

鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に 関する実験的研究

若林 實・南 宏一

SOME TESTS ON THE METHOD TO PREVENT SHEAR FAILURE IN REINFORCED CONCRETE COLUMNS

By *Minoru WAKABAYASHI* and *Koichi MINAMI*

Synopsis

In order to investigate the effectiveness of the method in improving the hysteretic behavior of a reinforced concrete column failing in shear, the total of 6 specimens are tested. Variables chosen are the arrangement of main reinforcement (conventional and diagonal) and bond performance of main reinforcement. Main discussion is concentrated on strength, mechanism of failure, ductility and energy dissipation capacity. The results of test show that reinforced concrete columns with diagonal main reinforcement have satisfactory performance for protecting shear failure without proportioning web reinforcement against applied shear.

1. 序

1968年の十勝沖地震において、幸いにも、鉄筋コンクリート造建物の倒壊による死者はなかったが、被害の中には、柱材のせん断破壊にともなって、柱材の主鉄筋が露出したり、柱材が圧壊したりして、建物として機能を失ったばかりではなく、人命にも危険を感じさせたことを契機として、異形鉄筋を主鉄筋として、従来の閉鎖形のせん断補強筋を設けた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する実験的研究は、枚挙のいとまのないほど、国内¹⁾および国外²⁾の各研究機関において精力的に実施され、極めて貴重な実験資料が蓄積されてきた。これらの研究成果を概観すると、(1) 鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構としては、はり機構 (*Beam Action*) とトラス機構 (*Truss Action*) の2つに大別され、その抵抗機構は、主鉄筋の付着抵抗機構と極めて密接な関連を有することが推測されるが、現在なお、その関連性を定量的に評価できる状況に至っていないこと。(2) 従来の閉鎖形のせん断補強筋を設けた主鉄筋を平行に配置した柱材では、その補強筋量を増加させることによって柱材の必要なせん断強度を確保することが可能であっても、くり返し載荷に対して、その履歴特性を、紡錘形のエネルギー消費量の極めて大きい履歴特性に改善することは、極めて困難であることなどが指摘され、鉄筋コンクリート柱の合理的なせん断設計法を確立するためには、いまだ、数多く解明すべき問題点が残されていると考えられる。

本研究は、前述の(1)、および(2)の問題点に関連して、従来の構法とは異なった構法によって製作された鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状を実験的に検討し、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を防止する有効な方法を開発することを目的とするもので、本報告は、実験内容とその結果について述べるものである。

2. 実験計画

Fig. 1 に計画した試験体の断面構成を、**Table 1** に実験系列をそれぞれ示す。実験変数としては、主鉄筋の配筋法と、付着抵抗性状の2種類を選択して計6体の試験体を計画した。配筋法としては、従来より慣用されてきた主鉄筋を平行に配置したもの(平行配筋と称し、*P* シリーズとする)と、主鉄筋を柱材の中央部

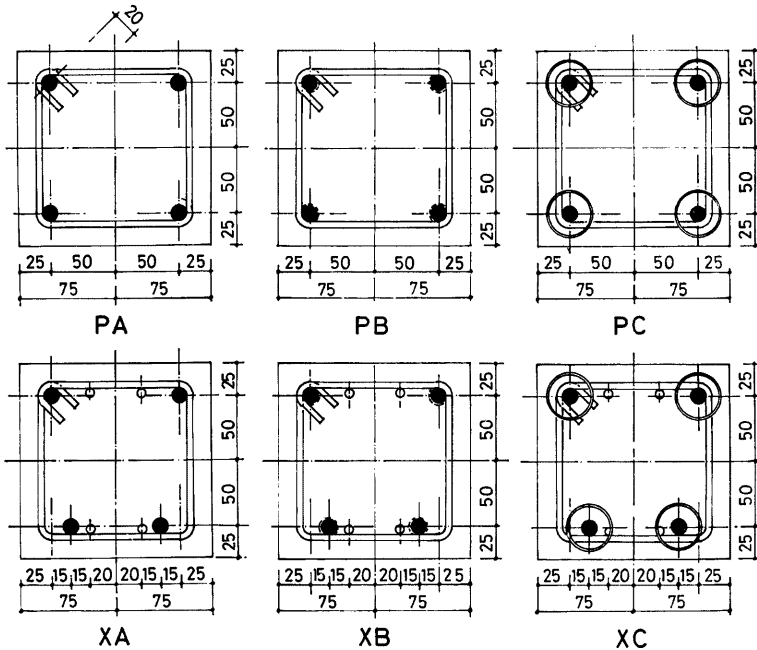


Fig. 1. Cross Sections of Test Specimens

で交差させてトラス状に配置したもの* (X 形配筋と称し, X シリーズとする)の2種類を選択し, 主鉄筋の付着抵抗性状として, 通常の付着抵抗性状を期待するもの (A シリーズ), 主鉄筋の周囲にビニールテープを巻き, その上にワックスを塗布して主鉄筋の付着力を絶縁したもの (B シリーズ) および主鉄筋の周囲にシングルスパイラル筋を配置して主鉄筋のみかけ上の付着力の増加を期待するもの** (C シリーズ)の3種類を選択した。なお, 比較検討を行なう基準試験体として, 試験体 PA を選んだ。

* 鉄筋コンクリート構造において, 主鉄筋をトラス状に配筋する手法は, コンクリート支承などに用いられ, 主鉄筋が交差する部分では, 基本的にはモーメントを伝達しないものとして取扱われてきた。しかし, 逆対称の曲げ, せん断を受ける部材で, 部材中間部に反曲点を有する部材では, その位置に, 主鉄筋の交差部をあたえた場合には, 部材両端部に曲げせん断力を負荷することは可能であり, かつ, 曲げモーメントの分布に対応して, 主鉄筋間隔は保たれるので, わが国のように, 地震力などの水平力による断面力が支配的となる柱材の配筋法としては, 極めて合理的なものと考えられる。

一方, 文献 3)~6) に示されるように, *Paulay* らの連層耐震壁に接続する境界ばり (*Coupling Beams*) の強度とじん性を確保する手法として, 境界ばりの主鉄筋をトラス状に配筋することを提案した。そこで, 本実験でこの X 形配筋を鉄筋コンクリート柱材に適用することによって, どの程度, 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を防止することが可能であるかを, 実験的に検討するものである。

なお, *Paulay* の研究にヒントを得て, はり材のせん断抵抗に X 形配筋を応用した例としては文献7), 8)がある。

** 付-1に示すように, 異形鉄筋のすべりにもなうくさび作用によってコンクリートに生ずる割裂作用の拘束と, 見かけ上の主鉄筋の付着面積の増加 (スパイラル筋の外径を付着周長とする) によって, 異形鉄筋の付着強度の増加を意図したものである。

Table 1. Test Program

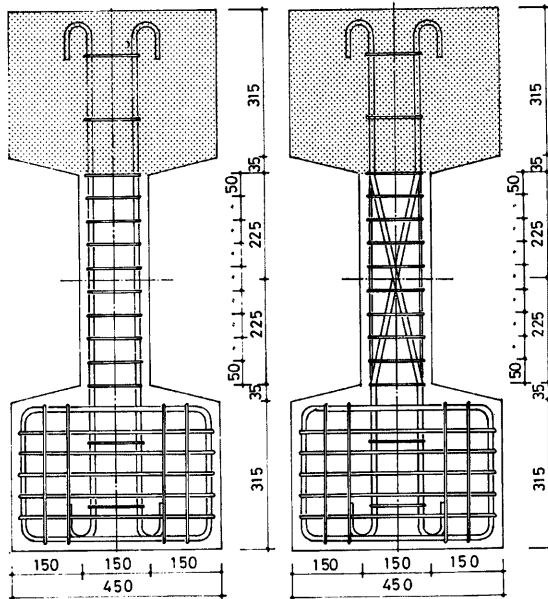
Specimens		Test Program		Applied Axial Load (t)
		Arrangement of Main Reinforcement	Bond Performance of Main Reinforcement	
Series P	PA	Conventional	Ordinary	9.40
	PB		No Bond Effect	9.10
	PC		Confinement by means of Spiral	10.60
Series X	XA	Diagonal	Ordinary	9.89
	XB		No Bond Effect	9.54
	XC		Confinement by means of Spiral	9.69

3. 実 験

3.1 試験体の設計と製作

Fig. 1 に示すように、全試験体の断面寸法を $b \times D = 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ (b : 柱巾, D : 柱せい) とした。また主鉄筋としては 4-D13 (片側主鉄筋比, p , は1.18%) を選び、主鉄筋の幅間隔およびせい間隔は、ともに100mm とした。

試験体 PA および XB の形状寸法を, Fig. 2 に示す。試験部の柱長 h を全試験体とも 450mm とし、柱



(a) Series P (Conventional Arrangement) (b) Series X (Diagonal Arrangement)
Fig. 2. Nominal Dimensions and Reinforcement Cage for Test Specimen

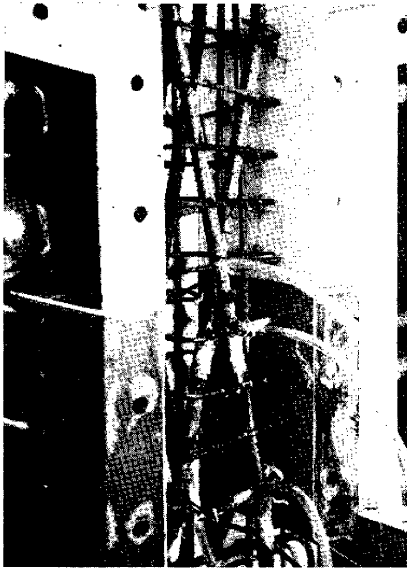


Photo. 1 Arrangement of Reinforcement
(Specimen XA)

長さ比 $h/D=3$ とした。せん断補強筋として、50mm 間隔の閉鎖形(せん断補強筋比 ρ_w は0.42%)を配筋し、試験体 PA において、せん断破壊が曲げ破壊に先行するように計画した。各試験体の実測寸法に Table 2 に示す。

試験体 PC および XC に設けたシングルスパイラル筋は、丸鋼の 3φ とし、スパイラル筋の形状* は、直径30mm、ピッチを25mm とした。

X シリーズの試験体では、せん断補強筋を固定するための補助筋として 2-6φ (降伏応力度 $2520^{kg/cm^2}$) を試験体部である柱材長間に配筋した。(Photo. 1 に試験体 XA の配筋状況を示す。)

また、作用軸力は、全試験体とも、中心圧縮塑性強度 $N_0(N_0=F_c \cdot A_c + \sigma_y \cdot A_s)$ 、ここに F_c はコンクリート圧縮強度、 σ_y は、主鉄筋の降伏応力度、 A_c はコンクリート断面積、 A_s は主鉄筋断面積)の15%とし、実験時の作用軸力を Table 1 に示す。

なお、試験体の製作にあたっては、鋼製型枠を使用し、コンクリートの打設は縦打とした。

3.2 試験体の材料

使用材料の機械的性質を Table 2 に示す。主鉄筋には SD 30、せん断補強筋、スパイラル筋、およびせ

Table 2. Dimensions of Specimens and Mechanical Properties of Materials

Specimens		Dimensions (mm)				Mechanical Properties (kg/cm ²)							
		Column Width	Column Depth	Reinforcement Width	Reinforcement Depth	Concrete		Reinforcement					
						Ultimate Compressive Stress	Splitting Tensile Stress	Main Reinforcement (D13)		Web Reinforcement (4.5φ)		Spiral (3φ)	
								Yield Stress	Maximum Stress	Yield Stress	Maximum Stress	Yield Stress	Maximum Stress
b	D	b	D	F_c	F_t	$r\sigma_y$	$r\sigma_u$	$r_w\sigma_y$	$r_w\sigma_u$	$s\sigma_y$	$s\sigma_u$		
Series P	PA	152	153	98	96	200	20.0	3317	4944	2684	3819	2340	4285
	PB	153	151	101	97	192	17.7						
	PC	152	155	98	100	230	16.8						
Series X	XA	151	151	102	99	218	20.1						
	XB	150	153	100	98	206	20.7						
	XC	150	152	100	101	212	20.7						

* スパイラル筋の設計は、付-1を参照。

ん断補強筋固定用補助筋には SR24 相当品の材質の鋼材をそれぞれ使用した。セメントとしては普通ポルトランドセメント、粗細材には最大粒径 10^{mm} 以下の川砂利、細骨材には 2.5^{mm} 以下の川砂を使用し、水セメント比を62%、重量配合比をセメント：砂：砂利=1 : 1.72 : 2.11とした。コンクリート打設後、1週間で脱枠し、実験時まで実験室内で空気養生を行なった。なお、試験体の材令は、ほぼ2カ月であった。

3.3 実験装置

実験風景を Photo. 2 に示す。実験装置は、文献9)に示すものと同じものを用いたが、くり返し曲げせん断力を手動式油圧ジャッキで、かつ、一定軸力を手動式油圧ジャッキで、それぞれ負荷した。

試験体の設置は、試験部の柱材の柱頭および柱脚に設けた定着部を固定用鋼製ブロックを介して緊結用ボルトによって行なった。

3.4 変位およびひずみの測定

柱材の柱脚に対する柱頭の相対水平変位量 δ を撓動抵抗形の変位計（精度 1/200^{mm}）によって測定し、こ

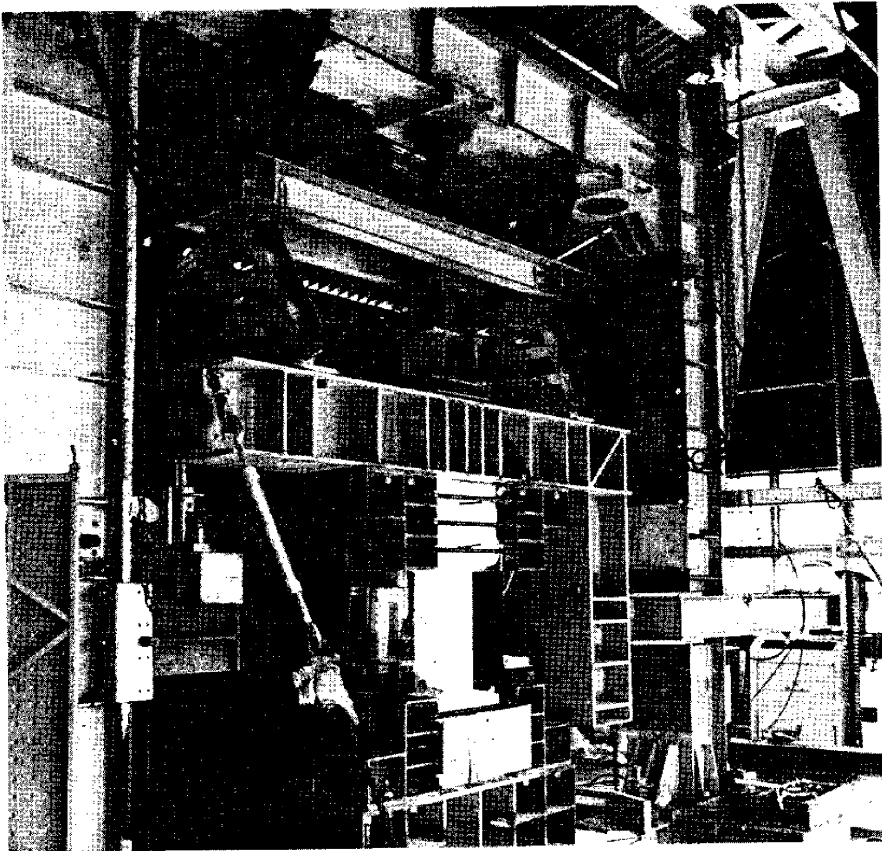


Photo. 2 General Test Arrangement

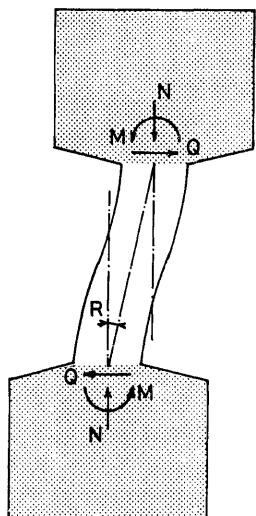


Fig. 3. Data Detection System

の測定値より柱材の相対部材角 $R(=\delta/h)$ (Fig. 3 参照) を求め、試験体の基準変位量 (くり返し載荷に対する制御変位振幅値) とした。

主鉄筋およびせん断補強筋のひずみ度の推移状況をひずみゲージによって測定した。

3.5 載荷法則

全試験体に対してくり返し載荷を行ない、変位部材角 R を制御変位振幅値として、初期値を 0.005 rad . 最終値を 0.03 rad . 増分値を 0.005 rad . とする漸増変位制御法によって載荷を行ない、かつ、同一変位振幅で 2 回のくり返し載荷を行なった。

4. 実験挙動

4.1 ひび割れおよび破壊状況

各試験体のひび割れ状況* を Fig. 4 に、実験終了後の破壊状況を Photo. 3 に、それぞれ示す。

(1) 試験体 PA

基準試験体である試験体 PA は、斜張力ひび割れの形成後、変位振幅およびくり返し回数が増加するとともに、主鉄筋に沿って、付着割裂ひび割れを生じる。しかしながら、最大強度時およびそれ以後の履歴過程では、斜張力ひび割れは成長せず、付着割裂ひび割れ

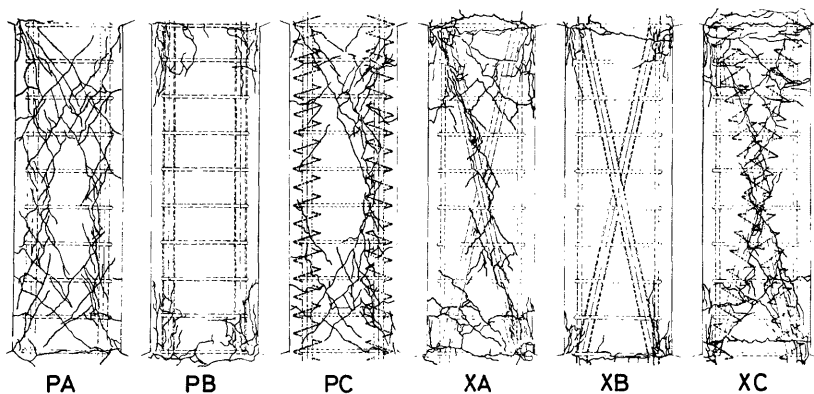


Fig. 4. Crack Observation

が主鉄筋の全長にわたって著しく成長し、最終変位振幅過程では、かぶりコンクリートは、はく離、あるいははく落する、いわゆるせん断付着割裂破壊の様相を呈した。

(2) 試験体 PB

試験体 PB では、全履歴過程において、斜張力ひび割れ、およびせん断付着割裂ひび割れに形成されず、柱頭および柱脚の柱材端部におけるくり返し載荷に対する、曲げ圧縮部のコンクリートの圧壊をとまなう曲

* 各試験体の主鉄筋およびせん断補強筋などは配筋状況を、あわせて示している。

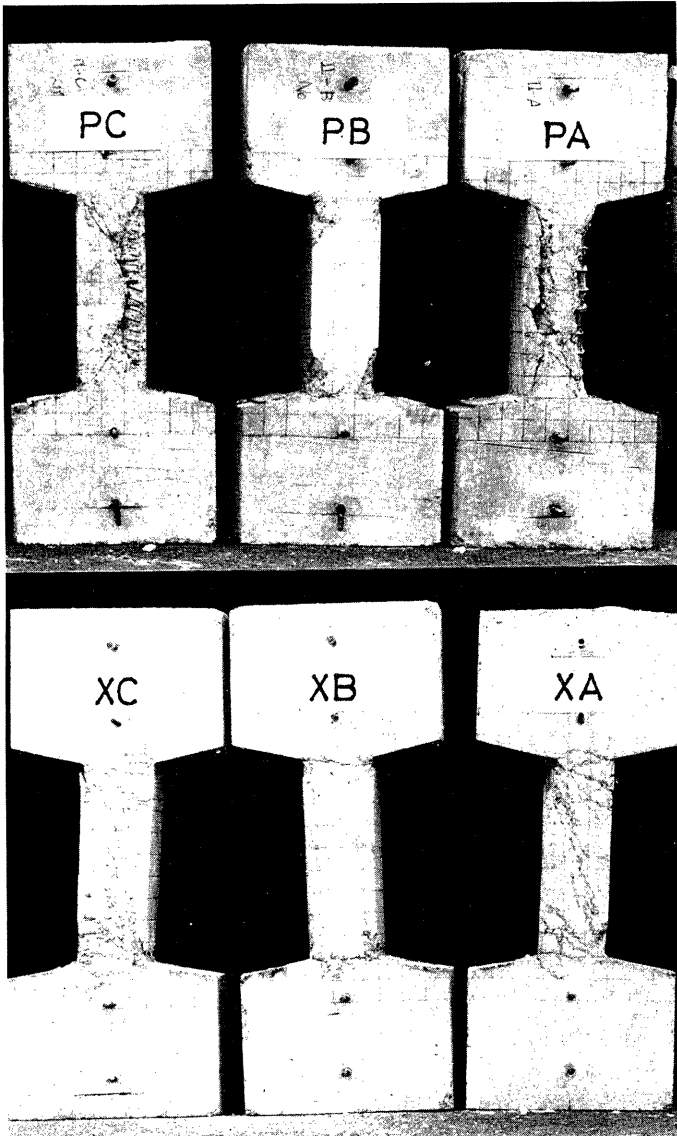


Photo. 3 Test Specimens after Test

げ圧縮破壊の様相を呈した。このような破壊状況は、柱材両端部に作用するせん断力を、主鉄筋を引張材、コンクリートを圧縮筋達材とするトラス機構* によって伝達することによって生じるものと推測される。したがって、主鉄筋を平行に配筋した柱材のせん断ひび割れ、あるいはせん断破壊を防止するという目的に対しては、主鉄筋のコンクリートとの付着相互作用を絶縁することが、最も簡便な方法であることが本実験より推察され、かつ、鉄筋コンクリート部材のせん断破壊性状あるいは、せん断抵抗機構は、主鉄筋とコンクリートの付着相互作用に極めて密接な関連を持つことが本実験例においても認められた。

(3) 試験体 PC

主鉄筋の周囲にシングル・スパイラル筋を施し、付-1 に示されるように主鉄筋の付着破壊を防止することを意図して設計された試験体 PC の破壊状況は、試験体 PA の破壊状況と著しく異なることが本実験において示された。すなわち、初期斜張力ひび割れ発生後、主鉄筋に沿って若干の付着割裂ひび割れが観察されたが、最大強度時、およびそれ以後の履歴過程では、付着割裂ひび割れはほとんど成長せず、初期状態で形成された斜張力ひび割れの成長による斜張力破壊の様相を呈した。また、最終変位振幅の過程では、Photo. 3 に示されるように、片側主鉄筋において、スパイラル筋より外側部分のコンクリートがはく離し、かつ、スパイラル筋で囲まれたコンクリートと、その周囲のコンクリートとの間に、分離破壊が生じた。したがって、試験体 PC の破壊状況より、主鉄筋のすべりによって生ずるせん断付着破壊を防止するためには、主鉄筋の周囲にシングルスパイラル筋を施すことは、一つの有効な手段であると考えられるが、このような手法によって、鉄筋コンクリート柱のせん断付着割裂破壊強度を増加させた場合には、当然のことであるが、その柱は、ウェブ部の斜張力破壊などの、はり機構にもとづくせん断破壊が卓越することが認められる。

(4) 試験体 XA

Photo. 4 に試験体 XA の最終変位振幅時における破壊状況の詳細を示すが、主鉄筋をトラス状に配筋した場合のひび割れ、および破壊状況は、試験体 PA のひび割れおよび破壊状況と著しく、その様相を異にすることが本実験において観察された。すなわち、柱材端部の曲げ圧縮域を中心とするような曲げせん断ひび割れが形成されるが、そのひび割れの形成位置およびひび割れ角度は、試験体 XA の斜張力ひび割れとは異なり、かつ、そのひび割れは全履歴過程においてほとんど成長せず、ひび割れ幅も極めて小さく、その破壊モードは、せん断圧縮破壊に類似するものである。しかし、通常のせん断圧縮破壊に観察されるようなせん断回転は、ほとんど見られなかった。なお、トラス状に配筋された主鉄筋のうち外側に配置された主鉄筋に

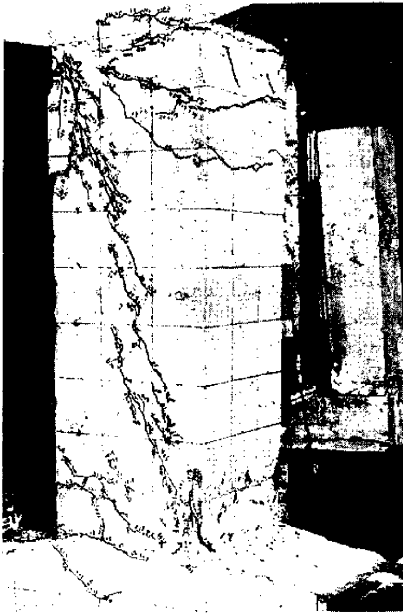


Photo. 4 Damage of Specimen XA

* 一般的に作用軸力の影響が小さい場合には、曲げモーメント M と引張鉄筋に生ずる引張力 T と応力中心間距離 j と間には、 $M = T \cdot j$ の関係がある。また、曲げモーメントとせん断力 Q との間には $dM/du = Q$ の関係が成立するから、 T および j が材軸方向に変化する場合には $Q = (dT/du)j + (dj/du)T$ が成立し、第1項は、はり機構に、第2項はトラス機構によって、それぞれ伝達されるせん断力を示し、したがって、主鉄筋の付着力が存在しない場合には $dT/du = 0$ となり、せん断力は、全てトラス機構によって伝達されることになる。

そって、対角線方向に、斜めひび割れが形成されたが、そのひび割れは、主鉄筋の伸びにともなう割裂ひび割れに類似するものであった。

(5) 試験体 XB

試験体 XB では、全履歴過程において、斜張力ひび割れ、および主鉄筋のすべりにともなう付着割裂ひび割れの発生は、全く観察されず、主鉄筋の付着相互作用を絶縁した効果が、試験体 PB と同様に示された。しかし、前述したように試験体 PB の破壊機構は、曲げ圧縮破壊の様相を呈するものであったが、試験体 XB の破壊機構は、柱頭および柱脚において、材材端部を貫通する曲げひび割れの成長にともなう曲げ引張破壊の様相を呈した。このように、試験体 PB と試験体 XB において、曲げ破壊機構が異なる理由としては、主鉄筋を平行に配筋した場合には、両側に配置された、それぞれの主鉄筋にいずれも引張力を生じることによって、コンクリートは、その反力としての圧縮力と、作用圧縮力とを負担しなければならないのに対して、主鉄筋をトラス状に配筋した場合には、基本的には、コンクリートは作用圧縮力のみを負担すれば良いことが考えられる。なお、本実験で計画した試験体の中で、試験体 XB の破壊状態は最も軽微なものであり、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を防止するためには、主鉄筋をトラス状に配筋し、かつ、主鉄筋の付着相互作用を絶縁することが、極めて合理的な手法と考えられ、したがって、主鉄筋を X 形配筋とする場合には、主鉄筋としては、異形鉄筋よりも、むしろ、普通丸鋼を用いることが、鉄筋コンクリート柱の破損を防止する観点から考えれば、極めて合理的な方法と考えられる。

(6) 試験体 XC

試験体 XC のひび割れおよび破壊状況は、試験体 XA と極めて類似した様相を示し、主鉄筋をトラス状に配筋した場合には、主鉄筋のコンクリートとの付着力を増加させることは、その破壊機構に、ほとんど影響をあたえないことが本実験において認められた。

なお、P シリーズおよび X シリーズの全試験体に対して、主鉄筋の局部座屈およびせん断補強筋の破断などの不安定破壊は観察されなかった。

4.2 せん断補強筋のひずみ度推移状況

せん断補強筋の挙動を検討するために、各試験体の中央部と、柱脚部より 50mm 内側の補強筋にゲージ長さ 3mm のひずみゲージを貼付したが、柱材端部のひずみゲージの測定結果を Fig. 5 に示す。左欄は P シリ

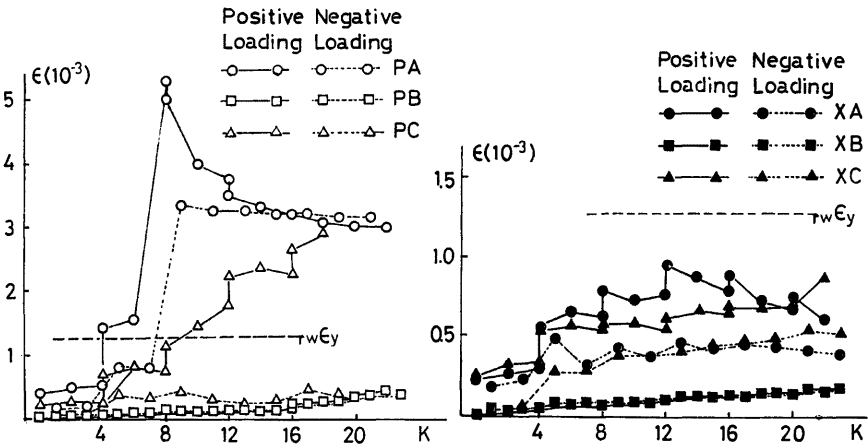


Fig. 5. Measured Strain of Web Reinforcement

ーズの、右欄は X シリーズの測定値を示し、それぞれの図において、縦軸は、せん断補強筋の引張ひずみ度 ϵ を、横軸はくり返し回数 K を表わす。図中の $r_{w\epsilon}$ は、材料試験より求めたせん断補強筋の降伏ひずみ度、実線は正荷重時の、また点線は負荷重時の測定値をそれぞれ示す。

全般的な傾向として、全履歴過程において、 X シリーズにおけるせん断補強筋のひずみ度は、 P シリーズに比して小さい値を示し、かつ、降伏ひずみ度に達していないことが観測され、主鉄筋をトラス状に配筋することによって、主鉄筋によって、直接的にせん断力が負担されることが認められる。また、主鉄筋の付着相互作用を絶縁した試験体では、主鉄筋の配筋法のかんにかかわらず、全履歴過程において、せん断補強筋に生ずるひずみ度は、極めて小さい値を示し*、コンクリート部分には完全なトラス機構が構成されることが推測される。

5. 履歴特性

5.1 履歴曲線

各試験体の履歴曲線を Fig. 6 に示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸は柱材の相対部材角 R (Fig. 3 参照) をそれぞれ表わす。また、ハッチを施した部分は、 $Q \cdot R > 0$ の領域における第2サイクル時の履歴曲線によって得られる履歴面積を示す。

試験体 PA および PC の履歴曲線は、いずれの場合も、鉄筋コンクリート柱における典型的なせん断破壊による履歴曲線を示していることが認められる。すなわち、最大強度時の相対部材角は、 $R = (0.01 \sim 0.015)$ rad. であり、その相対部材角振幅までの履歴過程では、その履歴曲線はほぼ紡錘形であるが、最大強度時以後の履歴過程では、保有強度は変位部材角の漸増ともなわって、著しく低下し、履歴曲線も、逆 S 字形に移行し、かつ、各相対変位振幅の第2サイクルにおける強度低下率は80%程度の値をとることが認められる。両者において、最大強度に比較すると、試験体 PC の方が正荷重時および負荷重時において大きい値を示し、スパイラル筋によって主鉄筋の付着力を増加させることによって、その保有強度を増加させることが可能であることが示される。しかし、後述するように、全履歴過程における固有曲線は、極めて類似しており、履歴特性の改善に対しては、ほとんど、影響しないことが認められる。

一方、試験体 PB は、相対部材角振幅 $R = 0.02$ rad. で最大強度に達し、その値は、正および負の荷重時において、ともに試験体 PA よりも若干小さい値を示しているが、主鉄筋の付着力を絶縁した鉄筋コンクリート柱においても、前述したトラス機構によって相当のせん断力を伝達できることを、本実験より推測することができる。しかし、最大強度に達するまでの剛性低下は、試験体 PA に比して大きく、主鉄筋の付着力の絶縁による影響が認められる。しかしながら、最大強度以後の履歴過程において、試験体 PB の保有強度の低下率は、試験体 PA および PC に比して小さく、かつ、相対部材角 $R = 0.03$ rad. における保有強度は試験体 PA よりも大きいことが本実験において認められた。なお、試験体 PB の履歴曲線は、逆 S 字形を示しているが、その履歴曲線において特色的なこととしては、最大強度以後の除荷時における残留変位量が、相対変位振幅の値のいかんにかかわらず、ほぼ $R = 0.005$ rad. の一定値をとることがあげられる。

一方、主鉄筋をトラス状に配筋した X シリーズの各試験体の履歴曲線は、平行配筋を施した P シリーズの履歴曲線と著しく様相を異にし、全履歴過程において安定した紡錘形を示し、かつ、最大強度以後ほとんど強度劣化はみられず、除荷点連結曲線は、ほぼ完全弾塑性形を示している。また、各変位振幅において、第2サイクル時における強度低下は、ほとんど見られられない。最大強度を比較すると、試験体 XA および XC の強度はほぼ等しく、試験体 XB の値は、この両者に比して、若干小さい値を示しているが、いずれの

* この場合、せん断補強筋に引張ひずみ度が生ずるのは、トラス機構の形成にもなうコンクリート部分の圧縮筋違材としての直接圧縮によるものと考え、したがって、主鉄筋の付着相互作用を絶縁した場合には、第一義的には、せん断補強筋の配筋は不必要であるが、コンクリート圧縮筋違材の、純圧縮に対する強度およびじん性を向上させるという第2義的な意味において、せん断補強筋の配筋は必要であると考えられる。

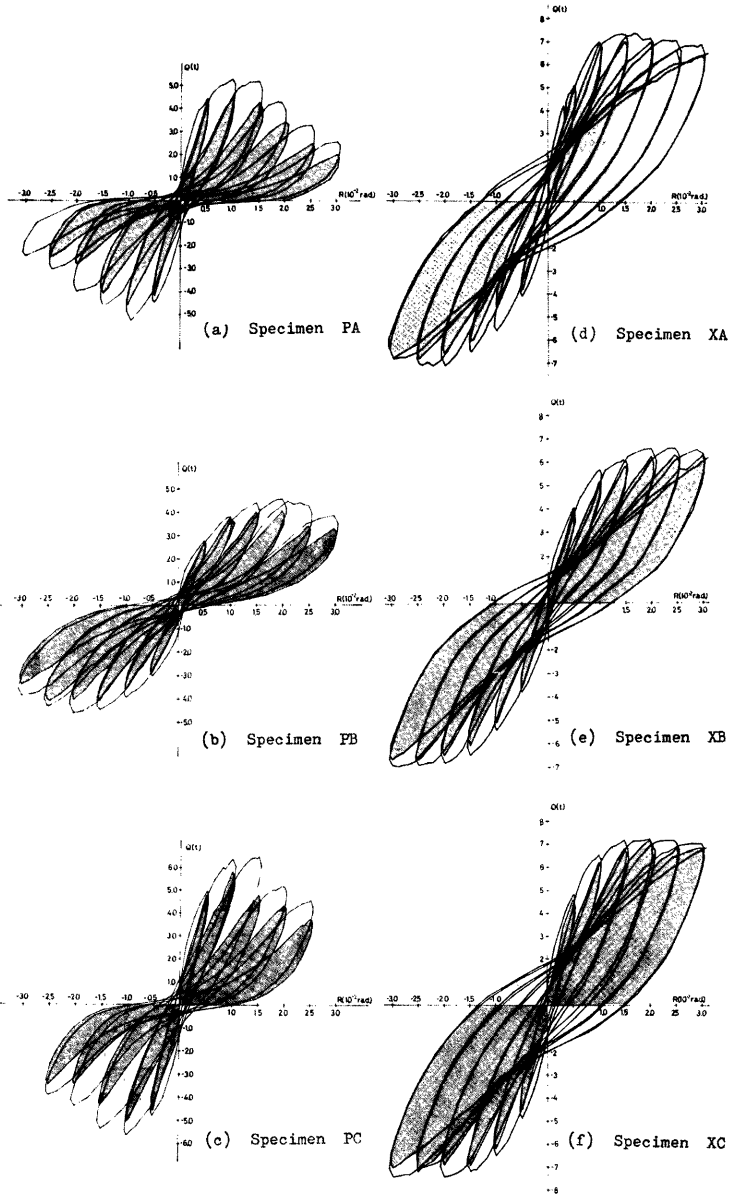


Fig. 6. Load-Deflection Relationships

試験体においても、最大強度は、P シリーズに比して大きいことが認められる。したがって、主鉄筋をトラス状に配筋した場合には、主鉄筋とコンクリートとの付着力の良否あるいは有無は、最大強度に対して、ほとんど影響をあたえないことが本実験において認められた。

なお、試験体 XA および XB の相対変位振幅 $R=0.005rad$. に達するまでの変形状は、試験体 PA および PC とほぼ等しいことが認められるが、試験体 XB では、若干の剛性低下が見られ、試験体 PB と同様に、X 形配筋においても、主鉄筋の付着力を絶縁した場合には、最大強度に達するまでの弾塑性剛性は、若干小さくなること示された。

5.2 保有強度

Fig. 7 に、各試験体の保有強度と、くり返し回数との関係を示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸はくり返し回数 K をそれぞれ表わす。また、各試験体の正荷重時および負荷重時に対する柱材の各相対変位角振幅における第一サイクル時の除荷点連結曲線を Fig. 8 に示す。縦軸は、作用せん断力を、横軸は相対変位角 R をそれぞれ表わす。また、同図において、ハッチを施した部分は試験体 PA に対する試験体 XA の保有強度の増加状況を示す。

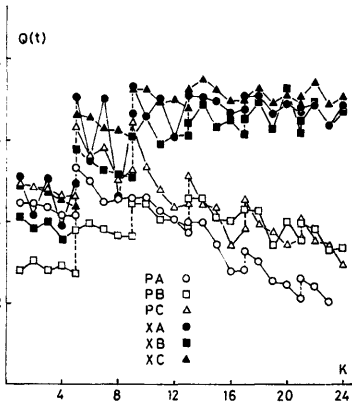


Fig. 7. Relationships between Load Carrying Capacity and Number of Cycles

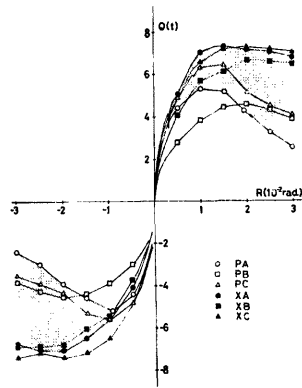


Fig. 8. Envelope Curves Obtained by Connecting Unloading Point at the First Cycle

Table 3. Measured Strength

Specimens		Positive Loading (t)				Negative Loading (t)			
		Q_{FL}	Q_{DT}	Q_{max}	$Q_{0.03rad}$	Q_{FL}	Q_{DT}	Q_{max}	$Q_{0.03rad}$
Series P	PA	3.66	4.06	5.34	2.04	3.45	4.39	5.00	2.42
	PB	1.99	—	4.77	3.59	1.00	—	4.77	3.63
	PC	5.00	6.02	6.60	3.74	4.50	4.50	5.74	3.26
Series X	XA	3.40	4.96	7.70	6.83	—	4.47	7.18	6.88
	XB	3.02	—	6.64	6.35	—	—	6.89	6.71
	XC	2.50	4.88	7.25	6.90	2.60	4.07	7.51	7.09

各試験体の測定された初期曲げひび割れ強度 (Q_{PL})、初期斜張力ひび割れ強度 (Q_{DT})、最大強度 (Q_{max}) および柱材の相対変位角が $R=0.03rad.$ における保有強度 ($Q_{0.03rad.}$) を Table 3 に示す。

主鉄筋の配筋法を実験変数とした場合には、 P シリーズでは、最大強度以後、強度劣化をとまなう性状が観察されるのに対して、 X シリーズでは、最大強度は P シリーズに比して、(1.30~1.44) 倍の値を示し、かつ最大強度以後、いずれの試験体においても、ほとんど強度劣化はみられず、Fig. 8 に示されるように、除荷点連結曲線は、ほぼ、完全弾塑性の復元力特性を有することが認められる。また、 X シリーズでは、同一変位振幅におけるくり返し载荷に対する強度低下率は、 P シリーズに比して、小さい値を示していることが注目される。

主鉄筋とコンクリートとの付着力を実験変数とした場合、最大強度に関しては、 B シリーズ $<$ A シリーズ $<$ C シリーズと、主鉄筋の付着強度を増加させることによって、最大強度は増加しているが、その増加率は、 X シリーズよりも P シリーズにおいて、大きい値を示し、主鉄筋を平行に配筋した場合、柱材のせん断強度は、主鉄筋の付着力に、著しく左右されることが示される。

また、変位振幅が、 $R=0.01 rad.$ における各試験体の剛性を検討すると、 P シリーズ、 X シリーズのいかににかかわらず、 B シリーズの試験体は、他のシリーズに比して、剛性は低い値を示していることが認められる。

なお、Fig. 7 および Fig. 8 に示されるように、試験体 PB の最終変位振幅 $R=0.03 rad.$ における保有強度は、試験体 XA に比して、高い値を示し、極めて興味ある実験結果を示している。

5.3 固有曲線

各試験体の履歴曲線の形状の推移状況を定量的に検討するために、各変位振幅における固有曲線を解析したが、試験体 PA および XA の各変位振幅における第1サイクル時の固有曲線を Fig. 9 に示す。縦軸は、無次元化せん断力 \bar{Q} を、横軸は、無次元化部材角 \bar{R} をそれぞれ表わす。

試験体 PA の固有曲線は、変位振幅が $R=0.01 rad.$ に達するまでの履歴過程では、ほぼ紡錘形を示しているが、 $R=0.015 rad.$ 以後の履歴過程において、 S 字形の形状を示し、かつ、変位振幅の漸増にともなって、その固有曲線は、より著しい逆 S 字形に推移することが観察され、せん断破壊を生ずる鉄筋コンクリート柱の典型的な固有曲線を示している。しかしながら、試験体 XA の固有曲線は、変位振幅の値のいかににかかわらず、ほぼ、同一の紡錘形の形状を示し、各履歴過程において、極めて安定した履歴特性を有していることが認められる。

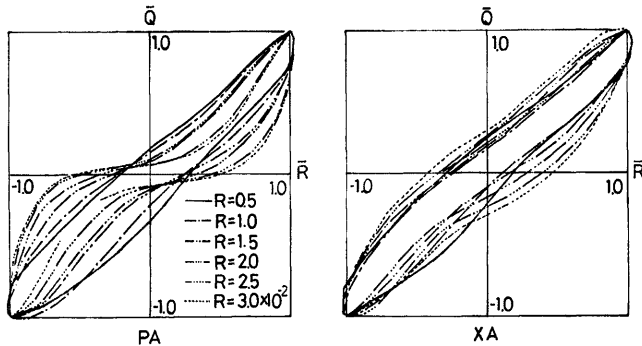


Fig. 9. Normalized Characteristic Loops

6. エネルギー消費量

各試験体の履歴曲線から得られた、各くり返し載荷時におけるエネルギー消費量 U_k とくり返し回数 K との関係を図 10(a) に、また、累積エネルギー消費量 ΣU_k と、くり返し回数 K との関係を、図 10(b) にそれぞれ示す。縦軸は、エネルギー消費量あるいは累積エネルギー消費量を、横軸は、くり返し回数を、それぞれ表わす。

主鉄筋の配筋法を実験変数とした場合、各変位振幅における X シリーズのエネルギー消費量および累積エネルギー消費量は、 P シリーズに比して大きい値を示し、最終変位振幅 $R=0.03 \text{ rad.}$ における X シリーズの累積エネルギー消費量は、 P シリーズに比して (2.0~2.3) 倍の値を示している。また、 P シリーズでは、変位振幅が $R=0.01 \text{ rad.}$ 以上の履歴過程では、エネルギー消費量は、変位振幅のいかんにかかわらず、ほぼ、一定値をとる傾向が認められる。また、同一変位振幅におけるくり返し載荷にともなう X シリーズのエネルギー消費量の低下率は、 P シリーズに比して小さい値を示し、したがって、主鉄筋をトラス状に配置する X 形配筋は、鉄筋コンクリート柱の耐震性能を向上させる方法として極めて有効なものと考えられる。

一方、主鉄筋の付着力を実験変数とした場合には、 P シリーズおよび X シリーズのいずれに対しても、 B シリーズの試験体の累積エネルギー消費量は、 A シリーズおよび C シリーズに比して小さい値を示している。 P シリーズにおいて、試験体 PA と PB の各くり返し載荷時のエネルギー消費量を比較すると、変位振幅が $R=0.015 \text{ rad.}$ 以上の履歴過程では、試験体 PA のエネルギー消費量は、試験体 PB に比して小さい値を示し、最終変位振幅における累積エネルギー量は、ほぼ等しい値を示している。

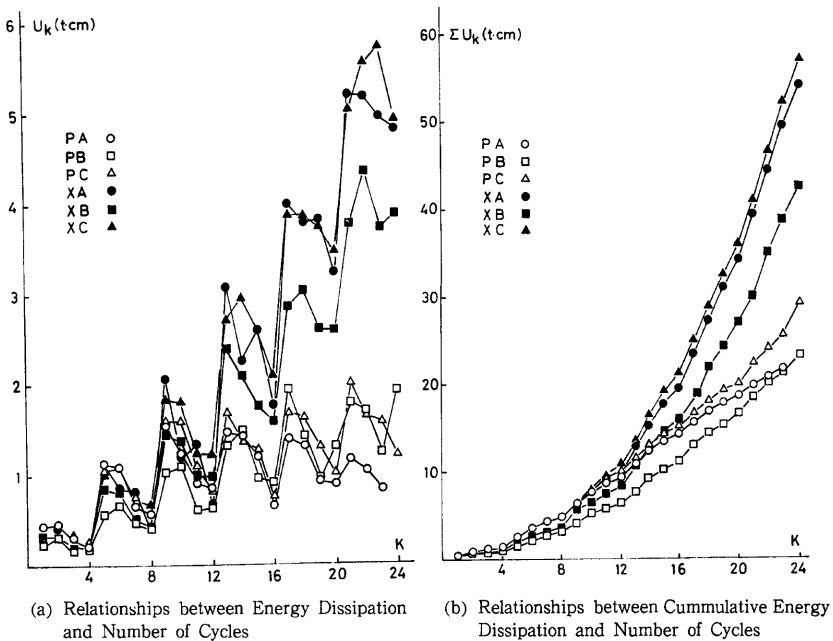


Fig. 10. Energy Dissipation Characteristics

なお、A シリーズと C シリーズにおける累積エネルギー消費量を比較すると、P シリーズにおいては、変位振幅が $R=0.015 \text{ rad}$. 以上になると、試験体 PA は、PC に比して小さい値を示すが、X シリーズでは、ほとんど、その差異は認められない結果となっている。したがって、主鉄筋の付着抵抗力の増加は、P シリーズおよび X シリーズのいずれの場合においても、累積エネルギー消費量の増加に対して寄与することが認められるが、主鉄筋に対して通常の付着力を期待した試験体 PA の各くり返し載荷におけるエネルギー消費量は、付着力を絶縁した試験体 PB に比して必ずしも大きい値を示すことにならないことが本実験において認められた。

7. 結 語

鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を防止するための有効な方法を開発するために、主鉄筋の配筋法と主鉄筋の付着抵抗性状を実験変数とした 6 体の試験体を用いて、破壊性状、および履歴特性を実験的に検討する基礎的研究を実施し、次の結論を得た。

- (1) 主鉄筋とコンクリートとの付着抵抗性状のいかにかわからず、主鉄筋をトラス状に配置した X 形配筋法を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構は、主鉄筋を平行に配置する従来より慣用されてきた鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構と著しく異なり、斜張力破壊およびせん断付着割裂破壊などのせん断破壊を防止する方法として極めて有効な方法であることが認められた。
- (2) X 形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の履歴曲線は、極めて安定したエネルギー消費量の大きい、ほぼ、紡錘形の形状を示し、かつ、最大強度以後の履歴過程において、ほとんど、強度劣化はみられず、除荷点連結曲線は、ほぼ、完全弾塑性の性状を有することが認められ、X 形配筋の鉄筋コンクリート柱は、極めてすぐれた耐震性能を有していることが示された。
- (3) 主鉄筋を平行に配置する鉄筋コンクリート柱において、主鉄筋のすべりにともなう、せん断付着割裂破壊を防止する方法として、主鉄筋の周囲に、スパイラル筋を配置することは、有効な方法であることが本実験において認められた。
- (4) 主鉄筋を平行に配置する鉄筋コンクリート柱において、主鉄筋とコンクリートとの付着相互作用を絶縁した場合には、曲げ破壊を生ずることが、本実験において認められ、したがって、せん断破壊を防止するという観点から言えば、主鉄筋の付着力を絶縁することが、最も簡便な方法と考えられる。

謝 辞

本実験を行なうにあたり、摂南大学佐々木良一助教授に数多くの便宜をいただいた。また、実験に際して、浅井泰男氏（当時、大阪工業大学建築学科学学生）に惜しめない助力を得た。ここに記して、深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) たとえば、日本建築センター鉄筋コンクリート短柱委員会；鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現状について、コンクリート工学，1975年1月，Vol. 13, No. 1, pp. 2-18.
Higashi, Y. and Hirose, M.; Experimental Research on Ductility of Reinforced Concrete Short Columns under Cyclic Lateral Loads, Preliminary Report, IABSE Symposium, Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members, Québec, 1974, pp. 277~296.
- 2) たとえば Wright, J. K. and M. A. Sozen ; Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Columns Subjected to Large Deflection Reversals, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 403, Univ. of Illinois, Urbana, August, 1973.
- 3) Paulay, T. ; Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams, Journal of the Structural Division, Vol. 97, No. ST9, Sept., 1971, pp. 2407-2419.
- 4) Pauley, T. ; Some Seismic Aspects of Coupled Shear Walls, Proceedings of 5th. World Con-

ference on Earthquake Engineering, 1974, Rome, Vol. 2, 1974, pp. 2005-2008.

- 5) Park, R. and Paulay, T. ; Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, 1975, pp. 650-658.
- 6) Paulay, T. ; Some Design Considerations of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Shear Walls, Proceedings of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering, St. Louis, Missouri, USA, Aug., 1976, pp. 669~679.
- 7) Bertero, V. V. and Popov, E. P. : Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement, Proceedings of the U. S. National Conference on Earthquake Engineering—1975, Earthquake Engineering Research Institute, June, 1975, pp. 316~326.
- 8) Popov, E. P. and Bertero, V. V. ; Repaired R/C Members Under Cyclic Loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1975, pp. 129~144.
- 9) 若林実, 南宏一, 佐々木良一, 小河弘明 ; 鋼管コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報第21号 B-1, 1978年4月, pp. 201-231.
- 10) たとえば Nielsen, M. P., Brarstrap, M. W. and Bach, F. ; Rational Analysis of shear in Reinforced Concrete Beams, Proceedings of IABSE, P-15/18, May 1978, pp. 1-16.
加藤勉, 称原良一 ; 鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力, 日本建築学会論文報告集, 第266号, 1978年4月, pp. 19-29.
- 11) たとえば六車熙 ; プレストレスコンクリート, 建築構造講座, 第8巻, コロナ社, 1963年, pp. 196-202.

付一1 スパイラル筋の効果について

いま, 異形鉄筋の付着抵抗機構を, Fig. A-1 に示すように, ふし側面におけるコンクリートの支圧応力

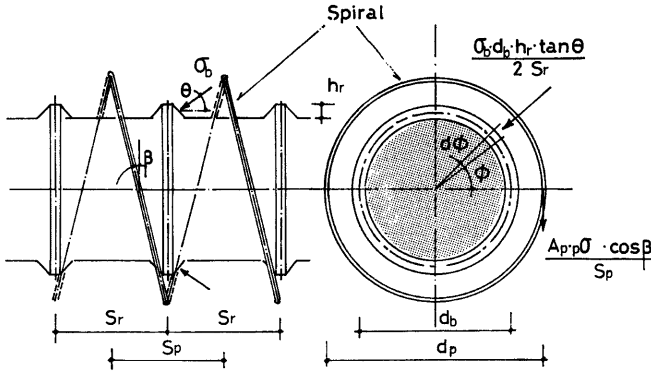


Fig. A-1 Wedging Action of Deformed Bar

をとまうくさび作用 (*Wedging Action*) と考えると, このくさび作用によって, 異形鉄筋の周囲のコンクリートに円周方向の割裂力 (*Ring Tension*) が生じる。主鉄筋の単位長さ当りの割裂力 T_r は, ふし側面に生ずる支圧応力度を σ_b とすると, Fig. A-1 を参照して

$$T_r = \frac{\sigma_b \cdot d_b \cdot h_r \cdot \tan \theta}{2S_r} \int_0^{\pi} \sin \phi \, d\phi = \frac{\sigma_b \cdot d_b \cdot h_r \cdot \tan \theta}{2S_r} \quad (\text{A-1})$$

と得られる。ここに, S_r はふしのピッチ, h_r はふしの高さ, d_b は鉄筋径, θ は支圧応力度の作用線と主鉄筋の材軸とのなす角度である。

一方、この割裂力 T_s を拘束するために、主鉄筋の周囲に配置されたシングルスパイラル筋に引張力が生ずるが、この引張力の主鉄筋の単位長さ当りの、主鉄筋の材軸に対して直交する引張力 T_s は、

$$T_s = \frac{A_s \cdot \rho_s \sigma_s \cdot \cos \beta}{S_s} \tag{A-2}$$

と得られる。ここに、 A_s はスパイラル筋の断面積、 $\rho_s \sigma_s$ はスパイラル筋に生ずる引張応力度、 β はスパイラル筋の主鉄筋の材軸に直角な方向となす角度、 S_s はスパイラル筋のピッチである。

ρ_s として、コンクリートの圧縮強度 F_c の値を、 $\rho_s \sigma_s$ として、降伏引張応力度 $\rho_s \sigma_s$ の値を、それぞれとるものと仮定すると、(A-1)、(A-2) 式より、割裂力による破壊を防止に必要なスパイラル筋の断面積は

$$A_s = \frac{1}{2} \frac{F_c}{\rho_s \sigma_s} \cdot \frac{S_s}{S_r} \cdot \frac{d_s \cdot h_r \cdot \tan \theta}{\cos \beta} \tag{A-3}$$

と得られる。

さらに、 θ の値として、既往の研究結果および本実験に使用した異形鉄筋の形状を考慮して、 $\theta = 45^\circ$ と仮定すると、(A-3) 式より必要なスパイラル筋の断面積は

$$A_s = \frac{F_c \cdot S_s \cdot d_s \cdot h_r}{2 \rho_s \sigma_s \cdot S_r \cdot \cos \beta} \tag{A-4}$$

より求めることが出来る。

したがって、Fig. A-2 に示す本実験に使用した異形鉄筋の形状寸法、材料強度より、試験体 PC に関する

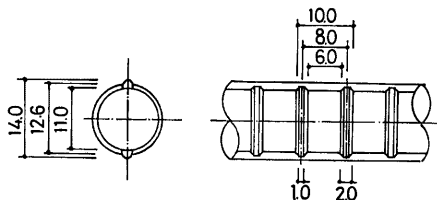


Fig. A-2 Dimensions of Deformed Bar

る必要なスパイラル筋の断面積を求めると、 $F_c = 230 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\rho_s \sigma_s = 2340 \text{ kg/cm}^2$ 、 $S_s = 2.5 \text{ cm}$ 、 $S_r = 1.0 \text{ cm}$ 、 $d_s = 1.26 \text{ cm}$ 、 $h_r = 0.15 \text{ cm}$ 、 $\cos \beta = 0.923$ より

$$A_s = 0.0251 \text{ cm}^2$$

となる。この値に対して、配筋されたスパイラル筋としては、丸鋼の $\phi 3$ を用いているので、その断面積は 0.070 cm^2 となり、上記の値より大きい値を示し、スパイラル筋を施した試験体については、いわゆる「付着割裂破壊」は生じないと推測される。

付-2 主鉄筋の付着力を絶縁した試験体 PB および XB のせん断強度

軸力および曲げおよびせん断が作用する平行配筋および X 形配筋の鉄筋コンクリートの有する基本的抵抗機構の相異点を検討するために、主鉄筋の付着力を絶縁した試験体 PB および XB のせん断強度を、拡張した累加強度理論にもとづいて評価する一方法を考察する。

(1) 累加強度理論

無筋コンクリート部分の軸力、曲げ、せん断に対する抵抗力を (N_c, M_c, Q_c)、また、主鉄筋部分の、それぞれの抵抗力を (N_r, M_r, Q_r) とすると、鉄筋コンクリート部材としての抵抗力 (N, M, Q) は

* 付-2 に用いた記号の意味は巻末に示す。

$$\left. \begin{aligned} N &= {}_e N + {}_r N \\ M &= {}_e M + {}_r M \\ Q &= {}_e Q + {}_r Q \end{aligned} \right\} \quad (A-5)$$

によってあたえることができる。なお、逆対称の曲げ、せん断力を受けるという条件より $({}_e M, {}_e Q)$ と $({}_r M, {}_r Q)$ の間には

$$\frac{{}_e M}{{}_e Q} = \frac{{}_r M}{{}_r Q} = \frac{{}_2 M}{{}_2 Q} = h \quad (A-6)$$

の関係が成立する。(Fig. 3 参照)

一方、 $({}_e N, {}_e M, {}_e Q)$ および $({}_r N, {}_r M, {}_r Q)$ は、それぞれ無筋コンクリート部分、および主鉄筋部分の破壊条件である

$$\left. \begin{aligned} f({}_e N, {}_e M, {}_e Q) &= 0 \\ g({}_r N, {}_r M, {}_r Q) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (A-7)$$

を満足しなければならない。

(2) 無筋コンクリート部分の破壊条件

無筋コンクリート部分の両端部の、深さ $k \cdot D$ の圧縮域に、一様な圧縮応力度 ${}_p \sigma$ 、およびせん断応力度 ${}_p \tau$ が作用するものとする、力のつり合い条件より

$$\left. \begin{aligned} {}_e N &= b \cdot \sigma \cdot k \cdot D \\ {}_e M &= {}_e N \cdot (1-k) \cdot D/2 \\ {}_e Q &= {}_e \tau \cdot k \cdot D \\ \frac{{}_e Q}{{}_e N} &= \tan \theta = \frac{(1-k)D}{h} = \frac{1-k}{\eta} \quad (\because \eta = \frac{h}{D}) \end{aligned} \right\} \quad (A-8)$$

の関係が成立する。

作用応力度 ${}_p \sigma$ および ${}_p \tau$ に対して、無筋コンクリート部分に、材軸と θ の角度を有する一軸の圧縮応力度 ${}_p \sigma'$ が生ずる静的許容応力場が構成されるものと仮定する¹⁰⁾ と、 ${}_p \sigma$ および ${}_p \tau$ と、 ${}_p \sigma'$ の間には、

$$\left. \begin{aligned} {}_p \sigma &= {}_p \sigma' \cdot \cos^2 \theta = {}_p \sigma' \cdot \frac{1}{1 + \tan^2 \theta} = {}_p \sigma' \cdot \frac{\eta^2}{\eta^2 + (1-k)^2} \\ {}_p \tau &= {}_p \sigma' \cdot \sin \theta \cos \theta = {}_p \sigma' \cdot \frac{\tan^2 \theta}{1 + \tan^2 \theta} = {}_p \sigma' \cdot \frac{\eta(1-k)}{\eta^2 + (1-k)^2} \end{aligned} \right\} \quad (A-9)$$

の関係が成立する。

Fig. B-1 に示すように、モデル1では ${}_p \sigma'$ がコンクリートの圧縮強さ F_c に達した時に、無筋コンクリ

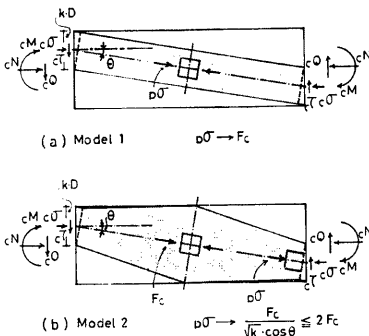


Fig. B-1 Static Behavior of Plain Concrete

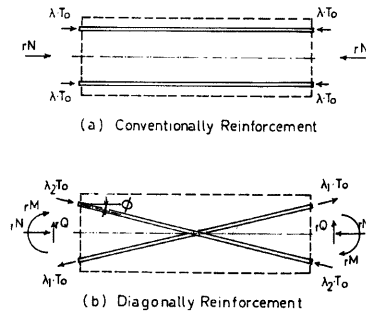


Fig. B-2 Static Behavior of Main Reinforcement

ート部分が最大強度を発現すると考えると、(A-8)、(A-9) 式より

$${}_e N = b \cdot k \cdot D \cdot F_c \cdot \frac{\gamma^2}{\gamma^2 + (1-k)^2} \quad (A-10)$$

と無筋コンクリート部分の抵抗圧縮力が得られる。(A-10)式において

$$\frac{{}_e N}{b \cdot D \cdot F_c} = {}_e n = \frac{k \cdot \gamma^2}{\gamma^2 + (1-k)^2} \quad (A-10)'$$

と無次元化抵抗圧縮力 ${}_e n$ を表現すると、モデル1の中立軸方程式は

$$k^2 - \left(2 + \frac{\gamma^2}{{}_e n}\right) k + (\gamma^2 + 1) = 0 \quad (A-11)$$

と得られる。(A-11)、(A-8) より、無次元化抵抗せん断力 ${}_e q (= {}_e Q / b \cdot D \cdot F_c)$ は

$${}_e q = \frac{1}{2} [\sqrt{\gamma^2 + 4{}_e n - 4{}_e n^2} - \gamma] \quad (A-12)$$

と得られ、モデル1の場合の破壊条件が得られる。

一方、モデル2については、局部圧縮の効果を考慮するために、文献11)を参照して、 $\rho\sigma$ が、

$$\rho\sigma = \frac{F_c}{\sqrt{k} \cdot \cos\theta} = F_c \cdot \frac{\gamma}{\sqrt{k} \sqrt{\gamma^2 + (1-k)^2}} \leq 2F_c \quad (A-13)$$

の条件を満足した時に、無筋コンクリート部分が最大強度を発現すると考えると、モデル1の場合と同様に、無次元化抵抗せん断力 ${}_e q$ は、

$$\left. \begin{aligned} {}_e q &= \frac{1}{2} \left[\sqrt{4 + \left(\frac{\gamma}{{}_e n}\right)^2 - 4{}_e n^2 - \left(\frac{\gamma}{{}_e n}\right)} \right] \\ \text{ただし} \\ {}_e q &\leq \sqrt{\gamma^2 + 2{}_e n - {}_e n^2} - \gamma \end{aligned} \right\} \quad (A-14)*$$

と得られ、モデル2の場合の破壊条件が得られる。

$\gamma \left(= \frac{h}{D} \right) = 3$ の場合の ${}_e n - {}_e q$ 関係を、Fig. C-1 に示す。 I_c はモデル1の場合の、 ${}_2 I_c$ はモデル2の場合の相関破壊曲線を、それぞれ表わす。

(3) 主鉄筋部分の破壊条件

主鉄筋の付着力を絶縁した平行配筋の場合の破壊条件は、両側の主鉄筋とも、一様な軸方向力 $\lambda \cdot T_0$ が材軸に沿って一様に分布するために、この場合の主鉄筋部分の破壊条件は、Fig. B-2 を参照して

$${}_m N = 2\lambda \cdot T_0 \quad (|\lambda| \leq 1) \quad (A-14)$$

と得られ、無次元化抵抗圧縮力 ${}_m n = {}_m N / b \cdot D \cdot F_c$ は、

$${}_m n = \frac{2\lambda \cdot T_0}{b \cdot D \cdot F_c} \quad (A-15)'$$

と求められる。ここに、 $T_0 = {}_e a \cdot \sigma_y$ である。

一方、X形配筋の場合は、それぞれの主鉄筋に一様な引張力 $\lambda_1 \cdot T_0$ および $\lambda_2 \cdot T_0$ が生じるので、破壊条件は、

$$\begin{aligned} {}_m N &= (\lambda_2 - \lambda_1) T_0 \cdot \cos\phi \\ {}_m Q &= (\lambda_2 + \lambda_1) T_0 \cdot \sin\phi \end{aligned}$$

より

* (A-12)、(A-14)式は、(A-6)式を用いて、無次元化抵抗モーメント ${}_e m = {}_e M / b \cdot D^2 \cdot F_c$ によって表現することができる。

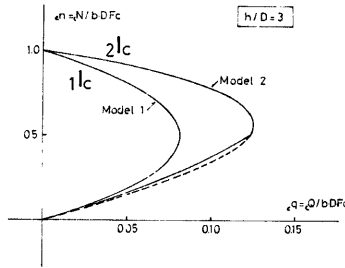
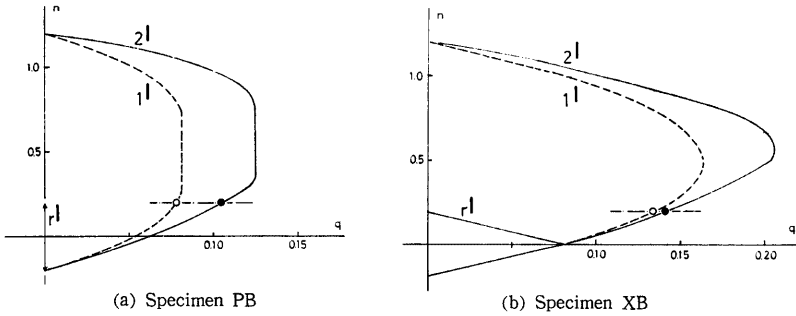


Fig. C-1 Axial Load-Shear Interactions for Plain Concrete



(a) Specimen PB (b) Specimen XB
Fig. C-2 Axial Load-Shear Interactions Obtained by Superposition Method

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2T_0} \left[-\frac{rN}{\cos\phi} + \frac{rQ}{\sin\phi} \right] &= \lambda_1 \quad (|\lambda_1| \leq 1) \\ \frac{1}{2T_0} \left[\frac{rN}{\cos\phi} + \frac{rQ}{\sin\phi} \right] &= \lambda_2 \quad (|\lambda_2| \leq 1) \end{aligned} \right\} \quad (A-16)$$

と得られ、無次元化抵抗圧縮力 r, n 、および無次元化抵抗せん断力 $r, q = Q/b \cdot D \cdot F_c$ は

$$\left. \begin{aligned} -\frac{r n}{\cos\phi} + \frac{r q}{\sin\phi} &= \pm \frac{2T_0}{b \cdot D \cdot F_c} \\ \frac{r n}{\cos\phi} + \frac{r q}{\sin\phi} &= \pm \frac{2T_0}{b \cdot D \cdot F_c} \end{aligned} \right\} \quad (A-16)'$$

と得られる。

(4) 鉄筋コンクリート柱の破壊条件

無筋コンクリート部分、および主鉄筋部分の破壊条件にもとづいて、試験体 PB および XB の破壊時の圧縮力とせん断力の関係を求めた結果を Fig. C-2 に示す。縦軸は無次元化抵抗圧縮力 $n = N/b \cdot D \cdot F_c$ を、横軸は無次元化抵抗せん断力 $q = Q/b \cdot D \cdot F_c$ をそれぞれ表わす。 I は主鉄筋部分の破壊相関曲線を、 $1I$ および $2I$ は、 $1I$ と、Fig. C-1 に示す無筋コンクリート部分のモデル1およびモデル2にもとづく破壊相関曲線 $1I_c$ および $2I_c$ によって得られた、破壊相関曲線をそれぞれ表わす。また、横線の一点鎖線は、作用軸力のレベルを表わし、○印および●印は、モデル1およびモデル2による理論強度を示す。

Fig. D に、試験体 PB および XB のせん断強度に関する実験値と、前述の方法によって得られた理論値の比較を示す。 $1Q_0$ および $2Q_0$ は、モデル1およびモデル2にもとづくせん断強度を示す。

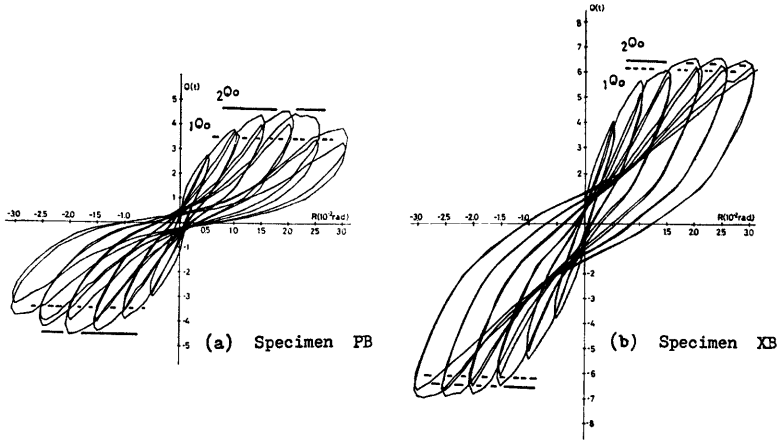


Fig. D Comparison of Calculated and Measured Strength

試験体 *PB* および *XB* のいずれの場合も、モデル2にもとづく理論値は、実験値とよく一致することが認められる。また、モデル1とモデル2による理論値の差違は、本実験で採用された荷重軸力に対しては、試験体 *PB* に著しく表われ、無筋コンクリート部分のせん断強度を理論的に評価する場合には、局部圧縮の影響を考慮することが必要であることが示される。

また、主鉄筋を X 形配筋とした場合のせん断強度は従来より慣用されてきた平行配筋に比して、著しく増加することが理論的にも実証され、かつ、X 形配筋とした場合には、基本的には主鉄筋の付着力を必要としないことが示された。

(5) 記号

- a : 片側の主鉄筋の断面積
- b : 柱幅
- D : 柱せい
- F_c : コンクリートの圧縮強さ
- h : 柱長さ
- k : 圧縮域における中立軸距離化
- M : 鉄筋コンクリート柱の抵抗モーメント
- ${}_c M$: 無筋コンクリート部分の抵抗モーメント
- ${}_r M$: 主鉄筋部分の抵抗モーメント
- N : 鉄筋コンクリート柱の抵抗圧縮力
- ${}_c N$: 無筋コンクリート部分の抵抗圧縮力
- ${}_r N$: 主鉄筋部分の抵抗圧縮力
- ${}_c n$: $(= {}_c N / b \cdot D \cdot F_c)$
- ${}_r n$: $(= {}_r N / b \cdot D \cdot F_c)$
- Q : 鉄筋コンクリート柱の抵抗せん断力
- ${}_c Q$: 無筋コンクリート部分の抵抗せん断力
- ${}_r Q$: 主鉄筋部分の抵抗せん断力
- ${}_c q$: $(= {}_c Q / b \cdot D \cdot F_c)$
- ${}_r q$: $(= {}_r Q / b \cdot D \cdot F_c)$
- T_0 : 片側の主鉄筋の降伏圧縮力
- η : $(= h / D)$
- θ : 無筋コンクリート部分に生ずる圧縮応力度 σ_c の材軸となす角度
- λ_1, λ_2 : 片側の主鉄筋部分の圧縮力係数

- ϕ : 主鉄筋の材軸とのなす角度
- σ_c : 無筋コンクリート部分の圧縮域に生ずる平均せん断応力度
- σ : 無筋コンクリート部分の圧縮域に生ずる平均圧縮応力度
- σ_c : 無筋コンクリート部分に生ずる一軸圧縮応力度
- σ_s : 主鉄筋部分の降伏圧縮応力度

付一3 累積エネルギー消費量と累積残留塑性変形量との関係

第5章において、累積エネルギー消費量とくり返し回数との関係を述べたが、累積エネルギー消費量に対する物理的な意味を考察するために、累積エネルギー消費量 ΣU と、累積残留塑性変形量 $\Sigma \Delta_p$ に注目して、実験データを解析した結果の数例を、Fig. E に示す。縦軸は、履歴曲線より得られた累積エネルギー消費量 ΣU を、横軸は、累積残留塑性変形量 $\Sigma \Delta_p$ を、それぞれ対数で表わす。実験値として、試験体 PA、XA および PB の3例が比較検討のために示されている。

このように、両対数を用いて、累積エネルギー消費量と累積残留塑性変形量との関係を整理した場合、図中に示される実験曲線から得られる $\Sigma U / \Sigma \Delta_p$ の値は、その試験体が保有する平均保有強度 Q_{ave} を表わしたがって、全履歴過程において、実験曲線が45°の勾配を持つ数直線で表わされる場合は、その履歴曲線を、一定の保有強度を有する完全弾塑性の履歴曲線に置換できることが可能であることを示すことになる。

試験体 XA は、累積塑性変形量 $\Sigma \Delta_p$ が5.0^m に達するまでは、平均保有強度 Q_{ave} として、ほぼ 6.0^t を有するが $\Sigma \Delta_p$ が 5.0^m から 10.0^m にかけて、平均保有強度は、6.0^t から 5.0^t に漸減する。一方、試験体 PA は、 $\Sigma \Delta_p$ が 2.2^m 程度までは、平均保有強度は 5.0^t 程度であるが、それ以後の履歴過程では、平均保有強度は漸減し、 $\Sigma \Delta_p$ が 13.0^m に達すると、平均保有強度は 1.6^t 程度まで低下することが示される。したがって、この両者の解析結果を比較検討すると、試験体 XA の履歴特性は、全履歴過程において、ほぼ (5.0~6.0)t の平均保有強度を有する完全弾塑性の履歴特性に置換できることが可能であるが、試験体 PA の履歴特性は、履歴振幅の漸増にともなって、平均保有強度が劣化する、不安定な履歴特性を有しているが、定量的に評価される。

なお、試験体 PB の履歴特性を、同様の手法によって評価すると、累積塑性変形量 $\Sigma \Delta_p$ が、ほぼ 3.0^m 以上になると、平均保有強度は、試験体 PA に比して大きいことが示され、この例においても、主鉄筋の付着力を絶縁することは、エネルギー消費能力を増加させることに対して有効な手法であることが推測される。

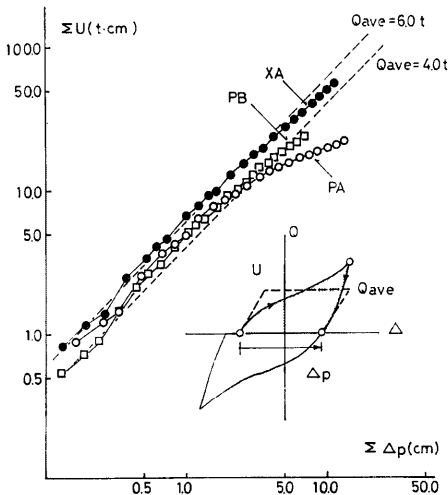


Fig. E Cumulative Energy Dissipation-Cumulative Remaining Plastic Deflection Relationships