

## 第4章 曲げ変形による破壊と復元力特性の関係

### 4.1 はじめに

曲げ変形が卓越し、かつ、曲げ降伏するRC柱で、終局時に観察される破壊現象として、圧縮側のかぶりコンクリートの圧壊やはく落と、圧縮鉄筋の座屈などが挙げられる。

上述した破壊現象が生じる原因には、材料強度、断面諸元、配筋詳細、断面に作用する応力状態、及び、変位履歴などさまざまな因子がある。材料強度、断面諸元、配筋詳細、断面に作用する応力状態などと、上述した破壊現象や復元力特性の関係については、理論的または実験的にかなりの部分について解明されている。

曲げ降伏するRC柱では、降伏後から最終破壊に至るまでに、大きな変形能力が要求される。しかし、RC柱の変形能力を確認するために、実験室などで行なう変位履歴と、地震時にRC柱が経験する変位履歴は、一般に異なっている。

構造部材の非線型領域での力学的挙動については、変位履歴の影響が大きいことが認められているが、変位履歴の相違がRC柱の変形能力に与える影響については、あまり明らかにされていない。

そこで、本章では、比較的研究例の少ない変位履歴の相違が上述した破壊現象や復元力特性に与える影響を詳細に調べることにより、曲げ降伏するRC柱の終局時に観察される破壊現象と復元力特性の関係を、定量的に結びつけることを試みた。

#### 4.2 曲げ降伏するRC柱の終局時の破壊性状に関する既往の研究

曲げ降伏する鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）部材の塑性域を含めた力学的性状に関する研究は、1897年のThullieの曲げ理論以来、数多く行なわれて来た。

E.Hognestad[4.1]、Whitney[4.2]らは、圧縮側のコンクリートの応力分布の形を等価な長方形に置換する方法を用いて、RC部材の終局曲げ耐力の算定式を導いた。その考え方は、アメリカやニュージーランド、及び、イギリスなどのヨーロッパ諸国の構造計算規準で採用されて今日に至っている[4.3]。

梅村[4.4]は、圧縮側のコンクリートの応力分布の形を、積分の容易なe関数で表現し、弾性時から終局時に至るまで連続的に曲げモーメント-曲率(M- $\phi$ )関係を算出した。その後、電算機の普及に伴い、青山[4.5]や、Agrawal,Tulin, Gerstle[4.6]や、Park, Kent, Sampson [4.7]や、岡田、関、伊藤[4.8]らが、いわゆるFiber Modelを用いて、繰り返し加力を受けて曲げ降伏するRC部材のM- $\phi$ 関係を理論的に研究した。

曲げ降伏するRC部材の変形能力の研究に関しては、1958年に坂、山田[4.9]が実験結果より、曲げ降伏ヒンジ長さを $2j$  ( $j$ :応力中心間距離)と仮定し、コンクリートと鉄筋の断面積や強度の影響を表わす指標である「鉄筋効果」を用いて、塑性ヒンジの回転限界を理論的に求め、理論値と実験値を対比させた。また、Blume, Newmark, Corning [4.10]、Pfrang, Siess, Sozen [4.11]は、引張り鉄筋が降伏した時の曲率に対するコンクリートの圧縮ひずみが $\epsilon_c = 0.003 \sim 0.004$ に達した時の曲率を塑性率と定義し、曲げモーメントと軸力の各種の組み合わせに対して、RC柱の変形能力を理論的に求めた。

1968年の十勝沖地震以降、RC柱の脆性破壊が問題となり、建設省が中心となって膨大な量の部材実験が行なわれた[4.12]。ここでは、異なった断面をもつ試験体に同一の変位履歴を与えて、せん断スパン比や引張り鉄筋比やせん断補強筋比の相違が変形能力に与える影響を主に調べた。RC部材の変形能力を評価する際、強震時の挙動を考慮した数十回の繰り返し加力が行なわれた。

上述したように、RC部材の変形能力に関する実験的研究は数多く行なわれて来たが、実験データの蓄積という意味合いが強く、未だ、繰り返し加力の変形能力に与える影響を理論的に解明するまでに至っていない。

一方、地震時の構造物の挙動を理論的に解明する方法として、地震応答解析がある。強震時に構造物が受ける被害を推定する場合、定量的な地震応答解析結果と定性的な部材の破壊程度を結びつける必要がある。そのため、振動台による振動実験や、仮動的振動実験（アクチュエーターと電算機の On-Line 実験）、及び、実験前に行なった地震応答解析結果に基づいて加力する実験（Off-Line 実験）などが行なわれた。

しかし、通常行なわれる部材実験の変位履歴は、地震時のランダムな変位履歴とは異なった、規則正しい正負交番漸増加力である。そのため、実験時に観察される破壊程度と地震後に観察される被害程度は、必ずしもよく対応しないものと考えられる。そこで、部材実験結果の破壊状況と地震応答解析結果を結びつける物理量に関する法則（以後、損傷規範と呼ぶ）を見出す必要がある。

鉄骨造では、秋山[4.13]がエネルギー吸収量を損傷規範の物理量として用い、地震応答解析結果と部材実験の破壊状況を対応させている。

一方、RC造では、最大経験変形角が損傷規範の物理量として、一般によく用いられて来ている。最大経験変形角は、直感的にとらえやすく、かつ、分かりやすい物理量であるが、RC部材の耐力劣化の程度と変形角の関係は、変位履歴によって異なることが、東[4.14]や萩原、松崎、栗林[4.15]や、河田、太田[4.16]らによって実験的に確かめられているので、最大経験変形角のみでは破壊程度を正確に表わすことはできないと思われる。

このような立場から、変位履歴の相違が破壊性状（例えば、最大耐力後の耐力劣化の程度）に与える影響を考慮した各種の物理量が、RC部材の損傷規範を表わすものとして提案されてきた。

構造物の損傷規範を低サイクル疲労の観点からみた理論的研究は古くから行なわれてきた。家村[4.17]や山田 [4.18]らは、素材の低サイクル疲労性状からRC部材の低サイクル疲労性状を説明することを試みた。西垣、水畑[4.19]は、低サイクル疲労による破壊と変形増大による破壊を考慮した独自の損傷規範を作り、それを用いて地震応答解析結果を評価した。また、大野、西岡[4.20]は、損傷規範の物理量として、塑性ひずみエネルギー量を用いた。

Y. J. Park, Alfredo. H. S. A. [4.21][4.22]らは、最大変位と履歴エネルギーに影響される被害指標を提案し、地震被害の解析を行なった。

H. Banon, J.M. Biggs, H.M. Irvine [4.23]は、RC部材の損傷を、回転靱性能、曲率靱性能、曲げ損傷率、蓄積回転率を用いて評価した。また、S. Toussi, J.T. P. Yao, W.F. Chen [4.24]は、除荷時の剛性に対する低荷重時の剛性の比率を損傷評価の物理量として用いた。

上述した損傷規範は、変位履歴の相違が変形能力に与える影響を復元力特性のみから回帰的に把握しているため、素材の応力-ひずみ関係から組み立てた従来の曲げ理論と調和させて、その影響が生じる機構を説明するまでに至っていない。その理由は、試験体の各部分の破壊の程度を定量的に、かつ、詳細に測定していなかったためと考えられる。

そこで、本章では、終局時の破壊性状と復元力特性を結びつけるために、まず第一に変位履歴の相違による破壊性状の変化を定量的に、かつ、詳細に測定した。次に、RC部材で変位履歴の相違が、終局時の破壊性状や復元力特性に及ぼす機構を、実測値を用いて明らかにするとともに、その機構を理論的に説明することを試みた。

### 4.3 試験体及び実験方法

#### 4.3.1 試験体及び加力方法

変位履歴の変化が変形能力に与える影響を調べるために、同一寸法の実大試験体4体を製作した。試験体の設計に際しては、実際の建物で曲げ降伏が生じることが多い1階柱脚部を想定して、建設省告示で最も変形能力の大きい部材種別であるFA部材になるように、部材の断面を決めた。なお、本試験体の引張り鉄筋比 ( $P_t = a_t / b D$ ) は0.46%、せん断スパン比 ( $M/Q D$ ) は2.5である。図-4.1に試験体配筋図を示す。

使用した主筋と帯筋およびコンクリートの材料特性を表-4.1に示す。

一般にRC造建物が地震力を受けた場合、柱及びはり部材には逆対称曲げモーメントが生じる。従って、RC柱が部材中央付近でせん断破壊しないで、部材端で曲げ降伏する場合だけを考えると、片持ちばり型加力を受ける柱部材の破壊性状は、逆対称曲げモーメントを受ける柱部材の破壊性状とほぼ同様であると考えられる。そこで、反曲点が部材の中央部分で生じた場合を想定し、図-4.1に示すように柱の下半分に相当する試験体の頂部に水平力を与えた。試験部分で曲げ

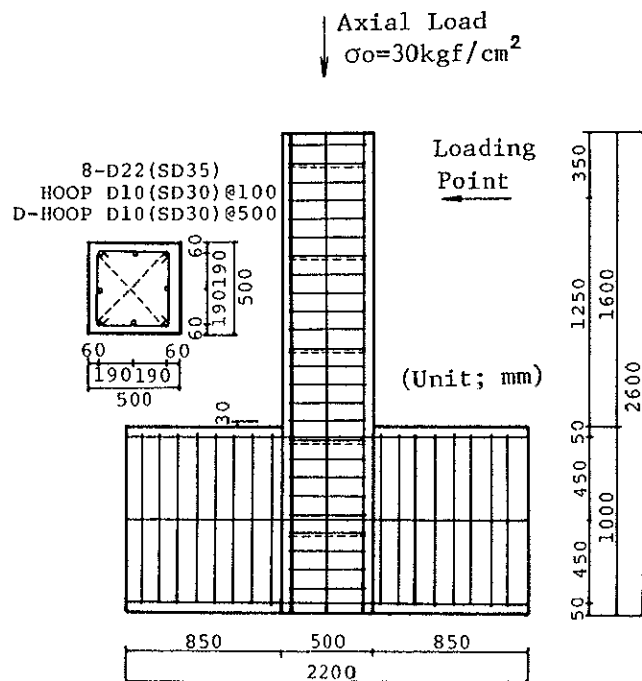


図-4.1 試験体配筋図

表-4.1 材料の機械的性質  
(a) 鉄筋

鉄筋の種類	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張り強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング率 (tonf/cm <sup>2</sup> )
D22 (SD35)	3620	5650	1910
D10 (SD35)	4080	5780	1700

(b) コンクリート

材令 (日)	養生方法	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	割裂強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
34	空中	247	23.7

降伏するように、試験体の基礎ばりは十分に補強した。試験体は、中低層鉄筋コンクリート建築物の1階の柱脚部分を想定しているため、上階の重量に相当する軸力 ( $\sigma_0 = 30\text{kgf/cm}^2$ ) を与えた。

一般に、RC部材を破壊させる因子には、変形増大による破壊の因子と、繰り返し加力による疲労破壊の因子が考えられるので、これらの破壊因子が試験体間で異なるように、図-4.2 に示す4通りの変位履歴を試験体を与え、破壊性状の違いを比較した。

(a) 単調加力型 (C21)

繰り返し加力による破壊の影響がない場合の挙動を把握するために、正方向に単調に加力し、耐力の劣化を確認した後、除荷し、負方向に単調加力を行なう。本実験の結果から、繰り返し加力の単位変位である降伏変位  $1\delta y$  を決定する。

(b) 漸増加力型 (C22)

繰り返し加力による破壊の影響を調べるために、振幅 ( $\pm 2\delta y$ ,  $\pm 4\delta y$ ,  $\pm 6\delta y$ ,  $\pm 8\delta y$ ,  $\pm 10\delta y$ ) を増加させて、各振幅で正負に1回ずつ加力する。

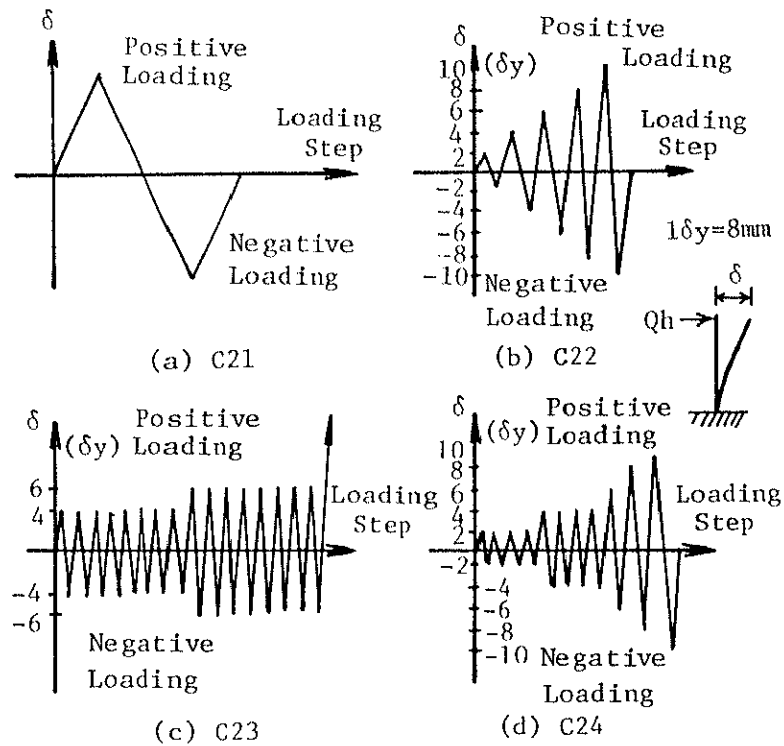


図-4.2 加力計画

(c) 定変位加力型 (C23)

定変位での多数回の繰り返し加力による疲労破壊の影響を調べるために、定変位振幅 ( $\pm 4 \delta y$ ) で正負8回ずつ加力し、その後、定変位振幅 ( $\pm 6 \delta y$ ) で正負7回ずつ加力した後、正加力側に単調加力を行なう。

(d) 漸増繰り返し加力型 (C24)

小変形での多数回の繰り返し加力による破壊が、大変形での繰り返し加力による破壊に与える影響を調べるために、定変位振幅 ( $\pm 2 \delta y$ ,  $\pm 4 \delta y$ ) で正負4回ずつ加力した後、振幅 ( $\pm 6 \delta y$ ,  $\pm 8 \delta y$ ,  $\pm 10 \delta y$ ) を増加させて正負1回ずつ加力する。

4.3.2 測定方法

変位履歴の変化が破壊性状に与える影響を詳細に調べるためには、試験部分の破壊分布を定量的に測定する必要がある。そこで、基礎ばりに対する水平加力点の相対水平変位を測定すると同時に、写真-4.1と図-4.3に示すように試験部分を軸方向に多数の測定区間に分割し、コンクリートに埋め込んだM6ボルトを

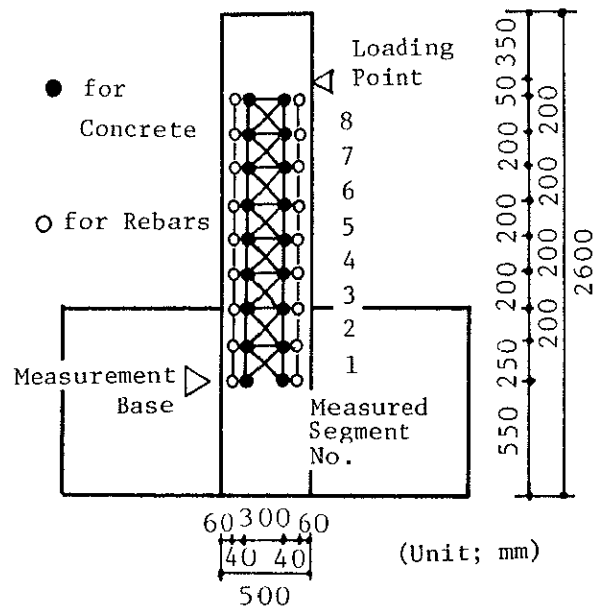


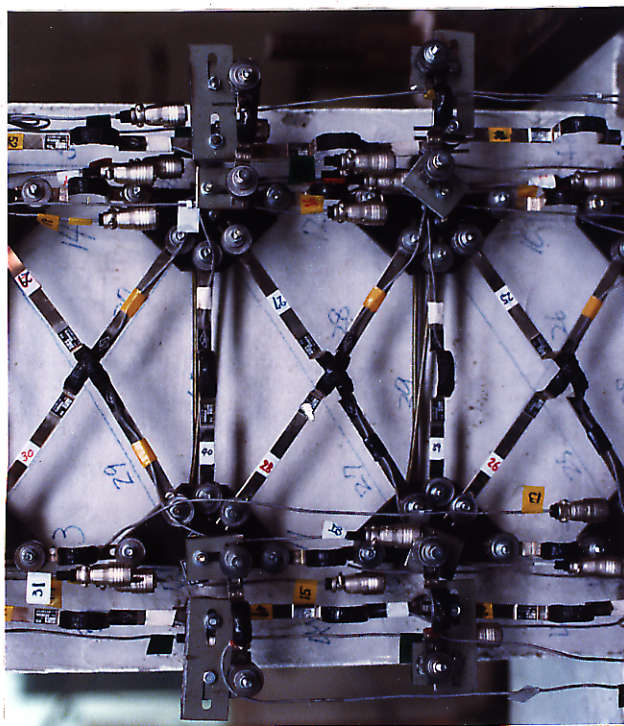
図-4.3 測定方法

標点として、各測定区間で曲率とせん断ひずみを測定した。また、鉄筋に溶接されたM6ボルトを標点として、曲げ降伏による鉄筋の伸びやコンクリートの標点とのずれを測定することによって、各測定区間での鉄筋の変形による曲率や基礎部分からの抜け出しなどを調べた。

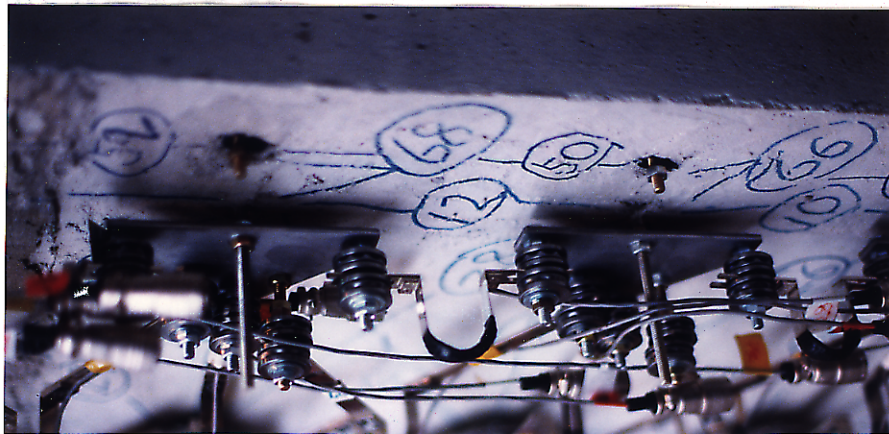
軸方向変形性状と復元力特性の関係を調べるために、水平加力心と材軸の交点と測定起点（基礎ばりに設けたgauge holderの固定位置）間の伸縮変位を直接測定した。

なお水平加力の制御には、加力線上で直接測定された測定起点からの水平変位を用いた。





(a) Front View of Displacement Sensors Setup



(b) Side View of Displacement Sensors Setup

写真-4.1 測定装置の詳細

#### 4.4 実験経過

各試験体の最終ひび割れ状況を写真-4.2 と4.3 に示すとともに、実験経過を以下に述べる。なお、以下に示した水平力 $Q_h$ は、4.5.1 節で述べる方法により算出された値である。

##### (a) C21 (単調加力型)

75tonf ( $\sigma_o=30 \text{ kgf/cm}^2$ )の軸力を与えた後、正方向に単調加力を行ない、耐力の劣化を確認し、負方向へ単調加力を行なった。

正方向の単調加力においては、 $Q_h = 12.0 \text{ tonf}$  ( $\tau = Q_h / b D = 4.8 \text{ kgf/cm}^2$ )で柱脚部引張り部分に曲げひび割れが発生し、変形の増加に伴い、ひび割れが進行した。 $Q_h = 20 \text{ tonf}$  ( $\tau = 8 \text{ kgf/cm}^2$ )で曲げせん断ひび割れに移行した。

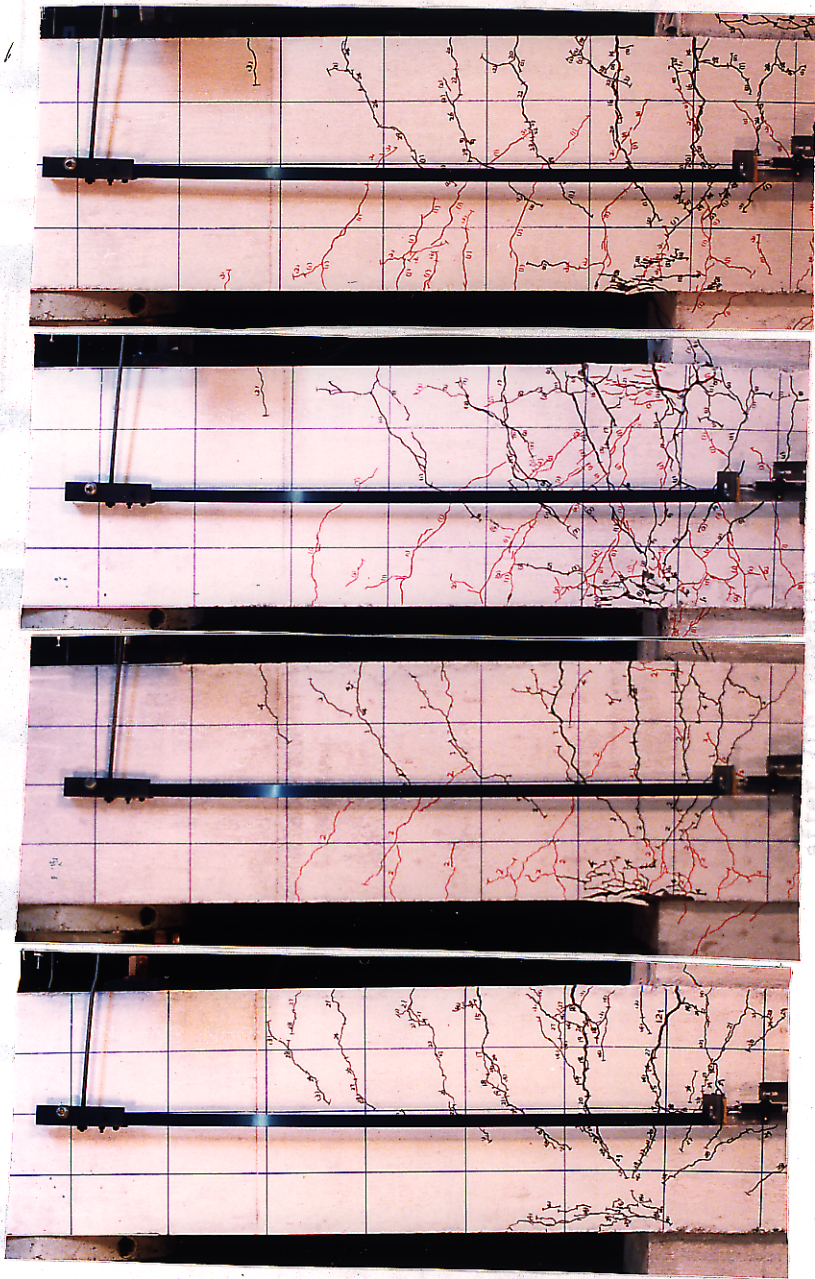
$Q_h = 28.8 \text{ tonf}$  ( $\tau = 11.5 \text{ kgf/cm}^2$ )で曲げ降伏し、その後柱脚部で圧壊が始まった。 $Q_h = 11.5 \text{ tonf}$  ( $\tau = 4.6 \text{ kgf/cm}^2$ ),  $R = 109.1 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ( $17 \delta y$ )で軸方向の縮みが生じたので、負方向へ折り返した。 $Q_h = -24.1 \text{ tonf}$  ( $\tau = -9.6 \text{ kgf/cm}^2$ ),  $R = -59.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ( $-9 \delta y$ )で鉄筋に沿って付着ひび割れが発生した。また、その後の耐力の上昇は認められなかった。変位の増加に伴い、曲げせん断ひび割れが生じ、また、付着ひび割れ幅も拡大した。 $Q_h = -9.5 \text{ tonf}$  ( $\tau = -3.8 \text{ kgf/cm}^2$ ),  $R = -89.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ( $-14 \delta y$ )で除荷し、実験を終了した。

降伏変位の決定は、柱脚部の引張り側鉄筋のひずみと荷重-変形曲線上の剛性低下の程度の両方から総合的に判断して、降伏変位を  $1 \delta y = 8 \text{ mm}$  ( $R = 6.4 \times 10^{-3} \text{ rad}$ )と決定し、その値を以下の実験の制御に用いた。

##### (b) C22 (漸増加力型)

軸力を加力した後、 $\pm 2 \delta y$ ,  $\pm 4 \delta y$ ,  $\pm 6 \delta y$ ,  $\pm 8 \delta y$ ,  $\pm 10 \delta y$ の漸増加力を行なった。 $2 \delta y$ で圧壊が始まり、 $-2 \delta y$ では全域に曲げひび割れ、および曲げせん断ひび割れが発生した。 $\pm 4 \delta y$ では鉄筋に沿って付着ひび割れが生じ、 $\pm 6 \delta y$ では曲げひび割れ幅が増大し、および圧壊と付着ひび割れの進行も認められた。

$8 \delta y$ では圧縮鉄筋の座屈に伴い、かぶりコンクリートがはく離し、落下がみられ、 $10 \delta y$ ではさらに激しくなった。



4δy

(d) C24

4δy

(c) C23

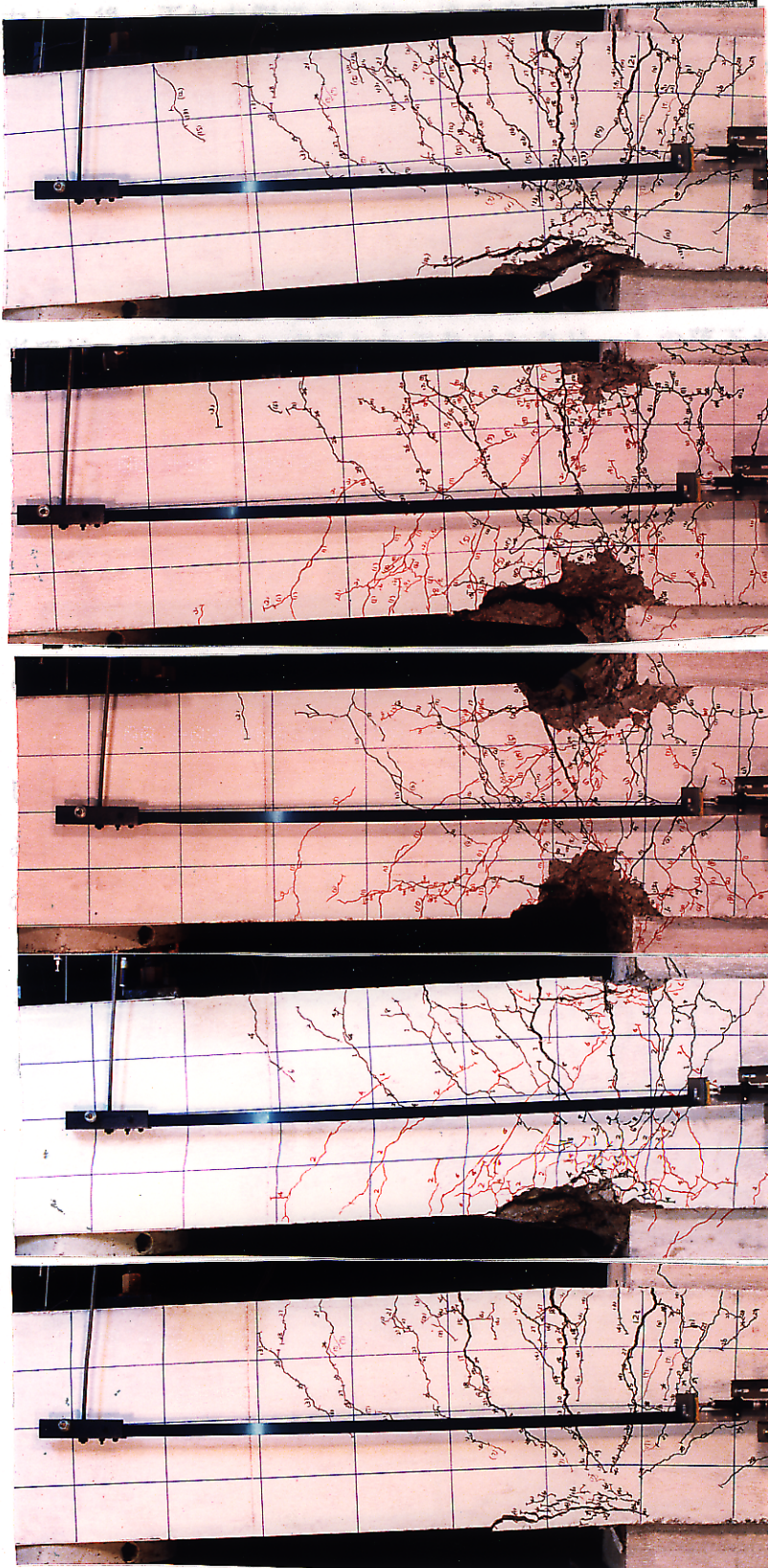
4δy

(b) C22

4δy

(a) C21

写真-4.2 4δyでの破壊状況



16 $\delta y$

(e) C21

8 $\delta y$

(d) C24

6 $\delta y$

after 7th repeated loading

(c) C23

8 $\delta y$

(b) C22

8 $\delta y$

(a) C21

写真-4.3 6 $\delta y$ 以降での破壊状況

(c) C23 (定変位加力型)

軸力を加力した後、 $\pm 4 \delta y$  の振幅で8回、 $\pm 6 \delta y$  の振幅で7回繰り返し加力した後、正加力側で $12 \delta y$  まで変形を進めた。

$\pm 2 \delta y$  で付着ひび割れが生じ、柱脚で圧壊が始まった。 $\pm 4 \delta y$  ではひび割れ幅が拡大するとともに圧壊が進行し、曲げひび割れが全面に広がった。 $\pm 4 \delta y$  の8回目の繰り返しで圧壊が激しくなり、1回目の最大耐力の11%の耐力低下が認められた。 $\pm 6 \delta y$  の7回目の繰り返し加力では、正加力側で1回目の最大耐力の25%、また負加力側で27%の耐力低下が認められた。 $\pm 6 \delta y$  の後半では、圧縮鉄筋の座屈とかぶりコンクリートの落下が認められた。その後の単調加力では、新たな部分の破壊はほとんど認められなかった。コンクリートのはく落した範囲はC22に比べて狭かった。

(d) C24 (漸増繰り返し加力型)

軸力を加力した後、 $\pm 2 \delta y$  と $\pm 4 \delta y$  の振幅で4回ずつ加力した後、 $\pm 6 \delta y$  と $\pm 8 \delta y$  と $\pm 10 \delta y$  の振幅で1回ずつ加力した。

$\pm 2 \delta y$  の2回目の加力で柱脚部に圧壊が始まった。 $\pm 2 \delta y$  の4回の繰り返しでは、正加力側で1回目の最大耐力の7%、また負加力側で2%の耐力低下がみられ、さらに $\pm 4 \delta y$  の4回目の繰り返しでは、正加力側で1回目の最大耐力の7%、また負加力側で5%の耐力低下が認められた。

$2 \delta y$  に始まった付着ひび割れは、 $8 \delta y$  では、鉄筋の座屈とともにかぶりコンクリートのはく離を誘発し、それに伴い耐力が低下した。 $10 \delta y$  ではこの現象が、さらに激しくなった。

以上述べた実験経過は次のように要約できる。変形を進めた時に、新たなひび割れが発生し、定変位繰り返し加力を行なった時には、新たなひび割れの発生は少なく、主に、ひび割れ幅の拡大とその付近の破壊が認められた。変形を大きくすると、圧縮鉄筋の座屈に伴う圧縮側コンクリートのはく離と落下がみられ、終局的な破壊に至った。

#### 4.5 実験結果及び考察

##### 4.5.1 水平力と作用曲げモーメントの算出方法

本実験では、最大部材角が約  $1/10$  に達している試験体がある。鉛直軸力が  $75 \text{ tonf}$  と大きいため、大変形時では、図-4.4 (a) に示すように軸力作用位置の水平移動に伴う偏心鉛直軸力による影響 (P- $\Delta$ 効果) が無視できない。

そこで、本研究では、水平力と作用モーメントを次のように算出した。

実際の構造物における復元力特性に近いものを得るために、層せん断力 (水平力) には、式(4.1) に示すように作用外力の水平合力成分を用いた。

$$Q_h = Q_{h'} + Q_n \quad (4.1)$$

ここで、 $Q_h$  : 水平力

$Q_{h'}$  : 水平加力用アクチュエーターの荷重

$Q_n$  : 軸力用アクチュエーターの水平分力

また、柱脚に作用する曲げモーメントには、式(4.2) に示すように作用外力によって柱脚に生じる曲げモーメントを用いた。

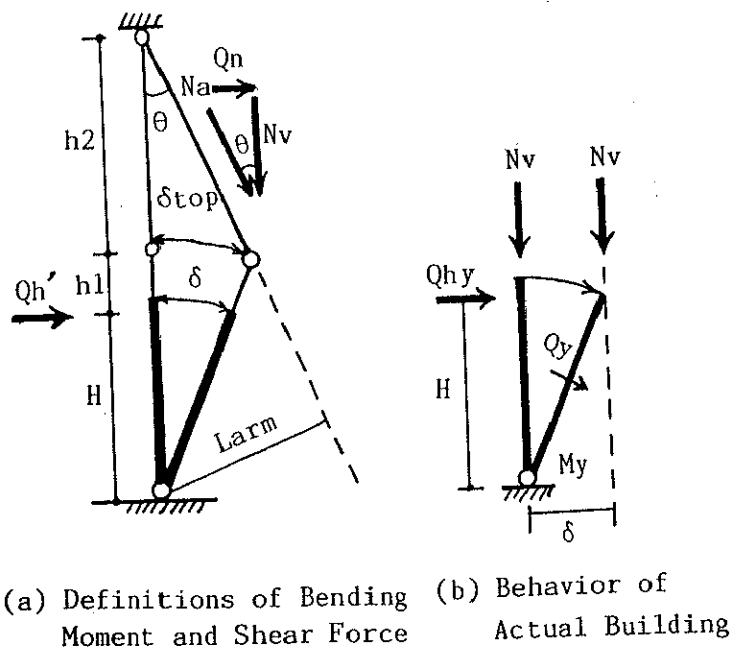


図-4.4 水平力と作用曲げモーメントの算出方法

$$M_{base} = Q h' \cdot H + N_a \cdot L_{arm} \quad (4.2)$$

ここで、 $M_{base}$ ：柱脚に作用する曲げモーメント

$H$ ：柱脚から水平加力点までの距離

$N_a$ ：軸力用アクチュエーターの荷重

$L_{arm}$ ：柱脚に対する $N_a$ の腕の長さ

従って、本実験では、軸力は常に鉛直方向に作用しており、図-4.4 (b)に示すように柱の曲げ降伏モーメントを $M_y$ とすると、復元力特性に現われる降伏時の水平力 $Q_{hy}$ との関係は、 $Q_{hy} \cdot H + N_v \cdot \delta = M_y$ であり、変形後の材軸に直交して作用する降伏せん断力 $Q_y = M_y / H$ よりも $P-\Delta$ 効果による $N_v \cdot \delta / H$ 分だけ小さくなる。

#### 4.5.2 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形曲線を図-4.5に示す。

C23の $4\delta_y$ と $6\delta_y$ の定変位の繰り返し加力では、1回目に大きく耐力が低下するが、その後の繰り返しでは耐力低下の程度は、1回目の耐力低下の程度より小さい。

図-4.6に荷重-変形曲線の包絡線を示す。比較のためC22, C23, C24の図中に、C21の荷重-変形曲線を破線で記入した。また、 $P-\Delta$ 効果によって補正されたせん断力 $Q = 30 \text{ tonf}$ を1点鎖線で示した。全試験体とも $6\delta_y$ まではほぼ同じ包絡線をたどっており、安定した復元力特性を示している。しかし、繰り返し加力を受けたC22, C23, C24の耐力は、 $6\delta_y$ 以後、単調加力のC21よりも低下している。特にC23では、 $6\delta_y$ の定変位繰り返し加力によって、耐力が著しく低下する。その後、 $10\delta_y$ の耐力は、C22, C23, C24でほぼ同じ値を示している。そこで、上述した現象が包絡線上で現われた $6\delta_y$ を劣化開始点と定義し、図中に▲印で示し、それ以前を安定域と、またそれ以後を劣化域と呼ぶことにする。

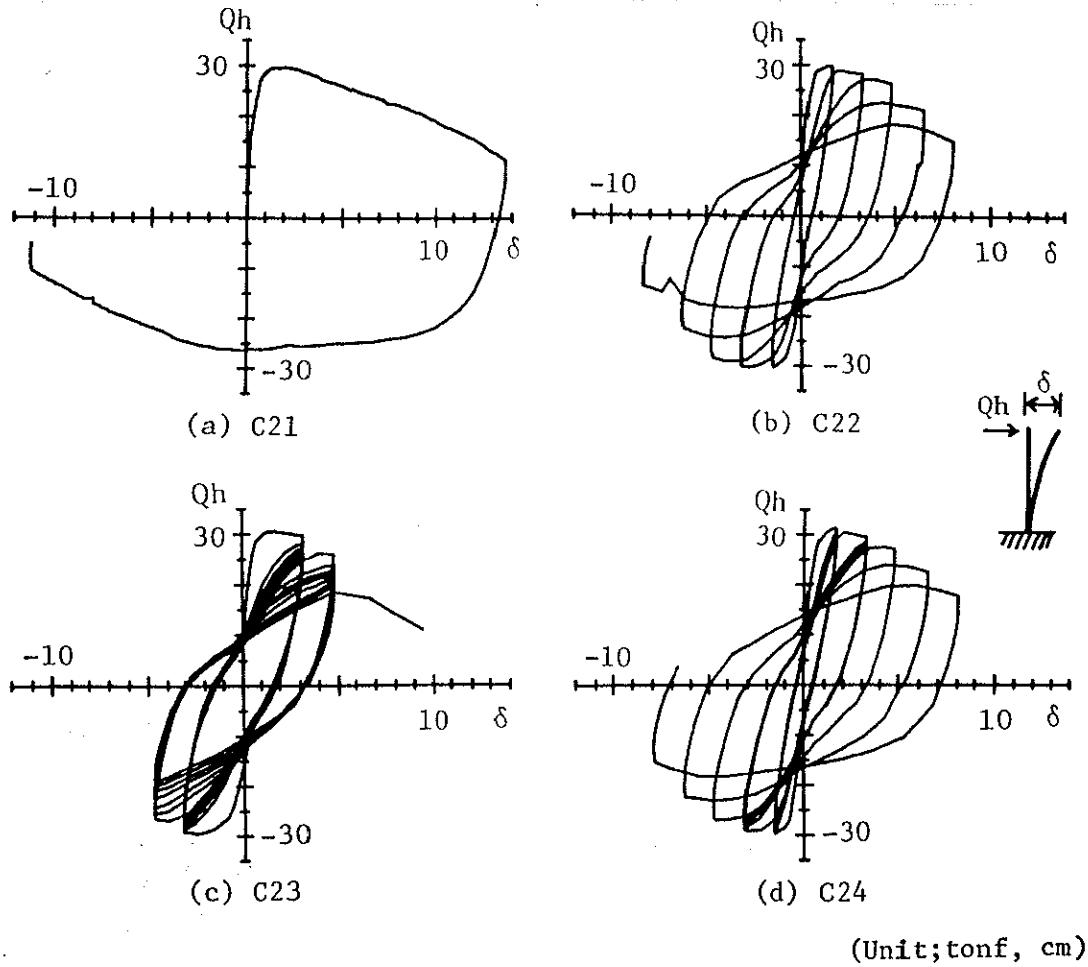


図-4.5 荷重-変形曲線

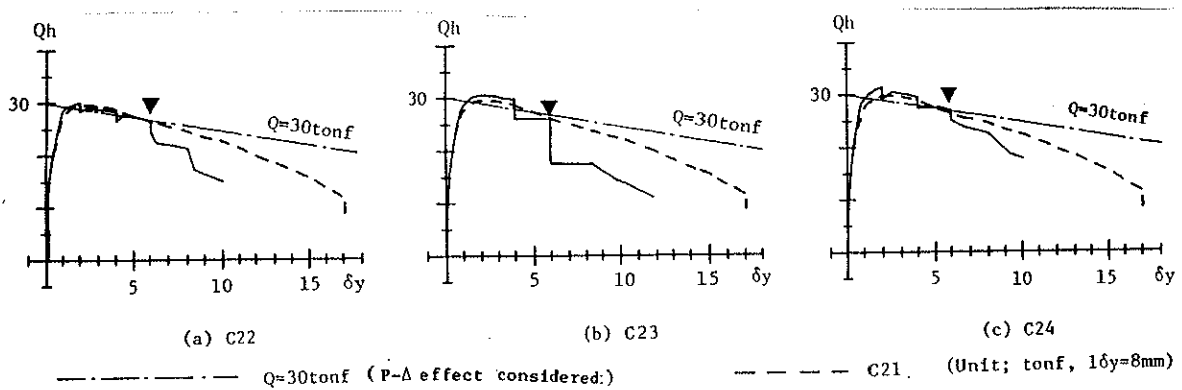


図-4.6 荷重-変形曲線の包絡線

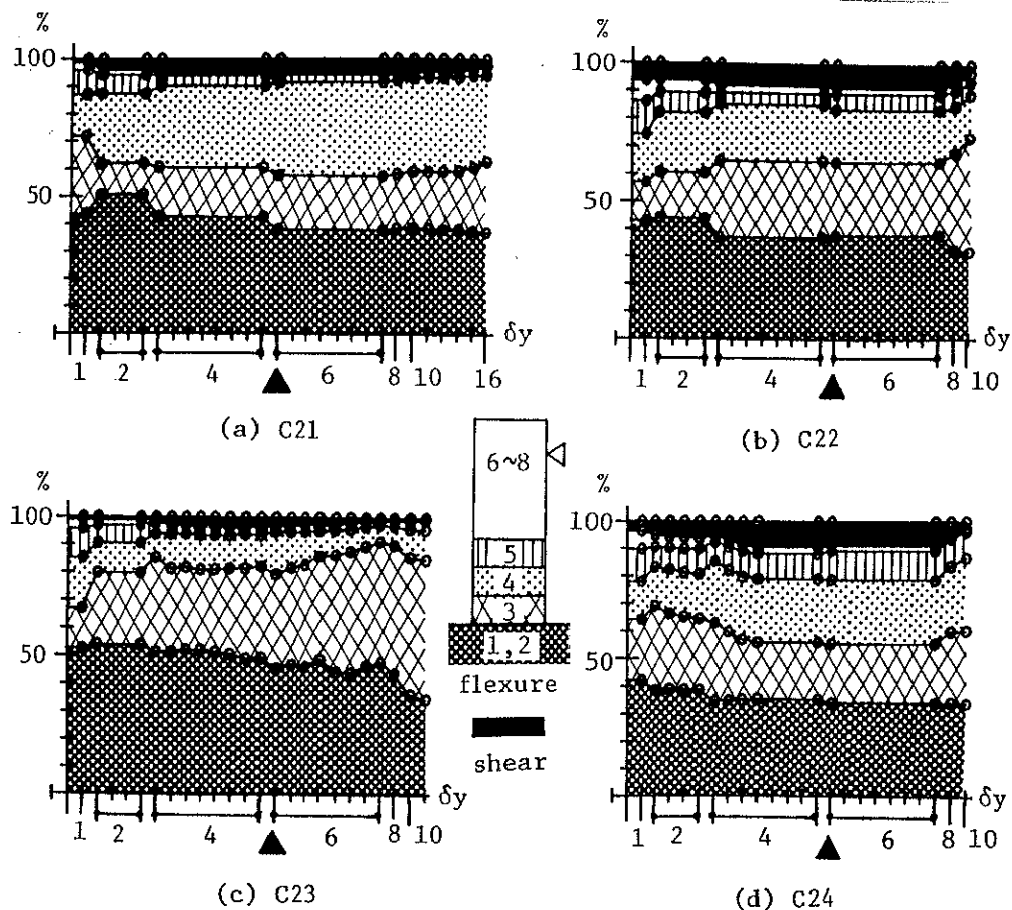


### 4.5.3 変形成分の推移

変位履歴の違いが耐力や変形能力の低下に与える影響を調べるためには、部材の損傷分布を詳細に知る必要がある。そこで、加力点の水平変位を図-4.7に示すように6種類の変形(注4.1)に分解し、それらの変形が加力点の水平変位に与える割合の推移を調べた。繰り返し加力では、変位の増大を最初に正加力側で行なったので、正加力側についてのみ考察する。

曲げ変形に関しては、C21とC23では、主筋の座屈などにより鉄筋のひずみから計算された曲率が乱れていたため、終局時にはコンクリートのひずみから計算された曲率を用いた。

全試験体とも、降伏ヒンジ部分の曲げ変形(測定区間3, 4の合計)と鉄筋の抜け出しによる回転変形(測定区間1, 2の合計)が、全変形量の約8割以上であり、明らかに曲げ降伏したことが認められる。



Mark ▲ denotes the starting point of deterioration.

図-4.7 変形成分の推移

劣化開始点 ( $6 \delta y$ ) までは、降伏ヒンジ部分の曲げ変形と鉄筋の抜け出しによる回転変形の割合はほぼ等しく推移しているが、 $6 \delta y$  以降では C 2 2, C 2 3, C 2 4 では降伏ヒンジ部分の曲げ変形の割合が増加しているのに対して、C 2 1 では割合の変化はほとんど認められない。C 2 3 は  $6 \delta y$  の定変位の繰り返し加力時においても、測定区間 3 の変形が増加しており、その部分の破壊が激しく進行したことが認められる。

#### 4.5.4 降伏ヒンジ部分の作用曲げモーメントと曲率 ( $M-\phi$ ) の関係

鉄筋とコンクリートの標点を用いて算出した曲率の材軸方向の分布を、図-4.8 に示す。コンクリートの標点で測定された引張り側のひずみは、主としてひび割れによって生じるため、コンクリートから算出した曲率は、ひび割れ発生位

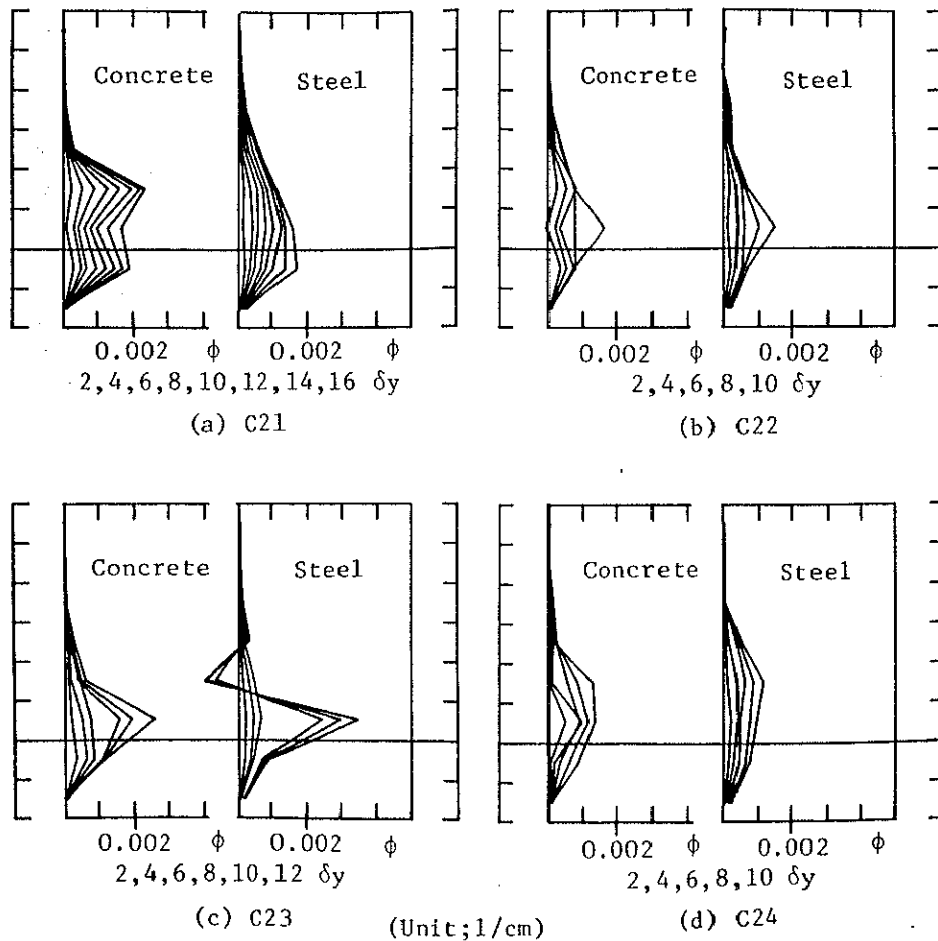


図-4.8 曲率の材軸方向分布

置の影響を受けて乱れた分布を示している。しかし、鉄筋に関しては、ひび割れ位置付近では付着破壊によるコンクリートとのずれが生じ、引張りひずみがひび割れ位置を中心に分散するため、鉄筋から算出した曲率は、滑らかな分布を示している。

コンクリートの標点で測定された引張りひずみは、測定区間内に生じたひび割れ幅の合計にほぼ対応していると考えられるが、付着破壊による鉄筋とコンクリートのずれの影響で、その測定区間の鉄筋の引張りひずみと必ずしもよく対応していない。そこで、今後の解析において、各測定区間で生じた曲率を、隣接する測定区間で生じた曲率と厳密に区別する必要があるため、鉄筋の標点から算出した曲率を用いる。

図-4.9 に柱脚付近の作用曲げモーメントと曲率の関係を示す。図中の破線はC21の各測定区間のM- $\phi$ 曲線を示している。

C21に関しては、図-4.9 (a) に示すように曲率が 0.001 /cm までは測定区間3と4はほぼ同じM- $\phi$ 関係をたどっている。しかし、 $14\delta y$  (測定区間3の曲率が 0.0013 /cm) 以降では、測定区間3の曲率が増加しているのに対して、測定区間4の曲率はほとんど増加していない。これは、 $14\delta y$  以降で区間3

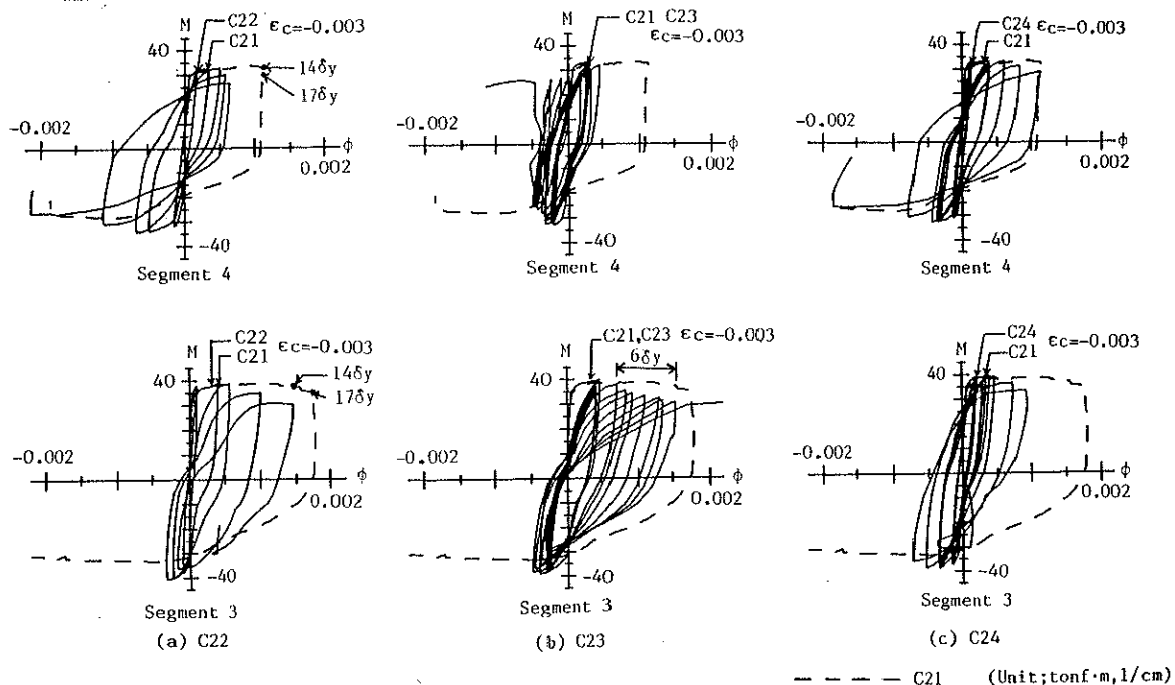


図-4.9 曲げモーメントと曲率の関係 (鉄筋)

の抵抗曲げモーメントが減少したのに伴い、区間4で除荷現象が生じたためである。

C22とC23に関しては、測定区間3では正加力側に、測定区間4では負加力側に変形が著しく偏っている。しかし、C24に関しては、測定区間3と4に曲率は分散しており、C22とC23にみられるような曲率の偏りはほとんど認められない。

正加力側についてみると、C22、C23、C24の測定区間3の包絡線は、 $6\delta y$ の折り返し点、すなわち曲率が $0.0005/cm$ までは、C21のM- $\phi$ 曲線とほぼ一致している。

C23では、 $6\delta y$ の定変位繰り返し加力において、曲率の増加が認められるが、これには圧縮側主筋の座屈による影響も含まれている。

曲げ降伏する部材の終局耐力を算定する際に仮定するコンクリートの圧縮縁のひずみは、ACI[4.25]では $\epsilon_u = 0.003$ 、CEB[4.26]では $\epsilon_u = 0.0035$ である。そこで、各測定区間の圧縮側コンクリートが $\epsilon_u = 0.003$ に達した時を図中に記入した。その時の曲率は、ほぼ $\phi = 0.0005/cm$ 以下であり、まだ、繰り返し加力によって抵抗曲げモーメントが減少していない。

#### 4.5.5 大変形の繰り返し加力時の抵抗曲げモーメントの減少に関する考察

Fiber Model（注4.2）による解析結果を、図-4.10に示す。Fiber Model によるM- $\phi$ 曲線の包絡線は、変位履歴によらずほぼ同じ包絡線を示しており、6 $\delta y$ 以降の繰り返し加力で抵抗曲げモーメントが減少している実験結果と異なる。

図-4.11にFiber ModelによるC21の各加力段階における測定区間3の断面内の鉄筋とコンクリートの応力状態を示す。実験では、図-4.11に示すように、降伏した後、0.001/cm未満の曲率では、抵抗曲げモーメントの減少は認められず、その後に、抵抗曲げモーメントは徐々に減少するが、Fiber Modelでは、かぶりコンクリートのはく落が $\phi = 0.0004 \sim 0.0006$  /cmで生じた時に、抵抗曲げモーメントは著しく減少し、その後の減少はほとんど認められない。

これは、Fiber Modelで仮定したコンクリートの耐力劣化勾配が、実際よりも急であったためと思われる。

C21の実測された抵抗曲げモーメントは、最終的には約35 tonf・mであったが、C22, C23, C24では、6 $\delta y$ 以降の繰り返し加力で、実測された抵抗曲げモーメントが約30 tonf・mに減少している。図-4.11のFiber Modelの解析結果では、かぶりコンクリートが完全に無くなった時の抵抗曲げモーメントが約30 tonf・mになっていることを考慮すると、C22, C23, C24では、大変形の繰り返し加力によって、かぶりコンクリートの破壊がC21と比べて激しかったために、抵抗曲げモーメントが減少したものと考えられる。

そのことを裏付ける実験結果として、写真-4.2と4.3に示すように、4 $\delta y$ の繰り返し加力では、C21～C24の圧縮側のかぶりコンクリートはほぼ同程度に破壊している。しかし、6 $\delta y$ 以降の繰り返し加力では、C22, C23,

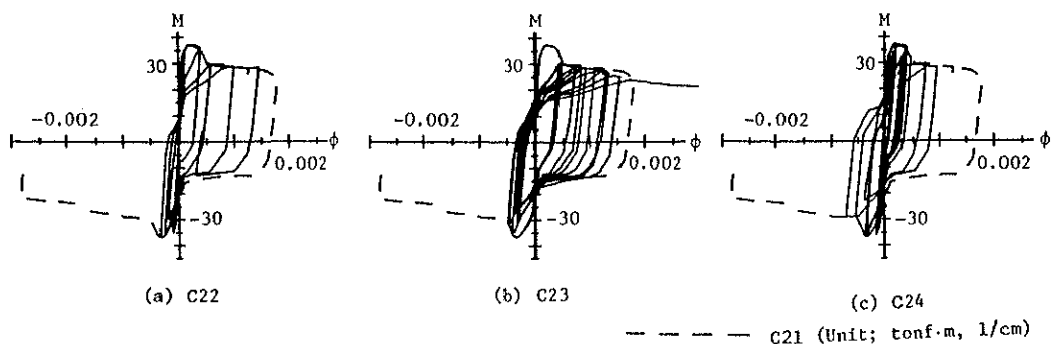


図-4.10 Fiber Model による曲げモーメントと曲率の関係

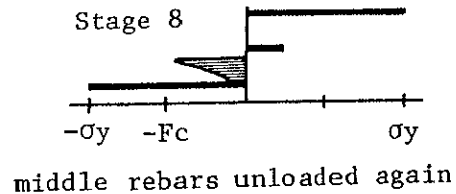
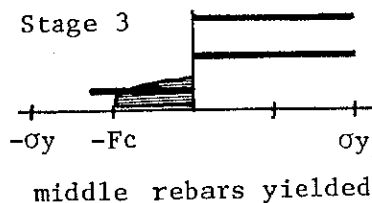
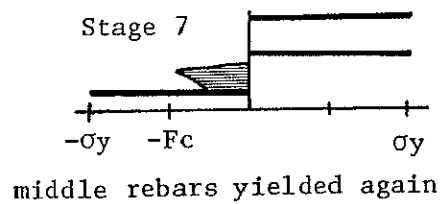
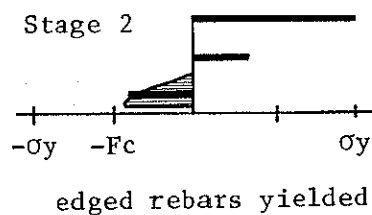
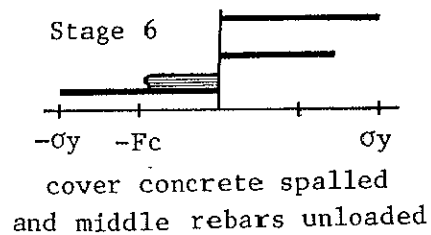
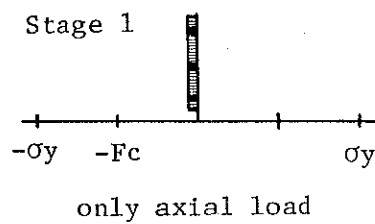
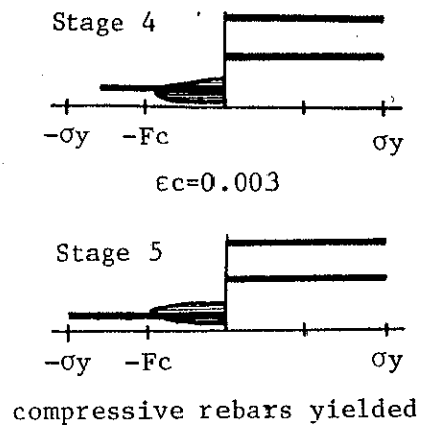
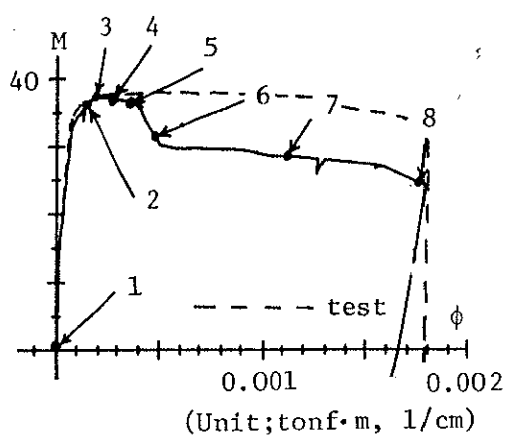


図-4.11 Fiber Model による断面の応力状態 (C21)

C24の圧縮側のかぶりコンクリートはほとんどはく落しているのに対し、C21では、 $1.6\delta_y$ であっても圧縮側のかぶりコンクリートのはく落はあまり認められない。

大変形の繰り返し加力によって、かぶりコンクリートの破壊が進行する主な理由としては、コンクリート自体が繰り返し加力で耐力劣化しやすくなること以外に、次のことが考えられる。

- ① 局部接触によってひび割れ口が完全に閉じないこと（注4.3）によるもの。
- ② 繰り返し応力による鉄筋とコンクリートの付着ずれや、座屈に伴う付着ひび割れの進展によるもの。
- ③ 引張り時に生じた曲げひび割れと圧縮時に生じた材軸方向に平行なひび割れが交わることにより、圧縮鉄筋に対する横方向拘束力が弱まるため、圧縮鉄筋の座屈に伴い、かぶりコンクリートがはく落することによるもの。

そこで、局部接触によってひび割れ口が完全に閉じないために生じる影響を Fiber Model を用いて検討した。ここでは、コンクリート要素の応力-ひずみ関係を次のように仮定した。

- ① 図-4.10, 4.11では、コンクリート要素の応力-ひずみ曲線の耐力劣化勾配が急であったため、解析結果と実験結果が異なった。そこで、図-4.14と4.15に示す今回の解析では、耐力劣化勾配を図-4.10と4.11で用いたものの  $1/2$  と仮定し、かぶりコンクリートが急激に破壊しないように考慮した。
- ② 局部接触によってひび割れ口が完全に閉じないために生じる影響を、図-4.12に示すようにコンクリートの応力-ひずみ曲線を繰り返し加力の度に引張り側へ平行移動させることによって表現した。なお、平行移動量については、式(4.3)に示すように仮定した。この仮定は、松崎らの実験（注4.3）によって定性的に成立することが認められている。

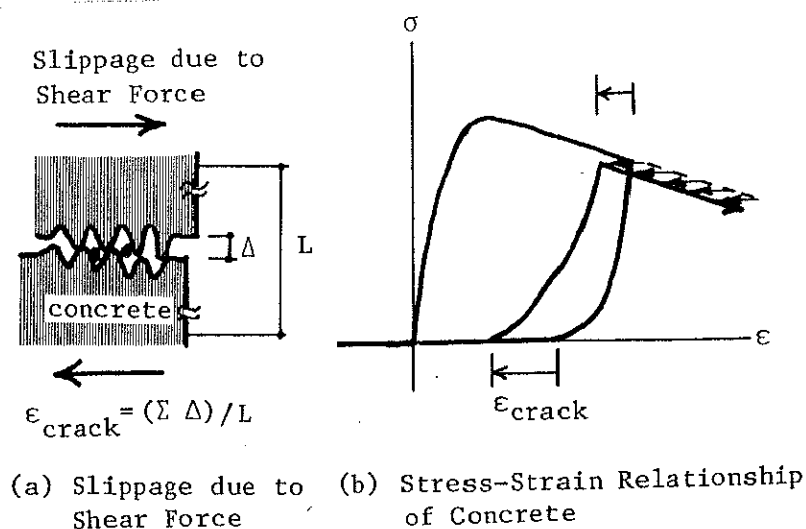


図-4.12 局部接触による影響

$$\varepsilon_{\text{crack}} = \eta \cdot \varepsilon_{\text{max}} + \varepsilon_{\text{crack1}} \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{\text{crack}}$  : 今回の圧縮加力で用いる平行移動量

$\varepsilon_{\text{crack1}}$  : 前回までの繰り返し加力で生じた平行移動量の総和

$\eta$  : 標点間の引張りひずみの残留率

( $\eta = 0.0, 0.04, 0.08, 0.12$ )

$\varepsilon_{\text{max}}$  : 今回の引張り加力で経験した標点間の最大引張りひずみ

本解析では、定性的な傾向を調べるために、曲率振幅を 0.0002, 0.0004, 0.0006, 0.0008 1/cm とした正負交番漸増加力を行なった。

図-4.13に、解析で得られたM- $\phi$ 曲線を、また、図-4.14に正加力時に圧縮側となる最外縁のコンクリート要素の応力-ひずみ曲線をそれぞれ示す。図中の破線は単調加力時のものである。

$\eta = 0$ の時は、繰り返し加力時のM- $\phi$ 曲線と単調加力のものは一致している。しかし、 $\eta$ が大きくなるにつれて、コンクリートの応力-ひずみ曲線が繰り返し

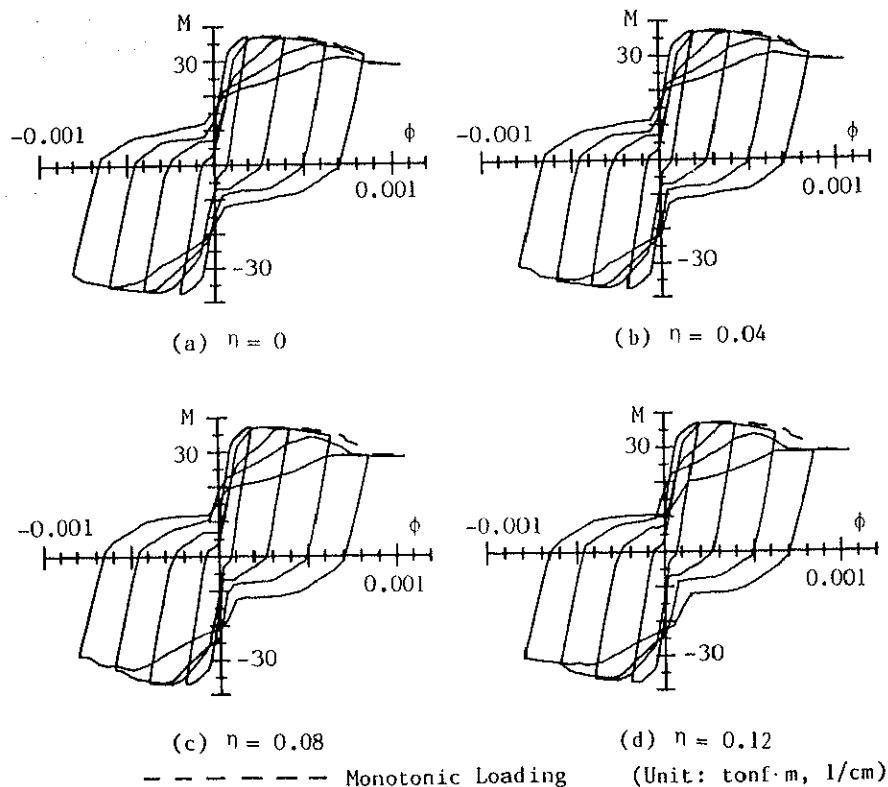


図-4.13 局部接触による影響を考慮したFiber Model によるM- $\phi$ 曲線



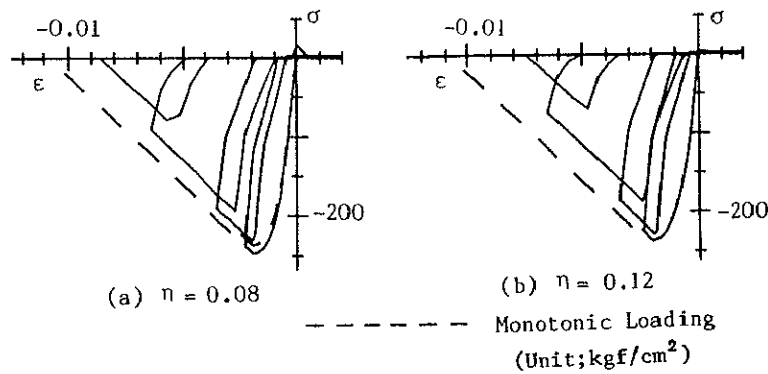


図-4.14 局部接触による影響を考慮したコンクリート要素の $\sigma - \epsilon$ 曲線

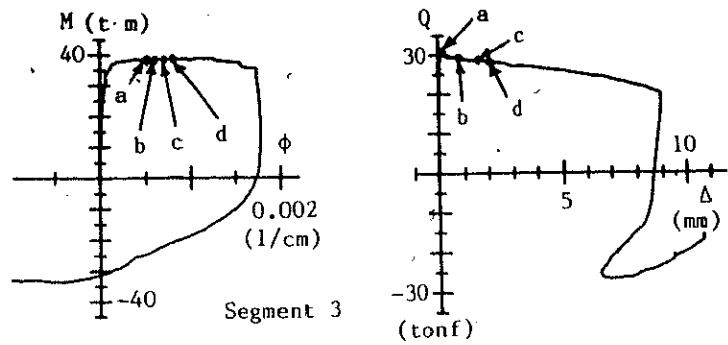
加力の度に引張り側へ大きく平行移動するため、 $\eta$ が大きいものほど、耐力の低下が早く現われていることが認められる。

かぶりコンクリートの破壊が進行すると、圧縮鉄筋に作用する横方向拘束力が減少するため、圧縮鉄筋が座屈しやすくなる。そこで、図-4.15に実測された圧縮鉄筋のたわみと曲率の関係を示す。ここで示す座屈たわみ量は、曲率の測定に用いた同断面位置でのコンクリートと鉄筋の標点の距離を測定した値である。M- $\phi$ 曲線と座屈たわみ曲線の同じ加力段階をa, b, c, dとして、それぞれに示した。C22~C24では、曲率が0.0005/cm以降の繰り返し加力でC21と比べて座屈たわみが大きいことが認められる。

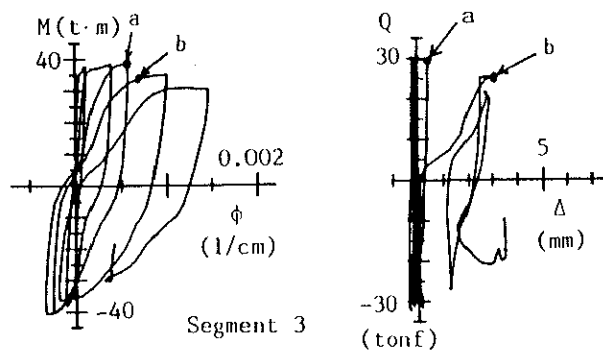
その理由としては、コンクリート自体が繰り返し加力で破壊しやすくなること以外に、次のことが考えられる。

- ① C21では、圧縮鉄筋の横方向拘束力の低下の原因は、主としてかぶりコンクリートの圧壊によるものであるのに対して、C22, C23, C24では、そのほかに、引張り時に生じた曲げひび割れと圧縮時に生じた材軸方向に平行なひび割れが交差して、かぶりコンクリートがはく離することによるものがある。そのため、C22, C23, C24の圧縮鉄筋の横方向拘束力の低下がC21と比べて大きく、圧縮鉄筋の座屈が早く生じた。
- ② C21では、圧縮側の鉄筋は単調に圧縮力のみを受けていたのに対して、繰り返し応力を受けたC22, C23, C24の圧縮側の鉄筋は、引張り力を受けた時に大きく塑性伸び変形していた。その後、圧縮力を受けると、コンクリートに圧縮応力が生じるまでに、鉄筋は塑性伸び変形した分だけ縮まなければならない、そのため、圧縮力を受けた時に生じる座屈たわみが、C21

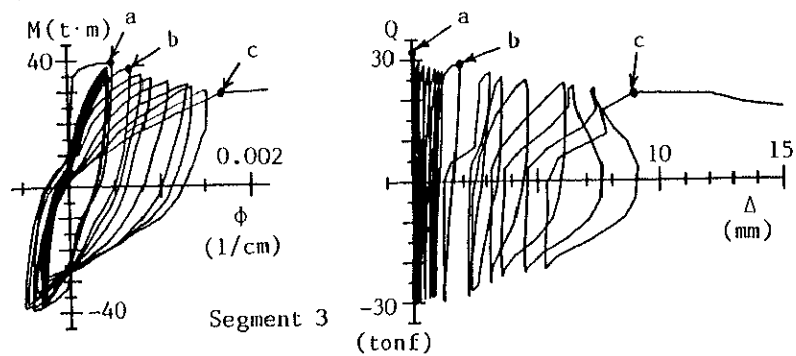
と比べて大きくなった。



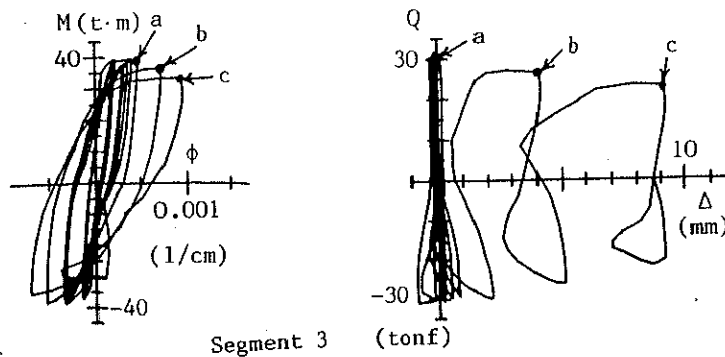
(a) C 21



(b) C 22



(c) C 23



(d) C 24

図-4.15 M- $\phi$ 曲線と座屈たわみ量の関係

#### 4.5.6 基礎部分の鉄筋の抜け出し量に関する検討

図-4.7 に示すように、基礎部分の鉄筋の抜け出しによる加力点での水平変位は、全体水平変位の40～50%を占めている。そこで、本節では、基礎部分の引張り鉄筋の抜け出し量について検討する。

正加力時に引張り側になる鉄筋の測定区間1と2の伸び量を縦軸に、全体水平変位を横軸にとり、両者の関係を図-4.16に示した。また、図-4.17に、正加力時に引張り側になる鉄筋の区間2の応力-ひずみ関係を示した。なお、鉄筋の応力は、区間2で実測された平均ひずみからRamberg-Osgood 関数を用いて推定した。

図-4.16に示すように、基礎部分の鉄筋の抜け出しは、主として区間2で生じていることが認められる。また、変位履歴の相違に係わらず、全試験体の区間2の引張り鉄筋の伸び量と加力点での全体水平変位は、ほぼ1対1に対応している。

区間1では、C21の伸び量が、C22、C23、C24と比べて少ない。その理由は、図-4.17に示すように、C22、C23、C24の区間2の鉄筋は、繰り返し加力の影響で、C21と比べて早くからひずみ硬化領域に入り、応力が降伏応力よりも大きくなったため、C21と同じ全体水平変位であっても、C22、C23、C24では、付着破壊が基礎内部まで進行した。そのため、図-4.

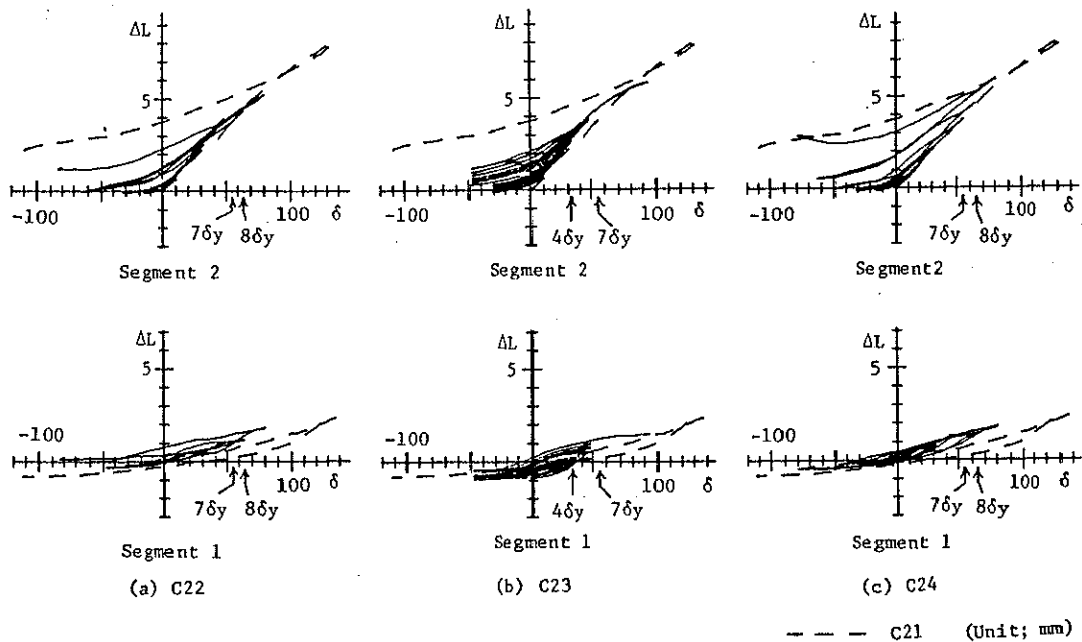


図-4.16 引張り鉄筋の抜け出し量と全体水平変形の関係

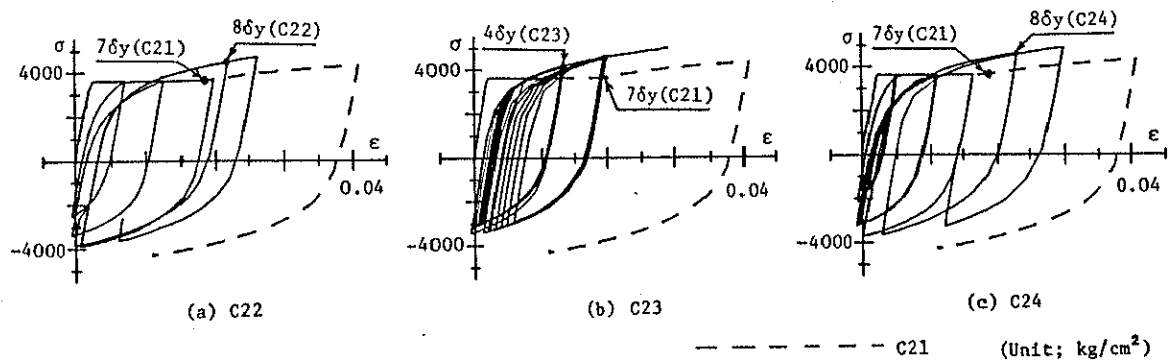


図-4.17 測定区間2の引張り鉄筋の応力-ひずみ関係

16に示すように、C22, C23, C24の区間1の伸び量は、C21と比べて大きくなったものと考えられる。

#### 4.5.7 部材解析モデルによる変形成分の考察

次に、定変位繰り返し加力による、降伏ヒンジ領域内の変形成分の推移について、図-4.18(a)に示す曲げバネを直列に配置した解析モデルを用いて説明する。ここでは、測定区間1と2で最大耐力が決まることがなく、かつ、その部分の性状が他の部分と異なっているため、測定区間3~8で生じる曲げ変形は曲げバネを用いた解析モデルで表現し、また、測定区間1と2で生じる鉄筋の抜け出しによる回転変形は後述する方法により考慮する。また、解析モデルでは、実験とは異なり、水平力と鉛直軸力が、同じ点に作用するように仮定した。

図-4.18(b), (c)に示すように、降伏ヒンジ領域での曲げせん断ひび割れの影響で、区間4の圧縮領域が区間3のものより広くなり、区間4の応力中心間距離が区間3のものより短くなることを考慮して、バネ4(測定区間4のバネ)の曲げ降伏モーメントを、小さくすることによって、区間4でも降伏するように考慮した。(注4.4)。

区間4以外の区間で用いるM-φ曲線の包絡線は、繰り返し加力の影響を受けていないC21の測定区間3で実測されたものに基づいて図-4.19のように仮定した。

各曲げバネの復元力特性には、大変形での繰り返し加力時の抵抗曲げモーメント

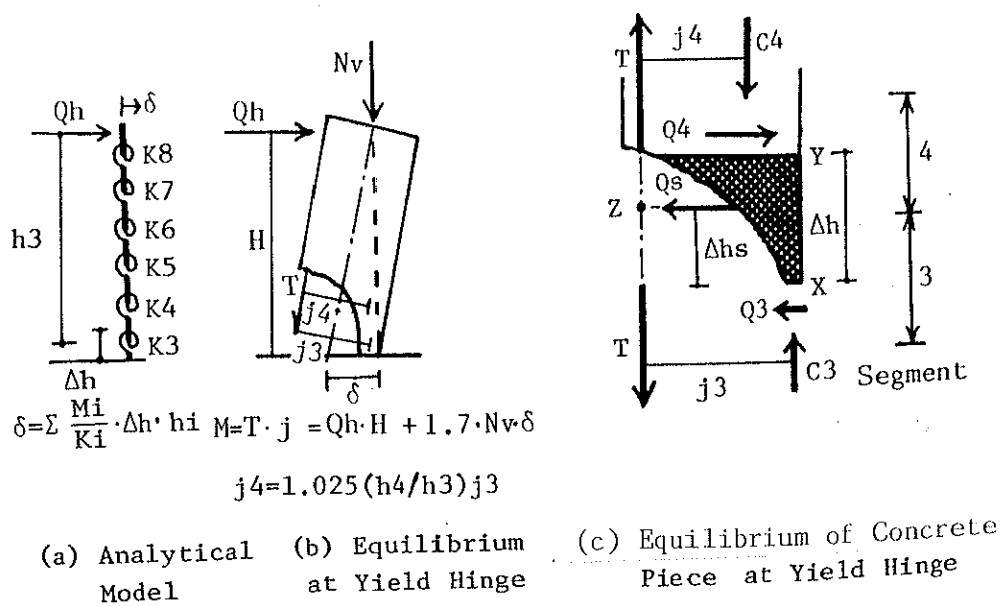


図-4.18 解析モデル

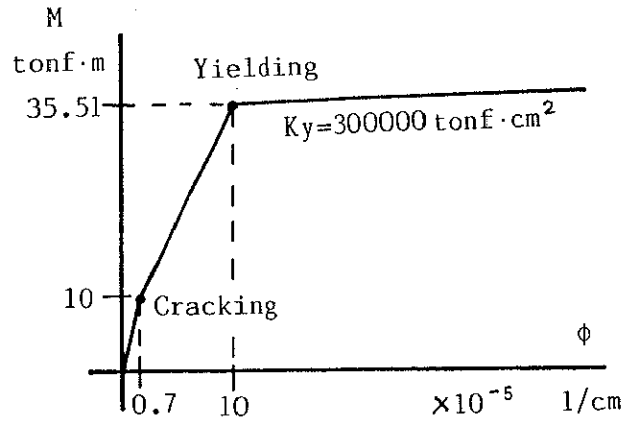


図-4.19 解析で用いた曲げモーメントと曲率の関係の包絡線

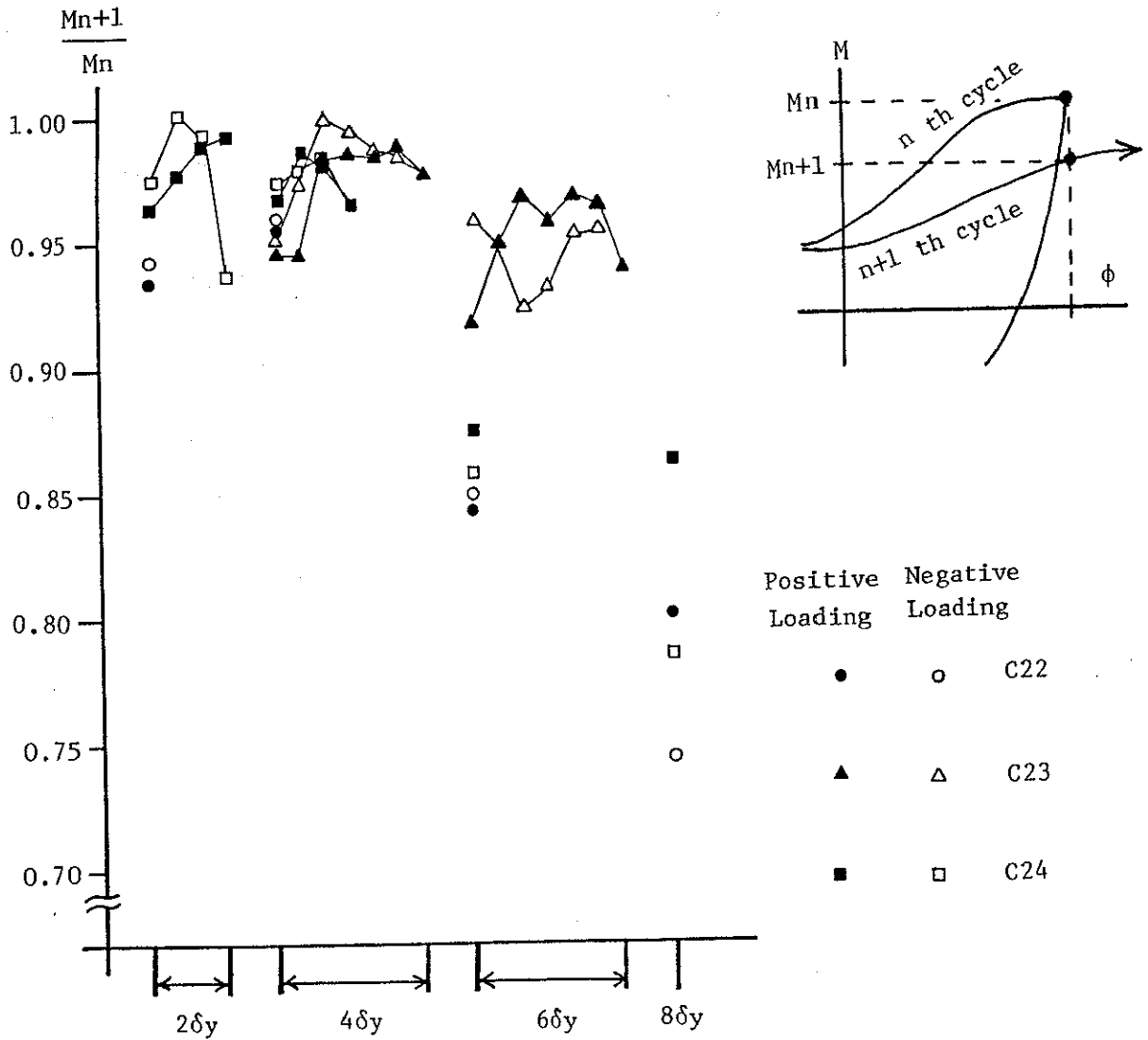


図-4.20 繰り返し加力時の抵抗曲げモーメントの減少の割合

トの減少を考慮する必要がある。図-4.20に、C22, C23, C24の繰り返し加力を受けた場合に生じる実測された抵抗曲げモーメントの減少の割合を示す。定変位で2回以上繰り返し加力を行なった試験体では、抵抗曲げモーメントの減少の割合を左から順に記入し、線で結んだ。抵抗曲げモーメントの減少の割合が  $4\delta y$  以前では95~99%に分布しているのに対し、 $6\delta y$  以降では、C23で95%前後、C22とC24では90%以下になっていることが認められる。

そこで、これらの実験結果に基づいて、図-4.21に示すように解析モデルでは、曲率が0.0006/cm未満での繰り返し加力では、抵抗曲げモーメントが前回の98%に、また、曲率が0.0006/cm以上での繰り返し加力では、抵抗曲げモーメントが前回の90%に減少するように仮定した。

P-Δ効果を考慮する際に、実験では基礎部分の回転変形による加力点による水平変位が、加力点の全体水平変位の約40%であり、区間3~8の変形によって生じた水平変位が60%であったため、P-Δ効果を算出する際には、解析モデルの加力点での水平変位（区間3~8の変形によって生じた水平変位）を1.7倍（ $\approx 1.0/0.6$ ）することにより、基礎部分の回転変形によるP-Δ効果も算入されるように仮定した。

解析で得られた荷重-変形曲線を図-4.22に示す。ここで用いた降伏変位は、 $1\delta y = 4.5\text{ mm}$ であり、実験値の $1\delta y = 8\text{ mm}$ とは異なる。これは、前述したように、基礎部分の回転変形を除外したためである。測定区間3~8までの変形の

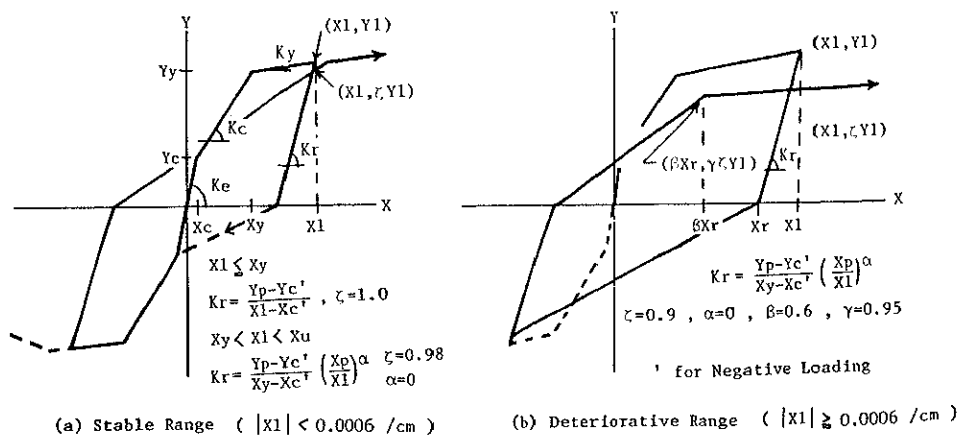


図-4.21 解析モデルで用いた曲げモーメントと曲率の関係

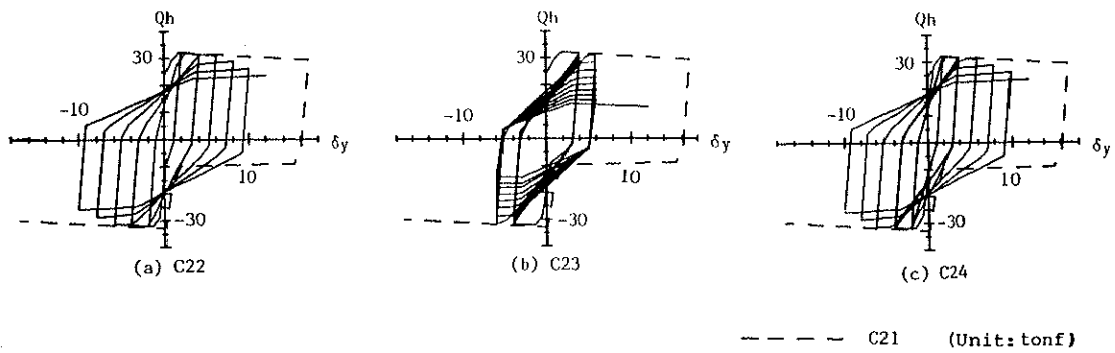


図-4.22 解析による荷重-変形曲線

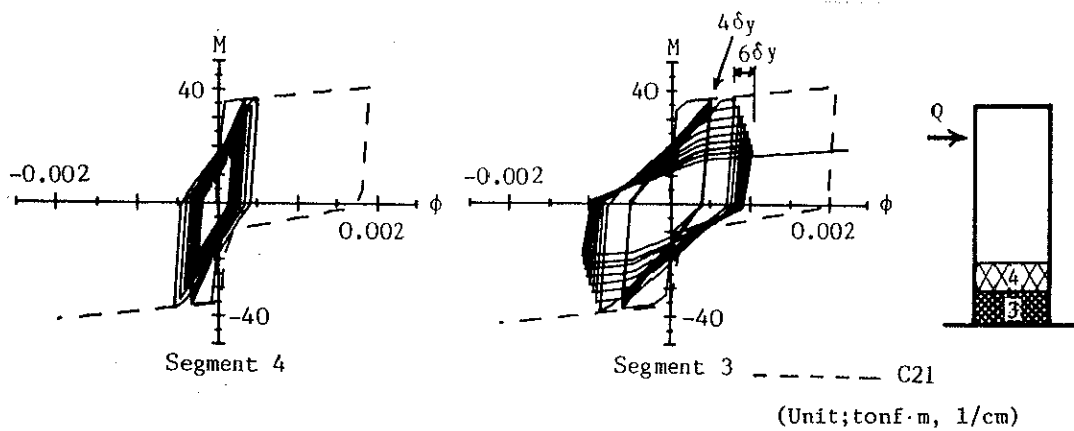


図-4.23 解析による降伏ヒンジ部分の曲げモーメントと曲率の関係

割合は、図-4.7 に示すように実験値では約50~60%であり、 $4.5 \text{ mm} \div 8 \text{ mm} = 56\%$ とほぼ一致する。

解析によるC23の降伏ヒンジ部分のM- $\phi$ 曲線を図-4.23に示す。図-4.9の実験値と同様に、 $6 \delta y$ の定変位の繰り返し加力において、測定区間3の曲率が増加しており、測定区間4の曲率が減少していることが認められる。

解析で得られた変形成分の推移を図-4.24に示す。また、実験で得られた変形成分の推移を図-4.25に示す。ここでは、解析結果と比較するために、測定区間3~8の曲げ変形のみを用いて各変形成分の比率を算出した。 $2 \delta y$ と $4 \delta y$ の定変位の繰り返し加力時では、変形成分の変化はほとんど認められないが、 $6 \delta y$ の繰り返し加力では、変形が柱脚部分に集中する傾向があり、実験値と同じ現象が認められる。これは、M- $\phi$ 曲線を仮定する際に、曲率が $0.0006 / \text{cm}$ 以降から、繰り返し加力時の抵抗曲げモーメントが大きく減少するように仮定したた



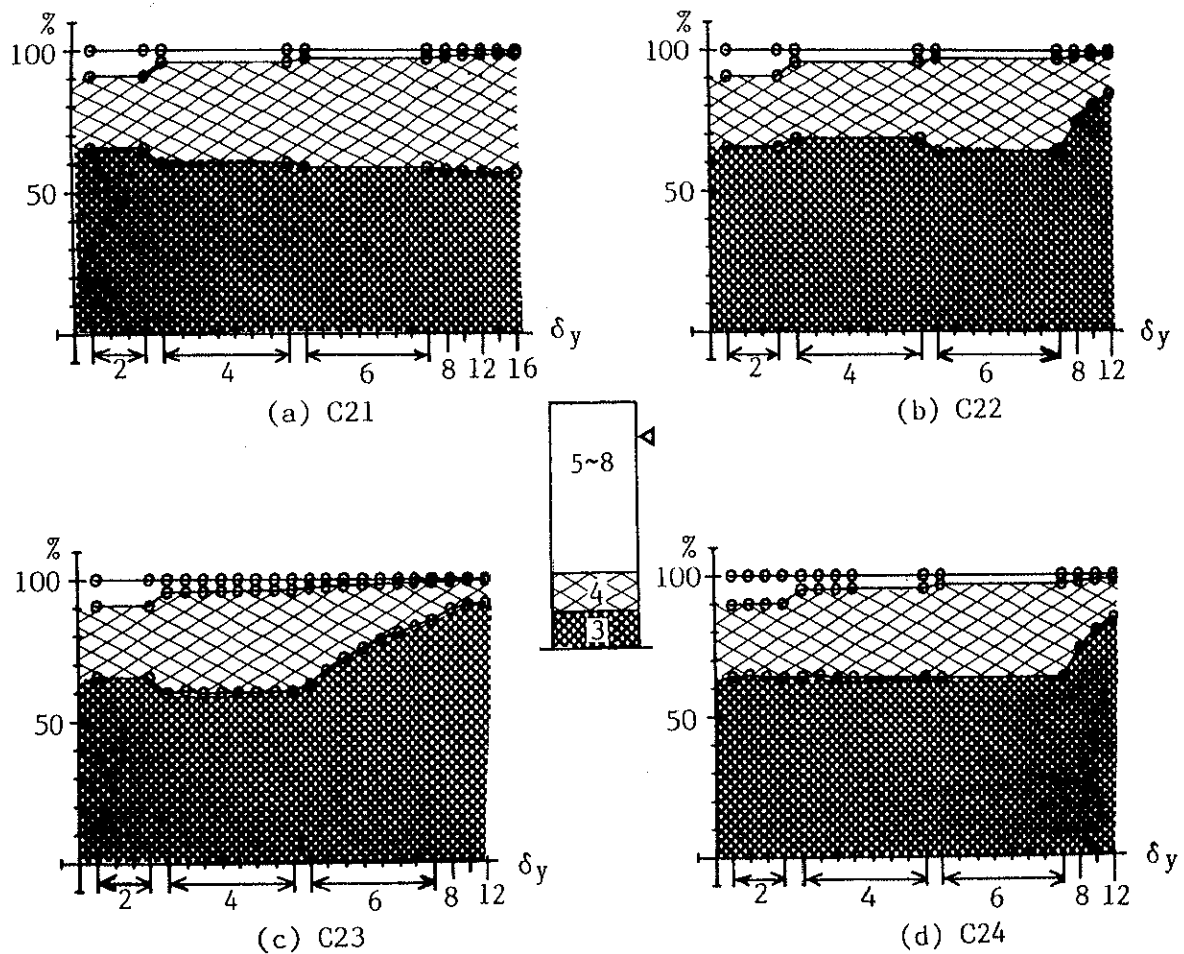
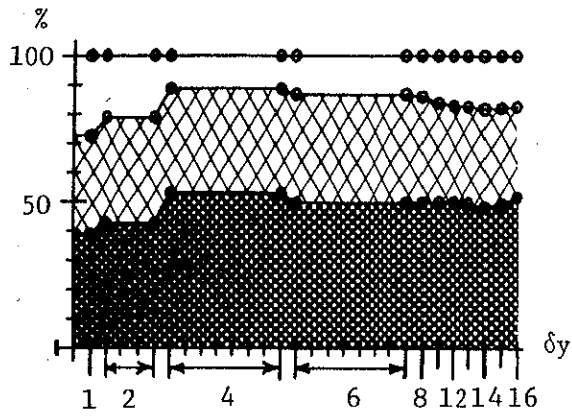


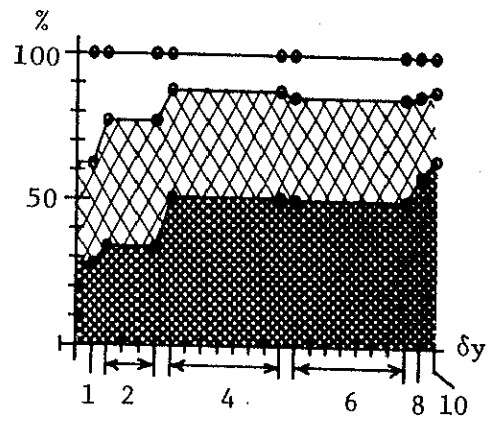
図-4.24 解析による可撓部分の曲げ変形成分の推移

めである。

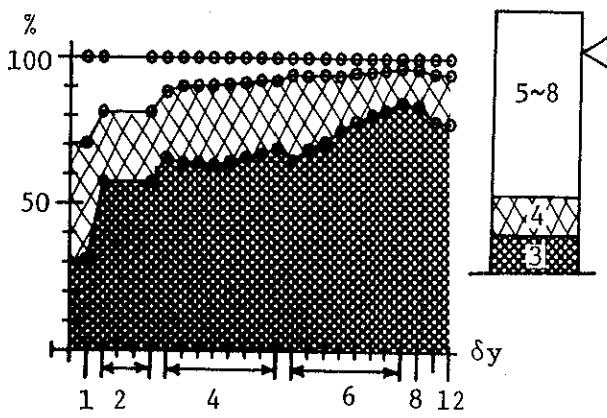
解析モデルにおいては、 $6\delta y$  以降の耐力の低下にともない、全試験体で測定区間4の変形の割合が急激に減少している。しかし、実験では、C23の $6\delta y$  の定変位繰り返し加力を除いて、測定区間4の変形の割合はあまり減少していない。これは、解析モデルでは、斜めせん断ひび割れなどの影響で、区間4の応力中心間距離が、常に  $1.025(h_4/h_3)j_3$  となるように仮定したのに対して、実際には、降伏ヒンジの破壊が進むにつれて、区間4の応力中心間距離が  $(h_4/h_3)j_3$  に近づくため、区間4の抵抗曲げモーメントが減少し、曲率が大きくなったものと思われる。すなわち、解析モデルでは、各測定区間のM- $\phi$ 関係が互いに独立して挙動しているのに対して、実験では、数本の太い曲げせん断ひび割れが、測定区間をまたいで発生しており、M- $\phi$ 関係が、各測定区間ごとに完全には独立して挙動していないためと考えられる。



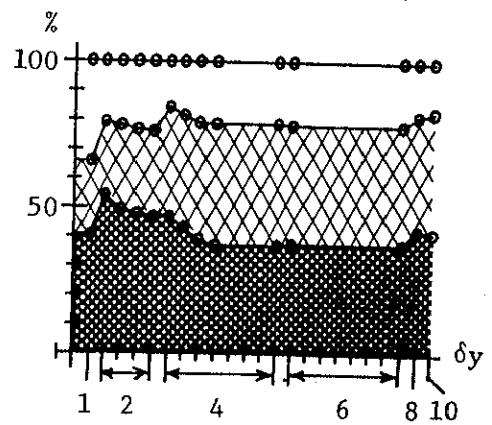
(a) C21



(b) C22



(c) C23



(d) C24

図-4.25 実験による可撓部分の曲げ変形成分の推移

#### 4.6 まとめ

本章では、曲げ変形による破壊性状と復元力特性の関係を調べるために、同一断面をもつ4体の試験体に異なる変位履歴を与え、破壊性状や復元力特性の相違を詳細に比較検討した。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 繰り返し加力を受けた試験体では、単調加力を受けたものと比べて、 $6\delta_y$  以降の耐力低下の程度は大きい。しかし、繰り返し加力を受けた試験体間では、変位履歴の相違による耐力低下の差はあまり認められなかった。その理由としては、かぶりコンクリートのはく落後の抵抗曲げモーメントは、変位履歴の相違に係わらずほぼ一定値となるためである。
- (2) 曲率の材軸方向分布については、繰り返し回数の多い試験体ほど、曲率の大きい区間が柱脚に集中する（繰り返し回数の多い試験体ほど降伏ヒンジ長さが短い）。その理由としては、大変形の繰り返し加力によって柱脚部の抵抗曲げモーメントが減少するため、他の区間で除荷現象が生じ、それに伴い、塑性変形領域が拡大しないためである。

#### 4.7 注釈

(注4.1) 各測定区間で生じた曲げ変形と、せん断変形は、式(4.4)～(4.6)を用いて算出した。

$$\delta b_i = \phi_i \cdot \Delta h \cdot h_i \quad (4.4)$$

$$\delta s_i = \gamma_i \cdot \Delta h \quad (4.5)$$

$$\delta total = \sum \delta b_i + \sum \delta s_i \quad (4.6)$$

ここで、

$\delta b_i$  : i番目の測定区間で生じた曲げ変形

$\delta s_i$  : i番目の測定区間で生じたせん断変形

$\delta total$  : 加力点における水平変位

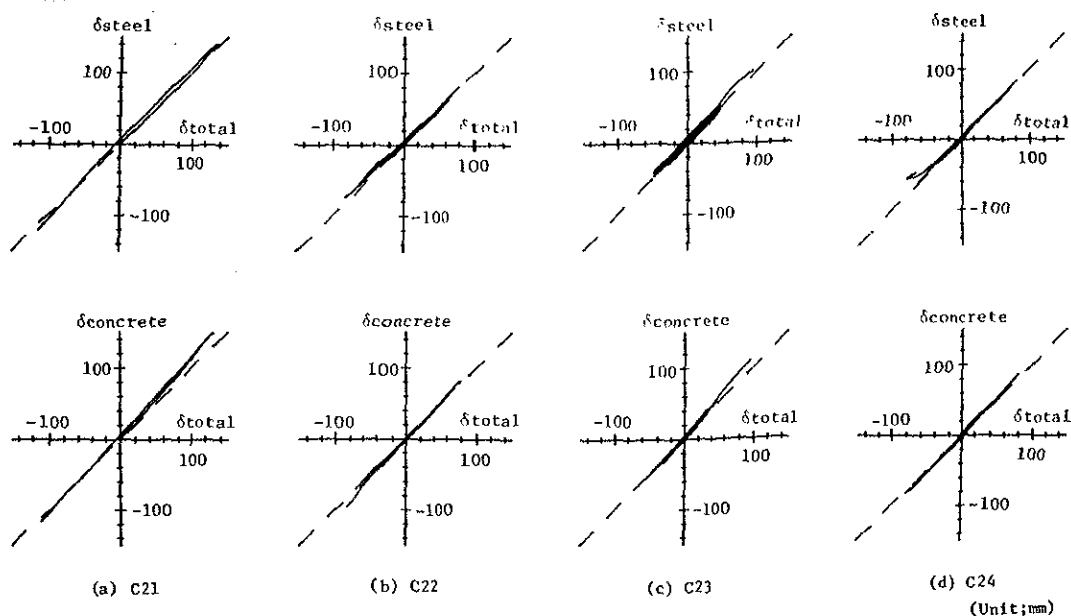
$\phi_i$  : i番目の測定区間で生じた曲率の平均値

$\gamma_i$  : i番目の測定区間で生じたせん断ひずみの平均値

$\Delta h$  : 測定区間の長さ

$h_i$  : 測定区間の中心から加力点までの距離

加力点で測定された全体変形と、鉄筋及びコンクリートの標点間のひずみから算出した曲率を用いて式(4.6)で計算した全体変形の比較を、注図-4.1に示す。加力点で測定された全体変形と式(4.6)で計



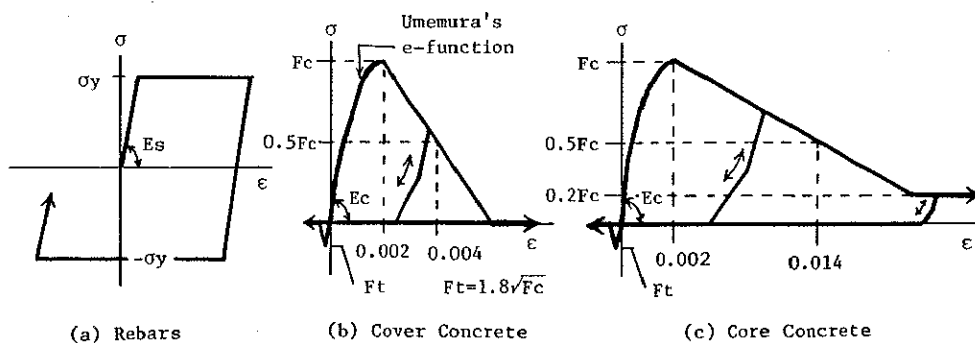
注図-4.1 各測定方法で算出した全体変形の比較

算した全体変形の大変形時における相違は、柱脚部の圧壊による試験体の面外方向の変形が原因であると思われる。しかし、鉄筋の標点間のひずみから算出した全体変形は、大変形時においてもコンクリートのひずみから算出したものとよく一致していることが認められる。

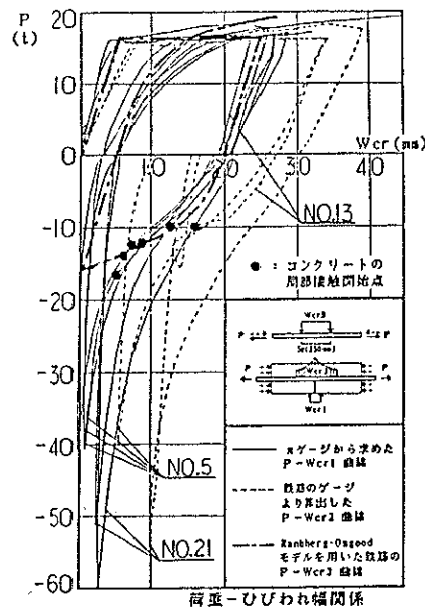
(注4.2) Fiber Model で用いた仮定

鉄筋の応力-ひずみ関係は、注図-4.2 (a) に示すような Bi-Linear型と仮定した。一方、コンクリートについては、かぶり部分のコンクリートは注図-4.2 (b) に示すように仮定した。帯筋による拘束を受けたコンクリートの変形能力は、無拘束のコンクリートよりかなり大きくなるのが Kent, Park を始め、多くの研究者によって報告されている[4.3]。そこで、コア部分のコンクリートは、注図-4.2 (c) に示すように帯筋による拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係に仮定した。また、1軸繰り返し加力(圧縮と除荷による繰り返し加力)を受けた時のコンクリートの応力-ひずみ曲線の包絡線は、単調加力の場合とほぼ同じであることが谷川、渡辺[4.27]によって報告されているので、Fiber Model では、繰り返し加力が応力-ひずみ曲線の包絡線に与える影響を無視した。

(注4.3) 松崎ら[4.28]は、直方体のコンクリート塊の中心に鉄筋を配置した試験体を用いて、単軸繰り返し押し引き実験を行ない、注図-4.3 に



注図-4.2 Fiber Model の仮定



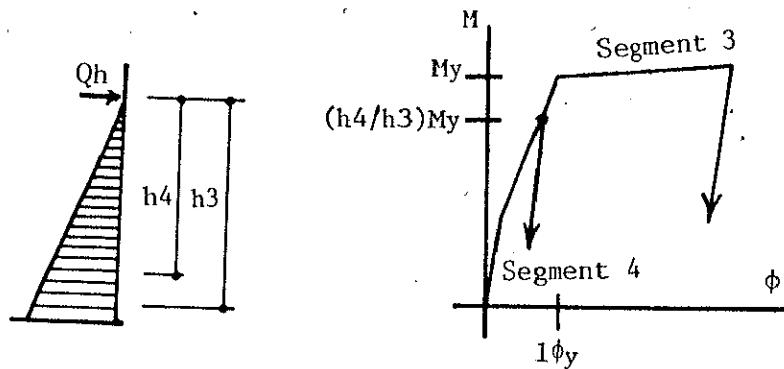
注図-4.3 松崎らの実験結果（文献[4.28]より転写）

示す実験結果に基づき、「コンクリートが正負繰り返し単軸応力を受けて、正応力から負応力に移行する際、コンクリートに圧縮応力が生じ始める時のひずみは、繰り返し応力による局部接触の影響のため、引張り側に移動する。」ことを報告した。

従って、本実験の柱脚部のコンクリートはひび割れ面では正負の軸方向力とともにせん断力も作用しているので、ひび割れ面に沿ったずれが起こり易いため、松崎らが行なった単軸繰り返し押し引き実験の場合よりも、局部接触による影響が大きいものと推定される。

(注4.4) 本モデルでは、各測定区間に相当する曲げバネを直列に配置しているため、加力点での荷重-変形関係は、作用曲げモーメントが最大となる区間3の挙動に大きく支配される。曲げモーメントは注図-4.4に示すように三角形分布となり、各バネの降伏モーメントを一定値 $M_y$ と仮定した場合、 $M-\phi$ 曲線の降伏後の勾配が緩いため、バネ3しか降伏しない。

実際のRC柱では、写真-4.2と4.3に示すように、測定区間3と4に太い斜めひび割れが発生している。そのため、区間3と4では、



(a) Moment Diagram (b) Behaviors of Segment 3 and 4

注図-4.4 モーメント分布に基づいた区間3と4の挙動

トラスアクションによって鉄筋は一様に降伏し、両区間で塑性変形が増加し、平面保持の仮定が崩れる。しかし、解析モデルではトラスアクションによる影響を考慮していないため、区間3しか降伏しない。

そこで、降伏ヒンジ領域での連成作用による影響をこの解析モデルで表現するために、斜めひび割れが区間を貫通することにより、平面保持が成立しないバネ4のみに対して次のような仮定をした。

区間3と4では、引張り鉄筋は中段筋を含めて一様に降伏し、降伏ヒンジ領域を形成しているものと考えられる。

降伏ヒンジ領域の圧縮側コンクリート片には、図-4.18(c)に示す力が作用しており、それらの力は、式(4.7)～式(4.8)に示すように内力的に釣り合っている。但し、ここでは、主筋のダボ効果とひび割れ面で生じるインターロックによる影響は少ないものと考え、それらの影響は無視した。

$$C_3 = C_4 = T + N \quad (4.7)$$

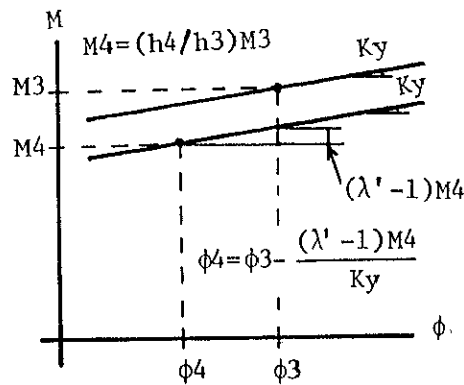
$$Q_4 - Q_3 - Q_s = 0 \quad (4.8)$$

また、点Zにおけるモーメントの釣り合いより、式(4.9)を得る。

$$C_3 \cdot j_3 - C_4 \cdot j_4 - Q_4 \cdot (\Delta h - \Delta h_s) - Q_3 \cdot \Delta h_s = 0 \quad (4.9)$$

ここで、 $C_i$  : 区間*i*の圧縮合力

$T$  : 引張り側鉄筋と中段筋の引張り合力



注図-4.5 降伏後の区間3と4の曲率の関係

$$(T = a t \cdot \sigma y)$$

$Q_i$  : 区間  $i$  の材軸に直交するコンクリート断面に作用するせん断力

$j_i$  : 区間  $i$  の応力中心間距離

$Q_s$  :  $\Delta h$  中のせん断補強筋の引張り合力

$\Delta h_s$  : せん断補強筋の引張り合力と点  $X$  の材軸方向の距離

$N$  : 軸圧縮力

式(4.9)は、式(4.7)を考慮して、式(4.10)のように書き換えられる。

$$j_3 - j_4 = \{ Q_3 \cdot \Delta h_s + Q_4 \cdot (\Delta h - \Delta h_s) \} / C_4 \quad (4.10)$$

式(4.10)において、 $\Delta h > \Delta h_s$  となることを考慮すると、 $j_3 - j_4 > 0$  となる。従って、区間4の応力中心間距離  $j_4$  は、区間3の応力中心間距離  $j_3$  より短くなり、応力中心間距離は、降伏ヒンジ領域で一様でないものと考えられる。そこで、バネ3の抵抗モーメントを  $My_3$ 、バネ4の抵抗モーメントを  $My_4$  とすると、両者はそれぞれ式(4.11)と式(4.12)で表わされる。

$$My_3 = T \cdot j_3 \quad (4.11)$$

$$My_4 = T \cdot \lambda \cdot j_3 \quad (4.12)$$

ここで、 $\lambda$  : 応力中心間距離の減少率 ( $\lambda = j_4 / j_3$ )



一方、バネ4に作用する曲げモーメントM4は、式(4.13)で表わされる。

$$M_4 = (h_4 / h_3) \cdot M_3 \quad (4.13)$$

ここで、M3 : バネ3に作用する曲げモーメント

h<sub>i</sub> : 水平加力点から、区間 i までの距離

式(4.12)と式(4.13)において、M<sub>y4</sub>=M<sub>4</sub>の時、すなわちλ = h<sub>4</sub> / h<sub>3</sub>の時に、バネ3とバネ4は同時に降伏する。しかし、実際には、バネ3の方がバネ4よりも先に降伏することを考慮すると、λは式(4.14)の条件を満たす必要がある。

$$\lambda > h_4 / h_3 \quad (4.14)$$

そこで、λ = λ' (h<sub>4</sub> / h<sub>3</sub>) とすると、式(4.14)よりλ'は式(4.15)の範囲を満たさなければならない。

$$\lambda' > 1 \quad (4.15)$$

注図-4.5に示すように、バネ3と4の降伏後のM-φ関係が、共に勾配K<sub>y</sub>の直線上にある場合、上述した仮定からバネ4の曲率は式(4.16)で表わされる。

$$\phi_4 = \phi_3 - (\lambda' - 1) M_4 / K_y \quad (4.16)$$

区間3と4の曲率、すなわちφ<sub>3</sub>とφ<sub>4</sub>の量は、式(4.16)に示すように、λ'とK<sub>y</sub>の関数になる。そこで、K<sub>y</sub>を初期曲げ剛性(EI)の約1/500 (K<sub>y</sub> = 300000 tonf·cm<sup>2</sup>)と仮定し、φ<sub>3</sub>とφ<sub>4</sub>の量が実験値とほぼ同じになるように、λ' = 1.025と決めた。

#### 4. 8 参考文献

- [4.1] E.Hognestad : A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station Bulletin, No.399, 1951, PP.128.
- [4.2] C.S.Whitney ; Plastic Theory of Reinforced Concrete Design, Proceedings of ASCE, December 1940, Transactions ASCE, Vol.107, 1942, PP.251-326.
- [4.3] R.Park, and T.Paulay : Reinforced Concrete Structures, A WILEY-INTER-SCIENCE PUBLICATION, 1975 .
- [4.4] 武藤 清：耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計，丸善，昭和39年8月，PP.41
- [4.5] 青山博之：軸方向力と繰り返し曲げを受けるRC部材の履歴特性，日本建築学会論文報告集，No.103，昭和39年．
- [4.6] G.L.Agrawal, L.G.Tulin, and K.H.Gerstle : Response of Doubly Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loading, Journal ACI, Vol. 62, No.7, July 1965, PP.823-836 .
- [4.7] R.Park, D.C.Kent, and R.A.Sampson : Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.98, ST7, July 1972, PP.1341-1360.
- [4.8] 岡田恒男、関 松太郎、伊藤秀夫：鉄筋コンクリート部材の復元力特性，東京大学生産技術研究所，生産研究，Vol.25, No.2, 1973.2, PP.17-21.
- [4.9] 坂 静雄、山田 稔：鉄筋コンクリートプラスチックヒンジの回転限界，日本建築学会論文報告集 No103，昭和39年 9月，PP.182.
- [4.10] J.A.Blume, N.M.Newmark, and L.H.Corning : Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Chicago, 1961 .
- [4.11] E.O.Pfrang, C.P.Siess, and M.A.Sozen : Load-Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Cross Sections, Journal ACI, Vol.61, No.7, July 1964, PP.763-778.
- [4.12] 総合技術開発プロジェクト”新耐震設計法の開発”昭和48年度報告書

「大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集」，昭和49年3月，建設省建築研究所，同、昭和49年度報告書「同、（その2）」，昭和50年3月，建設省建築研究所，同、昭和52年度報告書「同、（その3）」，昭和53年2月，建設省建築研究所。

- [4.13] 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980年 9月。
- [4.14] 東 洋一：繰り返し横力をうける鉄筋コンクリート短柱の強度と靱性，第22回構造工学シンポジウム講演集，1976年 1月，PP.105～114 。
- [4.15] 萩原良二、松崎彬磨、栗林栄一：反復載荷を受けるRC部材の耐力とダクティリティに関する研究，第36回土木学会年次講演会講演集V部，昭和56年10月，PP.23 ～24。
- [4.16] 河田博之、太田 実：鉄筋コンクリート橋脚モデルの繰り返し載荷実験，第36回土木学会年次講演会講演集V部，昭和56年10月，PP.25 ～26。
- [4.17] IEMURA H. : EARTHQUAKE FAILURE CRITERIA OF DETERIORATING HYSTERETIC STRUCTURES, Proc.7 WCEE, Sept. 1980, Istanbul
- [4.18] 山田 稔：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性，技報堂出版，昭和52年11月。
- [4.19] 西垣太郎、水畑耕治：鉄筋コンクリート柱の低サイクル疲労に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第 328号，昭和58年 6月。
- [4.20] Tomonori OHNO and Takashi NISHIOKA : AN EXPERIMENTAL STUDY ON ENERGY ABSORPTION CAPACITY OF COLUMNS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, PROC. of JSCE Structural Eng./ Earth-quake Eng. Vol.1, No.2, October 1984.
- [4.21] Young-ji Park, Alfredo H.S. Ang: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, ASCE, Journal of the Structural Engineering, Vol.111, No.4, "8504"
- [4.22] Young-Ji Park, Alfredo H.S. Ang, and Yikwei Wen : Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Proceeding of ASCE, Journal of the Structural Engineering, Vol.111, No.4, "8504"
- [4.23] H. Banon, J.M. Biggs, and H.M. Irvine : Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.

107, No.ST9

- [4.24] Toussi S., yao J.T.P.,and Chen W.F. : A Damage Indicator for Reinforced Concrete Frames, Journal of the American Concrete Institute, Vol.81, No.3, may-June, 1984
- [4.25] ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit, 1971, PP.78 .
- [4.26] CEB-FIP : International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures, Comité Européen du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte, Paris, 1970.
- [4.27] 谷川恭雄、渡辺泰啓：高応力繰り返し荷重を受けるコンクリートの力学的挙動－モデル実験－，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月， PP.213 .
- [4.28] 松崎育弘，渡辺 聡，福山 洋：鉄筋コンクリート造におけるひびわれ発生域の抵抗機構に関する実験研究（その1 実験概要及び結果）（その2 実験結果及び検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和60年10月， PP.529 ~ 532.