

# 正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度低下機構の検討

渡辺博志<sup>1</sup>・河野広隆<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 建設省土木研究所 材料施工部コンクリート研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

本研究は、正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度の低下メカニズムについて検討を行ったもので以下の結論を得た。正負交番荷重が作用するRC部材は、複雑な破壊状況を示すが、変位成分を適切に分離することにより破壊形態を分類することができる。せん断破壊を生じる部材のせん断強度の低下は、荷重の反転により生じた残留ひずみの影響で圧縮側コンクリートのせん断力の伝達が阻害されることにより生じるが、せん断補強鉄筋によりコアコンクリートが拘束されている状態ではコンクリートの負担するせん断力は0にはならない。せん断破壊を防止するには、せん断補強鉄筋に生じる平均引張応力が降伏点の80%程度以下に抑制すべきである。

**Key Words** : shear strength, load reversals, shear deformation, shear reinforcement, ductility

## 1. 序論

RC部材の耐震性を向上するためには、RC部材のじん性を確保することが重要である。じん性確保の重要性は広く認識されていて、これまでも、数多くの研究がなされ、じん性の評価方法についてもいくつかの提案がなされている。ところが、じん性の評価式についてのこれまでの提案を見ると、研究者によって捉え方が異なっている。主なものを挙げるとすると、RC部材の曲げ耐力とせん断耐力の比(以下耐力比)をパラメータとしたもの<sup>1)</sup>、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果に着目し、コンクリートの応力ひずみ関係にこれを反映させることにより、じん性を評価するもの<sup>2)</sup>、両者の折衷的なもので、耐力比を基本としつつも、帯鉄筋による拘束効果も考慮しているもの<sup>3)</sup>、一方、耐力比では精度よいじん性評価式は得られないとし、多くの要因を変化させた載荷試験結果に基づいた評価式を提案するもの<sup>4)</sup>もある。その他、主鉄筋の座屈性状に着目したもの<sup>5)</sup>、解析的手法によるもの<sup>6)</sup>等、様々な角度から検討が進められてきた。このように、じん性の評価に際し、考え方そのものが異なるのは、部材の破壊メカニズムが部材の配筋状況・形状寸法などの条件により様々に変化することが一つの要因と考えられるが、部材の強度低下するプロセスが非常に複雑であり、研究が進められてはいるものの<sup>7,8)</sup>、その

メカニズムが十分明らかにされていないことも一因と考えられる。特に、正負交番荷重が作用する場合、部材のせん断抵抗メカニズムが単調荷重時とは異なり、主鉄筋降伏後せん断破壊に破壊モードが移行すると指摘されているが、このプロセスを適切に追跡することは、非常に困難であろう。

しかし、荷重の繰り返しによる部材強度の低下状況を把握することは、非常に重要であり、適切なじん性の評価方法を確立する上で不可欠であるものとする。

このような背景から、本研究は、正負交番荷重が作用するRC部材の強度低下プロセスを載荷試験によって追跡し、特にせん断抵抗のメカニズムの変化について、検討を行うこととした。

## 2. 正負交番荷重下のRC部材のせん断強度について

### (1) 既存の研究

RC部材が正負交番荷重を受ける際のせん断強度は、単調荷重を受ける場合と異なっている。正負交番荷重が作用する場合は、単調荷重が作用する場合と比較して、コンクリートの負担するせん断強度の扱いが特に問題となる。通常、せん断力の作用する

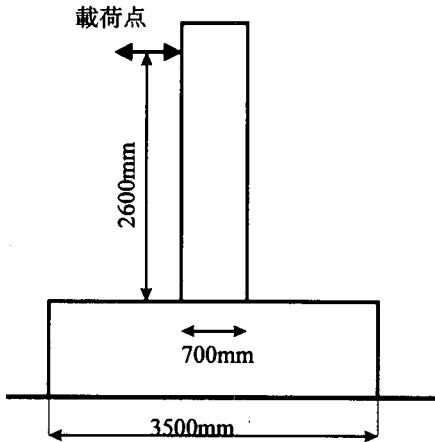


図-1 供試体形状

RC部材の設計法では、せん断強度は、せん断補強鉄筋による寄与（以下 $V_s$ と表す）をトラスアナロジーで考慮し、コンクリートの負担するせん断力（以下 $V_c$ と表す）をこれに累加する方法が採用されている。 $V_c$ はせん断補強鉄筋の無いRC部材の荷重試験で得られるせん断強度としている。しかし、せん断補強鉄筋を有しているRC部材で、せん断ひび割れ発生後のせん断強度の照査に用いる $V_c$ は、断面の圧縮領域のコンクリートによるせん断力の伝達や主鉄筋のダウエル作用などによって負担されるものであり、必ずしもせん断補強鉄筋がないRC部材の荷重試験で得られるせん断強度と、同一とは限らない<sup>9)・10)</sup>。

正負交番荷重が作用する場合、部材断面の両側に引張残留変形が生じるため、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が阻害され、これが正負交番荷重における $V_c$ 低下の要因の一つとして指摘されている<sup>11)・12)</sup>。これを確認するため、Wightらは、軸圧縮力を導入した供試体の正負交番荷重試験を実施し<sup>13)</sup>、軸圧縮力が大きい方が荷重の繰り返しによるせん断強度の低下が小さいとの実験結果を得ている。このため、正負交番荷重が作用する場合では $V_c$ が低下することが避けられないので、部材に作用するすべてのせん断力は、せん断補強鉄筋でまかなうべきであるとの結論を導いている。Pauley, Gosainらも過去に実施された荷重試験結果から、同様の結論を下している<sup>14)・15)</sup>。 $V_c$ を期待せず $V_s$ のみでせん断力を負担する設計方法は確かに安全側の結果をもたらすものであるが、 $V_c$ は圧縮域のコンクリートによるせん断負担のみから構成されるものではないと考えられる。Priestlyらもこの点を指摘していて、実験データの分析に基づき $V_c$ の低減係数を導いている。

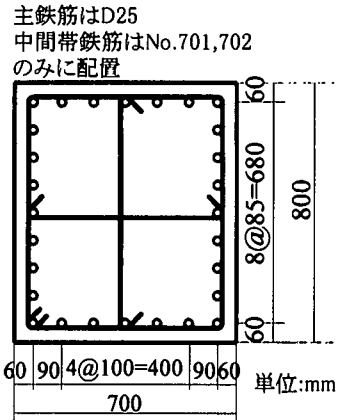


図-2 供試体断面寸法

ここで提案されている $V_c$ の低減係数は、部材に生じている塑性変形量の関数として提案されているが、下限値は0ではなく、単調荷重時の約1/3を下限に設定している<sup>16)</sup>。しかし、この低減係数は実験結果の回帰から導かれたものであり、必ずしもその根拠は明確ではない。

## (2) 本論文で実施した検討方法

前節で述べたように、これまで正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度の低下と部材のじん性率の関連について多くの検討がなされてきたが、せん断強度の低下のメカニズムについては、必ずしも明らかにされているとはいえない状況にあると考えられる。本研究では、RC柱部材の正負交番荷重試験を実施し、部材の横方向の変形、軸方向の変形などを測定することにより、正負交番荷重が作用するRC部材のせん断耐力の低下のメカニズムについて明らかにすることを目的とした。

## 3. 荷重実験方法

ここでは、帯鉄筋量および荷重方法を変動要因とした12体のRC柱供試体の荷重試験を実施した。以下に実験方法ならびに測定方法の概要を記述する。

### (1) 実験供試体

実験に用いた供試体の部材断面寸法および、軸方向主鉄筋の配置量は全供試体について同一であり、主鉄筋はD25を用いている。荷重方法は、水平加力のみとし、柱基部より2.6mの位置に荷重した。荷重方法を図-1に、柱部分の断面寸法および鉄筋の配置方法を図-2に示す。供試体No.701およびNo.702は図

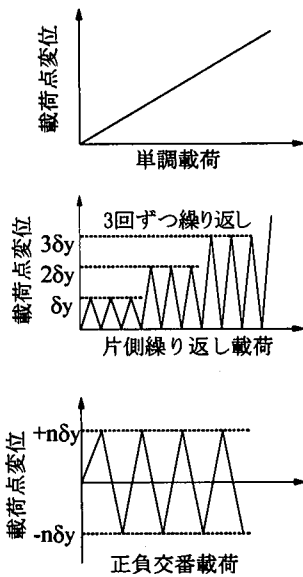


図-3 載荷パターン

-2に示すように中間帯鉄筋も配置した。

載荷方法は大きく分類すると1)単調増加荷重, 2)片側繰り返し載荷, 3)正負交番載荷の3パターンで行った。片側繰り返し載荷では、繰り返し回数を3回とし、段階的に載荷点の変位振幅を増加させた。正負交番載荷では、載荷点での変位振幅を一定に保って繰り返しを行い、繰り返し回数の上限は30回とした。繰り返し回数が30回に達しても荷重の低下が著しくなかった場合は、適宜載荷点の変位振幅を増大させて載荷を行った。供試体の帯鉄筋の配置方法ならびに載荷方法を表-1にまとめる。載荷パターンを図-3に示す。

載荷は容量が750kNの水平アクチュエータを用いて変位制御で行った。供試体の降伏時の変位  $\delta_y$  は、柱基部において主鉄筋に貼付したひずみゲージによる引張鉄筋のひずみの測定値が降伏点に達したところとした。実測の結果によると各供試体とも、載荷点の変位がほぼ18mmに達した時点で主鉄筋が降伏点に達していたので、本実験では全供試体とも降伏変位  $\delta_y=18\text{mm}$ とした。

使用したコンクリートは、粗骨材最大寸法が20mmのレディーミクストコンクリートであり、呼び強度は30である。供試体に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2および表-3に示す。

## (2) 測定方法

測定項目は、荷重、載荷点変位、主鉄筋および帯鉄筋のひずみ、主鉄筋のフーチングからの伸び出し量、および柱供試体のコンクリートの相対変位である。

表-1 供試体の内訳

供試体番号	帯鉄筋		載荷方法	
	径	配置間隔	載荷パターン	変位振幅
1	なし	-	単調	-
301	D6	8cm	片側繰返	-
302	D6	8cm	単調	-
303	D6	8cm	正負交番	$\pm 3\delta y$
304	D6	8cm	正負交番	$\pm 2\delta y$
305	D6	8cm	正負交番	$\pm 5\delta y$
306	D6	8cm	正負交番	$\pm 4\delta y$
501	D10	12cm	正負交番	$\pm 3\delta y$
502	D10	12cm	正負交番	$\pm 2\delta y$
503	D10	12cm	正負交番	$\pm 4\delta y$
701	D10*	8cm	正負交番	$\pm 3\delta y$
702	D10*	8cm	正負交番	$\pm 4\delta y$

注\*: 供試体No.701, No702のみ中間帯鉄筋を配置

表-2 載荷時のコンクリートの材料試験結果

供試体番号	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 $\times 10^4$ (MPa)	割裂強度 (MPa)
1	34.3	2.9	3.0
301	41.8	3.2	2.9
302	39.8	3.0	3.1
303	40.0	3.1	2.9
304	37.9	2.9	2.9
305	38.1	2.8	2.5
306	38.9	3.0	2.5
501	32.6	2.7	3.1
502	34.4	2.8	3.0
503	40.1	2.9	3.2
701	29.4	2.6	2.5
702	34.8	2.6	3.0

表-3 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種類	鉄筋径	降伏点 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
主鉄筋	D25	378	187
帯鉄筋	D6	334	181
帯鉄筋	D10	363	185

主鉄筋のフーチングからの伸び出し量は、柱基部より50mmのところを標点を設けフーチング上面からの変位を測定することによって求めた。柱部分のコンクリートの相対変位は、コンクリート中に埋め込んだ全ネジボルトを標点とし、この間の変位を測定することによって求めた。全ネジボルトは、主鉄筋の内側に番線できくりつけることによって所定の位置に設置した後、コンクリートを打ち込むことにより固定した。全ネジボルトを埋め込んでコンク

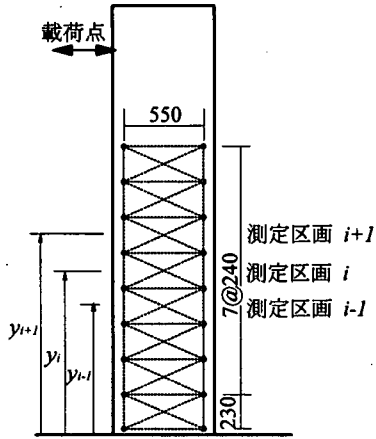
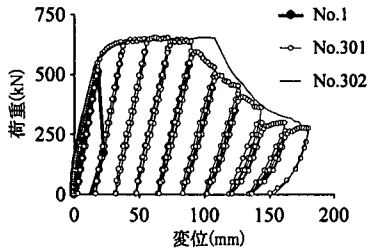
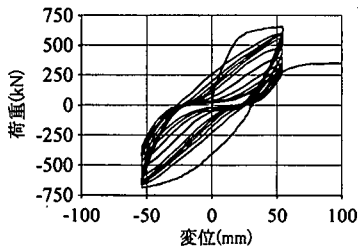


図-4 相対変形測定区間(単位:mm)



(a) 供試体No.1, No.301, No.302



(b) 供試体No.501

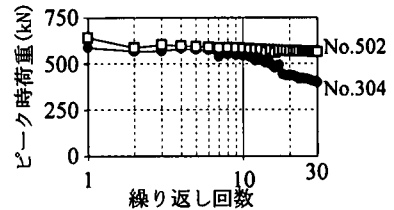
図-5 ヒステリシスループの一例

リートの相対変位を測定した区間の位置を図-4に示す。

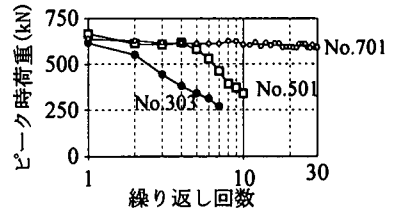
#### 4. 荷重試験結果

##### (1) 荷重試験結果の概要

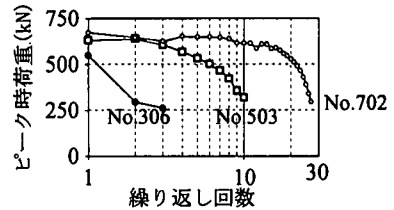
図-5は荷重変位関係のヒステリシスループの一例を示したものである。



(a) 荷重振幅が  $2 \delta y$  の場合



(b) 荷重振幅が  $3 \delta y$  の場合



(c) 荷重振幅が  $4 \delta y$  の場合

図-6 荷重の繰り返し回数とピーク時荷重の低下の関係

供試体No.1は主鉄筋が降伏する以前に斜めひび割れが生じ、急激に耐力を失う典型的なせん断破壊の様相を呈していた。単調荷重および一方向荷重とした供試体No.301, No.302は斜めひび割れが圧縮側コンクリートに進展し、柱基部におけるせん断圧縮破壊の様相を呈しているのに対し、正負交番荷重を行った供試体は、X字状のひび割れが顕著に現れて、次第に耐力の低下を来していた。ただし、供試体No.502, No.701は30回荷重を繰り返しても荷重の低下はほとんど認められなかった。

図-6は正負交番荷重を行った供試体について、荷重の繰り返し回数とピーク時荷重の関係を変位振幅毎にまとめたものである。供試体No.304では、 $2\delta y$ での荷重でも荷重の低下が認められた。

##### (2) 部材の変形成分の変化

###### a) 変位成分の分離方法

RC柱部材が水平力によって変形する場合、その変形成分は1)曲げ変形 ( $\delta_b$ )、2)主鉄筋のフーチングからの抜け出しによる回転変形 ( $\delta_r$ )、3)せん断変形 ( $\delta_s$ ) から構成されるものと考えられる。ここ

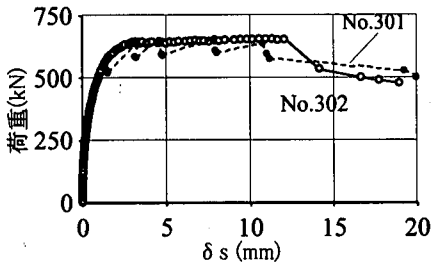


図-7 せん断変形と荷重の関係（単調載荷および片側繰り返し載荷の場合）

では、RC柱供試体の柱部分の変形状況を測定することにより、変形成分の分離を試み、各変形成分の増加状況から部材の破壊モードの検討を行った。

ここで、載荷点の変位を $\delta$ とし、上記の3つの変形成分の総和であるとする。従って、 $\delta$ は次式(1)で表せる。

$$\delta = \delta_b + \delta_r + \delta_s \quad (1)$$

$\delta_b$ は、曲率の積分で求められる。すなわち、

$$\delta_b = \sum \phi_i (H - y_i) \Delta y \quad (2)$$

ここで、 $\phi_i$ は図-4に示した*i*番目の測定区画での曲率、 $\Delta y$ は測定区間の長さ、 $y_i$ は*i*番目の測定区画の重心位置の柱基部からの距離、 $H$ は柱基部から載荷点までの距離である。 $\delta_r$ は、柱基部での回転角 $\theta$ を測定することにより求められ、次式(3)のように表せる。

$$\delta_r = H\theta \quad (3)$$

せん断変形は、せん断ひずみの積分で求められる。すなわち、

$$\delta_s = \sum \gamma_i \Delta y \quad (4)$$

ここで、 $\gamma_i$ は*i*番目の測定区画で測定された平均せん断ひずみである。せん断ひずみは断面の柱基部からの距離だけでなく、断面内の位置によっても変化するので、その定義に当たっては、断面内の位置も定めておく必要がある。ここでは、*i*番目の測定区画の重心位置で定義されるものを平均せん断ひずみとし、せん断変形の計算に用いた。

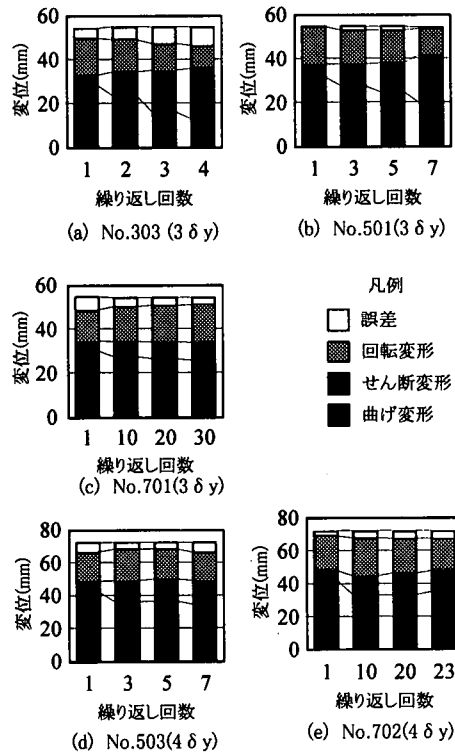


図-8 繰り返し回数の増加による変形成分の変動

#### b) 荷重の繰り返しと変形成分の変化

図-7は、単調載荷および片側の繰り返し載荷を行った供試体の $\delta_s$ と荷重（片側繰り返し載荷とした供試体No.301ではその包絡線）の関係を示したものである。 $\delta_s$ が10mmを超えたところで、 $\delta_s$ が急激に増加し、荷重の低下が認められることから、これらの供試体がせん断破壊していることが確認される。ただし、供試体No.301とNo.302を比べると、繰り返し載荷を行ったNo.301の方が荷重低下を示す $\delta_s$ の値が、わずかに小さくなっている。すなわち、片側載荷の場合では、部材のせん断強度の低下に及ぼす荷重の繰り返しの影響はわずかであるが生じている。

次に正負交番載荷を行った供試体について、各変形成分の変化状況を求めた結果を図-8に示す。図-8の(a)~(c)は3 $\delta_y$ で載荷を行った供試体、(d)~(e)は4 $\delta_y$ で載荷を行った供試体の変形成分の変動状況を示したものである。図-8に示した誤差は、載荷点変位の測定値から式(2)~式(4)で求められた各変位成分を差し引いたものであり、変形成分の分離の誤差を示したものである。いずれも、誤差は小さく、変形成分の分離がおおむね正確に行われていたことがわかる。

表-4 正負交番载荷を行った供試体の破壊状況

		载荷振幅		
		2δy	3δy	4δy
荷鉄筋比 (%)	0.10	供試体No.304 徐々にせん断破壊	供試体No.303 せん断破壊	供試体No.306 早期にせん断破壊
	0.15	供試体No.502 30回以内では破壊せず	供試体No.501 せん断破壊	供試体No.503 曲げ破壊に近いが不明確
	0.33	—	供試体No.701 30回以内では破壊せず	供試体No.702 徐々に曲げ破壊

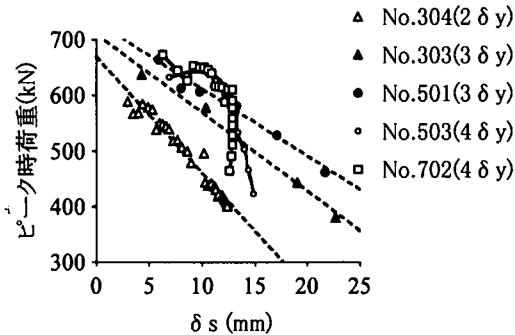


図-9 せん断変形の増大と耐力低下の関係

図-8の(a)と(b)では、共通してせん断変形の急激な増加、および曲げ変形・回転変形の減少が認められる。これに対し、(c)ではせん断変形は、1回目の载荷と比べると増加しているものの、以後の载荷繰返しにおいてはせん断変形の増加は認められない。図-8(d),(e)においても、繰返し回数が少ないところではせん断変形の増加が認められるが、途中からはあまり顕著なものとはなっていない。

図-9は荷重の低下が認められた供試体について、荷重の繰返しによる、せん断変形量とピーク時荷重の関係を示したものである。供試体 No.303, No.304, No.501はそれぞれ、せん断変形の増大とピーク時荷重の低下の間には、ほぼ直線的な関係が認められ、繰返し载荷によるせん断強度の低下が、部材強度低下の直接的な原因であると考えられるのに対し、供試体 No.702 は途中からせん断変形の増大は認められなくなっている。このことから、供試体No.702では、载荷繰返しの初期段階では、せん断強度の低下が生じていたものの、途中からは曲げ強度の低下が生じたものと考えられる。供試体 No.503 も、供試体 No.702 とほぼ同様な挙動となっているがわずかにせん断変形も増大していて、必ずしも破壊形態は明確ではない。以上の結果をまとめると、各供試体の破壊状況は表-4に示すとおりとなる。

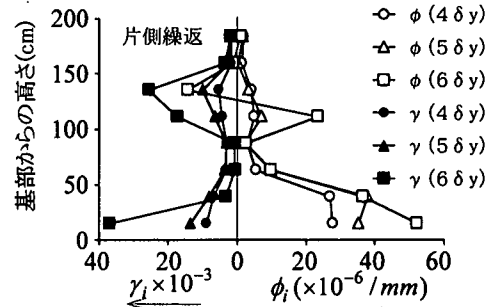
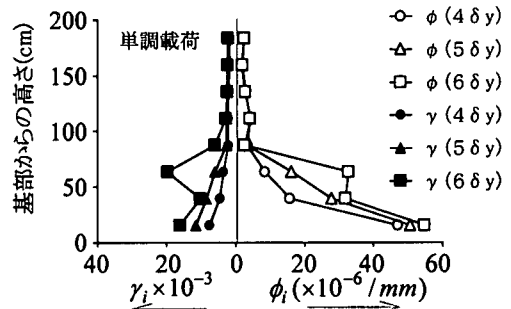


図-10 曲率・平均せん断ひずみの分布  
(上：供試体No.302, 下：供試体No.301)

### (3) せん断変形と曲率分布の関連性

次に部材軸方向に沿った曲率および平均せん断ひずみの分布状況について検討を行った。

単調载荷および片側の繰返し载荷を行った供試体のせん断ひずみ・曲率分布状況を図-10に示す。ここで、繰返し载荷とした供試体No.301については、図中に示した各振幅で3回目の载荷での分布状況を示している。いずれの供試体も柱基部以外の箇所ではせん断ひずみに極値が生じる箇所が認められる。ただし、繰返しを行った供試体では、柱基部からかなり高い位置にせん断ひずみが生じ、曲率の分布にも乱れが生じている。

図-11は正負交番载荷を行った供試体で、繰返し回数が30回以内に荷重の低下が認められたものに

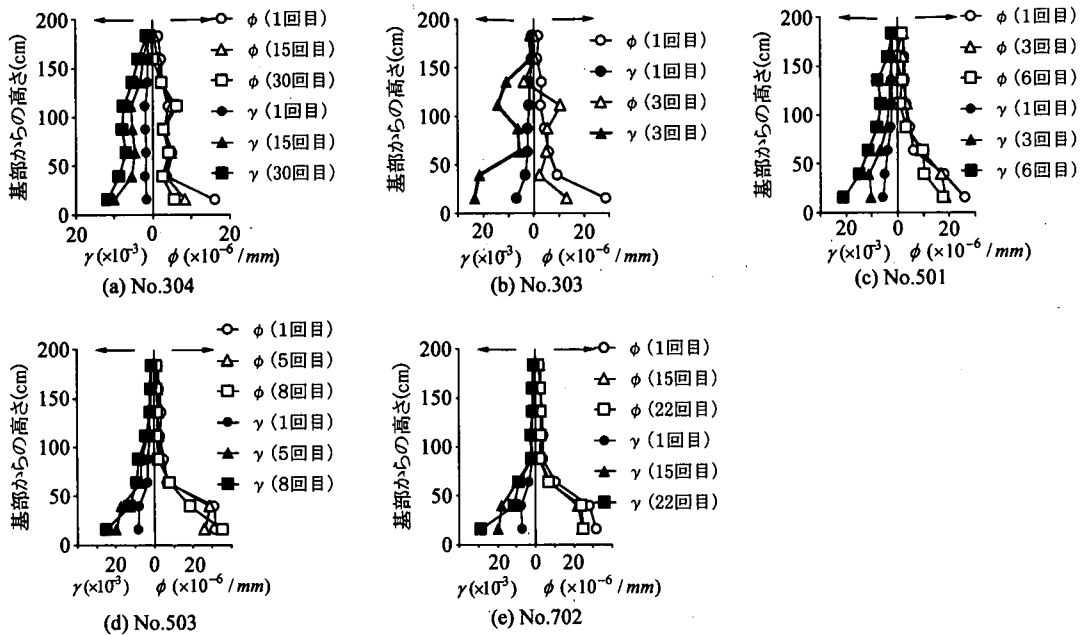


図-11 正負交番荷重を行った供試体の曲率・せん断ひずみの分布

ついて、平均せん断ひずみおよび曲率分布をプロットしたものである。図-11の(a)~(c)はピーク時荷重の低下とともにせん断変形の増大が認められた供試体であり、(e)は途中からせん断変形の増加が認められなかったもの、(d)は中間的な破壊形態であったものである。

まず、せん断変形の増加が著しかった供試体について共通にいえることは、繰り返し回数の増加とともに、平均せん断ひずみの値が全般的に増加していること、また、柱基部から1m~1.5mあたりの部分で特にせん断ひずみの値が大きく集中して増加している箇所が認められることが挙げられる。また、せん断破壊が明瞭な供試体では、曲率についても、部材基部だけではなく、有効高よりも高い位置に大きな曲率を示す箇所が認められるようになる。

これに対し、破壊直前でせん断変形の増加がほとんど認められなかった供試体No.503, No.702でのせん断ひずみの分布状況を見ると、せん断ひずみは柱基部から約1m以内の箇所に集中して、供試体No.702では荷重の繰り返しによりせん断ひずみが大きくなる箇所は、曲率の大きくなる箇所、すなわち、塑性ヒンジ区間のみである。曲率の分布状況も同様で、曲率が大きくなる塑性ヒンジ区間が明瞭になっていることが分かる。

このように、せん断ひずみの分布状況は、最終的にせん断破壊する場合と、曲げ破壊する場合とは

大きく異なっていて、せん断破壊形態を示すものについては、せん断ひずみの大きくなる箇所は、部材基部のみではなく、比較的広い範囲に分布し、部材の有効高を超える高さにおいて、極値が認められるのに対し、曲げ破壊形態の部材では、塑性ヒンジ区間が柱基部に限定され、この間のみでせん断ひずみの増加が認められる。

## 5. せん断破壊の進行状況に関する検討

### (1) せん断ひび割れを生じた部材のせん断抵抗

せん断ひび割れが生じた後のRC部材のせん断抵抗は、せん断補強鉄筋、圧縮側コンクリートのせん断抵抗、せん断ひび割れ面を介した応力伝達、主鉄筋のダウエル作用などによるとされる。しかし、そのメカニズムは非常に複雑であり、これを明確に分類することは困難である。しかし、これまでに述べたとおり、交番荷重を受けるRC部材の破壊には、せん断強度の低下が密接に結びついており、荷重の繰り返し作用によるせん断強度の低下を把握することは非常に重要である。

ここでは、図-12に示したせん断抵抗メカニズムを仮定し、荷重の繰り返し作用により、このせん断抵抗機構がどのように劣化するのか、検討を行うこ

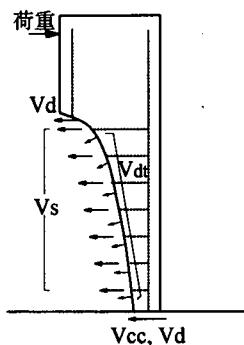


図-12 想定したせん断抵抗機構

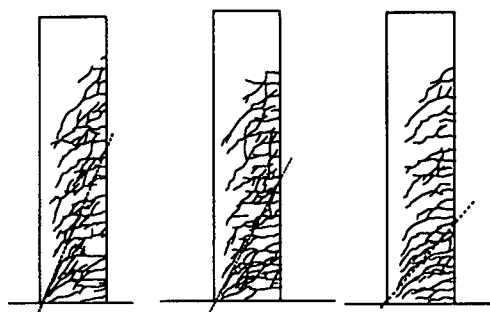


図-13 せん断ひび割れ状況  
(左からNo.306, No.503, No.702の正側載荷ピーク時)

とした。

ここで、圧縮側コンクリートにより伝達されるせん断力を $V_{cc}$ 、主鉄筋のダウエル作用により伝達されるせん断力を $V_d$ 、せん断ひび割れ面に沿って伝達される力を $V_{dt}$ とする。これらのせん断力の負担成分が低下する要因、および低下によって生じる特徴などをまとめると次のようになる。

$V_{cc}$ が低下する要因は3つ考えられ、①コンクリートの圧壊が生じた場合、②正負交番載荷において前ステップの載荷により引張残留ひずみが生じ圧縮力がコンクリートではなく主鉄筋によって主に伝達される状態になった場合、③コンクリートの圧縮応力の作用方向と平行にひび割れが生じ、コンクリートの圧縮強度が低下する場合が挙げられる。ただし、③の要因についてはこれまでの実験結果によると、圧縮強度の低下は70~80%程度とするもの<sup>17)</sup>と、これよりも大きいとするものがあり<sup>18)</sup>、研究者によって評価が異なっているのが現状である。

$V_{dt}$ の低下はせん断ひび割れ幅の増大等によってもたらされる。ここで、せん断ひび割れ面に沿って生じる応力の合力は、水平成分と鉛直成分を併せ持っている。このため、 $V_{dt}$ の低下が顕著になった場合、コンクリートの負担する水平方向の分力の低下が生じると同時に、部材軸方向の抵抗力も失われるため、いわゆるモーメントシフトが生じ、引張主鉄筋に曲げモーメントから想定される以上の引張応力が生じる箇所が現れるようになる<sup>19)</sup>。すなわち、モーメントシフトの発生が認められれば、間接的に $V_{dt}$ の低下が生じていると見なせると考えられる。

次に、 $V_d$ はダウエル作用力の繰り返しによってその剛性が低下することが知られている。ダウエル作用が顕著になれば、局部的にせん断変形の増大が認められるはずである。

ここでは、せん断ひび割れ発生後のせん断抵抗機

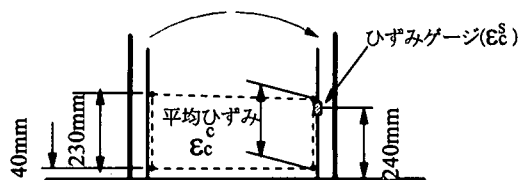


図-14 軸ひずみ測定位置

構について、トラスアナロジーに基づいた置き換えを行うのではなく、図-12のように想定したせん断抵抗メカニズムに基づき、せん断耐力低下の過程を追跡することとした。せん断ひび割れ後のせん断抵抗機構を静定トラスに置き換えた場合、トラスで想定するところのコンクリートの圧縮斜材とせん断補強鉄筋に生じる引張力とが、適合条件に係わらず力の釣り合い条件のみで関係づけられるため、圧縮斜材に生じる圧縮力が低下した場合、これに連動してせん断補強鉄筋の引張力も低下してしまうこと、コンクリートの負担するせん断力の意味合いが不明確となるなど、問題点が生じる。

$V_s$ はせん断補強鉄筋に生じている平均引張ひずみから、引張応力を推定することによりある程度定量的な評価が可能であるが、 $V_c$ を直接算定することは困難である。従って、ここでは、RC部材に作用しているせん断力( $V$ )から、 $V_s$ を差し引くことにより間接的に $V_c$ を求めることとした。ここで、 $V_s$ は、コンクリート中に埋め込んだ部材軸直角方向の変位量を標点間距離で除して求められる平均横ひずみがせん断補強鉄筋の引張ひずみに等しいと仮定し、これをバイリニア型で仮定した鉄筋の応力ひずみ関係に代入し、せん断補強鉄筋に作用する引張応力を算定したものである。なお、 $V_s$ を求める場合、通常のトラス理論に従えば、傾斜角度を45度と仮定した斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋の総断面積を用いることになるが、 $V_s$ をできるだけ正確に評価する



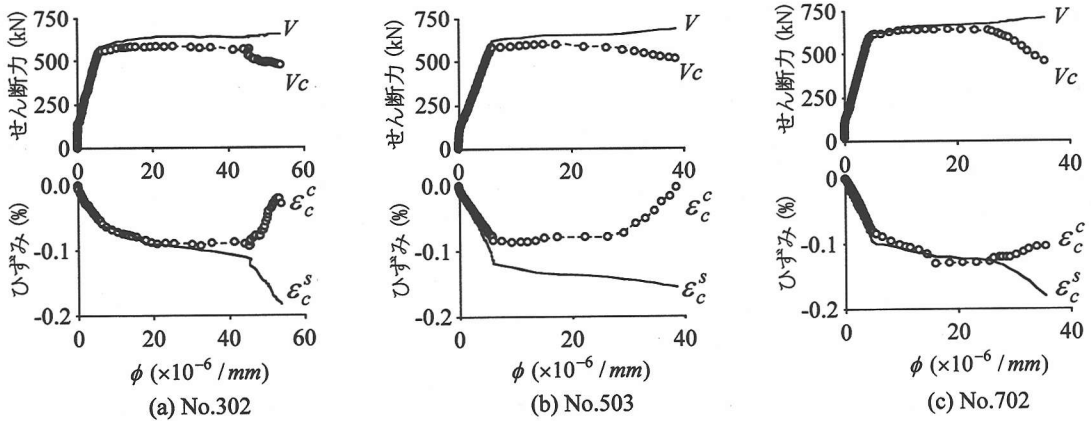


図-15 柱基部の曲率とVcおよび軸圧縮ひずみの関係

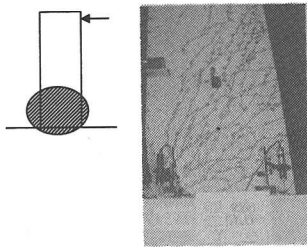


写真-1 柱基部の破壊状況 (その1)

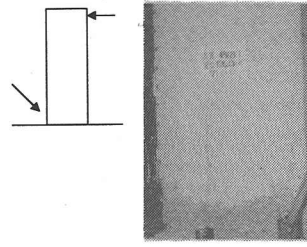


写真-2 柱基部の破壊状況 (その2)

ためには、斜めひび割れの傾斜角度を一律に45度とは仮定せず、荷重試験によって得られた斜めひび割れの傾斜角度を用いることが望ましい。ここでは、1回目の正側の荷重のピーク時点で、図-13に示すように柱基部の圧縮縁に向かって進展する斜めひび割れを取り出し、このひび割れのうち、中立軸よりも圧縮側にあると考えられる部分での傾斜角を用いることとした。

(2) 一方単調荷重におけるせん断強度の低下

一方荷重を行った供試体および、48yの荷重振幅で正負交番荷重を行った供試体の1回目の荷重における荷重0～正側のピークまでの区間での荷重試験結果を用いて、単調荷重時のせん断強度の低下について検討を行う。ここでは、柱基部におけるコンクリートの応力負担状況を推定するため、断面の圧縮側におけるコンクリートならびに主鉄筋のひずみについて検討を行った。図-14にひずみの測定を行った箇所を示す。圧縮主鉄筋ひずみ(これを $\epsilon_c^s$ とする)は、柱基部より240mmの位置で2本の主鉄筋に貼付した4枚のひずみゲージで測定されたひずみの平均値とした。コンクリートのひずみ(これを

$\epsilon_c^c$ とする)は、コンクリートの相対変位の測定結果から求めた平均ひずみを用いた。

図-15は柱の基部で測定された曲率とせん断力およびVcの関係、ならびに曲率と圧縮側主鉄筋ひずみコンクリートひずみを図示したものである。図-15(b)の供試体No.503では必ずしも明確ではないが、Vcの低下が顕著になると、コンクリートひずみと鉄筋ひずみの乖離が生じ、コンクリートの軸方向圧縮ひずみは減少し、主鉄筋の圧縮ひずみは急増している。これは断面に作用する圧縮力について、コンクリートで負担する成分が減少し、これに変わって、主鉄筋で圧縮力を負担するように変化していることを示している。圧縮力を負担しているコンクリートの主圧縮力の方向は、部材軸に対してある程度の傾斜を持っているため、せん断力も負担しているが、主鉄筋は基本的には軸方向の圧縮力のみを負担している、主鉄筋によるせん断力の負担はダウエル作用としての二次的なもので、せん断補強鉄筋による横方向の拘束力の助けを受けて、せん断抵抗が発揮されるものである。このように、単調荷重で生じるVcの低下は、コンクリートの圧縮力の負担の低下によってもたらされるものといえる。なお、写真-1、写真-2は柱基部の圧縮側のコンクリートの破壊

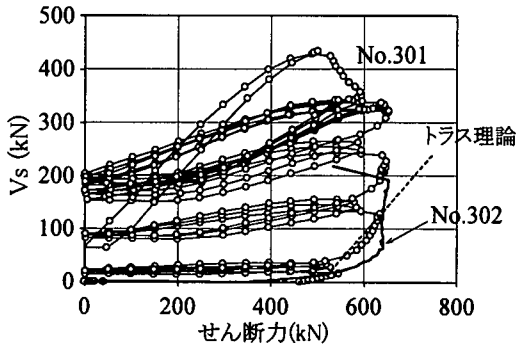


図-16 せん断力とVsの関係

状況を示したものである。コンクリートの軸方向相対変位を測定した箇所の外側の断面縁においてコンクリートの破壊（圧壊）が認められることから、最終的にはせん断圧壊による破壊が生じたと考えられる。なお、本実験ではコンクリートの平均ひずみ測定位置が、圧壊部分よりも内側であったために、圧壊が生じていたにも関わらず圧縮ひずみの増加が認められなかったと考えられる。

### (3) 片側繰返し載荷におけるせん断強度の低下

片側繰返し載荷を行った場合について、供試体に作用するせん断力と、帯鉄筋が負担するせん断力の関係を図-16に示す。図中には比較のために、単調載荷とした供試体No.302および、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗が $V_s + V_c$ で表せると考え、作用するせん断力から、供試体No.1で求められた $V_c$ を差し引いたものを点線で示している。

この結果を見ると、片側繰返し載荷を行った場合と、単調載荷を行った場合とでは、 $V_s$ にかなり大きな違いが認められる。特に、文献20)でも指摘されているように、繰返し載荷を行った場合では、供試体に作用するせん断力が0となっても、せん断補強鉄筋に作用する引張力は0とならず、残留応力が生じていることがわかる。この理由として、文献21)ではひび割れの再接触によるものとしている。この残留応力は、供試体の載荷振幅が増えた際に段階的に増え、部材の耐荷力が低下する直前で減少に転じている。ここで、供試体に作用するせん断力がすべて $V_s$ でまかなわれるとすると、せん断力の増加分と $V_s$ の増加分は1:1の比率となる。しかし、実験結果によると、No.301供試体の繰返し載荷のプロセスでは、完全に除荷した時点でのせん断補強鉄筋の残留応力が増加している間は曲線の傾きは1:1の比率よりも小さい。このことは、供試体に作用する

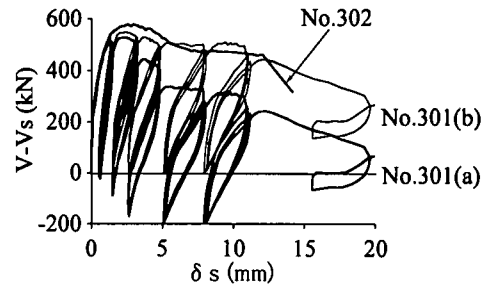


図-17 せん断変形とV-Vsの関係

せん断力が $V_s$ 以外でも負担されていることを示している。

図-17は、横軸に部材のせん断変形をとり、縦軸に $V-V_s$ をとったもので、せん断変形の増大に伴う $V_c$ の低下状況を示したものである。図中には、供試体No.302および供試体No.301について示している。供試体No.301について、図中の(a)は $V$ から $V_s$ をそのまま差し引いたものである。ここで、 $V-V_s$ が負になっているところは、せん断補強鉄筋に残留引張応力が生じていたため、作用しているせん断力よりも $V_s$ の方が大きくなっている。せん断補強鉄筋の残留応力分はコンクリートを横方向に拘束していて、 $V < V_s$ の区間では、この拘束効果により、コンクリートには横方向の圧縮力が作用するものと考えられる。すなわち、せん断ひび割れにより分断されていた部材が拘束力により一時的に一体性を回復していて、コンクリートはせん断力を負担している状態になっていると考えられる。図-17中の(b)は、前サイクルの載荷が終了し完全に除荷した時点でせん断補強鉄筋に発生している残留応力分による $V_s$ をコンクリートの負担するせん断力とみなして次のサイクルの $V_c$ に加算して得られたものである。

あるせん断変形に対する $V_c$ を供試体No.301とNo.302で比較すると、No.301のほうが $V_c$ は小さくなっていて、片側の載荷であっても荷重を繰返しすることにより、 $V_c$ は低下するといえる。ところが、せん断補強鉄筋の残留引張力分が $V_c$ に反映されると見なして補正を行った結果と比較すると、荷重の繰返しによる影響はほとんどなくなる。すなわち、片側での繰返し載荷を行った場合、 $V_c$ は見かけ上低下するが、せん断補強鉄筋にはコアコンクリートを拘束する力が生じていて、この拘束力がコンクリートの負担するせん断力として有効に作用すると考えれば、単調載荷の場合とほぼ同等のせん断力をコンクリートが負担しているといえる。

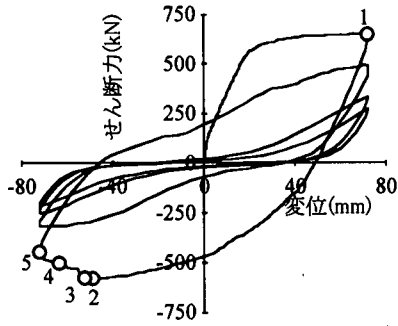


図-18 供試体No. 306のヒステリシスループ

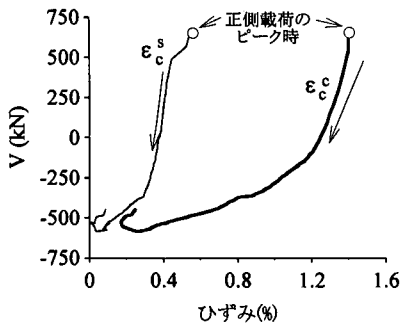


図-19 1回目負側載荷における圧縮ひずみ

(4) 正負交番載荷におけるせん断強度の低下

a) 圧縮側のコンクリートによるせん断力負担の消失について

正負交番載荷時のせん断強度の低下は、先にも述べたとおり多くの要因が関与していると考えられ、これらを要因ごとに分類して評価することは困難である。しかし、1回目の正負交番載荷における正側の載荷と負側の載荷における、コンクリートの負担するせん断力の違いに着目することにより、圧縮側コンクリートによるせん断力の負担の低下をある程度把握することは可能と思われる。1回目の負側の載荷では、これに先行して行った正側の載荷でせん断ひび割れは生じているものの、そのひび割れ幅は小さく、また、負側の載荷によって生じるせん断ひび割れとは方向が異なっているため、コンクリートの負担するせん断力に及ぼす影響は必ずしも顕著となるとは考えられない。しかし、正側の載荷の影響により、負側の載荷で圧縮領域となる断面位置において、鉄筋の引張ひずみが残留すると、載荷方向の反転により圧縮側に転じた部分でのコンクリートの負担する圧縮力を低下させることになる。コンク

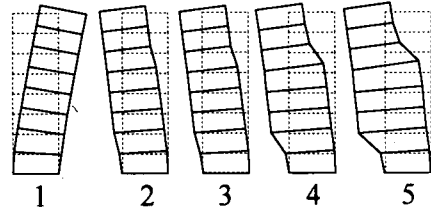


図-20 供試体No. 306の変形状況

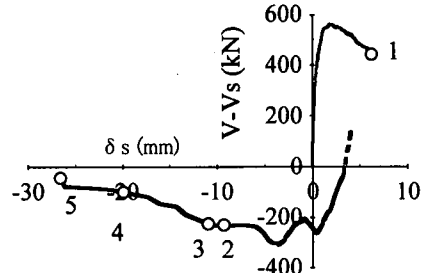


図-21 供試体No.306の1回目の載荷における $\delta s$ とV-Vsの関係

リートの負担する圧縮力が低下すればVccも低下すると考えられる。ここでは1回目の荷重の繰り返しによりせん断破壊した供試体No.306を対象として、荷重方向の反転によるVccの低下について検討を行う。

供試体No.306は48yの載荷振幅で繰り返しを行ったものでヒステリシスループを図-18に示す。図-19は正側の載荷のピーク時点(図-18の1点)から負側の載荷のピーク時点(図-18の点5)までの、 $\epsilon_c^s$ と $\epsilon_c^c$ の変化を示したものである。負側の載荷では、コンクリートの引張ひずみが解消されないままピーク時に至っている。鉄筋ひずみの変化状況を見ると、正側のピーク時に生じていた0.5%程度の引張ひずみがほぼ0にまで減少していて、鉄筋には降伏点に近い圧縮応力が作用していることが予想される。図-20は供試体のコンクリート相対変形測定用の標点の変位を示したものでそれぞれの変形状況は、図-18に示したヒステリシスループ中の点1~5に対応している。なお、図-20に示した標点の変位は、変形状況が明確に把握できるように、元の位置座標に対して、変位量を10倍に拡大して表示している。正側の載荷のピーク時(点1)では通常の片持ちばり形式の部材で認められる曲げ変形状況を示しているが、荷重の反転後、点3~点5に至る経路で荷重低下が生じ横方向の変形が増大している。この間のV-Vsとせん断変形との関係を示したのが図-21である。正側

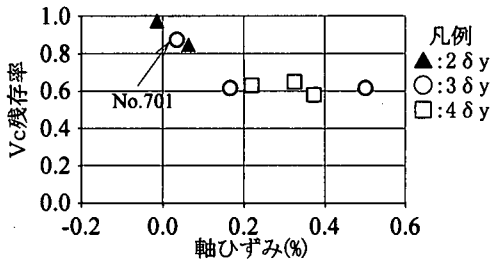


図-22 柱基部の圧縮側軸ひずみとVc残存率の関係

の載荷では、Vcはピーク時で550kNほど発揮されていたが、荷重反転後のVcの絶対値は250~300kN程度までに低下している。このように、正負交番載荷では圧縮部分のコンクリートのせん断力の伝達が低下することにより、1回目の繰返しによって、コンクリートの負担するせん断力は単調載荷時の60%程度までに低下することが分かる。

他の供試体についても同様に1回目の繰返しによるVcの低下状況を調査した。ここで対象としているVcの低下は、主として圧縮域のコンクリートによって伝達される成分の低下によるものと考えられるので、圧縮側のコンクリートの軸方向ひずみと関連しているものと考えられる。従って、1回目の負側の繰返しにおいて測定されたVcの最大値と、圧縮側に転じたコンクリートの軸方向ひずみとの関係について、検討を行うこととした。ここで、コンクリートの軸圧縮ひずみは、柱基部でコンクリートに設けられた標点間で測定されたものを用いている。

この結果を図-22に示す。図中の縦軸は、1回目の負側の載荷で測定されたVcの最大値を、せん断補強鉄筋を有しない供試体No.1で測定されたせん断強度で除して無次元化したVcを示している、ここでは、Vcの残存率と呼ぶこととした。横軸は荷重の反転により圧縮側に転じた断面におけるコンクリートの軸方向ひずみであり、圧縮ひずみを負、引張ひずみを正としている。なお、各供試体に用いられたコンクリートの圧縮強度は必ずしも同一ではないので、せん断補強鉄筋を有しない場合に想定されるせん断強度は異なったものになると考えられる。よって、無次元化をする際に分母として用いるせん断強度は、コンクリートの圧縮強度の違いを考慮して、土木学会コンクリート標準示方書で示されているコンクリートのせん断耐力式に準拠して、コンクリート強度の違いについて補正を施している。

図-22から明らかなように、1回目の負側の載荷で

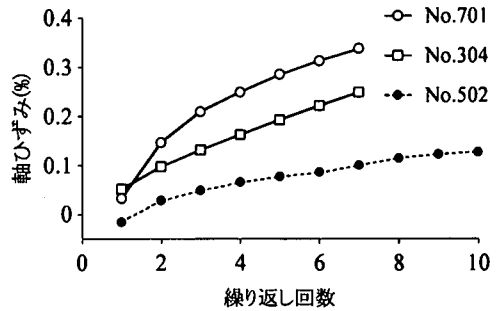


図-23 荷重の繰返しによる軸ひずみの変化

生じるVcの低下は、コンクリートの軸ひずみと明確な関係があり、荷重反転後本来であれば圧縮ひずみが生じるところで、前ステップで生じた引張ひずみが残留した場合、残留ひずみの大きさに応じてVcは低下している。載荷振幅が2δyの場合は、引張ひずみの残留がほとんどないため、Vcの低減はわずかである。ところが3δy以上に載荷振幅を増加させた場合では、柱基部での曲率が増大するため、前ステップで生じる残留引張ひずみも増加し、Vcの残存率も小さくなったものと考えられる。Vcの残存率には下限が存在し、軸引張ひずみが0.2%を超えると、低減率はほぼ一定に収束している。このように、圧縮側コンクリートで伝達されるせん断力の低下はVcの低下の主要因の1つであるが、これのみではVcが0となるわけではなく、この時点ではこれ以外の要因によるVcは保存されている。

なお、2δyで載荷した供試体および3δyで載荷したNo.701ではVcの残存率は大きいですが、荷重の繰返し回数を重ねるうちに、図-23に示すように、残留引張ひずみが大きくなる。このことから、1回目の載荷ではVcが残存していても、繰返し回数が増大すると、いずれは圧縮域のコンクリートによるせん断伝達は期待できなくなるものと考えられる。

#### b) 荷重の正負繰返しによるせん断力負担の消失

次に、2回目以降の荷重の繰返しによる、部材のせん断強度の低下について検討を行う。正負交番載荷が作用した際の、せん断補強鉄筋の挙動は複雑であり、一方向で繰返しを行った場合と同様、部材に作用するせん断力が0となっても、せん断補強鉄筋に作用する引張力は0とはならない。このため、一方向繰返し載荷の場合と同様に、せん断補強鉄筋による拘束効果によってコンクリートの横方向の圧縮応力が生じると考えられる。この拘束応力によりコンクリートがせん断力の一部を負担しうる

状態になっていると予想される。図-24は、供試体No.304の正側の荷りに着目し、荷重繰り返し回数が5,10,15回目の時の荷重ゼロからピーク時までの $\delta s$ とせん断力 $V$ 、ならびに $V_s$ の変化状況を示したものである。繰り返し回数が増えるにつれて、荷重0の時点での $V_s$ は減少し、一方、荷重0からピーク時までの $V_s$ の増加割合は大きくなっていて、繰り返し回数が大きい場合には、せん断力の増加をせん断補強鉄筋でまかなっている状態になっている。

ここでは、荷重の繰り返し回数と、ピーク時に作用しているせん断力、およびせん断補強鉄筋によって負担しているせん断力の関係について検討を行った。ここで、ピーク時にせん断補強鉄筋が負担するせん断力を $V_s(P)$ 、供試体に作用するせん断力が0すなわち、除荷時のせん断補強鉄筋に残存する引張力を元に算定したせん断補強鉄筋による横方向の力を $V_s(0)$ とする。 $V_s(P)$ 、 $V_s(0)$ は各载荷サイクルの正側の荷りと負側の荷りの平均値とした。この結果を図-25に示す。

なお、 $V_s(P)+V_s(0)$ も図中にマークなしの実線で示している

ここで30回の荷重繰り返しによっても、ほとんどピーク時の荷重に低下が認められなかった供試体No.502, No.701については共通の特徴が認められ、いずれも $V_s(0)$ の低下がほとんど生じていない。

これに対し、供試体の変形の進行状況からせん断破壊したと考えられる供試体No.304, No.303, No.501では、 $V_s(0)$ の低下にともない $V(P)$ が低下している。ただし、いずれの場合も、 $V_s(P)$ は初期の数回の繰り返しにおいて増加するものの、以後はほぼ一定の値となっている。

曲げ破壊したと考えられる供試体No.702については、このような特徴は必ずしも明確ではない。

また、曲げ破壊しない場合(図-25中(a)~(e))は、 $V_s(P)$ は $V(P)$ よりも小さく、 $V_s(0)+V_s(P)$ は荷重の繰り返し初期を除いてほぼ $V(P)$ に等しい。

$V_s(0)+V_s(P)$ が $V(P)$ にほぼ等しいということは $V_s(0)$ がコンクリートの負担するせん断力として有効に作用し、せん断抵抗としてせん断補強鉄筋により負担するせん断力に累加できることを意味している。また、せん断破壊しなかった供試体で $V_s(0)$ の低下がみられなかったことは正負交番荷重の繰り返しによってせん断破壊するかしないかは $V_s(0)$ の低下が生じるか否かに係わっていると考えられる。 $V_s(0)$ の低下は、コアコンクリートに作用する拘束力が低下していることを意味している。拘束力が低下すると、せん断ひび割れ面を介したせん断力の伝達も低下し、コンクリートの負担するせん断力の低

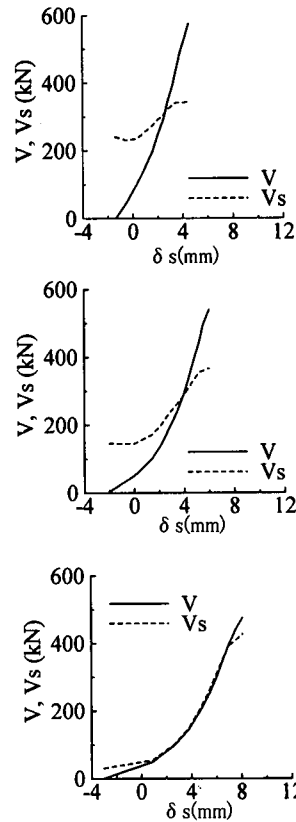
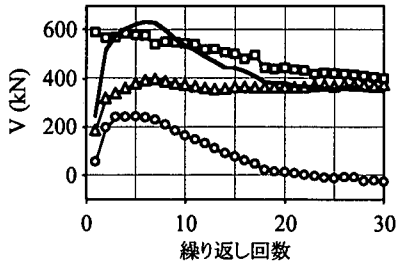


図-24 せん断変形とせん断力および $V_s$ の関係  
(上：繰り返し回数5回目  
中：繰り返し回数10回目  
下：繰り返し回数15回目)

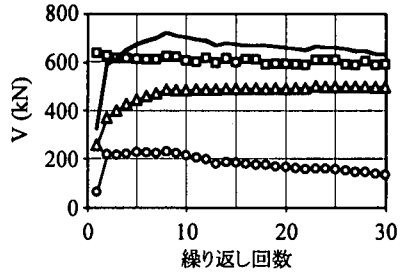
下につながっていると考えられる。

次に、荷重繰り返し回数が少ない場合では、 $V_s(0)+V_s(P)<V(P)$ となっているが、これは $V_s(0)$ および $V_s(P)$ 以外にも、せん断抵抗が存在することを表している。これは図-22, 23に示したように、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達は、繰り返し回数が少ない場合は残留引張ひずみが小さいために、これが完全に消失するわけではない。しかし、繰り返し回数の増大とともに残留引張ひずみが増加し、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達は低下すると予想される。すなわち、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が残存しているために $V_s(0)+V_s(P)<V(P)$ となったものと考えられる。

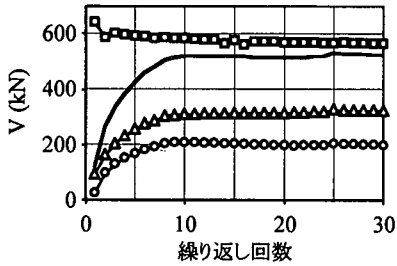
このように、荷重の正負交番繰り返しによるコンクリートの負担するせん断力の低下は、複数の要素からなっていて、まず最初に圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が低下し、次にせん断ひび割れ面に沿った応力の伝達の低下が生じるものと考えら



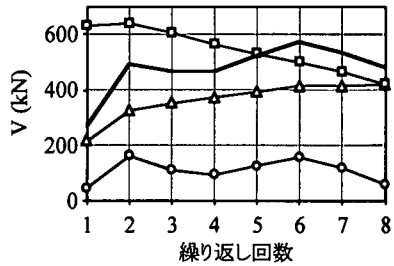
(a) 供試体No.304 (2  $\delta y$  載荷振幅)



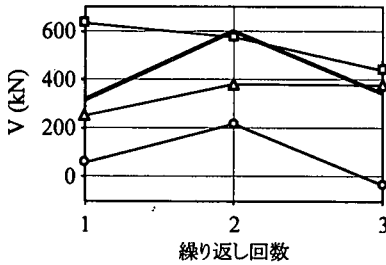
(e) 供試体No.701 (3  $\delta y$  載荷振幅)



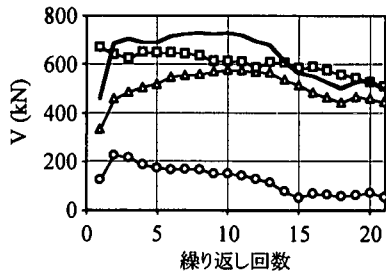
(b) 供試体No.502 (2  $\delta y$  載荷振幅)



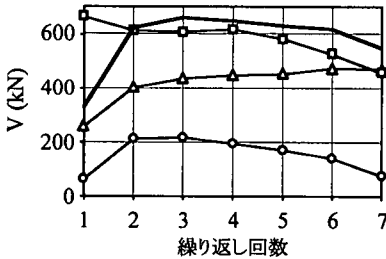
(f) 供試体No.503 (4  $\delta y$  載荷振幅)



(c) 供試体No.303 (3  $\delta y$  載荷振幅)



(g) 供試体No.702 (4  $\delta y$  載荷振幅)



(d) 供試体No.501 (3  $\delta y$  載荷振幅)

(a)~(g)の各図の凡例:

- : V(P)
- △: Vs(P)
- : Vs(0)
- 無印の実線: Vs(P)+Vs(0)

図-25 荷重の繰り返しによるVsの変動

れる。

ここで、 $V_s(0)$ の低下がせん断ひび割れ面を介したせん断力伝達の低下に結びついていることを確認するため、軸ひずみ分布からモーメントシフトの発生について検討を行った。図-26は引張側のコンク

リートの軸ひずみの分布性状を繰り返し回数毎に表示したものである。供試体No.304では基部からの距離が100cm付近で大きな引張ひずみが生じている。この部分の引張ひずみの増加は荷重の繰り返し回数が10回目から20回目の間で特に著しい。図-25(a)を

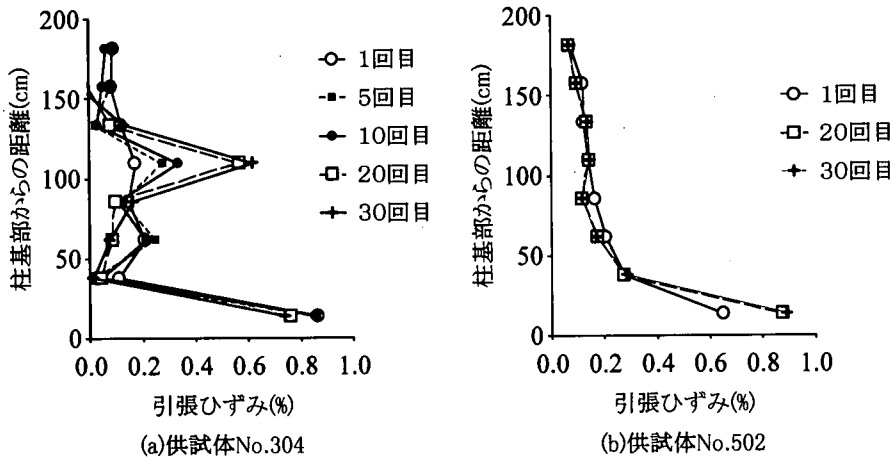


図-26 軸方向ひずみの分布状況

参照すると、せん断補強鉄筋により発揮されている拘束力に相当する $V_s(0)$ が低下する繰返し回数に相当している。柱基部以外において認められた断面引張側の軸方向引張ひずみの増加は、せん断ひび割れ面で伝達されているせん断力が低下することにより、モーメントシフトが生じていることを示すものである。一方、 $V_s(0)$ の低下の認められなかった供試体No.502では、引張ひずみが局所的に増大する箇所は認められない。

なお、軸方向引張ひずみが、柱基部以外のところでもかなり大きな極大値を持つことは、柱基部からひずみ極大値までの間の付着応力がかかなり低下していることを意味している。ここで、トラス機構では圧縮斜材による斜め圧縮力の水平方向の釣り合い条件として引張鉄筋の付着応力の存在を前提条件としている。従って、付着応力の損失により、トラス機構としての抵抗メカニズムがあまり有効に作用していないと考えられる。

以上の検討結果から、せん断補強鉄筋によるコアコンクリートの拘束の減少を防止することは、せん断破壊型の部材の耐力低下を防ぐ上で重要であると言える。このためには、せん断補強鉄筋が降伏し過大な横方向ひずみが出ないようにしなければならない。ここでは、荷重がピークに達した時点でせん断補強鉄筋に生じている平均引張応力を求め、コアコンクリートの拘束力の減少を防止するための条件について検討を行う。

表-5は $V_s(0)$ が最も大きくなる载荷サイクルにおいて、荷重がピークになった時点でせん断補強鉄筋に生じていたと考えられる平均引張応力度およびこれ

を鉄筋の降伏点で無次元化した結果を示している。表中ゴシック体で示したものは、せん断破壊を生じていた供試体である。供試体がせん断破壊するか否かを分ける境界は、せん断補強鉄筋に生じていたと考えられる平均引張応力度が、鉄筋の降伏応力度の80%程度の所にあると考えられる。すなわち、荷重ピーク時に生じるせん断補強鉄筋の平均引張応力度が降伏点の約80%となると、荷重の繰返しにより、コアコンクリートの拘束効果が次第に失われせん断破壊に至る場合と、せん断破壊しない場合があり、せん断破壊する場合でも、部材の強度の低下は荷重の繰返しに対し非常に緩慢である。荷重ピーク時に生じるせん断補強鉄筋の平均引張応力度が降伏点の約90%となると、荷重の繰返しにより比較的早期に強度低下を生じている。

従って、 $V_s(0)$ の低下が生じるか否かはピーク時にせん断補強鉄筋に生じる引張応力度、すなわちせん断補強鉄筋量に依存すると考えられる。これは、コンクリートのせん断力の負担をある程度期待するためには、せん断補強鉄筋の引張応力度に余裕が生じるような設計を行わなければならないことを意味している。

ここで得られた実験結果を総合すると、正負交番荷重が作用する場合、圧縮側コンクリートによるせん断力の負担の消失により、 $V_c$ は60%程度にまで低下するが、これのみで $V_c$ が0になるわけではなく、コアコンクリートの拘束効果により、 $V_c$ の一部は保存される。今回の実験では、せん断破壊しなかった供試体No.502やNo.701で、 $V_s(0)$ として200kN程度確保されていた。図-5(a)に示すように、せん断補強鉄

表-5 ピーク時に生じていたせん断補強鉄筋の平均引張応力度

供試体	荷重振幅	引張応力 (MPa)	降伏点で無次元化
No.304	2δy	269	0.81
No.502		261	0.73
No.303	3δy	316	0.95
No.501		335	0.92
No.701		302	0.82

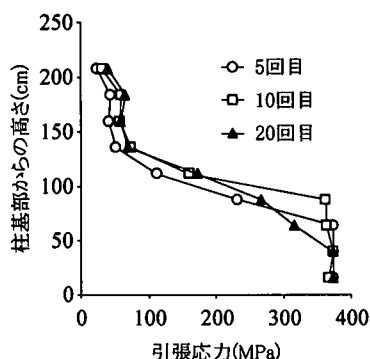


図-27 繰り返し回数の増加に伴うせん断補強鉄筋の応力分布の変動

筋のない供試体の単調荷重試験で得られる  $V_c$  は 510kN であったので、 $V_c$  の 40% 程度は保存されていたと考えられる。ただし、 $V_c$  の一部が保存されるためには、せん断補強鉄筋に生じる引張応力を降伏点の 80% 程度以下に抑える必要がある。この結果を式で表すと、繰り返し荷重によるせん断破壊を防止するためには、ピーク時においてせん断補強鉄筋がある程度の余裕を持って、せん断力を負担すること、すなわち

$V(P) < 0.8V_s + 0.4V_c$ , あるいは  $V_s + 0.5V_c > 1.25V(P)$  が満たされるように、せん断補強鉄筋の配置量を定める必要があるといえる。

なお、曲げ破壊型の供試体については、このような判断基準は適用できない。この理由は、荷重の繰り返しにより、ひび割れ面を横切るせん断補強鉄筋に作用する引張力の分布が、荷重の繰り返しにより次第に局所化するためである。図-27は、曲げ破壊型であったと考えられる供試体 No.702 について、ピーク時におけるせん断補強鉄筋の引張応力分布を示したものである。

この結果を見ると、荷重繰り返し回数が 5 回目から 10 回目にかけては、せん断補強鉄筋に作用する引張応力は増加しているが、10 回目から 20 回目にかけては、柱基部から 50cm ~ 100cm 程度の領域でむしろ低下していることが分かる。すなわち、繰り返し 10 回目では塑性ヒンジ区間にほぼ均等に引張応力が分布していたが、20 回目では柱基部付近のみに応力分布が集中していて、斜めひび割れを横切っているせん断補強鉄筋の引張力の総和として求められる  $V_s$  はむしろ低下している。これは、明らかにせん断破壊型の部材における荷重低下パターンとは異なったものである。

今回の検討では、せん断補強鉄筋の引張応力分布が荷重の繰り返しにより局所化した理由については、明らかにすることができなかった。これには、主鉄筋のはらみだしの影響があったものと考えられるが、今後の検討課題であろう。

## 6. まとめ

本研究は、繰り返し荷重が作用する RC 部材のせん断強度低下のメカニズムを明らかにすることを目的として、実験的検討を行った。以上、本研究の範囲で得られた結論をまとめると次の通りである。

- 1) 単調荷重が作用する場合と、正負交番荷重が作用する場合とでは、 $V_c$  の低下メカニズムは異なっている。単調荷重の場合は、 $V_c$  の低下は圧縮側コンクリートのせん断圧壊が主であるのに対し、正負交番荷重では、荷重の反転による圧縮側コンクリートのせん断力負担の低下、およびコアコンクリートの拘束効果の低下が  $V_c$  の低下の主な原因となる。
- 2) 部材の変形成分の分離を行うことにより、部材の破壊形態の分類ができる。せん断破壊型の部材では、せん断変形が大きくなる箇所は、部材の基部のみには限定されない。
- 3) 正負交番荷重が作用する場合、荷重の反転による圧縮側コンクリートのせん断力負担の低下は避けられない。この低下量は、圧縮側の断面のコンクリートに発生する残留引張ひずみの量、すなわち、柱基部における曲率に依存するものと考えられる。ただし、圧縮側コンクリートのせん断力負担の低下のみではコンクリートの負担するせん断力は 0 にはならない。
- 4) 繰り返し荷重の場合は、部材に作用するせん断力が 0 になっても、せん断補強鉄筋には残留応力が発生する。これにより、コアコンクリートには拘束効果が生じ、これによりせん断ひび割れ面に沿った



せん断抵抗が発揮される。これは、せん断補強鉄筋による効果であるが、コンクリートの負担するせん断力として考慮できる。この拘束効果を保つことが  $V_c$  の低減に歯止めをかけ、部材のせん断破壊を防ぐうえで重要である。

5) この拘束効果が保存されるかどうかは、ピーク時にせん断補強鉄筋に生じる平均引張応力度によって決まる。従って、コアコンクリートの拘束効果によって期待されるコンクリートの負担するせん断の低下の程度はせん断補強鉄筋量に依存する。

6) 拘束効果により発揮されるコンクリートの負担するせん断力を保存するためには、せん断補強鉄筋に生じる引張応力度は、降伏点の80%程度以下にとどめておく必要がある。

なお、今後の課題としては、曲げ破壊型のRC部材の強度低下メカニズムを明確にすること、また、今回の正負交番繰り返し載荷試験は載荷点の変位振幅を一定の条件で行ったが、段階的に載荷点の変位振幅を増加させた場合や、主鉄筋比などを変化させた場合についても検討を行う必要があろう。

#### 参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会・阪神大震災調査研究特別委員会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ12, 土木学会, 1996.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書耐震設計編V, 1996.
- 3) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.57-66, 1988.
- 4) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.203-212, 1987.
- 5) 例えば, 須田久美子, 村山八洲雄, 一宮利通, 新保弘: RC橋脚における柱筋の座屈メカニズムの考察, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.571-578, 1996.
- 6) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.420/V-13, pp.115-124, 1990.
- 7) 衣笠秀行, 野村設郎: 正負繰り返し履歴による曲げ降

伏ヒンジの破壊性状, コンクリート工学論文集, Vol.5, No.2, pp.21-32, 1994.

- 8) 赤倉康寛, 鈴木基行, 武田篤史, 藤原稔, 尾坂芳夫: RC構造の損傷度評価と耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.544/V-32, pp.205-221, 1996.
- 9) 梶貝勇: 鉄筋コンクリート部材の諸性状(その5), コンクリートライブラリー34号, 土木学会, pp.31-40, 1972.8.
- 10) Report of ACI-ASCE Committee326: Shear and Diagonal Tension, *Journal of ACI*, pp.277-333, Feb., 1962.
- 11) Popov, E.P., Bertero, V.V. and Krawinkler, H.: Cyclic Behavior of Three Reinforced Concrete Flexural Members with High Shear, Report No. EERC 72-5, 1972.
- 12) 三島徹也, 原夏生, 前川宏一: 正負交番載荷によるRCひび割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.191-200, 1992.
- 13) Wight, J.K. and Sozen, A.: Strength Decay of RC Columns under Shear Reversals, *Journal of Structural Division* ST5, pp.1461-1476, 1975.
- 14) Paulay, T. and Bull, I. N.: Shear Effect on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames, Bulletin D'Information N° 132, pp.165-172, 1979.
- 15) Gosain, N. K., Brown, R. H. and Jirsa, J.O.: Shear Requirements for Load Reversals on RC Members, *Journal of Structural Division* ST7, pp.1053-1065, 1977.
- 16) Priestley, M. J. N., Verma, R. and Xiao, Y.: Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Division* ST8, pp.2310-2329, 1994.
- 17) Miyahara, T., Kawakami, T. and Maekawa, K.: Nonlinear Behavior of Cracked Reinforced Concrete Plate Element under Uniaxial Compression, *Concrete Library of JSCE*, No.11, pp.131-144, June, 1988.
- 18) Belarbi, A. and Hsu, T.T.C.: Constitutive Laws of Softend Concrete in Tension-Compression, *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.5, pp.562-573, Sept-Oct, 1995.
- 19) Park, R. and Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, pp.304-307, 1975.
- 20) Ruhnu, J.: Influence of Repeated Loading on the Stirrup Stress of Reinforced Concrete Beams, *ACI SP-42*, Vol.1, pp.169-181, 1974.
- 21) Ueda, T., Pantaratorn, N. and Sato, Y.: Finite Element Analysis on Shear Resisting Mechanism of Concrete Beams with Shear Reinforcement, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.273-286, 1995.

(1998. 2. 4 受付)

# STUDY ON THE MECHANISM OF SHEAR STRENGTH DECAY OF RC MEMBERS UNDER LOAD REVERSALS

Hiroshi WATANABE and Hirotaka KAWANO

This paper reported following results of an experimental study on the mechanism of shear strength decay of RC members under cyclic load reversals; failure pattern of RC members was classified into two types, i.e., shear failure and bending failure, by separating displacement components. Shear strength decay of concrete under load reversals is brought by the loss of shear transfer by concrete in compression zone. While confinement stress of core concrete by hoops exists, shear strength of concrete is kept about 40% of shear strength of RC members under monotonic load. To prevent shear failure under load reversals, tensile stress of hoops must be kept at least under 80% of its yield strength.