})/M_{plx} \\ + [\mu_y/(\mu_y-1)]\beta_yM_y/M_{ply} = 1.0 \end{aligned} \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} N/N_{pl} + [\mu_x/(\mu_x-1)]\theta\beta_xM_x/M_{plx} \\ + [\mu_y/(\mu_y-1)](\beta_yM_y + N_{ey})/M_{ply} = 1.0 \end{aligned} \quad (2.7)$$

### 鋼構造塑性設計指針の式

$$\begin{aligned} N/N_{cr} + C_xM_{lx}/(1-N/N_{ex})M_{cr} \\ + C_yM_{ly}/(1-N/N_{ey})M_{py} = 1.0 \end{aligned} \quad (2.8)$$

である。式中の記号の意味の詳細は各文献に記されているが、それぞれの設計式で同じ意味の記号をまとめると、以下の様になる。柱の作用軸力  $[P, N]$  , 材端に作用する  $x$  軸( $y$  軸)回りのモーメントのうち大きいほう  $[M_x(M_y), M_{1x}(M_{1y})]$  , 曲げ座屈強度  $[P_u, N_{cr}]$  , 降伏軸力  $[P_y, N_{pl}]$  , 横座屈モーメント  $[M_{ux}, M_{plx}/\theta, M_{cr}]$  , 弱軸回り全塑性モーメント  $[M_{uy}, M_{ply}, M_{py}]$  , 作用軸力と  $x$  軸( $y$  軸)回り均等荷重の比  $[P/P_{ex}(P/P_{ey}), 1/\mu_x(1/\mu_y), N/N_{ex}(N/N_{ey})]$  ,  $x$  軸( $y$  軸)まわりの等価曲げモーメント係数  $[C_{mx}(C_{my}), \beta_x(\beta_y), C_x(C_y)]$  . また E C C S 式中の,  $e_x, e_y$  はそれぞれ  $x$  軸,  $y$  軸に関する仮定の偏心であり, 文献 2. 9) に算定式が与えられている。

これらの式の適用に際して, 横座屈モーメントは  $x$  軸回りの全塑性モーメントに等しいとした。S S R C の式 (2. 1) に対しては, 対象とする柱材は節点移動があるので A I S C の推奨している  $C_{mx} = C_{my} = 0.85$  とした。また C h e n ら, E C C S の式では, 節点移動がある場合には等価曲げモーメント係数  $C_{mx}, C_{my}, \beta_x, \beta_y$  は規定されていないが, S S R C の式と比較するために 0.85 とした。鋼構造塑性設計指針の式 (2. 8) については, 同指針中に規定されている節点移動がある場合として  $C_x = C_y = 1.0$  とした。

なお S S R C の式と指針の式は等価曲げモーメント係数を同じにとれば同一の耐力をあたえる。E C C S は式 (2. 6), (2. 7) のほかに, 材端に塑性ヒンジが形成される場合に対する規定を示しているが, ここでは, 式 (2. 6), (2. 7) だけを考え, 両式から算定される耐力のうち小さいほうを最大耐力とした。ここでは, すべて式 (2. 7) により耐力は決定された。上記の式 (2. 1), (2. 2), (2. 7), (2. 8) に次式を代入することにより耐力  $H$  を求めた。

$$M_x = H l \cos \theta \quad (2. 9)$$

$$M_y = H l \sin \theta \quad (2. 10)$$

以上は, 設計式についてであるが, 柱脚に塑性ヒンジが生じる事を考慮して, 最大耐力時の  $x$  軸方向変位  $u_{max}$ ,  $y$  軸方向変位  $v_{max}$  を仮定することにより最大耐力をもとめた。計算に必要な断面の全塑性に対する軸力-2 主軸まわりのモーメント相関関係としては, C h e n ら<sup>2.8)</sup> の提案している次式を用いた。

$$\left( \frac{M_x}{M_{pcx}} \right)^\zeta + \left( \frac{M_y}{M_{pcy}} \right)^\zeta = 1.0 \quad (2. 11)$$

$$\zeta = 1.6 - (P/P_y)/2 \ln(P/P_y) \quad (2. 12)$$

ここに  $M_x, M_y$  はヒンジ発生点での  $x$  軸,  $y$  軸まわりのモーメントであり,

$M_{pcx}$ ,  $M_{pcy}$ は軸力の影響を考えたx軸, y軸まわりの全塑性モーメント,  $P$ ,  $P_y$ はそれぞれ柱軸力と柱の降伏軸力である。最大耐力時の変位  $u_{max}$ ,  $v_{max}$ の仮定は, 鋼構造塑性設計指針に仮定する層間変位と層高の比として (1/67~1/50) が与えられているので, ここでは, 耐力時の柱部材角  $\delta / l = \sqrt{u_{max}^2 + v_{max}^2} / l$  を1/50とし,  $u_{max}$ と  $v_{max}$ の関係は次の2種類を考えた。

1) 変位方向は加力方向と同じと仮定して

$$u_{max} / v_{max} = \sin \theta / \cos \theta \quad (2.13)$$

2) 変位方向は材が弾性で軸力が作用しない場合の変位方向と同じと仮定して

$$u_{max} / v_{max} = (\sin \theta / I_y) / (\cos \theta / I_x) \quad (2.14)$$

ここに,  $I_x$ ,  $I_y$ はそれぞれx軸まわり, y軸まわりの断面2次モーメントである。式(2.11)に次式を代入することにより耐力  $H$ をもとめた。

$$M_x = H l \cos \theta + P v_{max} \quad (2.15)$$

$$M_y = H l \sin \theta + P u_{max} \quad (2.16)$$

## § 2. 4 考察

### 2. 4. 1 弾塑性挙動

実験結果の項で示したように, 単調加力を受ける試験体の  $H-u$  関係はどの試験体も最大耐力以後ほぼ直線的であり, 荷重の低下とともにx軸方向の変位  $u$ が増加しているのに対し,  $H-v$ 関係は軸力比の影響を大きく受ける。すなわち2軸曲げをうけ, 軸力比  $n$ が0.3の試験体は,  $n=0.1$ の場合と異なってy軸方向変位  $v$ はある限度以上ふえない。また断面に対しては, 図2.6に示されるように,  $n=0.3$ ,  $\theta=30^\circ$ ,  $60^\circ$ の試験体は, 最大耐力時と除荷開始時の間で中立軸が弱軸曲げの方向に移動, 回転している。

これらの挙動は, 3.1に示した剛塑性解析による図2.3に1点鎖線で示した崩壊曲線(1)により大略説明がつく。すなわち, 柱脚断面が全塑性状態になり崩壊機構を形成した状態で, 塑性条件と釣合条件を満足させるためには, 変位  $u$ を一定増分で増加させても荷重の低下に対する変位  $v$ の増加率は小さくなる(図2.3(d), (f), (h), (j)参照)。さらには変位  $v$ が減少しなければならない領域がある等, 実験挙動と差異があるものの2軸曲げを受ける場合の大変形域の挙動は, こで行った剛塑性

解析により1軸曲げの場合と同じ程度の精度で予測できることがわかる。

また図2. 3のうち2軸曲げを受ける試験体に対しては、柱脚での2主軸まわりのモーメント $M_{pcx}, M_{pcy}$ が前記崩壊曲線(1)の $u = v = 0$ での値を一定に保持すると仮定したときの $H-u$ および $H-v$ 直線を破線(崩壊曲線(2))で示している。この直線と、実験値あるいは剛塑性崩壊曲線(1)を比較することにより、断面力( $M_x, M_y$ )間の相互作用が挙動に及ぼす影響は、軸力比が大きく、水平力の方向 $\theta$ が小さい場合に顕著となることがわかる。

繰り返し挙動についても軸力比と水平力の方向が荷重—変形関係の安定性に及ぼす影響については、単調挙動と同じ傾向がある。すなわち、変位の制御を $H-\bar{u}$ 関係が原点に対して点対称となる載荷プログラムで加力を行ったにも拘らず、変位振幅( $\bar{u}/1$ )が大きくなれば、角度 $\theta$ が小さく、軸力比 $n$ が大きいほど、 $H-\bar{v}$ 関係は原点に対して点対称にならず、一方向に偏る傾向がある。図2. 8に変位反転点の断面重心の歪度と荷重サイクルの関係を示している。断面重心の歪度は柱脚より2.5cm上のウェブ中央に表裏2枚貼付した歪ゲージにより求めた値の平均値を用いた。図2. 8を図2. 5と見比べることにより、 $H-\bar{v}$ 関係が一方向に偏り始める点より、断面重心の歪度が急激に増加していること、また変位 $\bar{v}$ が偏り始めた後の重心軸歪の増加の割合は、水平力の方向 $\theta$ の小さい試験体ほど大きいことがわかる。

以上のことから、軸力比が小さく、角度 $\theta$ が大きいほど、すなわち、弱軸曲げに近いほど荷重—変形関係は安定している。

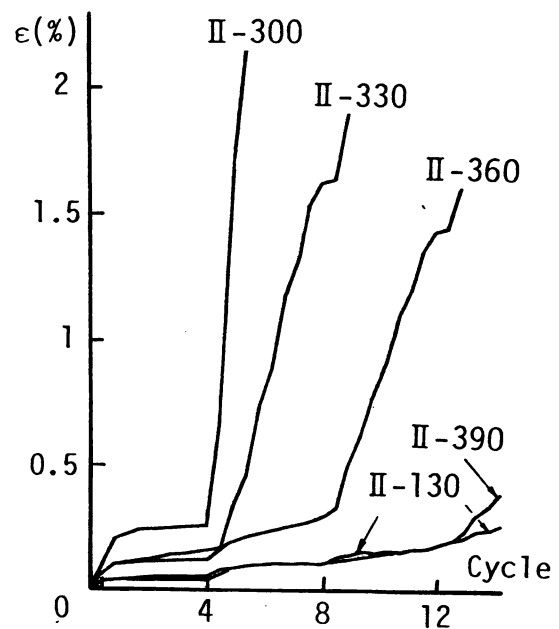


図2.8 ひずみ度と荷重サイクルの関係

#### 2. 4. 2 最大耐力

表2. 3に実験より得られた耐力と、設計式により求めた耐力の比較を示す。図2. 9にはシリーズIで軸力比 $n$ が0. 3の試験体の耐力と水平力の方向 $\theta$ の関係を示す。実験を行った範囲内ではここで検討した設計式は全て安全側の耐力を与えている。各設計式とも1軸曲げを受ける場合よりも2軸曲げを受ける場合のほうが、また軸力比の大きいほうが、より安全側の評価をしているが、水平力の方向、および軸力比の変化に対して安全率(=実験最大耐力/設計式耐力)の変動が少なく、かつ1に近い値を与える式はChenらの提案した式である。

表 2.3 実験耐力と設計式による耐力の比較

(Unit: ton)

NAME	n	$\theta$	Test (T)	SSRC Eq. (2.1) (1)	Chen Eq. (2.2) (2)	ECCS Eq. (2.7) (3)	Guide Eq. (2.8) (4)	$\frac{(T)}{(1)}$	$\frac{(T)}{(2)}$	$\frac{(T)}{(3)}$	$\frac{(T)}{(4)}$
I-130	0.1	30°	2.28	1.71	2.15	1.74	1.46	1.33	1.06	1.31	1.56
I-300	0.3	0°	3.04	2.35	2.35	2.46	2.00	1.29	1.29	1.24	1.52
I-315	0.3	15°	2.61	1.47	1.92	1.54	1.25	1.77	1.35	1.69	2.08
I-330	0.3	30°	2.09	1.10	1.46	1.16	0.94	1.89	1.43	1.80	2.22
I-360	0.3	60°	1.43	0.88	1.04	0.93	0.75	1.62	1.37	1.54	1.91
I-390	0.3	90°	1.23	0.94	0.94	0.99	0.80	1.30	1.30	1.24	1.54
II-130	0.1	30°	2.92	1.76	2.21	1.79	1.50	1.66	1.32	1.63	1.95
II-300	0.3	0°	3.34	2.34	2.34	2.44	1.99	1.43	1.43	1.37	1.68
II-330	0.3	30°	2.16	1.12	1.47	1.16	0.95	1.94	1.47	1.86	2.28
II-360	0.3	60°	1.48	0.89	1.04	0.93	0.75	1.67	1.42	1.60	1.96
II-390	0.3	90°	1.67	0.94	0.94	0.98	0.80	1.77	1.77	1.70	2.08
I-W	0.3	30°	0.79	0.46	0.60	0.49	0.39	1.71	1.32	1.63	2.03
I-M	0.3	30°	0.71	0.50	0.64	0.55	0.43	1.42	1.11	1.30	1.65

Chenらの提案した式と他の設計式の相違点は、柱材の耐力を規定する軸力と2軸曲げモーメント相関曲面が、軸力が一定の場合、他の式では、2方向のモーメント( $M_x$ ,  $M_y$ )の関係が直線になるのに対して、Chenらの式は曲線になることである。断面の全塑性状態に対する( $M_x/M_{pcx}$ ) - ( $M_y/M_{pcy}$ ) ( $M_{pcx}$ ,  $M_{pcy}$ : それぞれ軸力の影響を考慮したx軸, y軸まわりの全塑性モーメント)相関曲線は、直線というより楕円形に近いこと、また軸力比が大きいほど外側にふくらむ傾向のあること、さらに柱材の耐力に関する相関曲線でも同様であることを考慮すれば、以上の事が式の中で表現されているChenらの式が、1軸曲げの場合を単純に拡張した他の式よりも適切であり、実験値との対応が良い。

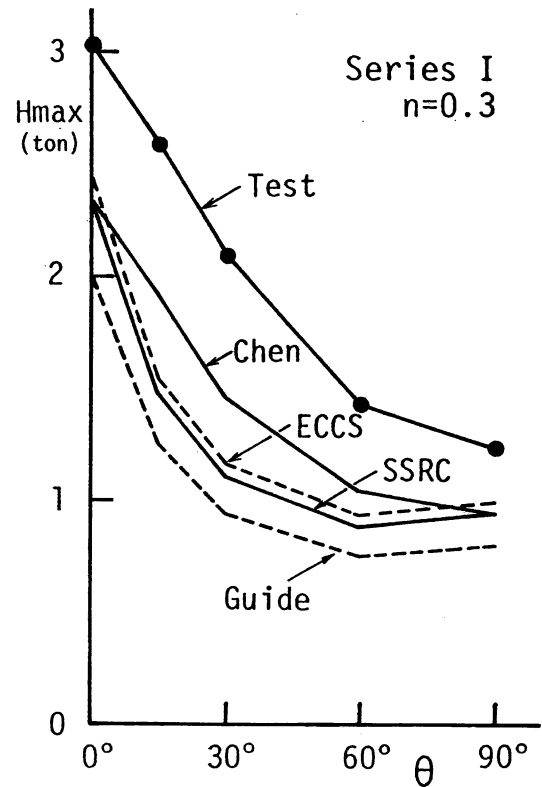


図 2.9 最大耐力と水平力の方角の関係

SSRCとECCSの式はほとんど同じ耐力を与える。SSRCとECCSの式の違いは、軸力が耐力におよぼす影響の考え方が異なり、SSRCの場合は軸力だけが作用した場合は、その座屈荷重を基準に、ECCSの場合は、基本的には不可避の偏心を考えて軸力と曲げで材が崩壊するときを基準にしていることであり、この違いにより算定された耐力に差が生じ、SSRCによる値のほうがより安全側の値を示す。

鋼構造塑性設計指針による耐力は、検討した設計式の中で最も安全側の値を与える。坂本ら<sup>2,10)</sup>は文献2.11)に示された設計式(式(2.8)と同じ)による耐力と、



節点移動のない試験体に対する実験により得られた耐力を比較している。本論で行った細長比、軸力比に完全に対応する試験体はないが、実験耐力と設計式による耐力の比は、表2. 3に示す値よりも小さい。したがって節点の横移動があり材端に塑性ヒンジが形成されるような柱材に対して設計式をそのまま適用することは、節点移動のない場合に比べて、細長比、軸力比が同じであれば、より安全側になることが推察され、このことはここで検討した式すべてについて成り立つものと考えられる。検討した設計式は節点移動のない柱材の安定性を考慮した耐力式であり最大モーメント位置が材中央付近にあることを前提としている。この条件が満足される時には柱材の耐力は安定性を考慮した耐力式により規定される場合が多い。それに対して、節点移動する柱に対する設計で材端モーメントを算定するとき、精確に転倒モーメント（ $P\delta$ モーメント）の効果を考慮すれば、横移動が拘束された柱として取り扱うことができる。したがって設計式の適用に際して、座屈長さは材長がとれること、等価曲げモーメント係数は節点移動しない場合の式が使えることになる。結果として、一般に、ここで検討した安定性を考慮した設計式よりもむしろ断面強度式で材の耐力が規定される場合が多くなっていくからである。

表2. 4に最大耐力時の変位を仮定することにより求めた耐力を、図2. 10に耐力と水平力の方向の関係を示す。表中に最大耐力時の柱部材角 $\delta/l$ も示しているが、計算に用いた $\delta/l = 1/50$ は概ね妥当な値となっている。表2. 4の値は表2. 3に示した設計式による値に比べて、実験値により近い値を評価しており、早期に局部座屈を生じて抵抗力を失った試験体（I-M）に対しては、危険側の評価をしているものの、他の試験体に対してはおよそ30%以内の精度で安全側に最大耐力を評価している。変位 $u_{max}$ と $v_{max}$ の関係の仮定は、式(2.14)のほうが式(2.13)より理論的根拠があると思われる。しかし、x方向とy方向の曲げ剛性の差が大きい断面（H-135×100×3.2×3.2）以外ではここで実験を行った軸力比、細長比の範囲内では、計算される耐力の差は小さい。

表2.4 耐力の比較

NAME	n	$\theta$	Test (T)	Eq.(2.13) (1)	Eq.(2.14) (2)	(Unit:ton)		
						$\frac{(T)}{(1)}$	$\frac{(T)}{(2)}$	$\delta/l$
I-130	0.1	30°	2.28	2.13	2.10	1.07	1.09	1/36
I-300	0.3	0°	3.04	2.36	2.36	1.29	1.29	1/74
I-315	0.3	15°	2.61	2.13	2.07	1.23	1.26	1/48
I-330	0.3	30°	2.09	1.71	1.64	1.22	1.27	1/44
I-360	0.3	60°	1.43	1.27	1.25	1.12	1.14	1/51
I-390	0.3	90°	1.23	1.17	1.17	1.05	1.05	1/54
II-130	0.1	30°	2.92	2.19	2.15	1.33	1.36	1/21
II-300	0.3	0°	3.34	2.34	2.34	1.43	1.43	1/55
II-330	0.3	30°	2.16	1.71	1.64	1.26	1.32	1/35
II-360	0.3	60°	1.48	1.27	1.25	1.16	1.18	1/51
II-390	0.3	90°	1.67	1.16	1.16	1.44	1.44	1/74
I-W	0.3	30°	0.79	0.74	0.70	1.07	1.13	1/59
I-M	0.3	30°	0.71	0.86	0.77	0.82	0.92	1/51

以上のことより、一定軸力と任意方向水平力を受け、節点が横移動する柱材の最大耐力を比較的簡単に算定するためには、現在提案されている設計式を直接適用するよりも、式(2.11)を用いて耐力を求めるほうが良い近似を与えることがわかる。その際、耐力時の変位を推定あるいは仮定する必要があるが、本論文でおこなった実験では耐力時の柱部材角 $\delta/1$ を $1/50$ とすることで、実験値と比較的良好な対応がとれた。

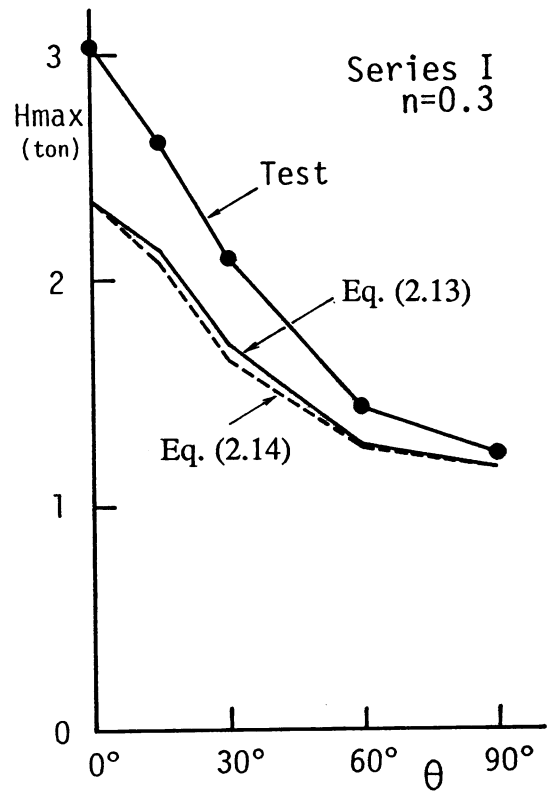


図 2.1 0 最大耐力と水平力の方向の関係

## § 2. 5 結 論

片持柱に一定鉛直荷重の下で、任意方向水平力を載荷することのできる加力装置を製作し、H形断面柱を対象として載荷実験を行った。また大変形域での挙動を予測するための剛塑性解析および種々提案されている柱材の設計式の検討を行うことにより、実験をおこなった範囲内で以下の事が明かになった。

1) 本研究の載荷条件のもとで単調載荷を受ける試験体は、弱軸曲げに対応する強軸 ( $x$  軸) 方向変位  $u$  は最大耐力以後急増し、荷重 ( $H$ )—変形 ( $u$ ) 関係はほぼ直線的である。一方、軸力比が大きい場合には変位  $v$  はある限度以上ふえない。また断面力間の相互作用が挙動に及ぼす影響は、軸力比が大きく、水平力の方向  $\theta$  が小さい場合に顕著となる。

2) 1) に記した挙動を含めて、単調載荷を受ける試験体の大変形域での挙動は、ここで示した剛塑性解析により、1 軸曲げの場合と同じ程度の精度で、概ね説明できる。

3) 繰返し挙動は、荷重方向の変位振幅を一定にとっても、荷重 ( $H$ ) と荷重直交方向の変位 ( $\bar{v}$ ) の関係が原点に対して点対称とならず、一方向に偏る場合がある。これは軸力比  $n$  が大きく、水平力の方向  $\theta$  が小さいほど顕著である。

4) 1), 3) より、最大耐力は角度  $\theta$  が小さい程大きくなるが、荷重—変形関係の安定性という観点からは、水平力の方向  $\theta$  が大きいほど、すなわち弱軸曲げに近いほど、安定していると言える。

5) 最大耐力に関して種々提案されている柱材の設計式を、節点の横移動があり材端に塑性ヒンジが形成される柱材に直接適用すると節点移動のない場合に比べより安全側になる。また実験値と設計式による値の比は、軸力比が大きく、2 軸曲げを受ける場合に大きくなる。ここで検討した設計式の中では Chen らにより提案されている式が最も実験値に近い値を与えた。

6) 最大耐力時の柱部材角を  $1/50$  と仮定し、断面の全塑性に関する  $P-M_x-M_y$  相関曲線に式 (2. 1 1) を、2 方向の変位に関する関係に式 (2. 1 3) または (2. 1 4) を用いることにより、概ね、最大耐力を予測できる。

## 第 2 章の参考文献

2. 1) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造の耐震性 (1976), 1977.
2. 2) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 1982.
2. 3) 藤本盛久, 岡田久志, 原田昭穂: 定軸力と繰返し 2 軸曲げモーメントを受ける H 形断面部材の弾塑性解析法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集,

- pp. 1355-1356, 1978.
- 2.4) 鈴木敏郎, 玉松健一郎, 久保寺勲, 後閑章吾: 繰返し2軸曲げを受けるH形鋼柱材のエネルギー吸収能力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1181-1182, 1980.
- 2.5) 高梨晃一, 谷口英武, 田中尚: 定軸力で任意方向の繰返し水平力を受けるH形鋼柱の弾塑性挙動 — 2方向水平地震動を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状 第1報一, 日本建築学会論文報告集, 第323号, pp. 59-70, 1983.
- 2.6) 谷口英武, 高梨晃一, 田中尚: 2方向水平地震動を受ける構造物の電算機—試験機オンライン応答解析 2方向水平地震動を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状 [ I I ] 日本建築学会論文報告集, 第326号, pp. 36-46, 1983.
- 2.7) 牧野稔: 軸力と2方向の主軸に曲げをうけるH形鋼の全塑性モーメント, 日本建築学会論文報告集, 第124号, pp. 8-10, 1966.
- 2.8) SSRC: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, John Wiley & Sons, 1976.
- 2.9) ECCS: European Recommendations for Steel Construction, THE CONSTRUCTION PRESS, 1978.
- 2.10) 坂本順, 渡辺雅生, 井本勝慶, 宮村篤典: 二軸曲げをうける鋼構造部材の塑性耐力に関する考察 [ I I ], 日本建築学会論文報告集, 第176号, pp. 37-42, 1970.
- 2.11) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計規準(案), 1970.