

新制

工

1413

正負交番荷重が作用する道路用鉄筋コンクリート棒部材および  
隅角部のせん断強度に関する実験的研究

平成19年2月

渡辺 博志

**正負交番荷重が作用する道路用鉄筋コンクリート棒部材および  
隅角部のせん断強度に関する実験的研究**

**平成19年2月**

**渡辺 博志**

## 目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本論文の構成	2
第2章 コンクリート部材のせん断強度の照査手法	5
2.1 コンクリート棒部材のせん断力に対する設計方法	5
2.1.1 概要	5
2.1.2 せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力評価方法の類別	5
2.1.3 トラス理論を基礎とするもの	6
2.1.4 塑性理論を基礎とするもの	8
2.1.5 正負交番作用の影響の反映方法	9
(1) 土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編	9
(2) 建築学会鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説	9
(3) カリフォルニア州運輸局の設計規準	11
(4) Structural Eurocode EN 1998-1-3:1995	12
(5) ニュージーランド設計規準 (NZS3101:1995)	13
(6) まとめと現状の問題点及び課題	13
2.1.6 コンクリート部材のせん断強度の評価における問題点解決の糸口	14
2.2 L型隅角部のせん断強度に対する既存の設計規準における取り扱い	15
2.2.1 隅角部の強度の評価方法について	15
2.2.2 接合部パネルのせん断力に着目した方法	15
(1) 建築の分野におけるL型隅角部の設計の考え方	15
(2) ACI-352R で推奨されている方法	16
(3) ニュージーランド構造設計規準(NZS3101:1982)に示される方法	17
2.2.3 接合部パネルのせん断力に着目しない方法	17
2.3 まとめ	18
参考文献	18
第3章 単調増加荷重を受けるコンクリートはり部材のせん断強度について	20
3.1 概要	20
3.2 せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断強度に関するこれまでの研究	20
3.3 せん断補強鉄筋の効果と修正トラス理論の検証	23
3.3.1 せん断ひび割れ発生後のRC部材のアーチ機構とビーム機構	23
3.3.2 RC部材におけるコンクリート強度およびせん断補強鉄筋の強度の影響	25

(1)試験方法の概要	25
(2)試験結果の概要	25
(3)せん断補強鉄筋の寄与とせん断ひび割れ強度	28
(4)コンクリートの負担するせん断力の内訳	30
3. 3. 3 せん断スパン比の影響	34
3. 3. 4 アーチ機構の定量的評価について	35
3. 3. 5 コンクリートの力学特性ならびに軸圧縮力の影響	37
(2)せん断ひび割れ発生後のコンクリートの負担するせん断力	44
(3)せん断圧縮破壊時のコンクリートの負担するせん断力	46
3. 4 ダウエル作用に関する検討	49
3. 4. 1 概要	49
3. 4. 2 これまでに提案されてきたダウエル作用の評価精度	51
3. 4. 3 載荷試験と結果の概要	52
3. 4. 4 水平ひび割れ発生時の強度と鉄筋径の関係について	55
3. 3. 5 せん断補強鉄筋の影響	56
3. 3. 6 ダウエル作用の寄与	57
3. 5 まとめ	57
参考文献	59
第4章 正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断強度および変形性能	62
4. 1 概要	62
4. 2 定変位振幅の正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度載荷試験	63
4. 2. 1 試験方法の概要	63
4. 2. 2 載荷試験結果の概要	64
(1)破壊状況の概要	64
(2)各供試体のせん断強度の推定結果	65
(3)各供試体のピーク時荷重の推移	69
4. 3 RC部材の耐荷性能の低下とせん断抵抗メカニズムの変化	70
4. 3. 1 検討方法	70
4. 3. 2 部材の変形成分の変化	70
(1)RC柱部材の変形成分の分離について	70
(2)各供試体の変形成分	72
4. 3. 3 片側（正側のみ）繰り返しを行った場合のせん断強度の低下	76
4. 3. 4 正負交番載荷におけるせん断強度の低下	78
(1)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	78
(2)荷重の正負繰り返しによるせん断力負担の消失	81

4. 4	正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度に与えるせん断スパン比の影響	86
4. 4. 1	概要	86
4. 4. 2	載荷試験方法の概要	87
(1)	概要	87
(2)	載荷方法	87
(3)	測定方法	87
4. 4. 3	載荷試験結果の概要	88
(1)	供試体の荷重変位関係	91
(2)	供試体の破壊状況の概略（単調載荷の場合）	91
(3)	供試体の破壊状況（正負交番載荷の場合）	91
4. 4. 4	RCショートビーム供試体の破壊強度	94
(1)	せん断補強鉄筋の無い場合	94
(2)	せん断補強鉄筋の有る場合	94
(3)	せん断補強鉄筋の効果	95
4. 4. 5	荷重の繰り返しによるピーク時荷重の推移	100
(1)	$1\delta_y$ での繰り返し載荷について	100
(2)	せん断補強鉄筋が有る場合	101
4. 4. 6	せん断スパン比の違いが変形性状に及ぼす影響	101
(1)	変形の分離方法	101
(2)	各せん断スパン比を有する供試体の変形履歴	101
(3)	せん断変形とコンクリートの負担するせん断力 $V_c$ の関係	103
4. 5	正負交番荷重が作用するRC部材のせん断耐力と変形性能の関係	105
4. 5. 1	検討概要	105
4. 5. 2	コンクリートの負担するせん断力の低下状況	105
(1)	$V_s$ を求める際のせん断ひび割れ傾斜角について	105
(2)	コンクリートの負担するせん断力の低下	107
4. 5. 3	せん断余裕度とじん性率の関係	109
4. 6	まとめ	110
	参考文献	112
第5章	L型ラーメン隅角部のせん断強度に関する検討	114
5. 1	概要	114
5. 1. 1	検討目的	114
5. 1. 2	L型隅角部のせん断強度について	115
(1)	ラーメン隅角部の破壊性状	115
(2)	隅角部の割裂強度の評価に関する研究	116

(3) はり主鉄筋の定着破壊と隅角部強度の関連	118
(4) ハンチ筋の効果	118
(5) 隅角部主鉄筋の配筋細目に関する研究	119
(6) 隅角部に正負交番荷重が作用する場合の検討	119
5. 2  载荷試験方法	120
5. 2. 1  供試体の概要	120
5. 2. 2  载荷方法	121
5. 3  正载荷の場合の隅角部ひび割れ強度について	121
5. 3. 1  主鉄筋の付着応力度	121
5. 3. 2  接合部パネルの割裂ひび割れ性状の検討	122
5. 3. 3  接合部パネル割裂ひび割れの判定方法	123
5. 3. 4  割裂ひび割れ強度の検証	125
5. 3. 5  割裂ひび割れ発生後の挙動	126
5. 3. 6  隅角部補強鉄筋の効果	127
(1)接合部パネルの圧縮ひずみ分布に及ぼす影響	127
(2)主鉄筋ひずみと荷重の関係	128
5. 3. 7  ハンチ筋の影響	130
5. 3. 8  正負交番载荷時の挙動について	133
(1)荷重変位関係の包絡線について	133
(2)接合部パネルの変形と等価粘性減衰定数の関係	134
5. 4  まとめ	137
参考文献	138
第6章 結論	140

謝辞

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

鉄筋コンクリート部材（RC部材）の破壊モードは、一般的に曲げ破壊、せん断破壊、およびねじり破壊に分類され、それぞれの破壊形態に対して、部材の耐荷力が作用する荷重（曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント）を上回るように設計される。これ以外にも軸力による圧壊、支圧、押抜きせん断など様々な破壊形態が想定されるが、土木構造物の柱や梁などの棒部材において一般的に問題となるのが曲げ破壊とせん断破壊となる。

曲げモーメントに対する鉄筋コンクリート梁部材の挙動については、ひび割れ幅の算定や長期変形の問題など、不明な点も残されているのが現状であるが、終局曲げ耐力については平面保持の仮定に基づく理論的な評価方法がおおよそ確立していて、満足できる精度でこれを評価できる状況にある。

しかし、せん断力に対する挙動については、変形量の算定方法や終局せん断耐力の評価方法など、不明な点が多く残されており、曲げ終局強度と比較すると理論的な取り扱いが大きく遅れているのが現状である。

RC部材にせん断力が作用した場合のせん断破壊性状は一般的に変形性能に乏しい脆性的なものとなる。RC部材の耐震設計においては、部材に生じる塑性変形によるエネルギー吸収を考慮した照査が実施されることが一般的であり、前提条件として、部材に想定している塑性率の範囲内において、せん断破壊により部材の耐力が喪失するような状況は避けなければならない。すなわち、主鉄筋が降伏した後も、せん断破壊を生じることなく、所要の変形性能を満たさなければならない。

これまで、例えば道路構造物の分野では、鉄筋コンクリート部材の変形性能の照査は、曲げ変形に着目した手法が採用されてきた。RC柱部材を例にとれば、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力ひずみ関係を用いて曲率の限界値を求め、曲率の積分により終局変位を算出し、じん性を評価している。この方法に従えば、終局時の判断はコンクリートの終局圧縮ひずみによって行われていることとなる。このようにコンクリートの応力ひずみ曲線に基づいて変形性能を評価する方法の元となったのは、太田による単一柱形式鉄筋コンクリート部材の耐震性に関する研究<sup>1)</sup>であった。しかし論文中にも示されているとおり、正負交番荷重と一方向のみの繰り返し荷重とではその変形性能が大きく異なっている。荷重の繰り返し作用によるせん断破壊モードへの移行を課題として挙げられている。すなわち、交番荷重が作用する場合の変形性能の低下の一つの原因として、主鉄筋降伏後のせん断破壊が挙げられ、これに対する考慮が必要となる。

先の阪神淡路大震災における道路用鉄筋コンクリート橋脚の被災状況を見ると、甚大な損傷を受けているものは、主鉄筋の段落とし部を除くと、曲げせん断破壊型あるいはせん断破壊型に分類されるものが多いことが判明している<sup>2)</sup>。せん断破壊を生じる部材では十分な変形性能を発揮することが無く、エネルギー吸収性能が小さいため、被災程度が大きくなったものと予想される。阪神淡路大震災におけるコンクリート構造物の被災状況を受け、土木構造物の耐震性能の向上を目的として耐震設計法の改訂が行われた。道路橋示方書も改訂作業が進められたが、その改訂作業の重要な

一つとして、コンクリート部材のせん断破壊を防止するための照査方法の確立があった。特に、重要な課題として取り上げられた項目として、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力の評価精度を向上すること、特に主鉄筋が引張降伏した後にせん断破壊に至る曲げせん断型破壊の防止であった。載荷試験結果を基に、荷重の繰り返し回数に応じたコンクリートの負担するせん断力の低減係数が提案されている<sup>2)</sup>。しかし、コンクリートの負担するせん断力の意味するところについては、十分に明らかにされておらず、また、せん断スパン比の影響や所定のじん性率を満足させるために必要となるせん断耐力の確保については、十分な知見が得られていないままとされている。

このように、正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材の曲げ降伏後のせん断耐力については、部材の耐震性能にも関わる非常に重要なものであるにもかかわらず、その評価精度の向上の余地が大きく残されている。

一方、土木用コンクリート構造物においては、ラーメン式橋脚やカルバートなど、フレーム構造の部材がしばしば用いられる。このようなフレーム構造において、柱・はり接合部はL型の隅角部を形成する。構造計算においては、柱はり各部材の破壊強度を照査するが、隅角部については一般的に剛域を設定することとし、隅角部そのものの耐荷性能について照査する手法は採られていない。

フレーム構造は不静定次数が高く、一般的に粘り強い構造であると考えられるが、そのじん性を十分に発揮するには、フレーム構造を形成している梁・柱部材のせん断破壊を防止するとともに、隅角部のせん断破壊が先行することなく、塑性ヒンジが適切に形成される必要がある。このため、隅角部のせん断破壊の防止方法も確立する必要がある。

現時点において、フレーム構造を有する土木構造物について、柱はり接合部の損傷が原因で構造物が終局時の破壊に至った例はないものと考えられる。しかし、先の阪神淡路大震災の経験から、RC柱や梁部材については、地震時の保有水平耐力を向上させるため、配置される鉄筋量が増加する傾向にある。このことは、一方で隅角部に作用する曲げモーメントやせん断力の増加を招く結果となり、隅角部の負担を増やすことになる。しかし、現行の設計では、柱もしくは梁側に塑性ヒンジが形成され、柱はり接合部の耐力低下を見込むものとはなっていないため、接合部の破壊が先行することがないように、正負交番荷重下における隅角部強度の確保のための手法を明らかにしなければならぬものとする。

コンクリート部材のせん断破壊を防止し、変形性能の向上を図るためには、できるだけ配置するせん断補強鉄筋量を多くすればよい。コンクリート部材のせん断耐力の評価が明確になっていないのであれば、安全率を大きく設定し、大量のせん断補強鉄筋が配筋されるような設計基準を確立することとなる。しかし、公共工事一般に求められる課題として、構造物建設コストの低減があり、このためには、構造物の耐荷性能をできるだけ精度良く評価することにより、構造物建設の省力化を追求することが求められている。とりわけ、柱はり接合部においては、柱はりから延長される主鉄筋が交錯する箇所であり、必要以上の量の鉄筋を配置することは避けたいところである。

このような背景に基づき、本論文はRC柱・梁などの棒部材に正負交番荷重が作用する場合のせん断強度および柱はり接合部となる隅角部に正負交番荷重が作用する場合のせん断強度の評価精度の向上を目的とした検討結果をとりまとめたものである。



## 1.2 本論文の構成

現在、実務で用いられている鉄筋コンクリート部材について、単調増加荷重が作用する場合のせん断耐力評価方法は、基本的には実験式である。実験式であっても、部材のせん断抵抗メカニズムがおおよそ明らかにされ、その原理に基づいたものであれば、正負交番荷重が作用する場合へ拡張することも比較的容易となる。しかし、現状ではコンクリートの負担するせん断力については、その物理的な意味合いが不明確であり、各種設計指針類による取り扱いも統一されない原因となっている。鉄筋コンクリート部材のせん断耐力の評価式として、修正圧縮場の理論や塑性理論など、全く基本原理を異にするものが試みられているのはその現れであると考えられる。

Regan によって、過去に検討されたせん断耐力評価方法についてその特徴が総括されているが<sup>3)</sup>、必ずしも理論的アプローチに対して肯定的ではない。せん断力の作用する RC 部材のせん断抵抗機構についてこれをモデル化し、数理的なマクロモデルの構築を行うことに対して警鐘を鳴らしている。結論において、数理的なマクロモデルの構築よりも、たとえばコンクリートに生じるブリーディングの影響が、部材のせん断耐力に及ぼす影響について実験的データを得る方が、むしろ工学的に重要であるとまで述べている。このような結論に至った原因として考えられるのは、せん断耐荷性能を評価する際に基本として構築されたマクロモデルが、必ずしも実際に RC 部材に形成されている応力状態やせん断抵抗メカニズムを適切に反映していないことであると考えられる。単調荷重が作用する RC 部材のせん断耐荷力を評価するのみであれば、これまでに実施されたせん断載荷試験結果を集計し、そこから経験的に導かれるせん断耐荷力評価式をもって実用上は問題がないものと考えられる。

しかし、経験則の積み上げに終始する手法は、実験で再現されていない状況に対処することに限界が生じるのも事実である。修正トラス理論の  $V_c$  の根拠を明らかにしなければ、これをベースとして正負交番荷重が作用する場合のせん断耐力の低下を表現することには無理があると思われる。

このような考え方に基づき、第2章において、まず各設計指針類で用いられているコンクリート棒部材のせん断耐力評価方法の基本的な考え方を整理し、その問題点について考察する。

第3章では、第2章で示された問題点をふまえ、単調荷重が作用する場合の RC 部材のせん断耐荷力の評価に当たって、部材に形成されているせん断耐荷機構を明らかにするための実験的検討を行う。

RC 部材に正負交番荷重が作用し、曲げ降伏後せん断破壊を生じるような場合を想定してせん断耐力の評価を行う際、単調増加荷重が作用する場合と最も異なるのは、圧縮側コンクリートの寄与の程度であると考えられる。すなわち、単調荷重が作用する場合に発揮されているせん断抵抗機構のうち、圧縮側コンクリートによって負担されているせん断力は、正負交番荷重が作用する場合には十分に機能しない可能性がある。従って、単調荷重が作用したときに圧縮側コンクリートによって負担されるせん断力の評価を行うことは、正負交番荷重が作用する場合のせん断耐力の低下を見極める重要な鍵となるものである。一方、作用する曲げモーメントが大きい基部の断面においては、主鉄筋降伏時に塑性ヒンジの形成が予想される。このような区間においては主鉄筋の湾曲が観測さ

れることから主鉄筋のダウエル作用によりせん断力が負担されていることが推測される。このため、第3章では、ダウエル作用の大きさとせん断補強鉄筋の関与について検討を行った。

第4章ではこの結果を受けて、正負交番荷重が作用する場合のRC部材のせん断耐力の評価において、荷重の繰り返し作用に伴うせん断耐力の低下状況を実験的に捉えるとともに、せん断耐力の低下とともに増加するせん断変形について測定を行った。特に、正負交番荷重が作用する条件と、一方向のみの繰り返し荷重が作用する場合の載荷条件の違いが、せん断耐力の低下状況に及ぼす影響について考察した。この結果に基づき、載荷点変位を一定にした場合について、正負交番荷重用時のせん断破壊を防止するために必要となるせん断耐力の確保について明らかにした。

また、載荷点変位が次第に増加する交番荷重が作用する場合について、せん断耐力と部材のじん性の関係について検討を行った。引張主鉄筋が降伏した後、せん断破壊することなく所定のじん性を満足するために、せん断耐力をどの程度確保することが望ましいかを明らかにした。

次に、梁・柱隅角部のせん断強度については、第5章にまとめて示すこととした。隅角部の破壊形態は隅角部に作用する曲げモーメントが内開きか内閉じかによって大きく異なるものであり、せん断破壊が生じるのは内開きモーメントが作用する場合である。しかし、内開きモーメントが作用する場合のせん断破壊のとらえ方については、議論の余地が残されている状況にある。第5章では、内開き曲げモーメントが作用した場合のL型隅角部のせん断ひび割れ強度の算定手法について、基本的な考え方を示すこととする。その後、正負交番荷重（正負交番曲げモーメント）が作用する場合の隅角部のせん断変形について、その発生状況を把握し、隅角部の剛性を確保し柱・はり部材に塑性ヒンジを導入するための方策について検討を行うこととした。

第6章では、これらを総括し、正負交番荷重が作用するRC部材のせん断破壊防止のための方策についてまとめることとする。

#### 参考文献

- 1) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所資料第1513号、281pp, 1979年7月
- 2) 土木学会：阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証－検討課題と将来像－、コンクリート技術シリーズ36, pp.121-128, 平成12年.
- 3) 道路協会：道路橋示方書耐震設計編、平成8年
- 4) Regan, P.E.: Research on shear: a benefit to humanity or a wast of time?, The Structural Engineer, Vol.71, No.19/5, pp.337-346, 1993.

## 第2章 コンクリート部材のせん断強度の照査手法

### 2.1 コンクリート棒部材のせん断力に対する設計方法

#### 2.1.1 概要

単調荷重が作用する状況を想定した場合、各種設計基準で採用されているコンクリート部材のせん断耐力の評価方法として最も一般的なものは、修正トラス理論によるものであると考えられる。しかし、これ以外にも全く異なった思想に基づくせん断耐力の評価方法が提案されていて、せん断耐力の評価方法について、見解が必ずしも収束していない状況にある。このように、せん断耐力について、様々な原理に基づく評価方法が現存している状況を反映して、構造用コンクリート部材の設計基準の原則をまとめた ISO 19338 “Performance and Assessment Requirements for Design Standard on Structural Concrete”<sup>1)</sup> では、せん断耐力の評価方法を限定していない。ISO19338 で謳われているのは、構造用コンクリート構造物のせん断耐力の評価手法として、工学的な原理にのっとり、実験結果に適合するものを要求するにとどまっている。

本論文では、正負交番荷重が作用するコンクリート部材のせん断耐力を評価し、せん断耐力の確保による変形性能の向上について明らかにすることを目的としている。このためには、単調荷重を想定したせん断耐力の評価方法を基本とし、正負交番荷重の条件に適合したせん断耐力の低減方法を明らかにする必要がある。正負交番荷重の条件に適合したせん断耐力の低減方法を導く際に重要なことは、基本となる、単調荷重を想定したせん断耐力評価式の算定精度もさることながら、その算定式の根拠や原理が明確になっていることである。単調荷重を想定したせん断耐力評価式の算定精度が良好であっても、その根拠や原理が明らかになっていなければ、正負交番荷重のように異なった条件に対する修正方法の方向性が見いだせないこととなる。

この章ではこれまでに設計基準類で採用された手法、あるいは理論的なアプローチに基づいて導かれたせん断耐力式について振り返り、正負交番荷重が作用する場合への拡張の糸口をつかむこととする。

#### 2.1.2 せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力評価方法の類別

せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力の評価方法について、原理的な分類を行うとすると、

- ①トラス理論を基礎とするもの
- ②塑性理論に基づくもの
- ③荷重試験データから回帰分析により導かれるもの

の3つが考えられる。

これらは、せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断ひび割れ発生後の挙動に着目したものであり、それぞれ現時点で提案されているせん断耐力評価式の基礎を与えるものとなっている。ただし、せん断耐力の算定に当たっての考え方は相当に異なっており、正負交番荷重が作用する場合へ応用する場合、その修正方法は大きく異なるものと考えられる。主立ったコンクリート構造物の設計基

準で採用されているせん断耐力算定方法について、その算定原理ごとに分類すると、表-2.1 の通りであり、それぞれ、異なった原理に基づく手法が採用されていることが分かる。

表-2.1 各種設計規準で採用されているせん断耐力評価手法

原理	採用している規準(例)
<pre> graph LR     A[トラス理論] --&gt; B[修正トラス理論]     A --&gt; C[圧縮場の理論]     C --&gt; D[修正圧縮場の理論]         </pre>	土木学会、道路橋示方書等 AASHTO (LRFD)
塑性理論(上界定理/下界定理)	建築学会(靱性保証型耐震設計指針*)
実験回帰式	建築学会(許容応力度法)

注\*) 靱性保証型耐震設計指針では、コンクリートの負担するせん断力は下界定理に基づき、せん断補強鉄筋の寄与はトラス機構に基づく。せん断耐力は両者の和で与える。

### 2.1.3 トラス理論を基礎とするもの

ここで、①の基本となるものはメルシュによる古典的トラス理論によるものである。古典的トラス理論では、圧縮側コンクリート、引張鉄筋、せん断補強鉄筋、およびコンクリートの斜め圧縮部をそれぞれ上弦材、下弦材、鉛直材、斜材に見立てたトラスを仮想して、せん断耐力を求めるものである。ここで、仮想するコンクリートの圧縮斜材の角度は  $45^\circ$  と仮定するが、中立軸位置よりも引張側のコンクリートに純せん断応力が作用する場合、コンクリートの圧縮主応力は部材軸に対して  $45^\circ$  の傾きを持つと仮定される。古典的トラス理論では、コンクリートの負担するせん断力の寄与を認めず、せん断ひび割れの発生が予想される場合は、部材に作用するせん断力をすべてせん断補強鉄筋による寄与で抵抗することとなる。

土木学会コンクリート標準示方書の過去をさかのぼると、古くは古典的トラス理論に基づいてせん断耐力が算定されていた。その場合、コンクリートの負担するせん断力に上限値を定めており、部材に作用する平均せん断応力度がこの上限値を超えない範囲では、もっぱらこれをコンクリートが負担することとされている。平均せん断応力度が、コンクリートの負担しうるせん断応力度の上限値を超過した場合は、コンクリートの負担するせん断力をゼロと見なし、このすべてをトラス機構、すなわちせん断補強鉄筋でこれに対抗することとなる。このため、部材断面に作用する平均せん断応力度が、コンクリートの負担しうるせん断応力度を超えるか否かによって、想定するせん断抵抗機構に大きな差があり、ひいては、せん断補強鉄筋量にギャップが生じる原因となっていた。この問題は、昭和6年当時すでに認識されていたものの、次の考察から修正トラス理論の考え方は用いないこととしていた。すなわち、斜めひび割れ発生時のひび割れ直行方向のコンクリートの平均引張ひずみが  $200\mu$  程度であり、ひずみの適合条件をせん断補強鉄筋に適用すれば、せん断補強鉄筋に作用する引張応力度は  $40\text{MPa}$  程度となる。せん断補強鉄筋による負担を算出する際、せん断補強鉄筋の降伏点を用いるとすると、ひび割れ直行方向の引張ひずみは、ひび割れ限界ひずみを大

大きく超えており、せん断補強鉄筋の寄与が最大になる点と、コンクリートの負担するせん断力が最大になる点は一致しない。すなわち、コンクリートの寄与ならびにせん断補強鉄筋の寄与が、同時に最大限発揮されることはあり得ないと判断されていたためである。

古典的トラス理論は、その後、様々な修正が試みられることとなるが、現行の設計基準において一般的に採用されているものは、古典的トラス理論に対してコンクリートの負担するせん断力  $V_c$  を加味する修正トラス理論である。

現在の設計法において用いられている修正トラス理論における  $V_c$  はせん断補強鉄筋を有しない鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験から導かれたものである。すなわち、このようにして定められている  $V_c$  は、原則的にコンクリートの斜め引張抵抗をとらえたものであり、斜めひび割れ発生後のコンクリートの発揮するせん断抵抗とは必ずしも同じとはいえず、斜めひび割れ発生後も  $V_c$  が保存される保証は全くない。

修正トラス理論以外の拡張としては、仮想したコンクリートストラットの傾斜角を変化させる方法などが試みられている。

たとえば、Structural Eurocode 1992<sup>2)</sup> では2通りの方法が併記されており、そのうち Standard Method はコンクリートの負担するせん断力の累加を認め、一方 Variable Truss Angle Method ではコンクリートの負担するせん断力を無視している。ただし、Variable Truss Angle Method ではせん断ひび割れの傾きについてより緩やかな傾斜まで認めるため、せん断ひび割れの傾斜を従来通り  $45^\circ$  と固定した Standard Method に比べてせん断補強鉄筋の寄与が大きく算定される。これにより、コンクリートの負担するせん断力を無視しながらも、せん断補強鉄筋の量によっては、Standard Method よりも大きなせん断耐力の計算結果を与える場合がありえる。この場合、有効に作用するせん断補強鉄筋量算定の基礎となるせん断ひび割れ角の仮定の妥当性についての検証が必要になると考えられる。なお、2004年のEN1992案では Standard Method が廃止され、Variable Truss Angle Method に一本化されている。

トラス理論をさらに前進させたものとして、圧縮場の理論が Collins らによって提案されている<sup>3)</sup>。圧縮場の理論の根幹をなす仮定は、以下の通りである。

- ①せん断ひび割れを生じた RC 部材断面において、せん断変形に関するひずみの適合条件の導入
- ②部材断面に生じるひずみを平均化して表現
- ③圧縮主ひずみの方向と圧縮主応力の方向の一致
- ④せん断ひび割れを生じたコンクリートの構成則（圧縮応力ひずみ関係）には、これと直行する引張主ひずみの影響を考慮し、引張主ひずみが大きくなるにつれて圧縮強度を低減

古典的トラス理論からの拡張は、せん断変形に関するひずみの適合条件ならびに、多軸応力下のコンクリートの構成則を導入することにより、解析的にコンクリートの圧縮ストラットの傾斜角を算定するものである。圧縮場の理論では、当初はコンクリートによる斜め圧縮応力とこれと釣り合うせん断補強鉄筋の引張応力によってせん断力に抵抗するメカニズムを想定している。すなわち、圧縮場の理論はこのように、想定するせん断抵抗機構は、トラス理論と同等のものであり、異なっているところは、ひずみの適合条件の導入とコンクリートの構成則の導入により、斜め圧縮方向の

コンクリートの主応力方向を仮定することなく、解析的に導くことが可能な点である。

ここで、圧縮場の理論において問題となる点は、コンクリートの負担するせん断力が考慮されていない点である。この点を配慮して、コンクリートによって発揮される斜め引張応力に対する抵抗も加味された修正圧縮場の理論に拡張されている<sup>4)</sup>。これにより、せん断補強鉄筋によって負担するせん断抵抗だけではなく、コンクリートの負担するせん断力も考慮できるように改められた。ここで、修正圧縮場の理論により負担するせん断力の由来は、斜めひび割れが発生しているコンクリートのひび割れ直行方向に残留する引張応力である。少なくとも、昭和6年当時の土木学会コンクリート標準示方書において、 $V_c$ とせん断補強鉄筋の双方を有効と見なし、これらを累加することを認めなかった理由に対する答えとはなっていない。 $V_c$ とせん断補強鉄筋の寄与を同時に有効と見なし、これを累加することが妥当であるためには、斜めひび割れにおけるコンクリートの引張軟化を考慮するだけでは不十分であると考えられる。

#### 2.1.4 塑性理論を基礎とするもの

塑性理論はNielsenらによって検討されたものであり<sup>5)</sup>、せん断補強鉄筋を有するRC部材およびPC部材のせん断耐力を算定するものである。対象とする部材に対して、静力学的に許容される応力場を適合条件にかかわらず設定し釣り合い条件から部材のせん断耐力の下界の解を導く。ここで、せん断ひび割れの発生したウェブコンクリートは一軸圧縮応力が作用する斜め圧縮応力の場を想定する。一方、せん断破壊を生じる部材を剛体と仮定し、部材に許容しうる動的な変位場を想定し、内部仕事と外部仕事等しい条件からせん断耐力の上界の解を導く。正解は上界値と下界値が一致するものである。この方法は理論的にコンクリートのせん断強度を評価するものであるが、主鉄筋が引張降伏する際の下界の解は得られていない<sup>6)</sup>。すなわち、主鉄筋が降伏した後せん断破壊を生じる場合には適用できないものとなっている。また、せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断破壊が、最終的にコンクリートの斜め圧縮破壊で決定される場合、コンクリートの圧縮領域を適切に、すなわち、せん断ひび割れの発生に伴うコンクリートの圧縮領域の減少を評価する必要があると考えられるが、この点については明確にされていない。コンクリートの有効圧縮強度係数の導入はこの違いを補正するものであると考えられるが、その妥当性についての検証が必要であると考えられる。

実際、塑性理論によってせん断補強鉄筋を用いないRC部材のせん断耐力を求めると、ほぼ曲げ終局耐力に相当するせん断耐力が算出されることとなる。言い換えると、塑性理論に従ったせん断耐力評価式の精度を左右するのはコンクリートの有効圧縮強度係数の評価精度如何に係っている。コンクリートの有効圧縮強度係数は、理論的に求めることが非常に困難であり、実験結果から逆算によって求めるざるを得ない。

建築学会で採用されている終局時のせん断耐力の算定<sup>7, 8)</sup>では、コンクリートの負担するせん断力 $V_c$ の算定に下界定理による方法が用いられている。一方、せん断補強鉄筋の寄与 $V_s$ は、トラス機構によって算定されていて、両者の和がせん断耐力とされていて、トラスアーチ機構による算定方法となっている。

トラス機構を考慮する上での仮想のコンクリートの圧縮ストラットは、 $\cot \phi = 2$ 以下でせん断支

間比ならびにせん断補強鉄筋量の関数で可変とされている。ただし、アーチ機構が考慮されるのは、トラス理論によって計算されるコンクリートの圧縮斜材に発生する圧縮応力が、有効強度係数を考慮したコンクリートの圧縮強度を下回っている場合に限定される。

土木分野で一般的に採用されている修正トラス理論において  $V_c$  の物理的な意味合いが曖昧であるのに対して、 $V_c$  の由来がアーチ機構と明確に示されている点、またトラス機構を想定する際の、コンクリートの仮想圧縮ストラットの角度が必ずしも  $45^\circ$  に固定されない点が大きく異なったものとなっている。

ここで、 $V_c$  の由来として、圧縮側コンクリートに形成されるアーチ機構としてとらえた場合、 $V_c$  の最大値の評価はコンクリートの圧縮強度によって行うのが妥当と考えられる。しかし、実際にはコンクリートの応力ひずみ関係は完全弾塑性ではないこと、また、せん断ひび割れを横切って圧縮応力が伝達されていると考えていることなどから、コンクリートの圧縮強度をそのまま設計式に用いるのではなく、有効強度係数  $\nu_0$  により、圧縮強度を低減させる考え方が採用されている。 $\nu_0$  は、コンクリートの応力ひずみ関係の違いを考慮して、圧縮強度の関数となっていて、圧縮強度が大きくなるほど小さくなるように設定されている。塑性ヒンジを計画する部材では、塑性ヒンジに保証される変形性能（回転角）に応じて、トラス機構における斜材の傾斜角、およびコンクリートの有効強度係数の値が補正されることとなる。回転角が  $0.5\text{rad}$  を超えると、有効強度係数が 0、すなわちアーチ機構に由来する  $V_c$  は 0 と算定される。

## 2.1.5 正負交番作用の影響の反映方法

### (1) 土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編

土木学会コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕においては、コンクリート部材の政断強度の評価において、正負交番荷重作用に伴うせん断耐力の低下を考慮することが示されている。

すなわち、正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は、正負交番荷重作用を考慮していないせん断耐力式（土木学会コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕に示されている）を基本として、部材係数によってこれを低減させる方法を採用している。ここで、用いる部材係数として、正負交番荷重を受ける部材のせん断耐力の算定では 1.4~1.6、塑性ヒンジを許容する領域で、曲げ降伏後にせん断破壊が生じる可能性がある場合のせん断耐力の算定では 1.7~2.0 とされている。

せん断耐力の算定における基本的な考え方は、修正トラス理論に従って算定されており、想定するトラスについては、圧縮斜材角を  $45^\circ$  で固定としている。ここで、正負交番荷重が作用する場合にせん断耐力の低減が生じるのは、単調荷重作用時を想定して設定されているコンクリートの負担する分である。しかし、現状の照査手法においては、コンクリートの負担するせん断力およびせん断補強鉄筋の負担するせん断力が、同率で低減されることとなり、実際の現象に即したものではない。いずれにしても、正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗メカニズムを明確にしなければ適切な低減率の設定は難しいものと考えられる。

### (2) 建築学会鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説

建築学会の基準においては、コンクリート部材のせん断耐力式として、トラスアーチ機構の考え

方が用いられている。すなわち、コンクリートの負担するせん断力としてはアーチ機構を想定し、これに、せん断補強鉄筋の寄与としてトラス機構を想定した手法で累加する方法を採用している。コンクリート負担分とせん断補強鉄筋負担分を累加させ、せん断補強鉄筋の負担をトラス機構で算定している点は、修正トラス理論の一種ともいえる。ただし、土木学会規準と異なる点はコンクリートの負担するせん断力として、アーチ機構として、その由来を明確にしている点と、想定するトラスとして、斜角を  $45^\circ$  に固定することなく  $45^\circ \sim 26.6^\circ$  までの範囲で①算定されるせん断耐力が最大値を与えるところ、②想定されるコンクリートの圧縮ストラットが有効係数によって低減されたコンクリートの圧縮強度に等しくなるところ、のうちの、せん断耐力の算定結果が小さくなる方を選択することとしている。

ここで、正負交番荷重作用によるせん断耐力の低減は、柱部材においては塑性ヒンジを計画するか否かによって決定されていて、塑性ヒンジを計画する部位では、図-2.1 に示すように保証する塑性ヒンジの回転角に応じて、圧縮斜材の角度ならびに、コンクリートの有効係数の値を低減させることによって考慮している。ここで、斜材の角度の制限として、 $\cot \phi$  の値として1を下限に低減さ

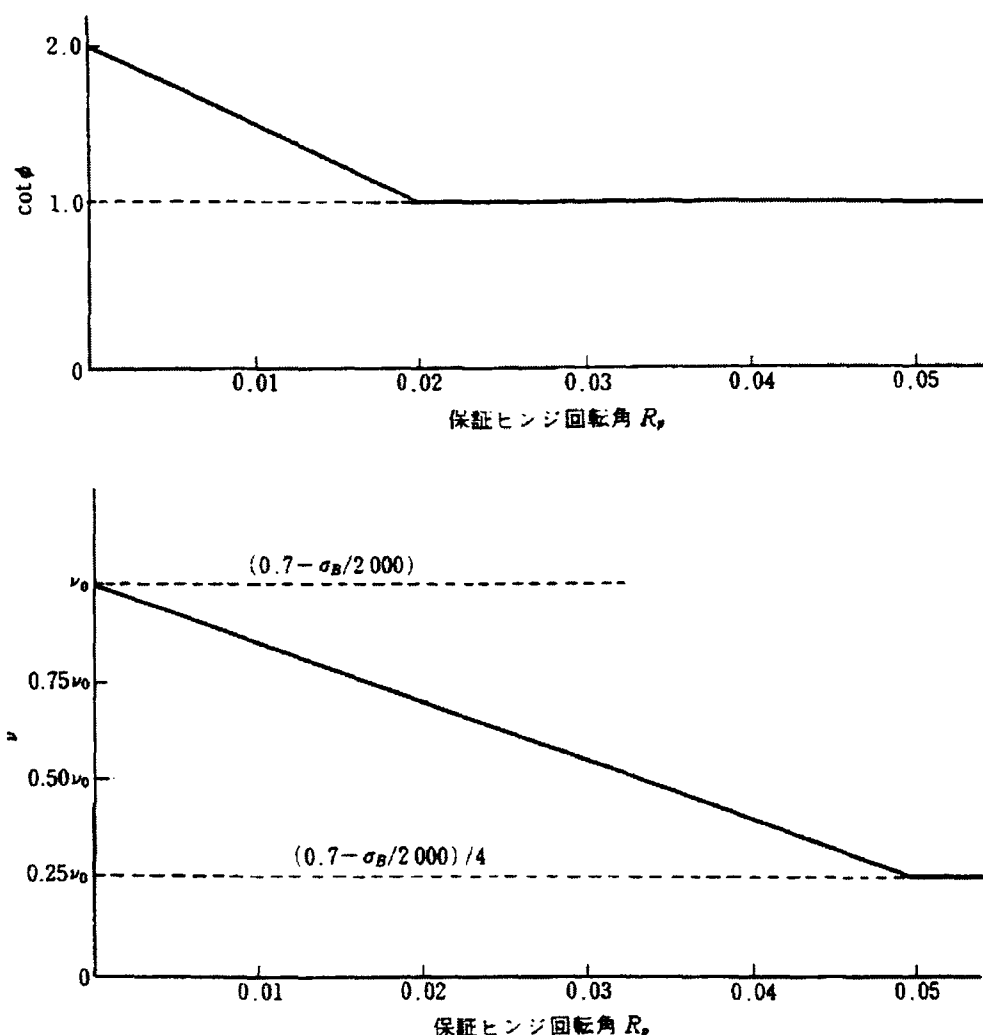


図-2.1 保証回転角と  $\cot \phi$  (上図)、有効係数  $\nu$  (下図) の関係



せ、有効係数は交番荷重作用の影響を考慮しない場合に対して、その25%まで低減させることとしている。これらの低減係数の導入に伴い、保証される部材回転角が大きくなると、コンクリートの負担するアーチ機構の低減、およびせん断ひび割れを解して機能するせん断補強鉄筋量の低減という形で、せん断耐力の低減が図られることとなる。

このように、塑性ヒンジ区間において、保証する部材回転角、すなわち部材に要求するじん性に応じてせん断耐力を低減させ、かつコンクリートの負担するせん断力ならびにせん断補強鉄筋の負担するせん断力を個別に低減させる考え方は、ある意味理にかなったものといえる。

ただし、せん断補強鉄筋の負担するせん断力の低減に際しては、トラス機構の圧縮斜材角の決定根拠が不明確なものであるため、理論的なものとは言い難い側面がある。実際、せん断補強鉄筋量を変化させた鉄筋コンクリート部材に発生するせん断ひび割れ傾斜角および有効に機能するせん断補強鉄筋量は、必ずしも正負交番荷重の作用によって変化するものではない点が問題としてあげられる。

### (3)カリフォルニア州運輸局の設計規準

米国カリフォルニア州では、過去地震による構造物の被害を受けており、米国の中でも耐震設計規準が発達している地域である。カリフォルニア州運輸局で採用されているせん断耐力算定手法も基本的には、修正トラス理論の考え方に準拠し、抵抗係数として0.85を採用している。すなわち、

$$\phi V_n \geq V_0 \quad (\text{式1.1})$$

ここで $\phi$ は部材のせん断耐力の低減係数で0.85、 $V_0$ は材料の過強度を考慮した作用せん断力である。

$$V_n = V_c + V_s = v_c A_e + V_s \quad (\text{式1.2})$$

ここで、 $V_c$ はコンクリートが負担するせん断力、 $V_s$ はせん断補強鉄筋が負担するせん断力であり、 $V_s$ は土木学会と同様に斜角を $45^\circ$ と仮定したトラス理論により算定される。

正負交番荷重の影響は $v_c$ の項において考慮されることとなり、部材断面が塑性ヒンジ区間となるかどうかによって、 $v_c$ の低減を行うかどうか判断される。塑性ヒンジ区間の設定は、柱においては①柱基部から有効高の1.5倍までの区間、②塑性曲げモーメントの0.75以上の曲げモーメントが作用する区間、③曲げモーメント最大となる断面から曲げモーメント反曲点までの距離の0.25倍、のうち最大となる区間である。

塑性ヒンジが形成される区間においては、正負交番荷重の作用によるコンクリートの負担するせん断力の低減を、低減係数Factor1を乗じることによって行うことになる。Factor1は、部材に要求されるじん性率ならびにせん断補強鉄筋量のコアコンクリートに対する体積比 $\rho_s$ とせん断補強鉄筋の降伏点 $f_{yh}$ の関数となる。図-2.2はFactor1を図示したものである。

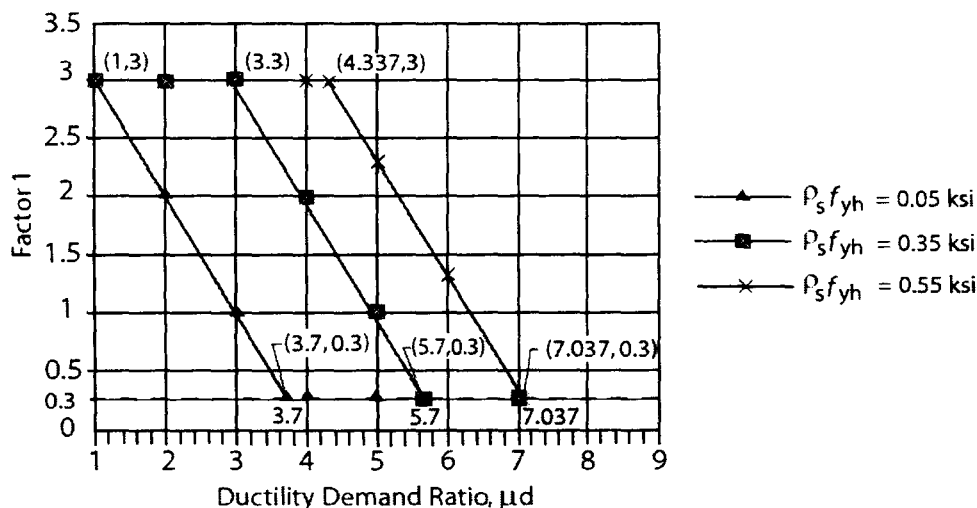


図-2.2 要求されるじん性率に応じた低減係数の値

(4)Structural Eurocode EN 1998-1-3:1995

Structural Eurocodeは、鋼、コンクリート他、構造部材の設計法に関する規準であり、EN 1990に設計の基本、EN 1991は主に作用について、EN 1992シリーズはコンクリート構造部材に関する規定が収録されている。EN 1998は耐震設計に関する規定であり、EN 1998-1-3にコンクリート構造物の耐震性に関わる規定がまとめられている。地震荷重に対する照査は、EN 1998-1-3に従って行われ、せん断強度についても示されている。

EN 1998-1-3によると、コンクリート構造部材のせん断強度は、塑性ヒンジ区間とそれ以外とで異なった評価が行われている。塑性ヒンジの形成を予定していない部位については、EN1992シリーズ

表-2.2 各じん性クラスの部材について

じん性クラス	Low	Medium	High
曲率じん性率	5 以上	9 以上	13 以上
塑性ヒンジ領域	有効高、 柱高さの 1/6、 450mm の中の最大値	有効高の 1.5 倍、柱 高さの 1/6、450mm の中の最大値	有効高の 1.5 倍、柱 高さの 1/5、600mm の中の最大値
せん断補強鉄筋体積比の最小値	5%	9%	13%

に準拠することとされていて（1995年時点）、この時点で参照されるEN1992シリーズで示されている方法としては、標準法すなわち修正トラス理論による方法を採用している。すなわち、コンクリートの負担するせん断力とせん断補強鉄筋の負担するせん断力の累加によってせん断強度とし、せん断補強鉄筋の寄与は斜角を45°と固定したトラスを想定して算定されるものである。

一方、塑性ヒンジ区間のせん断強度は、上記のせん断耐力の内、コンクリートの寄与を無視するものであり、せん断補強鉄筋のみが、せん断抵抗として考慮する方法を採用している。

ここで、塑性ヒンジ領域の大きさであるが、構造部材の想定されるじん性クラスLow、Medium、Highについて、個別に設定されている。それぞれのじん性クラスについて定量的に表現すると、表-2.2の通りである。

(5)ニュージーランド設計規準(NZS3101:1995)

NZS3101:1995での鉄筋コンクリート部材のせん断耐力の評価は、修正トラス理論の考え方に従って行われている。ここで、コンクリートの負担するせん断力については、明確な説明はないが、せん断補強鉄筋を有しない鉄筋コンクリート部材が発揮するせん断耐力と同じとしていて、土木学会の考え方と同様である。

正負交番荷重が作用する場合のせん断耐力の考え方は、CaltransやEN1998等と同様に、塑性ヒンジ区間とそうでない区間とで分けて算定することとし、塑性ヒンジ区間を設定しない箇所では、通常の鉄筋コンクリート部材のせん断耐力と同じであり、塑性ヒンジ区間内ではコンクリートの負担するせん断力を考慮しない方法を採用している。

(6)まとめと現状の問題点及び課題

以上、各種設計規準で示されている、正負交番荷重作用時のせん断耐力の評価方法をまとめると、表-2.3の通りとなる。このように、各設計規準によってその取り扱いは大きく異なっていることが分かる。

表-2.3 各設計規準での取り扱い

設計規準	基本となるせん断耐力式	圧縮ストラットの角度	塑性変形量の影響	正負交番荷重による低減
土木学会	修正トラス理論	45° 固定	考慮しない	Vc+Vs を低減する
建築学会	トラスアーチ	可変	部材回転角の関数	アーチ機構によるコンクリート負担分の低減及び cot φ の低減によるトラス機構の低減
Caltrans	修正トラス理論	45° 固定	塑性率の関数	Vc の低減
EN1998	修正トラス理論	45° 固定	保証曲率じん性率と連動	Vc を無視
NZS3101	修正トラス理論	45° 固定	明記無し	Vc を無視

このような混乱が生じている原因としてまず挙げられることは、元となるせん断耐力式において、コンクリートの負担するせん断力の解釈が定まっていないことであろう。鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構は非常に複雑であり、複数のメカニズムが連動することにより発揮されているものであり、これを明確にすることは必ずしも容易ではない。このような状況にあつては、例えばEN1998やNZS3101に見られるように、正負交番荷重作用下においては、コンクリートの負担するせん断力を無視するという安全側の判断を採用するのもやむを得ないとも考えられる。しかし、構造物の建設合理化の目的からすれば、不要な安全性を排除することは重要であり、今後の調査研究による努力が重要であると思われる。

従って、大まかでも良いので、正負交番荷重が作用する場合のせん断耐力に関する定量的な評価を行うことにより、載荷条件が正負交番荷重となった場合のせん断耐力式の修正を合理的なものにすることが可能と考えられる。

具体的に指摘される項目としては、以下の点である。

- ①コンクリートの負担するせん断力の一部は、明らかに圧縮側コンクリートのアーチ機構によって負担されている。アーチ機構によるせん断力の負担は正負交番載荷荷重下で塑性ヒンジが形成される区間においてこれを期待することは困難であり、このことを反映させる必要がある。
- ②せん断補強鉄筋の寄与について、土木学会コンクリート標準示方書ではコンクリートが負担するせん断力と併せてこれを低減することとしている。しかし、この理由が明確ではないと考えられる。また、せん断補強鉄筋の寄与について、トラス理論の考え方から算定する方法において、圧縮斜材の傾斜角を固定するかどうか、また正負交番荷重作用下において、これが変化するかどうかを明らかにする必要がある。
- ③目標とするじん性率（塑性変形量）の大きさに応じて、部材のせん断耐力を低下させるとした場合、せん断耐力の低減率と達成されるじん性率の関係を導くにあたって、最終の破壊形態を明確にする必要がある。特に、主鉄筋降伏後の部材変形は、主鉄筋の降伏に伴う曲げ剛性の低下と、せん断補強鉄筋の降伏などに伴うせん断剛性の低下が同時に発生するものと考えられるが、どのような割合で両変形成分が進展するかを見極めておく必要がある。曲げ剛性の低下の方が著しいのであれば、曲げ変形の増大→主鉄筋の座屈に破壊が進行することになり、じん性率の算定にあたっては、座屈に着目する必要がある。一方、せん断変形が増大するのであれば、せん断補強鉄筋の降伏や斜め圧縮斜材の役割をするコンクリートの劣化に着目する必要がある。

#### 2.1.6 コンクリート部材のせん断強度の評価における問題点解決の糸口

このようにコンクリート部材のせん断強度の評価方法は、その原理において異なった考え方に立脚したものが存在する状況にある。

特に重要な違いを挙げるとすると、

- ① $V_c$ の根拠をどのように説明するか
- ②トラス理論を採用した場合のその是非と、トラス傾斜角の与え方
- ③ダウエル作用など $V_c$ の成分として明示的に扱われていない成分の考え方であろう。

このうち、①の問題点について次のように考えられる。 $V_c$ の根拠として、塑性理論の下界定理で想定するようなアーチ機構を根拠とするか、あるいは修正圧縮場の理論に見られるようなひび割れ発生後の引張応力の伝達とするかで、正負交番荷重作用下のせん断強度の低下の考え方に大きな違いが生じる。たとえば、後者を根拠として $V_c$ を考慮した場合、せん断ひび割れの幅の増加に伴い、ひび割れ面を介して伝達される引張応力は減少することとなるため、 $V_c$ も低下する結果となる。これは、正負交番荷重が作用しようと、あるいは片側のみの荷重の作用であろうと、すべからく生じるものである。

これに対し、アーチ機構を $V_c$ の根拠にとらえた場合は、正負交番荷重の作用が大きな影響を及ぼすこととなる。荷重方向の反転に伴い、アーチ機構の形成が阻害されるおそれがあり、 $V_c$ の低下が顕著に見られることが予想される。一方、片側の繰り返し荷重の作用であれば、圧縮側となるコンクリートは固定されるため、コンクリートの斜め圧縮破壊が生じない限り、コンクリートの負担するせん断力の低下はほとんど起こらないことが予想される。

このようなことから、正負交番荷重が作用する場合のRC部材のせん断耐力の低下方法の基本方針を定めるためには、現時点では必ずしも明確にされていない $V_c$ の根拠をはっきりさせなければならない。本論文においては、第3章でこの問題に対する検討を行う。

次に、トラス機構の傾斜角について述べる。トラス機構において、せん断補強鉄筋の寄与 $V_s$ を算定する際、有効と見なすせん断補強鉄筋量の算定に直接影響が及ぶものであり、傾斜角の仮定によって、算定される部材のせん断耐力は大きく異なるものとなる。このことから、トラス機構における斜角の評価が重要となる。釣り合い条件とひずみの適合条件からせん断ひび割れ傾斜角を定める方法は理論的であるが、実際に部材に発生している状況が理論的に想定されるものと同じであるとは限らない。いずれにしても、載荷試験を実施し、その結果に基づいて、せん断ひび割れ角の妥当性について検討を行う必要があると考えられる。この点についても、3章および4章について考察を行う。

## 2.2 L型隅角部のせん断強度に対する既存の設計規準における取り扱い

### 2.2.1 隅角部の強度の評価方法について

柱はり接合部に形成されるL型の隅角部については、我が国の土木の分野では、必ずしも体系立った強度の評価手法が、設計基準に明記されていない状況にある。隅角部強度の照査手法として既存の設計基準においては、隅角部に作用するせん断力に着目し、作用せん断力が接合部のせん断耐力を下回るようにする方法が一般的である。このような手法を採用しているものとして、ここでは建築学会による方法、ACI-352、ニュージーランド構造設計規準を挙げ、その基本的な考え方を示す。

一方、道路橋示方書においては、照査方法を明示していないものの、隅角部の補強鉄筋の配置方法に対する考え方が示されており、それによると、内開きモーメントが作用した場合、せん断力に着目するのではなく、隅角部に発生する応力状態を元に補強筋の配置を定める方法が示されている。

2.2.2 接合部パネルのせん断力に着目した方法

(1) 建築の分野におけるL型隅角部の設計の考え方

建築の分野では、隅角部は、骨組構造が終局時の変形状態に至った時点でも破壊せず、繰り返し荷重によっても剛性低下やスリップ型のヒステリシスとならないように設計することが基本とされている<sup>9)</sup>。隅角部に作用するせん断力のうち、水平成分  $V_{jh}$  は、図-2.3 を参照すると式(2.1)で与えられる。

$$V_{jh} = T_b - V_c \tag{2.1}$$

隅角部の照査は、隅角部に作用するせん断力および鉄筋の定着強度に着目して行われている。せん断力に対する照査では、接合部パネルに作用するせん断力  $V_j$  よりも設計される部材の信頼強度  $V_{ju}$  が大きくなるようにする。ここで、便宜的に隅角部を形成する柱・はり部材の幅が同じである場合を想定し、隅角部における部材の有効幅を  $b$ 、定着鉄筋の水平投影長を  $D$  とする。隅角部のせん断強度は次式で与えられる。

$$V_{ju} = \kappa \sigma_B b D \tag{2.2}$$

ここで、 $\sigma_B$  はコンクリートの圧縮強度であり、L型隅角部の場合  $\kappa=0.18$  とされている。

式(2.2)で示されたせん断強度を、接合部パネルの平均せん断応力度の最大値として表現すると、L型隅角部の場合平均せん断応力度の最大値は  $0.18\sigma_B$  であると考えられる。設計基準強度 30MPa のコンクリートを想定すると、接合部パネルのせん断強度は、平均せん断応力度表示で 5.4MPa となる。はり部材と柱部材が同じ配筋量で、スタブが存在しない場合を考え、引張鉄筋比を  $p_t=1\%$  とする。引張鉄筋の降伏点を 350MPa とすると、引張主鉄筋降伏時に隅角部に作用する平均せん断応力度はおおよそ 3.5MPa となり、接合部パネルのせん断強度よりは小さくなる。すなわち、引張鉄筋比が 1% となっても隅角部の接合部パネルはせん断破壊しない計算となる。

隅角部の横方向鉄筋（隅角部補強鉄筋）は、隅角部に作用するせん断力とせん断強度の比によって決められている。すなわち、横方向鉄筋比を  $p_{jh}$  とすると、 $p_{jh}$  は 0.2% 以上でかつ

$$p_{jh} \leq 0.003 V_j / V_{ju} \tag{2.3}$$

が満たされるように配置することとなっている。ここで、 $V_j/V_{ju}$  は 1 以下であるので、横方向鉄筋量は 0.2% から 0.3% までの配置になる。隅角部補強鉄筋は、隅角部のせん断強度には寄与していないが、これは過去の載荷試験結果に基づき、じん性の確保を

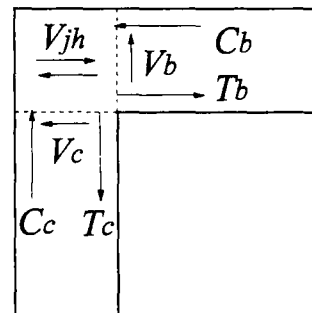


図-2.3 隅角部の接合部パネルせん断力

目的としたものとなっている。

### (2) ACI-352R で推奨されている方法

ACI-352R<sup>10)</sup>では、柱・はり接合部について、その要求性能に基づき2つのタイプに分類して設計方法が示されている。ここで、Type-1は、荷重作用によって生じる接合部パネルのせん断力が、接合部のせん断強度以下であること、すなわち、終局強度に関する照査を行う場合を想定したものである。一方、Type-2は接合部が非線形領域において繰り返し荷重を受ける場合で、塑性変形性能を考慮した設計を想定したものである。通常の死荷重や活荷重に対する照査の場合はType-1が適用され、地震時の安全性を照査しなければならない構造部材についてはType-2が適用される。

隅角部の照査は、接合部パネルに作用するせん断力に着目して行うこととなっていて、設計の基本は2.2.1(1)に示した建築学会の考え方に類似したものである。

Type-1とType-2で扱いが異なる点は、①隅角部の接合部パネルに想定される作用せん断力の算出、②隅角部の接合部パネルのせん断強度の評価値、③最小補強鉄筋量の算定のところである。隅角部に作用するせん断力は、部材に配置されている主鉄筋に作用する引張力によって決まるが、Type-1では主鉄筋の引張応力として降伏点(1.0fy)を用い、Type-2では降伏点の1.25倍(1.25fy)を用いることになっている。従って、Type-2の方が、隅角部に対してより大きな外力を想定していることとなる。

次に隅角部の強度についてであるが、建築学会の方法と同様コンクリート強度の関数として与えられている。ここで、コンクリートの設計基準強度を $f_c$ (SI:単位)とすると、

$$V_u = 0.083\gamma\sqrt{f_c}bh \quad (2.4)$$

で与えられていて、 $\gamma$ はType-1とType-2で異なった値が与えられている。L型隅角部の場合では、Type-1で $\gamma=15$ 、Type-2で $\gamma=12$ に設定されている。隅角部の強度を平均せん断応力度で表現すると、コンクリートの設計基準強度が30MPaの場合、Type-1で6.8MPa、Type-2で5.5MPaとなり、建築学会指針よりもやや大きい値が与えられている。

隅角部の補強鉄筋については構造細目的な扱いがされていて、部材断面の大きさや、鉄筋・コンクリートの強度比によって算定するものとなっている。

### (3) ニュージーランド構造設計規準(NZS3101:1982)に示される方法

ニュージーランド構造設計規準でもACI規準と同様に、柱はりの接合部については、地震荷重の作用を考慮する場合と考慮しない場合に分けて、照査方法が示されている。隅角部の照査において、接合部パネルに作用するせん断力に着目する点は、以上に示した指針類と同じである。この設計規準で示されている考え方で最も特徴のある点は、接合部パネルのせん断抵抗メカニズムについて、

①コンクリートの圧縮ストラットによる抵抗

②主鉄筋の付着応力と隅角部の補強鉄筋によって形成されるトラスメカニズム

両者の和で与えられるとしたところである。コンクリートストラットによる寄与は、その上限値が

コンクリートの圧縮強度の関数 ( $0.2\sqrt{f_c}bh$  : SI unit) として与えられているが、地震荷重の作用を想定した場合には、コンクリートストラットの寄与をゼロとし、接合部に作用するせん断力は補強鉄筋で全てまかなうようにしている。ニュージーランド構造設計規準ではRC橋脚の耐震設計において、じん性を確保の観点から、コンクリートの寄与を無視してせん断強度を算定することとしているが、接合部の耐震性照査においてもこの考え方を踏襲していると思われる。これは、地震荷重のように正負交番荷重により塑性変形が生じるような場合は、前ステップの荷重によって生じた残留ひずみにより、圧縮領域のコンクリートのひび割れが必ずしも閉じず、このためコンクリートの応力伝達が阻害されることを考慮していると考えられる。

### 2.2.3 接合部パネルのせん断力に着目しない方法

これまで接合部を弾性体と仮定して、数値解析や光弾性実験を行うことにより応力状態の推定が試みられてきた<sup>11)</sup>。現在、道路橋示方書に示されている隅角部の照査方法は、これらの研究成果を反映したものとなっている。ただし、L型隅角部に負の曲げモーメントが作用した場合の隅角部の補強鉄筋量については考え方の基本は示されているが、正の曲げモーメントが作用する場合の隅角部にひび割れの強度算定方法およびひび割れ後の補強方法については示されていない。また、ハンチ筋やハンチの取り扱いについては、いわゆる構造細目としての規定であり、その根拠は必ずしも明確ではない。

土木学会コンクリート標準示方書においても、柱・はり接合部付近でせん断補強鉄筋を密に配置すること等が記述されているが、隅角部の定量的な評価や具体的な補強量の算定については触れられていない。

## 2.3 まとめ

RC棒部材および柱はり接合部に形成される隅角部のせん断強度の評価方法として、主な設計指針や設計方法で採用されている考え方について記述した。これらの検討結果より浮かび上がった問題点として、RC柱や梁などの棒部材については、修正トラス理論の考え方が土木分野では一般的であるものの、コンクリートの負担するせん断力の由来が不明確なまま、実務に用いられている状況にあるといえる。このため、本論文でターゲットとしている、正負交番荷重が作用する場合のせん断耐力の算定方法について、既存の方法を修正して用いるにしても、その修正方法の基本的な考え方が明確にできない問題点があると考えられる。このことから、まず単調荷重作用時において、コンクリートの負担するせん断力の由来について明らかにするための検討を行い、これを元に正負交番荷重作用時のせん断耐力、ひいてはRC部材の変形性能を確保するためのせん断強度の確保の方法について検討する必要があると考えられる。

次に、隅角部のせん断強度については、これまで経験的な評価方法が採用されてきたが、隅角部の破壊状況と適合したせん断強度の評価方法が確立するには至っていない状況にあるものと思われる。隅角部のせん断強度についても、単調荷重が作用する場合の破壊強度の算定方法をまず明らかにした上で、正負交番荷重が作用する場合のせん断強度の考え方を確立する必要があるも



のと思われる。

#### 参考文献

- 1) ISO19338 : Performance and Assessment Requirements for Design Standard on Structural Concrete
- 2) ENV1992-1-1 : Eurocode2 Design of concrete structures –Part1: General rules and rules for buildings, 1991.
- 3) Collins, M.P : Towards a Rational Theory for RC Members in Shear, Proceedings, ASCE,V.104, ST4, 1978, pp.649-666.
- 4) Vecchio, F.J. and Collins. M.P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Structural Journal, Vol.83, No.2, Mar-Apr,1986, pp.219-231
- 5) Nielsen,M.P., Braestrup, M.W., Jensen, B.C., Bach, F.: Concrete Plasticity – Shear in Beams, Bulletin D'Information, No.126, pp.285-357,1978.
- 6) 田辺忠顕、檜貝勇、梅原秀哲、二羽淳一郎：コンクリート構造、朝倉書店、220pp、1992.
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- 9) 前掲 7), pp.151-169, 1990.
- 10) ACI 352R-85 : Recomendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, 1985.
- 11) 津野和男、泉満明：コンクリート建造物の隅角部設計法、土木技術第29巻,11号、pp.28-34, 1974.

### 第3章 単調増加荷重を受けるコンクリートはり部材のせん断強度について

#### 3.1 概要

単調増加荷重が作用する部材のせん断強度の評価方法は、土木分野においては修正トラス理論に従って行われていて、実務にも用いられている。しかし、2章に示したとおり、 $V_c$ の根拠を曖昧にしたままでは、正負交番荷重が作用した場合のRC部材のせん断耐荷力の評価が困難であると考えられる。

ここでは、4章で検討する正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断強度の評価に当たって、その基本となる単調増加荷重を受けるコンクリート部材のせん断強度評価方法について検討した結果をまとめることとする。特に着目したところは、次の通りである。正負交番荷重作用下では、圧縮側コンクリートの負担するせん断力が期待できない可能性があるため、正負交番荷重を想定したせん断耐力評価において、少なくとも圧縮側コンクリートの寄与を低減しなければならない。しかし、現行の設計基準類において、圧縮側コンクリートによるものと思われるアーチ機構に関して、どの程度の大きさを持っているのか明確に出来ていないものと考えられる。このことから、アーチ機構に着目し、アーチ機構によるせん断力の負担の定量的評価を目的とした載荷試験を実施した。アーチ機構は鉄筋コンクリート部材において、せん断スパン比に大きく影響することが予想されるため、せん断スパン比に応じたアーチ機構の寄与も検討項目とした。また、プレストレストコンクリート部材のように人為的に大きな軸圧縮力を導入した場合、アーチ機構によるせん断力の負担が大きくなることが予想される。これまで、プレストレストコンクリート部材のせん断ひび割れ発生荷重の増加は、主としてデコンプレッションモーメントによる説明がなされてきた。しかし、アーチ機構が形成されるとすると、せん断ひび割れ発生後、せん断破壊するまでの荷重の増加に対しても増加するはずである。すなわち、プレストレストコンクリート部材について、せん断ひび割れ発生から、破壊に至るまでの挙動を調べ、せん断圧縮破壊時のコンクリートの中立軸位置などを測定することにより、アーチ機構の発生状況を理解することができるものと考えられる。

一方、正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材の破壊状況を観察すると、主鉄筋の湾曲が認められる場合があり、主鉄筋のダウエル作用によるせん断力の負担が生じていることが想定される。これまで、主鉄筋のダウエル作用については、コンクリートの負担するせん断力として明示的には扱われておらず、その定量的評価についても明確ではない状況にある。

これらの背景から、通常鉄筋コンクリート部材についてのアーチ機構の定量的評価、アーチ機構を想定したプレストレストコンクリート部材のせん断強度の評価、および主鉄筋のダウエル作用によるせん断抵抗に関する載荷試験を実施した。

#### 3.2 せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断強度に関するこれまでの研究

RC部材のせん断強度についてこれまでも多くの検討がなされており、非線形FEMを用いた解析手法の事例も多く報告されている。一方で、RC部材のせん断抵抗機構を大まかにとらえようとするマクロモデルによる検討も多くなされてきた。マクロモデルの例として、圧縮場の理論や塑

性理論などが提案されている。

それ以外にも、せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断強度について、様々な角度から実験的検討がなされてきた。しかし、RC部材のせん断破壊メカニズムは非常に複雑であり、これまでに多くの検討がなされてきた

にもかかわらず、汎用的なせん断強度推定式が得られていない状況にある。

せん断補強鉄筋を有するRC部材に単調増加荷重が作用する場合のせん断強度に関するこれまでの検討事例について述べることにする。

せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断強度評価手法を検討する際、重要となるのはコンクリートの負担する  $V_c$  の根拠をどのようにとらえるかとともに、せん断補強鉄筋の役割をどのようにとらえるか、ダウエル作用など直接把握することが非常に困難なせん断抵抗機構をどのように扱うかといった点であると考えられる。

せん断補強鉄筋の効果については、これまでトラス機構を基本とした扱いがなされてきたことはすでに述べたとおりであるが、これに対する疑問を指摘したものもある。たとえば、Kaniはせん断補強鉄筋の役割をトラス機構になぞらえて表現した場合、実際には説明がつかない場合があることを指摘している。Kaniは、せん断スパン内に一本のみのスターラップを様々な位置に配置したRC供試体の載荷試験を実施し、スターラップの位置によってその有効性に大きな差が生じることを示している。本来、トラス機構の考え方からすれば、せん断ひび割れが生じている区間のせん断補強鉄筋の引張応力は均一であるが、実測結果によればそのようにはならないことを示した。この結果から、せん断ひび割れの発生によってRC部材内にタイドアーチが形成されるとし、図-3.1に示すように、せん断補強鉄筋は内部に形成されたタイドアーチを支持し、その支点反力を外部のアーチに伝達する役割としてとらえている<sup>1)</sup>。図-3.1によれば、せん断補強鉄筋は内部のアーチ  $a$  を支持し、その支点反力を外側のアーチ  $b$  に伝える役割があると解釈する。Haddadinらはせん断補強鉄筋の効果は、せん断破壊モードによって異なるとし、斜め引張破壊形式の場合では、せん断圧縮破壊形式の場合に比べてせん断補強鉄筋のせん断補強効果が大きいことを述べている<sup>2)</sup>。このようにせん断破壊パターンの違いによりせん断補強鉄筋の効果に変化があることも、単純なトラス機構では表現できない。

一方、せん断補強鉄筋比を変化させたRC部材の載荷試験によって、せん断補強鉄筋量とせん断強度の増加量の関係から実験的にせん断補強鉄筋の効果を評価するアプローチも採られている。たとえば、Mphondeは実験結果からせん断補強鉄筋による効果として、斜角を  $45^\circ$  として算定されるせん断補強筋の寄与に対して、実際は1.6倍の効果があるとしている<sup>3)</sup>。

塑性理論における下界定理の考え方によれば<sup>4)</sup>、コンクリートの圧壊とせん断補強鉄筋の降伏が同時に起こる状態を想定した場合、せん断破壊時に断面に生じているせん断応力を  $\tau_u$  とした場合、

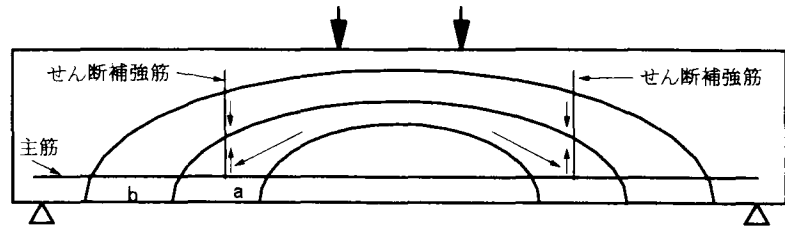


図-3.1 Kaniが想定したタイドアーチを支持するせん断補強鉄筋の役割

$$\tau_u / f_c' = \sqrt{\psi(1-\psi)} \quad (3.1)$$

$$\text{ただし, } \psi = \frac{\rho \cdot f_{wy}}{f_c'} \quad (3.2)$$

で与えられる。この式は、上界の式とも一致することから、正解であるとされている。ただし、せん断ひび割れが生じたウェブ部分のコンクリートの圧縮強度は、せん断ひび割れの影響を受けて、材料試験で得られるコンクリートの圧縮強度よりも小さいとし、コンクリート強度に関する補正係数 $\nu$ を導入することを提案しており、式(3.1)は $\nu$ を用いて次のように修正される。

$$\tau_u / f_c' = \sqrt{\psi(\nu-\psi)} \quad (3.3)$$

ここで $\nu$ は0.7程度の値をとるとされているが、これの根拠を理論的に示すことは困難であると考えられる。この理由として、ウェブ部分に作用する圧縮応力を測定によって直接把握することが難しいことが挙げられる。

鈴木らは、斜めひび割れが生じた部材を想定し、終局時の曲げモーメントとせん断力の釣り合い式から、せん断抵抗が最小となるときのせん断ひび割れ角度を導き、せん断強度式を求めている<sup>5)</sup>。この方法も、コンクリートが圧縮強度に達し、せん断補強鉄筋ならびに引張主鉄筋それぞれが降伏点に達していると想定していることから、一種の下界定理に基づくものであると考えられる。この方法においては、せん断ひび割れの角度が理論的に与えられる長所を有するが、せん断補強鉄筋だけではなく引張主鉄筋の降伏を前提条件としていることから、主鉄筋降伏前にせん断破壊を生じる場合への適用性に疑問が残るところである。

建築学会で用いられているせん断耐荷力算定式<sup>6)</sup>も、コンクリートの負担するせん断力として考慮されているアーチ機構については塑性理論の考え方が用いられている。建築学会式によると、せん断補強鉄筋の寄与を評価する際の斜角として $\cot\phi = 2$ を上限とし、せん断補強鉄筋はこの区間内ですべて降伏するものと仮定している。しかし、亘らはせん断補強鉄筋が降伏することなくせん断破壊に至る場合があるとして、せん断耐力式の修正を試みている<sup>7)</sup>。

石川らはせん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断強度式として修正圧縮場の理論や塑性理論などのマクロモデルによる算定式の問題点を考察するとともに、せん断抵抗機構としてトラスアーチの共存をふまえた検討を実施している<sup>8)</sup>。コンクリートの負担するせん断力としてアーチ機構を考え、二羽らによって提案されたディープビームを想定したせん断耐力式<sup>9)</sup>を用いている。トラスアーチ機構の共存を想定している点は建築学会から提案されているせん断耐力式とコンセプトは似たものであると考えられる。

Russo<sup>10)</sup>らはコンクリートの負担するせん断力の成分としてアーチ機構とビーム機構に着目し、

せん断スパン比の違いによってアーチ機構とビーム機構の内訳が変化することをふまえ、せん断補強鉄筋の寄与もアーチ機構とビーム機構の比率によって補正する考え方を示している。この考え方によれば、せん断スパン比が小さくなるほどせん断補強鉄筋の寄与が小さくなるとの傾向が表現できる利点を有するが、せん断補強鉄筋の寄与を、コンクリートの発揮するビーム機構とアーチ機構に対して、独立にさらに加え合わせている点については疑問が残る。ビーム機構とアーチ機構の和は、釣り合い式から必ず作用せん断力に一致しなければならない。せん断補強鉄筋はあくまでもコンクリート部材内の応力の再分配の役割を担っているものである。このことから、アーチ機構とビーム機構にさらにせん断補強鉄筋の寄与を累加することはあり得ないものと考えられる。

一方、Regan はせん断強度の評価式が長年の研究によってもなお理論的なせん断強度の算定式が得られていない状況を省みて、せん断強度に関する研究そのものに苦言を呈している<sup>11)</sup>。せん断強度算定式を理論的に導こうとする試みはむしろ逆効果であるとまで述べている。その意味するところとしては、マクロモデルの妥当性が十分に検証されないまま、そのマクロモデルを前提とした耐力評価式を導くことに対する警鐘であると考えられる。

確かに、これまでに提案されてきたせん断強度算定式は、その原理が大いに異なっているが過去に実施された実験で得られるせん断強度の値との整合性を強調されすぎた問題点があると考えられる。最も大きな問題点としては、せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断強度はコンクリートの負担分とせん断補強鉄筋の寄与が合わさったものでありながら、その個々の算定結果に対する評価を十分に行うことなく、トータルとしてのせん断強度の算定精度のみに注意が払われてきたきらいがある。一方、コンクリートの負担するせん断強度のみを取り出してその評価を試みる場合、せん断補強鉄筋を有しないRC供試体の載荷試験結果からコンクリートの負担分を導くことになるが、せん断補強鉄筋の有無によりRC部材のせん断破壊モードは変化する。このため、せん断補強鉄筋を有しないRC部材の載荷試験で得られるせん断強度を、せん断補強鉄筋を有するRC部材におけるコンクリート負担分と等価であると考えることには無理がある。

ここでは、RC部材のせん断強度について、載荷試験結果からアーチ機構とビーム機構に分離し、それぞれについて概略値を定量的に把握することとする。また、それぞれのせん断抵抗の機構とせん断補強鉄筋の役割について検討する。また、ダウエル作用の定量化を目的とした載荷試験結果について記述する。これらの結果を基に、これまで曖昧にされてきたコンクリートの負担するせん断力に関する考察を行う。

### 3.3 せん断補強鉄筋の効果と修正トラス理論の検証

#### 3.3.1 せん断ひび割れ発生後のRC部材のアーチ機構とビーム機構

せん断ひび割れを生じたRC部材のせん断耐荷機構を大きく分類すると、アーチ機構とビーム機構に分類される<sup>12)</sup>。アーチ機構とビーム機構の分類は、RC部材の曲げモーメントの算定式から導くことが可能である。

ここで、RC部材断面に作用する曲げモーメントを $M$ とし、コンクリートの引張抵抗を無視すると $M$ は次式で与えられる。

$$M = T \cdot jd = C \cdot jd \quad (3.1)$$

ここで、 $T$ は引張主鉄筋によって発揮されている引張力であり、 $C$ はコンクリートの圧縮力である。 $jd$ は鉄筋の引張力とコンクリートの圧縮力の偶力のアーム長である。式(3.1)を部材軸方向( $x$ 方向)で微分することにより、せん断力 $Q$ は次式で与えられる。

$$Q = \frac{dM}{dx} = \frac{dT}{dx} \cdot jd + \frac{d(jd)}{dx} \cdot C \quad (3.2)$$

ここで式(3.2)の右辺第一項が鉄筋の付着力に起因して発揮されるせん断抵抗でありビーム機構である。右辺第二項はコンクリートの圧縮力の作用位置の傾斜によって発揮されるものであり、アーチ機構となる。アーチ機構は図-3.2に示すように断面の圧縮側コンクリートによって発揮されるものである。一方、ビーム機構は圧縮側だけではなく、中立軸位置よりも下方にあるコンクリートも寄与するものである。せん断補強鉄筋を有する矩形断面のRC部材のせん断破壊性状をみると、最終的には圧縮側コンクリートの圧壊によってもたらされるものが多い。このことから、せん断補強鉄筋を有するRC部材の破壊はアーチ機構の破壊に起因するものと考えられ、アーチ機構とビーム機構に分類することが有効であると考えられる。なお、式(3.1)および式(3.2)については、せん断補強鉄筋の有無にかかわらず成立するものであり、アーチ機構とビーム機構の和は作用せん断力に

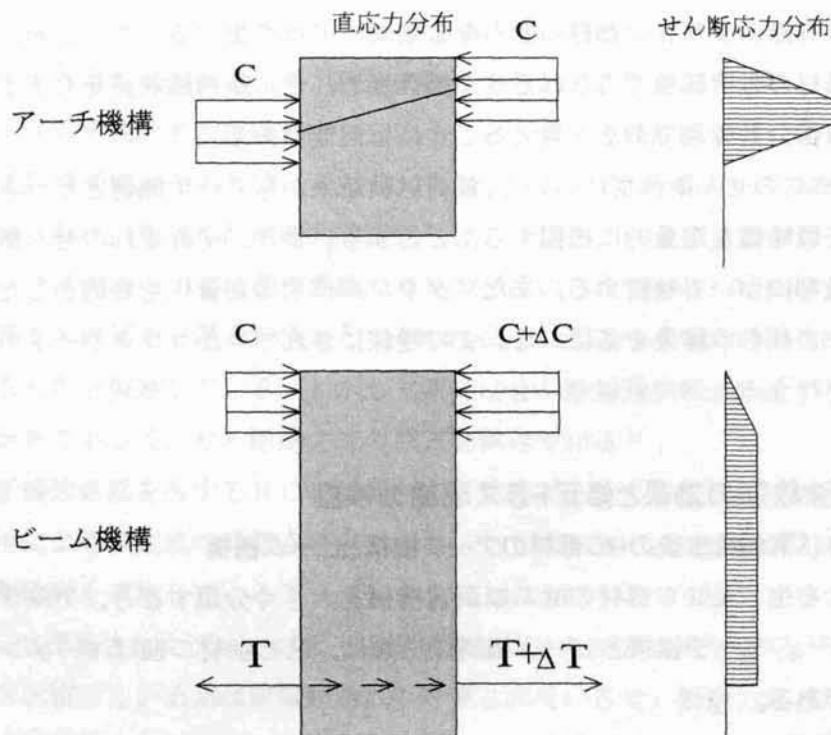


図-3.2 アーチ機構とビーム機構によるコンクリートに作用するせん断応力分布

等しい。このことから、せん断補強鉄筋の負担を加え合わせることは妥当ではないことがわかる。

### 3.3.2 RC 部材におけるコンクリート強度およびせん断補強鉄筋の強度の影響

#### (1) 試験方法の概要

ここでは、せん断ひび割れ発生後のせん断補強鉄筋の寄与と、コンクリートの負担するせん断力の推移を載荷試験の結果に基づいて検討することとする。

図-3.3 は試験を行ったRC供試体の諸元を示したものである。選定した実験パラメータは使用しているせん断補強鉄筋の強度およびコンクリートの圧縮強度である。せん断補強鉄筋の強度を変化させた供試体 B-2 では SD785 の高強度せん断補強鉄筋を用いている。これ以外は SD345 のせん断補強鉄筋とした。一方、コンクリートの圧縮強度については、30MPa クラスを中心とし、18MPa と 60MPa の 2 ケースを設定した。載荷は 2 点曲げ単調載荷とした。引張鉄筋には D29 を 5 本用いた。せん断補強鉄筋の固定を行う目的から、圧縮側には組み立て筋として D6 を 2 本用いている。この組み立て筋については、耐力への寄与がわずかであると考え耐荷力の計算に含めなかった。

#### (2) 試験結果の概要

表-3.1 に供試体に用いた材料の強度試験結果を示し、図-3.4 にスパン中央で測定した変位と載荷せん断力（載荷荷重の 1/2）の関係を示す。供試体はいずれも載荷せん断力が 250kN に達した時点でせん断ひび割れを生じた。図-3.5 は B-1・B-2 供試体に発生したひび割れ状況を示したものである。通常強度のせん断補強鉄筋を用いた供試体 B-1 では、主鉄筋が降伏する前に、せん断補強鉄筋が降伏しせん断破壊した。高強度せん断補強鉄筋を用いた供試体 B-2 では、せん断補強鉄筋が降伏した後、荷重の増加がほとんど認められなくなり、破壊直前に主鉄筋が降伏点に達していた。

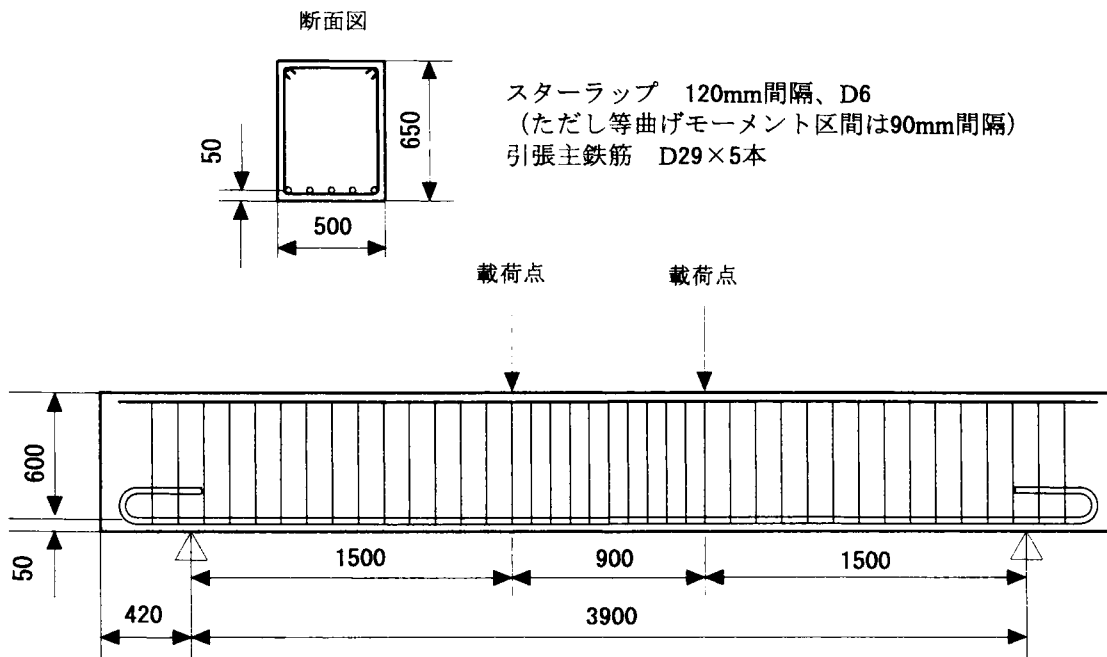


図-3.3 鉄筋コンクリート供試体の寸法・配筋図（単位：mm）

コンクリートの圧縮強度を約 60MPa に設定した供試体 C は変位が 15mm に達した後は荷重の変化がほとんど認められなかった。しかし、変位が 15mm に達して時点でも引張主鉄筋は降伏点に達

表-3.1 供試体の緒元および材料試験結果

供試体番号	b(mm)	d(mm)	s(mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{wy}$ (MPa)	$f_{ty}$ (MPa)	$A_s/bd$ (%)
A	500	600	120	18.9	360	540	1.07
B-1	500	600	120	33.4	348	533	1.07
C	500	600	120	60.7	360	514	1.07
B-2	500	600	120	34.8	932	533	1.07

ここで

b:断面幅

d:有効高さ

s:せん断補強鉄筋配置間隔

$f_{ck}$ :コンクリートの圧縮強度試験結果

$f_{wy}$ :せん断補強鉄筋の引張降伏点

$f_{ty}$ :引張主筋の引張降伏点

$A_s/bd$ :引張主鉄筋比

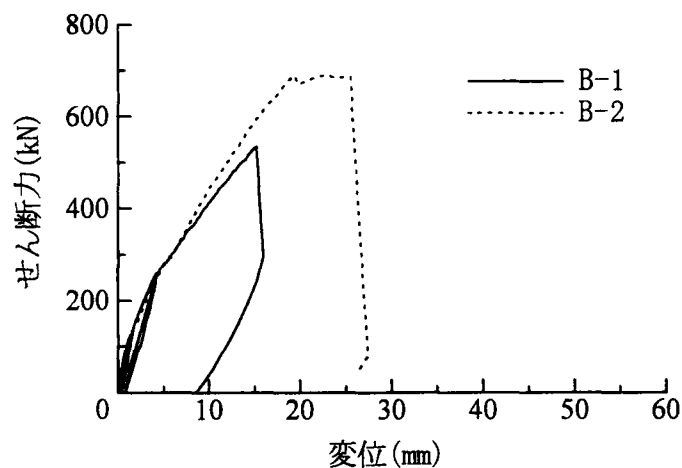
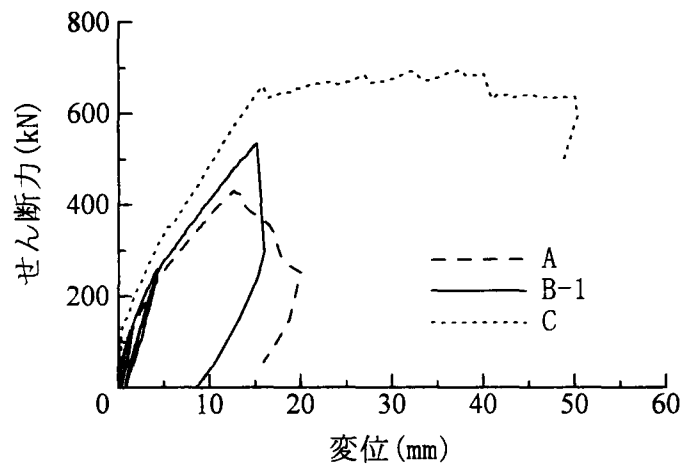


図-3.4 供試体の載荷せん断力と中央変位の関係



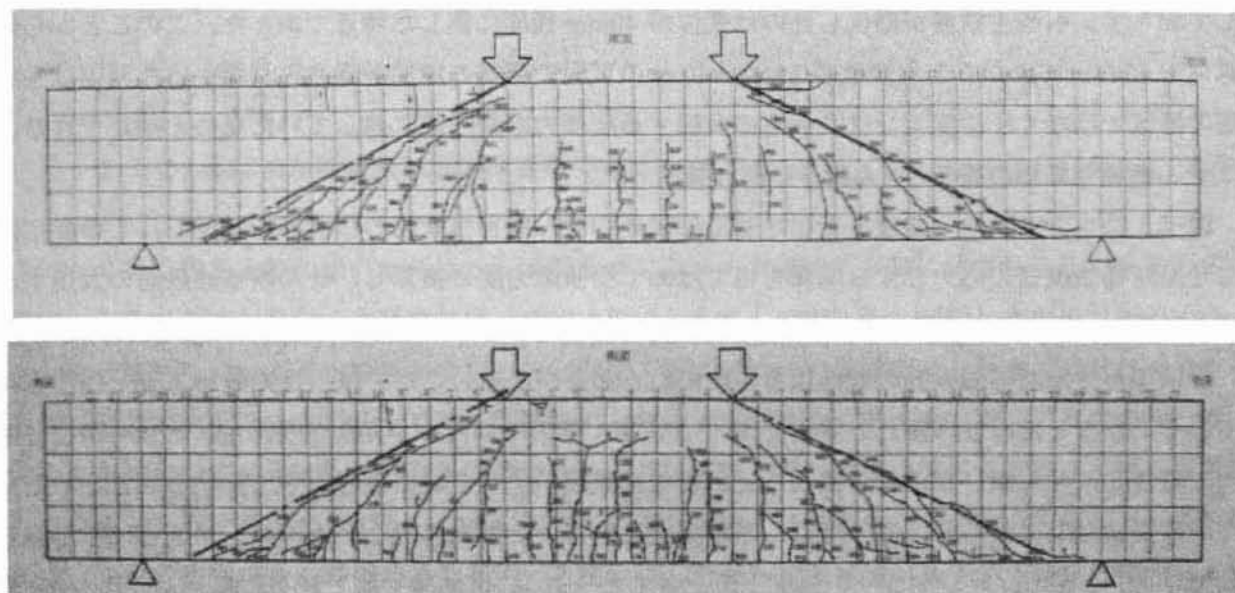


図-3.5 供試体に発生したひび割れ状況(上：供試体 B-1、下：供試体 B-2)

表-3.2 せん断強度の試験結果

供試体番号	V <sub>cr</sub> (kN)	V <sub>cu</sub> (kN)	V <sub>su</sub> (kN)	V <sub>u</sub> (kN)	V <sub>arch</sub> (kN)	V <sub>beam</sub> (kN)
A	243	241	189	431	257	162
B-1	250	333	202	535	356	157
C	321	503	188	691	504	157
B-2	249	318	374	692	480	210

- V<sub>cr</sub> : せん断ひび割れ発生時
- V<sub>cu</sub> : 供試体破壊時のコンクリートの負担していたせん断力
- V<sub>su</sub> : 供試体破壊時のせん断補強鉄筋の負担していたせん断力
- V<sub>u</sub> : 供試体破壊時に作用していたせん断力
- V<sub>arch</sub> : 供試体破壊時のアーチ機構によるせん断力
- V<sub>beam</sub> : 供試体破壊時のビーム機構によるせん断力

表-3.3 せん断強度の計算結果

供試体番号	V <sub>c_cal</sub> (kN)	V <sub>sy_cal</sub> (kN)	V <sub>u_cal</sub> (kN)	V <sub>by_cal</sub> (kN)
A	245	99	344	596
B-1	296	96	392	654
C	361	99	461	645
B-2	300	257	557	658

- V<sub>c\_cal</sub> : コンクリートの負担するせん断力の計算値
- V<sub>sy\_cal</sub> : せん断補強鉄筋の負担するせん断力の計算値
- V<sub>u\_cal</sub> : せん断破壊強度の計算値 (=V<sub>c\_cal</sub>+V<sub>sy\_cal</sub>)
- V<sub>by\_cal</sub> : 引張主鉄筋降伏時のせん断力の計算値

しておらず、引張主鉄筋が降伏したのは変位が 40mm 程度に達した時点であった。このことから供試体 C において少なくとも変位が 15 mm~40 mm の区間で荷重の増加が認められなかった原因は主鉄筋の降伏ではなく圧縮側コンクリートの負担する圧縮力が最大値に達していたためと推定できる。

(3)せん断補強鉄筋の寄与とせん断ひび割れ強度

図-3.6 はコンクリート強度を変化させた供試体のせん断補強鉄筋のひずみを測定し、この測定値にせん断補強鉄筋の応力ひずみ関係を当てはめて引張応力度に換算し、せん断補強鉄筋の負担するせん断力  $V_s$  を求めた結果を示したものである。ここで、 $V_s$  を求めるに当たっては、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の断面積を与えておく必要がある。ここでは、道路橋示方書で採用されているようなせん断ひび割れの斜角を  $45^\circ$  と固定するのではなく、実験で確認されたせん断ひび割れに着目し、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋のすべての引張応力を加算することとした。今回の実験結果によると、高強度せん断補強鉄筋を用いた供試体 B-2 において、大きな  $V_s$  が得られていた。しかし、コンクリート強度を変化させた A,B-1C 供試体ではそれぞれほとんど同じ  $V_s$  となっていて、 $V_s$  はコンクリートの圧縮強度に依存しない結果となった。

表-3.2 は実験によって得られたせん断強度の結果を表したものである。 $V_{cu}$  は供試体に作用するせん断力から  $V_s$  の測定値を差し引いて求めたものである。表中の  $V_{beam}$  および  $V_{arch}$  は後述するビーム機構とアーチ機構の測定結果を示している。表-3.3 は供試体のせん断強度の算定結果を示したものである。ここで  $V_{c\_cal}$  はせん断ひび割れ強度を推定するものであり、次式<sup>1)3)</sup>によった。

$$V_{c\_cal} = 0.94 \cdot \sqrt[3]{f'_{ck}} \cdot (0.75 + 1.4d/a) \cdot (\sqrt{100p_t} + \sqrt[4]{1000/d} - 1) \cdot bd \quad (3.3)$$

ここで  $p_t$  は引張鉄筋比、

$d$  は有効高さで単位は mm、

$f'_{ck}$  はコンクリート圧縮強度で単位は  $kgf/cm^2$  である。

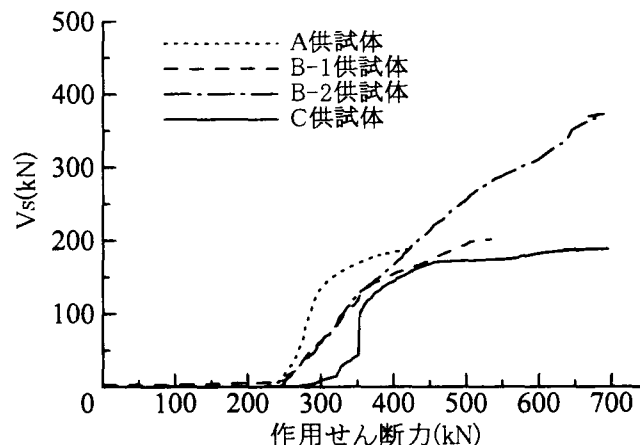


図-3.6 供試体に載荷したせん断力と  $V_s$  の関係

せん断補強鉄筋の負担するせん断力の計算値は次式によった。

$$V_{sy\_cal} = \frac{A_w f_{wy} d}{1.15s} \quad (3.4)$$

ここで  $A_w$  はせん断補強鉄筋の断面積である。

これらの算定式を比較に用いたのは、土木学会コンクリート標準示方書に示されるせん断耐力式の根拠となるものであり、土木分野では一般的に用いられるものであると判断したためである。

せん断破壊時にせん断補強鉄筋が負担していたせん断力について実験で得られた値の式(3.4)で計算される値に対する比を求めたところ、供試体 A, B-1, C でそれぞれ 1.9, 2.1, 1.9 であり、高強度せん断補強鉄筋を用いた B-2 供試体では 1.5 であった。この結果は前掲の文献 3) でも指摘されているとおり、従来から用いられている  $V_s$  の算定式(3.4)には大きな安全率があることが確認される。また、高強度せん断補強鉄筋を用いた場合に、せん断補強効率が低下する結果は福原らの結論<sup>14)</sup> とほぼ一致している。

せん断ひび割れ発生時のせん断力について使用したコンクリートの圧縮強度との関係を示した結果が図-3.7である。図中には土木研究所資料 2045 号<sup>15)</sup>に示されている実験データも引用し、併せて掲載した。なお、引用したデータはいずれもせん断補強鉄筋を配置していない RC 供試体の載荷試験でせん断破壊したものであり、せん断スパン比 3.0 で部材の有効高さが 350 mm であった。また主鉄筋比も 1.07% に対して 1.23% とわずかに異なっている。今回の実験供試体と有効高さ、主鉄筋比ならびにせん断スパン比が異なっているため(せん断スパン比 2.5, 部材の有効高さが 600 mm), 条件を統一できるように、式(3.3)を用い調整を行っている。すなわち、文献 15 に掲載されている試験結果に対して、次式の係数(0.96)を乗じた値を試験結果としている。ここで係数の値は 3.5 式の通りである。

$$\frac{0.75 + 1.4 * 2.5}{0.75 + 1.4 * 3.0} * \frac{\sqrt{100 * 1.07} + \sqrt[4]{1000 / 650}}{\sqrt{100 * 1.23} + \sqrt[4]{1000 / 350}} = 0.96 \quad (3.5)$$

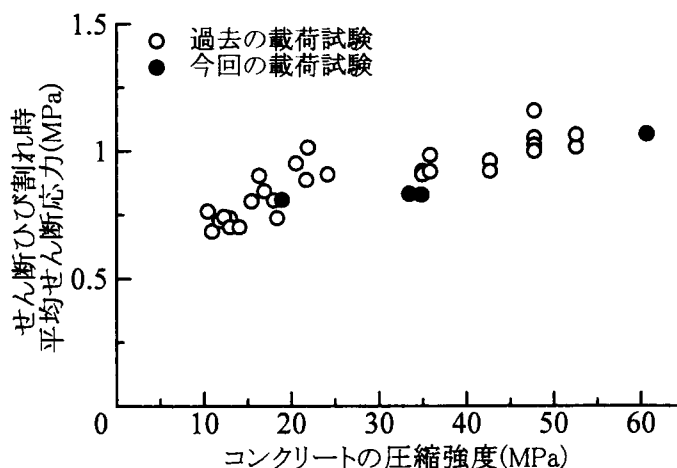


図-3.7 せん断ひび割れ時の平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係

図中の縦軸はせん断ひび割れ時のせん断力を部材断面積  $bd$  で除したものである。この結果によると、今回の実験で得られたせん断ひび割れ強度は、30MPa クラスのコンクリートを用いた B-1, B-2 供試体において尚やや小さめの値となっているものの、おおよそ過去の実験結果に整合したものであったことがわかる。

ここで、表-3.2 に示した結果からわかるとおり、せん断ひび割れ発生時に作用していたせん断力  $V_{cr}$  とせん断破壊時にコンクリートが負担していたせん断力  $V_{cu}$  を比較すると  $V_{cu}$  の方が大きい。図-3.8 は4体の供試体について両者の関係を示したものであるが供試体 A では  $V_{cr}$  と  $V_{cu}$  がほぼ等しいものの、それ以外の供試体では  $V_{cu}$  が大きく  $V_{cr}$  を上回っている。現行の道路橋示方書や土木学会コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ではいずれもせん断破壊時にコンクリートの負担するせん断力はせん断ひび割れ発生時のコンクリートの負担するせん断力と等しいと仮定しているが、実際には安全性を含んだ評価となっていることがわかる。

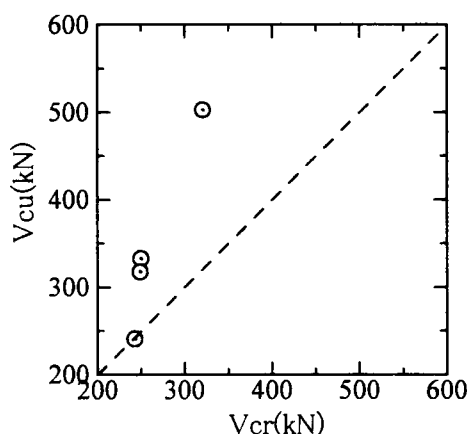


図-3.8 供試体に載荷したせん断力と  $V_c$  の関係

#### (4)コンクリートの負担するせん断力の内訳

$V_{cr}$  と  $V_{cu}$  の違いの根拠を明らかにするために、式(3.1)および式(3.2)に基づいて供試体に形成されていたアーチ機構( $V_{arch}$ )とビーム機構( $V_{beam}$ )の内訳について検討を行うこととする。

式(3.2)を適用するにあたって、引張主鉄筋の引張力の部材軸方向の分布を知る必要がある。ここでは、5本配置した引張主鉄筋のうち一本の主鉄筋にひずみゲージを 24cm 間隔で貼付しひずみ分布を測定し、これから引張鉄筋の引張力の軸方向分布を求めることとした。

図-3.9 はせん断ひび割れ発生前から破壊に至るまでの、主鉄筋引張ひずみの部材軸方向分布の測定例(供試体 B-1 と B-2)を表したものである。図中に示したひずみ分布曲線の kN 表示の値は、供試体に作用させた荷重を示しており、この半分が供試体に作用するせん断力である。せん断ひび割れ発生時点である 500kN の荷重時以降、いずれの供試体も引張主鉄筋に発生する引張ひずみは部材端部に及んでおり、いわゆるモーメントシフトが起こっていることが分かる。

$V_{arch}$  と  $V_{beam}$  の定量化の方法は以下の通りである。

①鉄筋の引張力  $T$  を部材軸方向の測定位置  $x$  の一次関数( $T = ax + b$ )で表せると仮定し、部材軸方

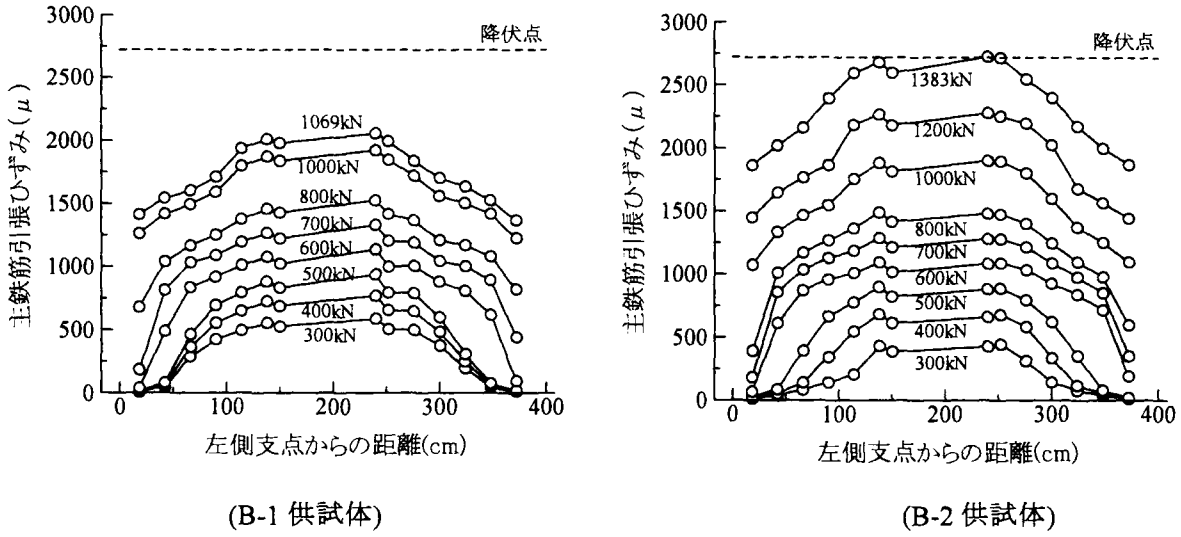


図-3.9 主鉄筋のひずみ分布

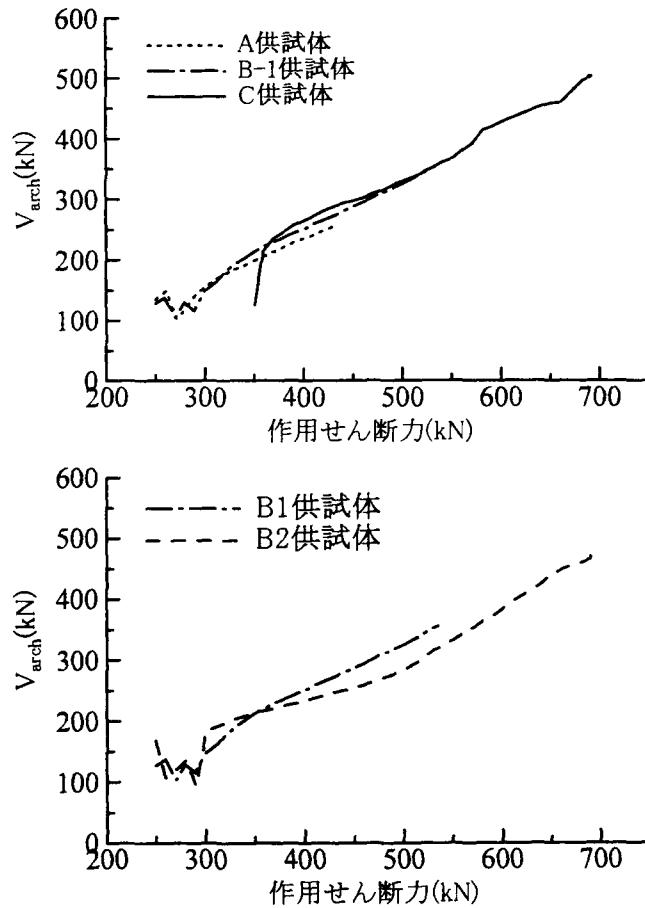


図-3.10 Varch の増加状況

向の傾き  $a$  (付着力) を求める。

- ②主鉄筋ひずみの各測定位置での引張力  $T$  および載荷荷重から求められる各位置での曲げモーメントの値から式(3.1)に基づいてアーム長  $jd$  を求める。
- ③アーム長が部材軸方向の測定位置  $x$  の一次関数 ( $jd = qx + r$ ) で表せると仮定し、部材軸方向の傾き  $q$  を求める。
- ④このようにして求められた  $a$  と  $q$  を式(3.2)右辺に代入し第一項  $V_{beam}$  と第二項  $V_{arch}$  を得る。

なお、式(3.1)および式(3.2)を適用するに当たり、コンクリートの負担する引張力(直応力)は曲げひび割れ発生後は0と仮定し、曲げひび割れが発生した区間のみを上記手順の①・②の解析検討区間とする。

このようにして得られた  $V_{arch}$  と供試体に作用しているせん断力の関係を図-3.10に示す。いずれの場合もせん断ひび割れが発生した直後のあたりの  $V_{arch}$  は不安定な状況で値に変化が生じていて、最低で100kN程度まで  $V_{arch}$  が低下している。しかし、その後は、載荷荷重(作用せん断力)の増加とともに、安定して  $V_{arch}$  も増加している。コンクリートの圧縮強度を変化させた供試体 A, B-1, C の3ケースを比較すると、コンクリートの圧縮強度が高まるにつれて供試体破壊時の  $V_{arch}$  は大きくなる。一方、せん断補強鉄筋の強度を変化させた供試体 B-1, B-2 を比較すると、高強度せん断補強鉄筋を用いた B-2 供試体で供試体破壊時の  $V_{arch}$  が大きくなっている。

このように、アーチ機構によって発揮されるせん断抵抗はコンクリートの圧縮強度の影響を受けるとともに、せん断補強鉄筋の強度にも影響を受けるといえる。図-3.11は、供試体に使用したコンクリートの圧縮強度と破壊時の  $V_{arch}$  の関係を示したものである。A, B-1, C 供試体についてプロットしている。参考に、せん断ひび割れ発生時に作用していたせん断力  $V_{cr}$  も図中に併記する。 $V_{arch}$  は  $V_{cr}$  と異なりコンクリートの圧縮強度の増加による増加が顕著であった。データ数が少ないが、 $V_{arch}$  は

$$V_{arch} = \kappa \cdot (f'_{ck})^{0.58} \quad (3.5)$$

ただし、 $\kappa$  は比例定数

の関係があった。土木学会コンクリート標準示方書でディープビーム部材を対象としてコンクリートの負担するせん断強度はコンクリートの圧縮強度の平方根に比例する式を採用しているが、これに近いものである。せん断ひび割れ発生時を想定した場合、コンクリートの負担するせん断力はコンクリートの圧縮強度の1/3乗に比例することとしているが、これよりは遙かにコンクリートの圧縮強度の寄与が大きいことを示している。

次に、ビーム機構について検討を行う。

図-3.12は作用せん断力と  $V_{beam}$  の関係を示したものである。アーチ機構の場合と異なり、 $V_{beam}$  はコンクリートの圧縮強度の違いがほとんど認められないことがわかる。また、アーチ機構の場合と異なり、作用せん断力が増加しても  $V_{beam}$  はほとんど増加していない。図-3.13に示すように、

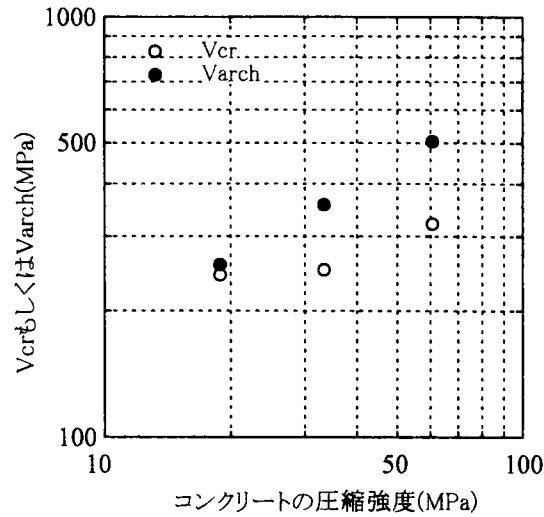


図-3.11 コンクリートの圧縮強度と Varch および Vcr の関係

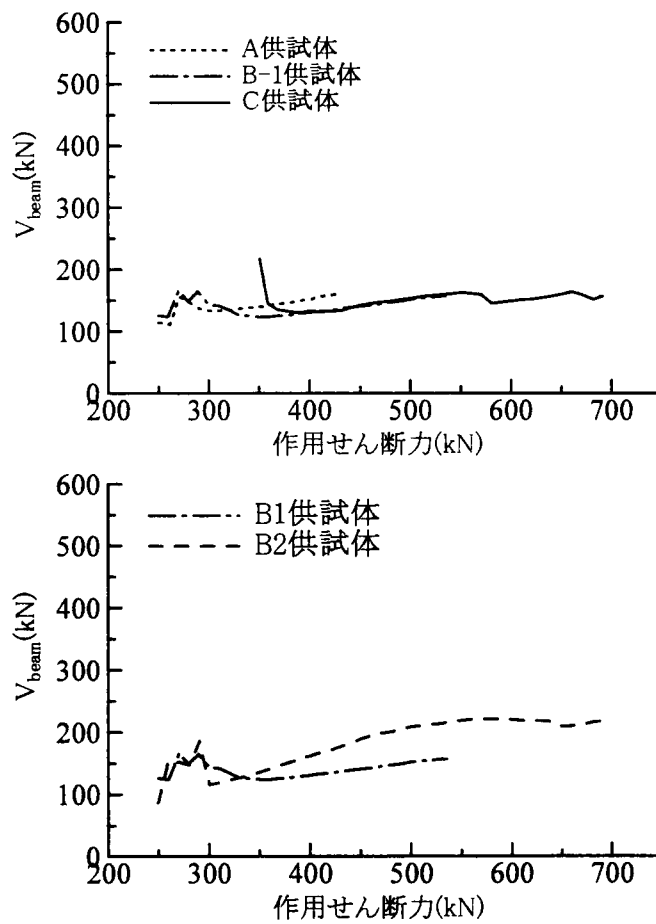


図-3.12 Vbeam の増加状況

トラス機構を想定した場合、引張主鉄筋の引張力( $T$ )およびその付着力( $T + \Delta T$ )、仮想したコンクリートの圧縮ストラットによる斜め圧縮力( $C_s$ )、せん断補強鉄筋が負担する引張力( $T_s$ )が作用すると考えられる。これらの力の釣り合いを考えた場合、付着力  $\Delta T$  がほとんど一定であるにも関わらず、せん断補強鉄筋の引張力  $T_s$  が増加することは、仮想したコンクリートの圧縮ストラットの角度が変化しているものと考えられる。

せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断抵抗として、上記の検討結果をふまえて次のように考えることとした。

- ①コンクリートの負担するせん断力はアーチ機構とビーム機構に分けられる。
- ②これまでせん断強度を算定する際に用いられる修正トラス理論において、コンクリートの負担するせん断力はせん断ひび割れを念頭に置いた値が用いられていて、これによるとコンクリートの圧縮強度が与える影響はさほど大きなものとはいえない。しかし、実際にはコンクリートの負担するせん断力の一部はアーチ機構によって発揮されていて、アーチ機構によるせん断抵抗のキャパシティーはコンクリートの圧縮強度に大きく依存する。

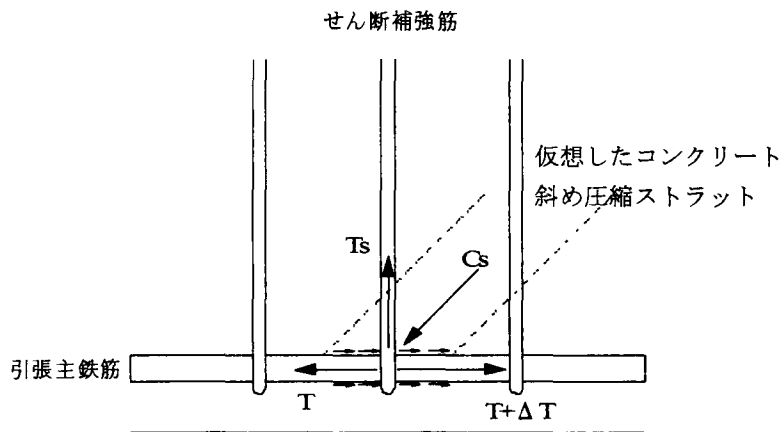


図-3.13 トラス機構における釣り合い

### 3.3.3 せん断スパン比の影響

RC部材のせん断抵抗メカニズムをアーチ機構とビーム機構に分離してとらえた場合、当然せん断スパン比が小さいほどアーチ機構が卓越することが予想される。すなわちせん断スパン比によってアーチ機構とビーム機構の内訳は異なってくると考えられる。ここでは、せん断スパン比の影響について検討を行うこととする。検討に用いた供試体は3.3.2に示した供試体および4章に後述する供試体 No.1(せん断スパン比 4.2)と供試体 S シリーズのうち、せん断補強鉄筋を配置しないもので単調荷重を行ったもの(せん断スパン比 1.1~2.8)である。

供試体 No.1 および供試体 S シリーズについても3.3.2で示したのと同様の方法でアーチ機構とビーム機構の内訳を求めた。

図-3.14 は供試体破壊時のアーチ機構とビーム機構によるせん断強度の算定結果を示したものである。せん断スパン比が 2.5 (図中の白抜き点) の値は供試体 B-1 のものであり、これ以外は供



試体 No.1 と S シリーズのものである。ただし、各供試体の部材断面寸法の違いを考慮するためせん断力を部材断面積  $bd$  で除して公称せん断応力として表現している。なお、コンクリートの負担するせん断力については、寸法効果を考慮するのが一般的となっている。破壊力学の考え方によれば、せん断ひび割れの進展に伴うひび割れ近傍への応力集中とひび割れの発生に伴う応力解放が寸法効果を生じさせる原因であると考えられる。しかし、ここで検討を行っているアーチ機構については、コンクリートの負担する圧縮応力が起源となっているため、引張応力に関する寸法効果の影響をそのまま持ち込むことはできない。よって、ここでは公称せん断応力を算定する際、寸法効果を考慮しないこととした。

図-3.14 よると、せん断スパン比が大きくなるにつれてアーチ機構は急激に低下していることがわかる。逆にビーム機構については、せん断スパン比が大きくなるにつれて徐々に大きくなる傾向にある。ただし、アーチ機構とビーム機構のそれぞれの変動をみると、アーチ機構の方が遙かに変動量が大きくなっている。

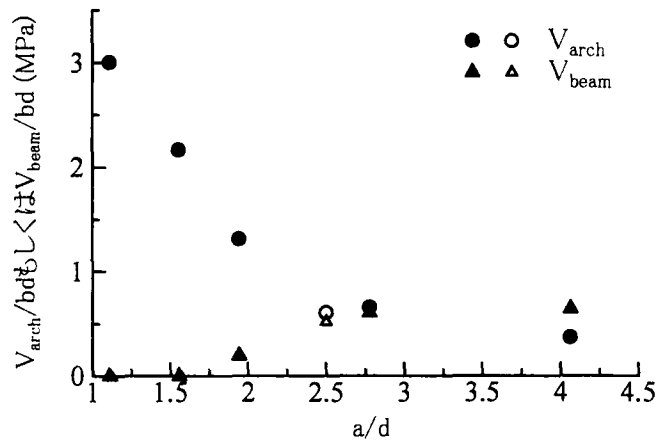


図-3.14 せん断スパン比の変化に伴うアーチ機構およびビーム機構の変化

### 3.3.4 アーチ機構の定量的評価について

アーチ機構の定量化の試みは、これまで Nielsen らによって提案された塑性理論<sup>4)</sup> において記述されているほか、建築学会規準<sup>6)</sup> にも算定手法が記述されている。また、土木学会コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] のディープビームに対するコンクリートの負担するせん断力も、アーチ機構を対象とした算定式であると考えられる。ここでは、3.3.2 に示したように、実験結果からアーチ機構による成分のみをとりだした結果に対してこれらの算定結果の適合性を検証した。

ここで、文献4) によれば引張鉄筋量の少ないRC部材において、アーチ機構でコンクリートの負担するせん断力を下界定理により、次式で算定している。

$$\frac{\tau}{\sigma_c} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{4\phi(1-\phi) + \left(\frac{a}{h}\right)^2} - \left(\frac{a}{h}\right) \right] \quad (3.6)$$

$$\phi = \frac{A_{st} \cdot \sigma_{sty}}{bh \cdot \sigma_c} \quad (3.7)$$

ここで、 $\sigma_c$ はコンクリートの圧縮強度

aはせん断スパン長

hは断面高さ

bは断面幅

$\sigma_{sty}$ は引張主鉄筋の降伏強度

$A_{st}$ は引張主鉄筋の断面積

である。

一方、土木学会コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕によると、ディープビームに対するせん断補強鉄筋のないRC部材のせん断強度（せん断応力度 $f_{cdd}$ ）は次式で表される。

$$f_{cdd} = 0.19 \sqrt{f'_c} \sqrt{100 p_w} \frac{5}{1 + (1 + a/d)^2} \quad (3.8)$$

ここで、 $f'_c$ はコンクリートの圧縮強度で単位はMPa、 $p_w$ は引張鉄筋比である。

図-3.15は荷重試験で得られたアーチ機構の負担分を断面積bdで除した値と、式(3.6)から求められる $\tau$ の比較を行った結果であり、図-3.16は式(3.8)で計算される $f_{cdd}$ との比較を行ったものである。これによると、式(3.6)で得られるアーチ機構を想定したせん断強度は実験結果を過大に評価していることが分かる。

図中には、コンクリート強度の有効係数 $\nu=0.7$ を想定した線を記入している。この低減係数の導入により過大な算定結果を与える例は減少するものの、相対的にせん断スパン比の大きい供試体(せ

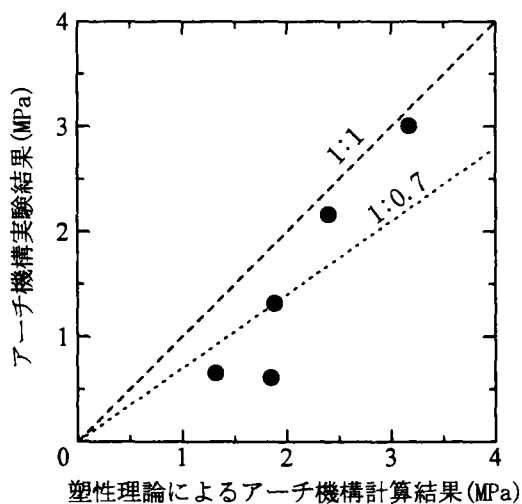


図-3.15 塑性理論から算定されるアーチ機構の実験結果との比較

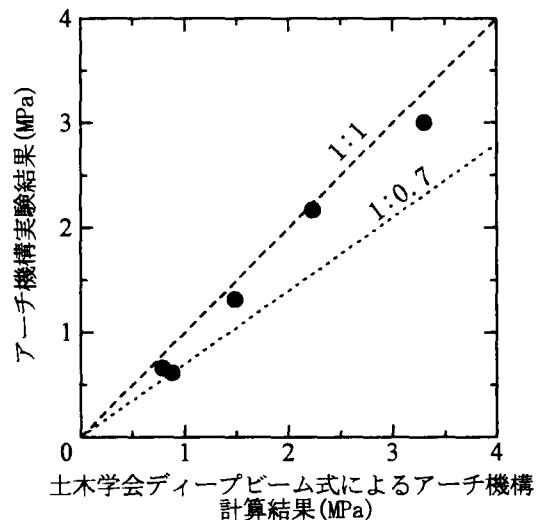


図-3.16 土木学会ディープビーム式から算定されるアーチ機構の実験結果との比較

ん断スパン比 2.8 および 4.2) では計算結果を下回っている。このように、塑性理論に従った場合、せん断スパン比が大きい場合に実験値を過大に評価する傾向が伺える。一方、土木学会コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕に示されたディープビームを対象としたせん断強度式ではそのような傾向は認められない。

### 3.3.5 コンクリートの力学特性ならびに軸圧縮力の影響

3.3.1では一般的な力学特性を用いた場合について検討を行った。しかし、たとえば高強度コンクリートのように圧縮強度に対する引張強度の小さいぜい性的な性質を持つコンクリートの場合では、せん断ひび割れの発生による引張応力の解放が急激に発生し、アーチ機構が安定して形成されるまでに  $V_c$  が低下する可能性があるものと考えられる。

一方、アーチ機構によって負担されるせん断力については、3.3.4で検討したとおりコンクリートの圧縮強度の影響を大きく受けるが、軸圧縮力を同時に受けるような場合では、軸圧縮力の影響により中立軸位置が低下し、コンクリートの圧縮力が作用する領域が増加するものと考えられる。従って、軸圧縮を受ける領域の増加に伴い、アーチ機構による成分が増加し、結果的に  $V_c$  の増加が期待できるものと考えられる。

これまで、軽量骨材を用いたコンクリート部材については、主として軽量骨材の使用によるせん断ひび割れ強度の低下に焦点を当てた検討が多く実施されてきた<sup>16-22)</sup>。PC部材に対する検討も行われており<sup>23-25)</sup>、これらの検討結果によれば、プレストレスの導入によるせん断ひび割れ強度の増加は顕著であり、プレストレスの効果についてデコンプレッションモーメントをパラメータとした補正係数をかけ合わせる方法で考慮したのではせん断ひび割れ強度を過小評価することが共通して述べられている。この結果は、プレストレスによりコンクリートに導入された圧縮力により、コンクリートに形成されるアーチ機構が増加したことが予想される。しかし、せん断ひび割れ発生後のコンクリートの負担するせん断力の実態については十分に把握されていない状況にある。

ここでは、比較的圧縮強度の高いコンクリートを使用し、かつ、骨材として軽量骨材を使用することによりコンクリートのぜい性度をあえて低下させた場合について、せん断ひび割れ発生後のコンクリートの負担するせん断力の実態を把握するための検討を実施した。

#### (1) 載荷試験の概要

供試体は全部で12体のはり部材で、変化させた要因はコンクリートの使用骨材の組合せ(4種類)と供試体に導入したプレストレス量(3レベル)である。供試体に用いたコンクリートの水セメント比は圧縮強度がいずれも60MPaとなるようにこれを定めた。使用した軽量骨材は造粒型膨張頁岩系の人工軽量骨材であり、密度および吸水率を表-3.4に示す。コンクリートの配合条件を表-3.5に示す。使用骨材の組合せは、細骨材粗骨材とも普通骨材を用いたもの(N)、細骨材のみに軽量骨材を用いたもの(L1)、粗骨材のみに軽量骨材を用いたもの(L2)、細骨材粗骨材とも軽量骨材を用いたもの(L3)の4種類である。普通骨材については練混ぜ時に表乾状態に調整したが、軽量骨材については、ほぼ絶乾状態のものを用いた。これは、本実験の目的の一つとして、軽量骨材のプレキャスト製PC部材への応用を目指していたためである。絶乾状態の軽量骨材を用いたため、軽量骨材は練混ぜ中に吸水するので、これを補うために補正水を加えることとした。表-3.5中の $\Delta W$ は

練混ぜ水に追加した補正水量を示したものである。補正水は、事前に軽量骨材の30分間吸水量を試験によって求め、得られた試験結果を補正水量としている。この補正水については水セメント比の算定に含めていない。練り上がりコンクリートのワーカビリティは、打込みが容易で材料分離がないよう、スランプ20cm程度となるように設定した。図-3.17にPCはり供試体の諸元を示す。供試体のせん断スパン比は3.0で一定とした。プレストレスはプレテンション方式で導入した。使用したPC鋼材はSWPR7B15.2mmの鋼より線である。供試体に配置したせん断補強鉄筋はD6で20cmピッチとした。表-3.6に使用した鋼材の強度試験結果を示す。荷重点から100mmの位置に上縁から25mm間隔で4枚のコンクリート用ひずみゲージを貼付した。

プレストレスにより断面下縁に発生する圧縮応力度の目標値(以下プレストレスレベル)は8MPaおよび16MPaとした。プレストレスによって導入される断面上縁の応力は0とし、三角形応力分布

表-3.4 使用した軽量骨材の物性

骨材種類	軽量細骨材	軽量粗骨材
絶乾密度(kg/l)	1.63	1.30
24h吸水率(%)	16.4	8.8
粒度	5mm以下	5~15mm

表-3.5 使用したコンクリートの示方配合

W/C (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						
			W	C	S(軽量)	S(普通)	G(軽量)	G(普通)	ΔW
41	45	3	160	390		805		992	
40	50	3	160	400	570			898	57
32	50	3	160	500		849	423		17
29	50	3	160	517	547		426		72

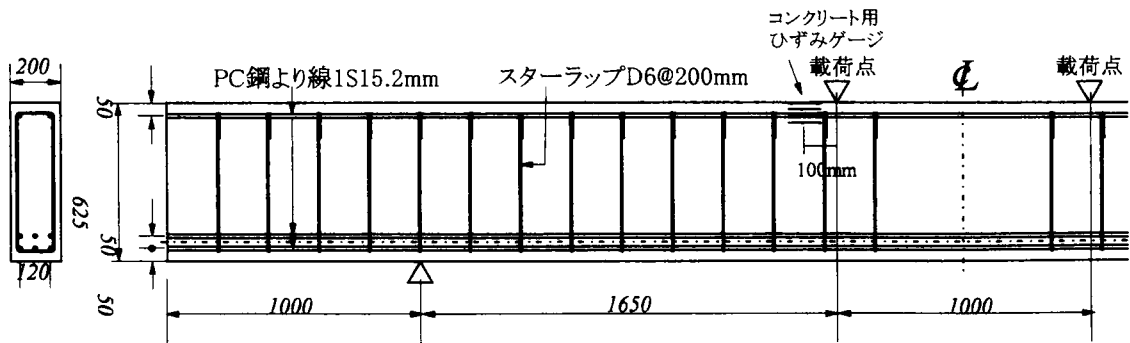


図-3.17 供試体の諸元 (単位:mm)

となるようにした。なお、比較用にそれぞれ PC 鋼材を緊張せずプレストレスを導入しない供試体も製作した。表-3.7 に試験供試体の一覧を示す。

プレストレスを導入した供試体では、曲げひび割れ発生を目視観察で確認した後、一旦除荷し、その後再度荷重を開始し、供試体が破壊するまで荷重を行った。

荷重試験時に測定したコンクリート強度、ヤング係数、密度の試験結果を表-3.8 に示す。圧縮強度およびヤング係数は  $\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  円柱供試体、引張強度は  $\phi 150 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  の円柱供試体、曲げ強度は  $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$  の角柱供試体を用いた。コンクリートの圧縮強度は、いずれの配合条件もほぼ目標値に近い結果となった。

プレストレスの導入は普通骨材コンクリートの場合材齢 3 日、軽量骨材を用いた場合材齢 4 日で行った。プレストレス導入時に測定した PC 鋼材のひずみ分布によると、部材端部の伝達長はいずれも 600 mm 以下であり普通コンクリート供試体と軽量コンクリートではほとんど差がなかった。

ここで、曲げひび割れ発生荷重の計算値と実測値の比較を行った結果を図-3.18 に示す。計算上のひび割れ発生荷重については、スパン中央の断面下縁の応力の計算値が、コンクリートの引張強度の試験値に等しくなった時点の荷重とした。荷重試験における曲げひび割れ時の判定は断面下縁のひび割れが目視で観察できた時点とした。曲げひび割れ発生荷重の計算値と実測値はよく一致して

表-3.6 使用した鋼材の強度試験結果

PC 鋼より線 (SWPR7B)	引張強さ (MPa)	0.2%永久伸びに対する		弾性係数 (GPa)
		応力 (MPa)	ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	
	1,870	1,850	10,800	211
鉄筋 (D6)	引張強さ (MPa)	降伏時		弾性係数 (GPa)
		応力 (MPa)	ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	
	518	323	1,830	177

表-3.7 供試体の内訳

供試体 番号	使用骨材		プレストレ スレベル (MPa)	供試体 番号	使用骨材		プレストレ スレベル (MPa)
	細骨材	粗骨材			細骨材	粗骨材	
N-0	普通	普通	0	L2-0	普通	軽量	0
N-8			8	L2-8			8
N-16			16	L2-16			16
L1-0	軽量	普通	0	L3-0	軽量	軽量	0
L1-8			8	L3-8			8
L1-16			16	L3-16			16

表-3.8 試験結果の一覧

供試体番号	N-0	N-8	N-16	L1-0	L1-8	L1-16
圧縮強度(MPa) <sup>*1</sup>	61.0	58.8	61.9	62.5	61.2	59.2
引張強度(MPa) <sup>*1</sup>	4.24	4.14	3.75	3.19	3.42	3.65
曲げ強度(MPa) <sup>*1</sup>	5.09	5.52	5.80	4.95	4.25	3.99
ヤング係数(GPa) <sup>*1</sup>	31.9	33.2	32.3	27.8	27.3	27.1
コンクリート密度(g/cm <sup>3</sup> ) <sup>*1</sup>	2.37	2.38	2.38	2.10	2.10	2.12
下縁応力度(MPa)	0.0	8.4	15.4	0.0	8.5	16.4
曲げひび割れ荷重(kN)	50	210	360	40	190	360
せん断ひび割れ荷重(kN)	221	530	670	210	460	640
せん断補強筋 降伏荷重(kN) <sup>*2</sup>	300	610	-* <sup>3</sup>	320	480	-* <sup>3</sup>
破壊モード <sup>*4</sup>	ST	ST	BC	ST	ST	BC
終局荷重(kN)	488	828	880	522	665	846

供試体番号	L2-0	L2-8	L2-16	L3-0	L3-8	L3-16
圧縮強度(MPa) <sup>*1</sup>	65.9	60.3	60.3	65.8	65.0	63.5
引張強度(MPa) <sup>*1</sup>	2.81	2.75	3.13	2.04	2.13	1.95
曲げ強度(MPa) <sup>*1</sup>	3.29	3.60	3.53	2.18	2.36	2.28
ヤング係数(GPa) <sup>*1</sup>	24.9	24.8	24.4	20.9	20.5	19.5
コンクリート密度(g/cm <sup>3</sup> ) <sup>*1</sup>	1.91	1.91	1.96	1.71	1.70	1.69
下縁応力度(MPa)	0.0	8.0	16.0	0.0	8.1	15.5
曲げひび割れ荷重(kN)	40	180	340	30	170	340
せん断ひび割れ荷重(kN)	190	470	660	110	390	640
せん断補強筋 降伏荷重(kN) <sup>*2</sup>	220	470	-* <sup>3</sup>	170	451	-* <sup>3</sup>
破壊モード <sup>*4</sup>	ST	ST	BC	ST	ST	SC
終局荷重(kN)	428	663	800	442	659	786

注\*<sup>1</sup>) 供試体はPCはりと同じ養生条件で載荷試験当日に測定した試験値を示す。

注\*<sup>2</sup>) ひずみ測定を行ったせん断補強鉄筋のうちどれか一箇所が降伏点に達した荷重を示す。

注\*<sup>3</sup>) せん断補強鉄筋降伏前に供試体破壊

注\*<sup>4</sup>) それぞれ, ST:せん断補強鉄筋の降伏を伴うせん断破壊,

SC:せん断補強鉄筋の降伏を伴わないせん断破壊

BC:曲げ圧縮破壊を表す

いて、所定のプレストレスが導入されたと考えられる。

荷重によって、いずれの供試体も曲げひび割れ発生の後、せん断ひび割れが発生した。その後、荷重を継続したところ断面上縁のコンクリートが圧壊することにより破壊した。なお、プレストレスレベル 16MPa の供試体では、いずれもせん断補強鉄筋が降伏する以前に断面上縁のコンクリートの圧壊が発生した。

材料強度試験で得られたコンクリートおよび PC 鋼材の応力ひずみ関係を用い、平面保持の仮定に基づいて、曲げ終局荷重の計算を行った。終局時の判断は、断面上縁のコンクリート圧縮応力度の計算値が、円柱供試体の圧縮強度試験で得られた最大圧縮応力度に達した時点とした。これは、軽量骨材を用いたコンクリートでは、圧縮応力がピークに達した後、脆性的に破壊することを想定したためである。計算上は、いずれ

の供試体も PC 鋼材の引張ひずみが 0.2% 永久のびに対する引張ひずみに達する以前にコンクリートが終局に達し、圧壊による破壊が生じる結果となった。ここでは、供試体の破壊形態を判断するために計算上の曲げ終局荷重と実験で求められた供試体破壊荷重の比を調べることにした。このように強度比を持って破壊形態を判断した理由として、いずれの供試体も想定される曲げ破壊形態は PC 鋼材の降伏を伴わないコンクリートの圧縮破壊であること、また、供試体の破壊状況を観察したところ、最終的にはコンクリートの圧壊で破壊していて、破壊状況を見ただけではせん断圧縮破壊と曲げ圧縮破壊の区別が付きにくいことによる。図-3.19 は試験で得られた破壊荷重の曲げ終局強度に対する比を示したものである。プレストレスレベルが 0MPa の供試体はいずれの骨材を用いた場合でも供試体の破壊荷重は曲げ終局強度の計算値を大きく下回り、せん断破壊であったと考えられる。プレストレスレベルが 8MPa の場合では、普通骨材を用いた場合では曲げ終局強度の計算値と載荷試験で得られた破壊強度がほぼ一致して曲げ破壊型であったが、軽量骨材を用いた供試体では曲げ終局強度よりも小さい破壊強度となっていて、せん断破壊型であったと判断できる。プレストレスレベルが 16MPa の供試体では、L3 を除いて供試体の破壊強度は曲げ終局強度の計算

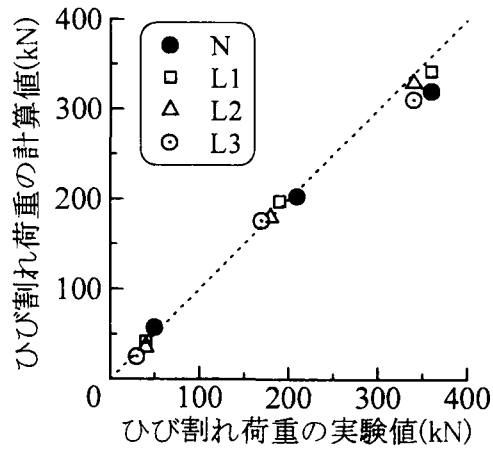


図-3.18 曲げひび割れ荷重

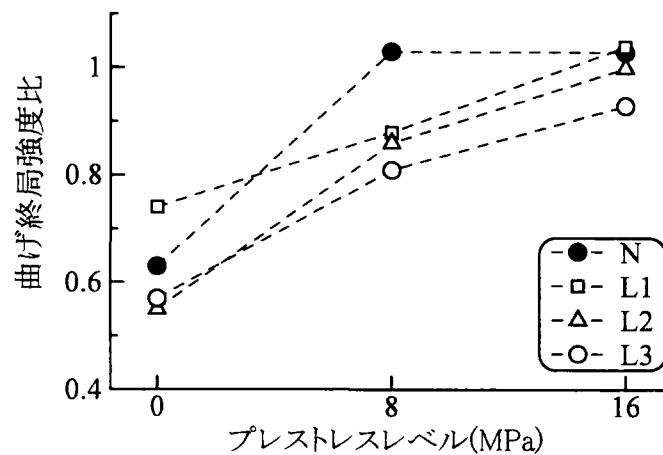


図-3.19 曲げ終局荷重の解析値に対する破壊荷重実験値の比

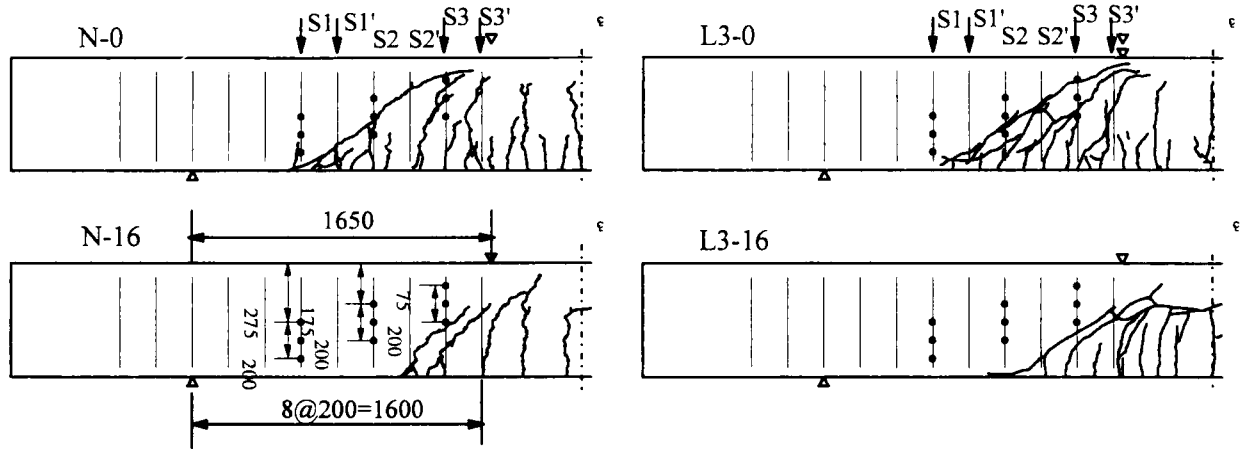


図-3.20 供試体に発生したひび割れの状況（図中の寸法の単位はmm）

値とほぼ等しく曲げ破壊型であったが、L3 供試体では破壊強度が曲げ終局強度の解析値の 90%程度にとどまっていた必ずしも曲げ破壊型であるとは言えない。ここでは、L3-16 供試体はせん断破壊型とみなすこととした。図-3.20 に N および L3 供試体のひび割れ状況の観察結果を示す。

なお、図-3.20 に示した L3-0 供試体のひび割れ図からはせん断補強鉄筋 S1 はせん断ひび割れと交差していないが、これは図の簡略化のため裏面に発生したひび割れを記載していないためであり、実際にはせん断補強鉄筋 S1 はせん断ひび割れとわずかに交差していた。

プレストレスを導入していない供試体のせん断ひび割れ強度におよぼす骨材の種類の影響について検討を行う。せん断ひび割れの判断は、せん断補強鉄筋に貼付したひずみゲージで測定した引張ひずみが荷重の増加にともない急激に増加し始めるところとした。せん断補強鉄筋に貼付したひずみゲージの位置を図-3.20 に併せて示す。せん断補強鉄筋のひずみ測定位置は、図-3.20 中の・であり、せん断補強鉄筋 1 本あたり 3 点（裏面も含むと 6 点）での測定とし、せん断補強鉄筋 1 本おきに 3 本（図-3.20 の S1,S2,S3）のせん断補強鉄筋のひずみを測定した。ひずみ測定位置は全供試体で同じである。図-3.21 は、載荷荷重とせん断補強鉄筋のひずみの測定値の関係の 1 例を示したものであり●はせん断ひび割れの発生時と判断した点を表す。図-3.22 はコンクリート密度 ( $\rho$ ) とせん断ひび割れ発生時のせん断力 ( $V_{cr}$ ) の関係を示したものである。コンクリートの密度が小さいほどせん断ひび割れ強度は小さくなっていた。特に、L3 供試体の場合では、N 供試体に比べてせん断ひび

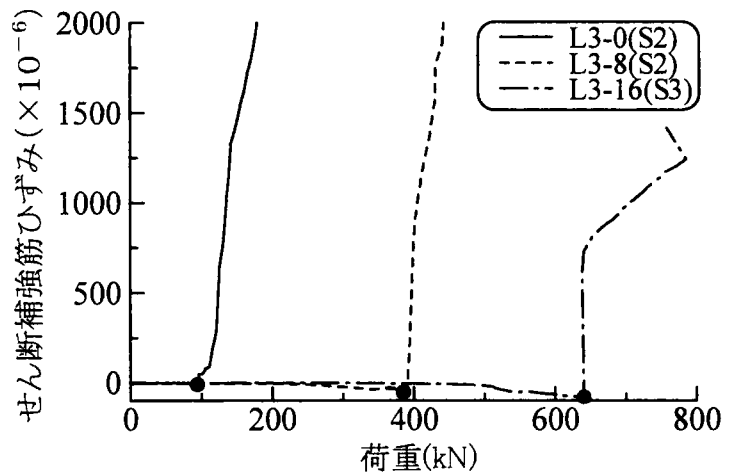


図-3.21 荷重とせん断補強鉄筋ひずみ測定結果の一例

プレストレスを導入していない供試体のせん断ひび割れ強度におよぼす骨材の種類の影響について検討を行う。せん断ひび割れの判断は、せん断補強鉄筋に貼付したひずみゲージで測定した引張ひずみが荷重の増加にともない急激に増加し始めるところとした。せん断補強鉄筋に貼付したひずみゲージの位置を図-3.20 に併せて示す。せん断補強鉄筋のひずみ測定位置は、図-3.20 中の・であり、せん断補強鉄筋 1 本あたり 3 点（裏面も含むと 6 点）での測定とし、せん断補強鉄筋 1 本おきに 3 本（図-3.20 の S1,S2,S3）のせん断補強鉄筋のひずみを測定した。ひずみ測定位置は全供試体で同じである。図-3.21 は、載荷荷重とせん断補強鉄筋のひずみの測定値の関係の 1 例を示したものであり●はせん断ひび割れの発生時と判断した点を表す。図-3.22 はコンクリート密度 ( $\rho$ ) とせん断ひび割れ発生時のせん断力 ( $V_{cr}$ ) の関係を示したものである。コンクリートの密度が小さいほどせん断ひび割れ強度は小さくなっていた。特に、L3 供試体の場合では、N 供試体に比べてせん断ひび



割れ強度の低下が著しく、通常言われている普通骨材を用いた場合の70%相当のせん断ひび割れ強度よりもさらに小さな値となっていた。

ここで、ユーロコード改訂版に示されているせん断ひび割れ強度の低減係数との適合性について検討を行う。なお、この低減係数では基準となる普通コンクリートの密度を  $2400\text{kg/m}^3$  で設定しているが、今回用いた普通コンクリートの密度が  $2360\text{kg/m}^3$  であったので、この値を基準となるコンクリート密度に変更した。この関係式を図-3.22 中の破線で示す。この結果、L1,L2 供試体については、この低減係数にほぼ沿う形でせん断ひび割れ強度が低下していて、細骨材あるいは粗骨材のどちらを軽量骨材に置き換えたかによらず、コンクリート密度による評価が可能であった。しかし、L3 供試体ではそれよりもかなり小さな値を示していて、必ずしもコンクリート密度による評価は妥当ではないと考えられる。

L3 供試体でせん断ひび割れ強度が予想よりも大きく下回った理由の一つとして、引張強度が小さかったことが考えられる。図-3.23 はコンクリートの密

度と引張強度の関係を示したものであり、L3 ではNの約50%の引張強度しか有していない。表-3.9 は軽量コンクリート部材のせん断ひび割れ強度の低下について主に扱った研究で用いられたコンク

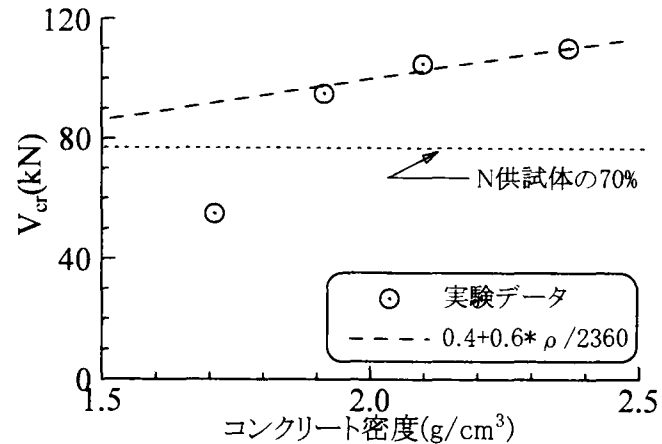


図-3.22 コンクリート密度とせん断ひび割れ強度の関係 (プレストレスなし)

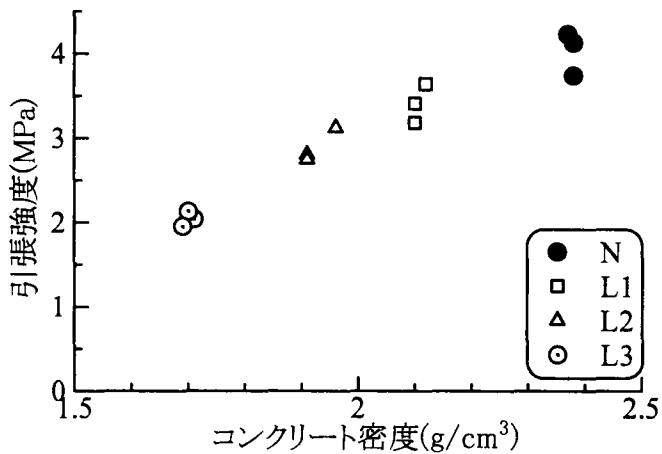


図-3.23 コンクリート密度と引張強度の関係

表-3.9 試験に用いたコンクリートの脆度係数

文献	脆度係数
2	7.1~12.2
12	11.6~19.9
11	11.2~23.2
5	9.3~23.2
4	10.6~22.4
3	13.6~20.5
今回の実験	N(15.0), L1(17.9), L2(21.6), L3(31.8)

リートの脆度係数（＝圧縮強度／引張強度）の範囲と、今回実験で用いたコンクリートの脆度係数を示したものである。これによると、今回実験に用いたコンクリートのうち、L1とL2は従来の実験で用いられたものと大差ないが、L3は脆度係数がかなり大きくなっていることが分かる。今回実施した試験供試体数が限られているので、この結果のみでは判断できないが、少なくとも脆度係数の著しく大きな高強度軽量コンクリートを用いる場合は、せん断ひび割れ強度の低下が予想よりも大きくなる可能性を示しているものと考えられる。

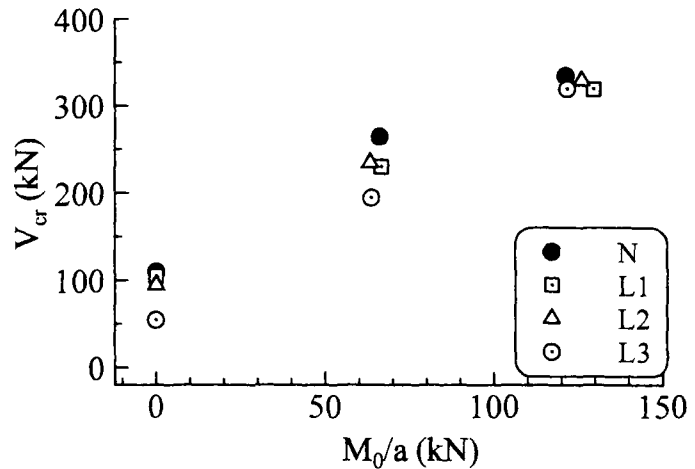


図-3.24 プレストレス量とせん断ひび割れ強度の関係

次に、せん断ひび割れ発生荷重に与えるプレストレスの影響について検討を行う。図-3.24はプレストレスによって供試体に与えられたデコンプレッションモーメント ( $M_0$ ) をせん断スパン長 ( $a$ ) で除したせん断力と、 $V_{cr}$  の関係を示したものである。断面内のプレストレスの分布形状により、プレストレスのせん断ひび割れ強度に与える影響は異なるとの指摘があるが<sup>13)</sup>、今回の供試体のようにすべて三角形分布の応力状態のPC部材と比較すれば、 $M_0/a$  とせん断ひび割れ強度の間には、ほぼ直線的な関係があると考えられる。ここで、 $V_{cr}$  が  $M_0/a$  の一次式で表されるとして、 $M_0/a$  の項にかかる係数を求めたところ、それぞれ、1.87(N)、1.66(L1)、1.86(L2)、2.17(L3)となり、骨材の種類による一定の傾向は認められなかった。このことから、軽量骨材の使用は、プレストレスの導入によるせん断ひび割れ強度の増加の程度には影響を与えないものと考えられる。

## (2)せん断ひび割れ発生後のコンクリートの負担するせん断力

せん断補強鉄筋により負担するせん断力  $V_s$  は、せん断補強鉄筋に貼付したひずみゲージで測定されたひずみを元に算定した。各せん断補強鉄筋の引張ひずみの測定値からせん断補強鉄筋の引張応力を算定した。ここで用いた鉄筋の応力ひずみ関係は、鉄筋の引張試験で得られたものであり、降伏後のひずみ硬化領域も考慮した。ひずみの測定を行ったせん断補強鉄筋 S1, S2, S3 それぞれについて、各点で求められた引張応力のうちの最大値を用いた。ひずみの測定を行っていないせん断補強鉄筋 S1', S2', S3'については、それぞれ S1, S2, S3 の引張応力と等しいものと仮定した。このようにしてもとめられたせん断補強鉄筋の引張応力に、せん断補強鉄筋の断面積を乗じてせん断補強鉄筋の負担するせん断力  $V_s$  とした。

図-3.25はプレストレスがない場合の  $V_s$  を示したものである。横軸には、部材に作用するせん断力  $V$  からせん断ひび割れ発生時のせん断力  $V_{cr}$  を差し引いたものである。

せん断ひび割れ発生した後、コンクリートの負担するせん断力が  $V_{cr}$  で一定に保たれ、これを上回

るせん断力は全てせん断補強鉄筋でまかなわれるとすると、 $V_s$ と $V-V_{cr}$ の関係は $45^\circ$ の直線上にあるはずである。今回の実験結果を見ると、N供試体ではほぼ $45^\circ$ の傾きを持った直線上からやや上方にあるが、それ以外の供試体ではせん断ひび割れ発生後の $V_s$ の勾配は $45^\circ$ よりも相当大きくなっている。このことは、せん断ひび割れ発生後コンクリートの負担するせん断力 $V_c$ に低下が生じ、これをせん断補強鉄筋が補ったことを表している。L1およびL2供試体ではN供試体とL3供試体の中間的な結果であったが、軽量粗骨材

を用いたL2の方が $V_s$ の増加は大きく、L1よりも $V_c$ の一時的な低下は著しい結果となった。このように、プレストレスを導入していない供試体では、せん断ひび割れ発生荷重が使用骨材の種類によって変化するとともに、せん断ひび割れ発生後の $V_c$ についても使用骨材の種類により大きく変化することが明らかとなった。これは、軽量骨材を用いた場合、せん断ひび割れが骨材を貫通し、ひび割れ発生後の引張応力の開放が著しいことなどが起因したためと考えられる。

ただし、L3-0供試体での測定結果を見ても分かるとおり、ひずみ測定を行ったせん断補強鉄筋の全てが降伏し $V_s$ の増加が鈍化した後も、荷重は増加している。すなわち、コンクリートの負担す

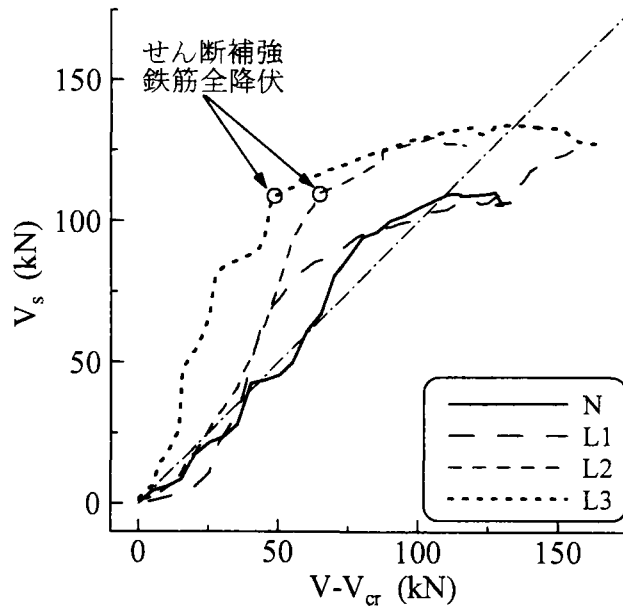


図-3.25  $V-V_{cr}$ と $V_s$ の関係 (プレストレスなし)

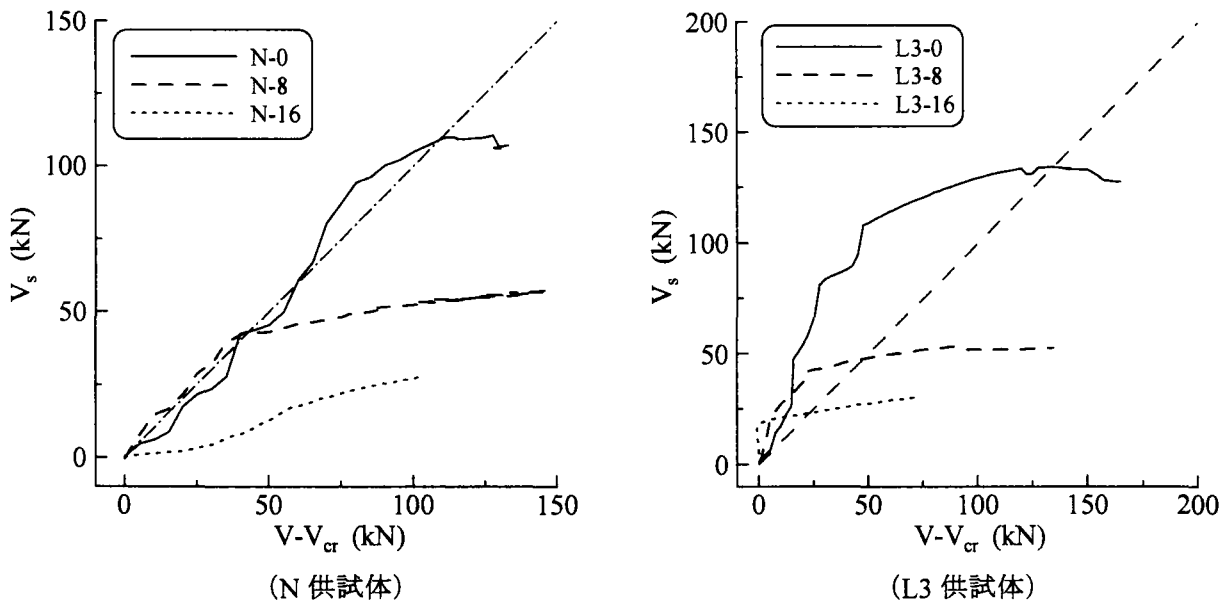


図-3.26  $V-V_{cr}$ と $V_s$ の関係

るせん断力  $V_c$  は、せん断ひび割れ発生の後一時的に減少するものの、アーチ機構による  $V_c$  が増加し、せん断補強鉄筋が降伏した後は再び増加に転じる。

次に、N 供試体および L3 供試体でプレストレスを変化させた場合のせん断ひび割れ発生後の  $V_s$  を求めた結果を図-3.26 に示す。N 供試体は、せん断ひび割れ発生後の  $V_s$  の増加は、せん断力の増加に見合うものとなっていて、修正トラス理論を上回るせん断補強鉄筋の負担は生じていない。これに対し、L3 供試体ではプレストレスを導入しても、せん断ひび割れ発生後の  $V_s$  の立ち上がりは急であり、一時的な  $V_c$  の低下が生じていることがわかる。ただし、プレストレスの増加につれて、 $V_s$  は小さくなっている。このように、軽量骨材コンクリートについてせん断ひび割れ発生後の  $V_c$  の一時的な低下に伴う  $V_s$  の急激な増加が認められることは、プレストレスを導入しても避けられない。しかし、プレストレス量が増加するにつれ、 $V_s$  そのものが小さくなるため、 $V_c$  の一時的な低下の影響は少なくなるものと考えられる。

(3)せん断圧縮破壊時のコンクリートの負担するせん断力

プレストレスを導入していない供試体について、せん断圧縮破壊時にコンクリートの負担していたせん断力 ( $V_{cu}$ )の測定結果を表-3.10 に示す。この結果によると、軽量粗骨材を使用した L2,L3 供試体で、 $V_{cu}$  の値が小さくなっている。細骨材のみに軽量骨材を用いた供試体 L1 では普通骨材を用いた N 供試体とほぼ同じ  $V_{cu}$  が得られていた。

表-3.10  $V_{cu}$  の算出結果

供試体番号	$V_{cu}$ (kN)
N-0	134
L1-0	135
L2-0	86
L3-0	92

プレストレスを導入した部材では、図-3.20 に示すひび割れ進展状況からも分かる通り、コンクリート圧縮側への斜めひび割れの進展が少なく、圧縮領域が広がっている。断面圧縮側に貼付したひずみゲージによるコンクリートの軸圧縮ひずみ分布から、破壊直前での断面上縁からの中立軸位置を求めた結果を図-3.27 に示す。圧縮ひずみの測定位置は、はり供試体上縁から 5mm, 25mm, 75mm および 125mm の4点である。図中には、平面保持の仮定に基づき、コンクリートおよび PC 鋼材の応力ひずみ関係を用いて解析的に得られる中立軸位置を点線で示す。プレストレスレベルが 0 MPa

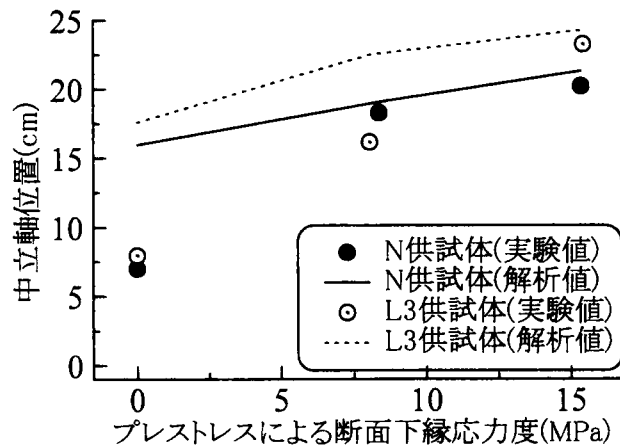


図-3.27 N 供試体と L3 供試体の中立軸位置

の場合には中立軸位置の測定結果は解析値を大きく下回っていて、せん断ひび割れの進行にともない圧縮領域が減少したことがわかる。これに対しプレストレスレベルが16MPaの場合は解析値にほぼ近い結果となっていて、せん断ひび割れの中立軸位置に与える影響はほとんど認められない。プレストレスレベルが8MPaの場合は、骨材の種類によって異なっていて、普通骨材を用いたN供試体の場合は解析結果に近い値であったのに対して、L3供試体は解析値を下回る結果になっていた。

次に、せん断破壊時における断面圧縮側コンクリートの圧縮合力と $V_{cu}$ の関係を調べた。圧縮合力は次の方法で求めた。断面圧縮縁のコンクリート圧縮ひずみが、圧縮強度試験で得られる最大応力時のひずみに等しいと仮定し、中立軸位置から断面圧縮縁までひずみが直線的に分布するものと考え、コンクリートの応力ひずみ関係を用いて圧縮合力を算出した。図-3.28は $V_{cu}$ と破壊時のコンクリートの圧縮合力の関係を示したものである。これによると、骨材の種類に関わらず両者の関係はほぼ直線的な関係が得られていた。すなわち、プレストレスの導入により、せん断ひび割れの進展に伴う中立軸の上昇が抑制され、プレストレスのない場合に比べてより大きな軸圧縮力が作用し、コンクリートの負担するせん断力増加につながったものと考えられる。ここで、コンクリートに作用する軸圧縮力とせん断力がほぼ直線関係にあることは、軸圧縮力成分とせん断力成分のベクトル和で与えられるコンクリートの圧縮合力の方向が一定、すなわちコンクリートの形成するアーチ機構の圧縮ストラットの傾斜角が使用骨材の種類によらず一定になることを意味していると考えられる。従って、 $V_{cu}$ を算定するには、中立軸位置と圧縮ストラットの傾斜角を求めれば良いことになる。

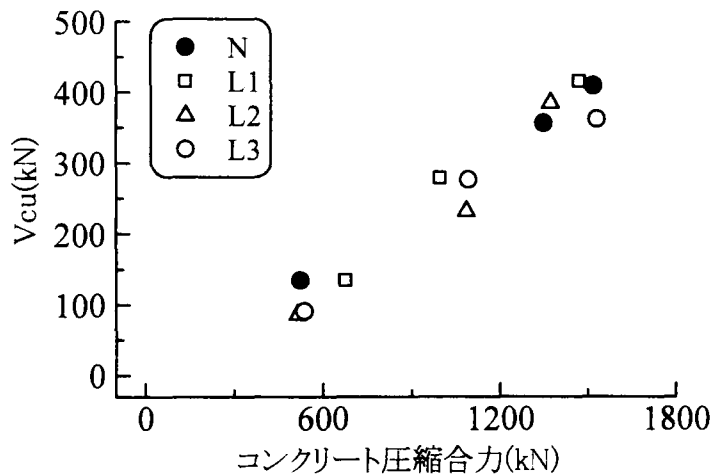


図-3.28 圧縮合力と $V_{cu}$ の関係

しかし、せん断ひび割れの進展によって上昇する中立軸位置を正確に推定することは困難であるので、ここではプレストレスを導入した部材の $V_{cu}$ を求める便宜的な方法として、二羽らによって示されたディープビームに対応したせん断耐力式<sup>9)</sup>を基本とし、プレストレスの影響を考慮するため、導入圧縮力の項をこれに加えることとした。プレストレスによってコンクリートに導入される圧縮応力度は断面上縁をゼロとした三角形分布であり、その重心位置は断面上縁から $2/3h$  ( $h$ ははり断面高さ)のところにある。この重心位置と、荷重点を結ぶ直線の部材軸に対する傾きを $\theta$ としこ

れを圧縮ストラットの傾斜角とみなして、プレストレスによりコンクリートに導入された圧縮合力  $C_0$  の効果を加え合わせることにした。ここで、曲げ圧縮破壊であったと考えられる N-8, N-16, L1-16, L2-16 の供試体は比較対象からはずした。また、軽量骨材を用いた場合は、 $V_{cu}$  の値を 0.7 倍に低減した。

このようにしてもとめられた  $V_{cu}/bd$  の実験結果と計算による推定結果を図-3.29 に示す。なお、凡例中の文献 26 はせん断補強鉄筋を有しない 14 体の PC 部材（普通骨材使用、圧縮強度 40.6～92.0MPa,  $a/d=3$ ）の載荷試験結果を報告したものであり、凡例中の文献 27 は高強度フライアッシュ人工骨材を用いた PC 部材の載荷試験結果（圧縮強度 56.2～84.9MPa,  $a/d=2.5\sim 3.5$ ）を報告したものである。なお、文献 27 では載荷板の幅が明記されていないので、 $r=0\sim 10\text{cm}$  と仮定して計算値の範囲を示している。この結果によると、 $V_{cu}/bd$  の計算値は実験値に比べて小さくなっていて、その比率はおおよそ 1.0～1.3 の範囲にあった。このように計算値は安全側の結果を与えるものの、概略的にはプレストレスを導入した矩形断面はりのせん断圧縮破壊時のコンクリートの負担するせん断力を推定できるものと考えられる。軽量骨材を用いた場合であっても、通常の骨材を用いた場合と比べて、上記算定式の適合性に差は認められなかった。

ここで載荷試験を実施した供試体は、いずれもプレストレス分布が三角形分布であるが、それ以外のプレストレス分布とした場合については、プレストレスの導入による圧縮ストラットの傾斜角について明確ではないので、本方法が適用可能かどうかは明確ではなく、今後の検討課題であると考えられる。また、せん断補強鉄筋量が変化した場合には、圧縮側コンクリートの負担するせん断力に変化が生じる可能性も指摘されていて<sup>2,8)</sup>、せん断補強鉄筋量の及ぼす影響についても検証する必要があると考えられる。

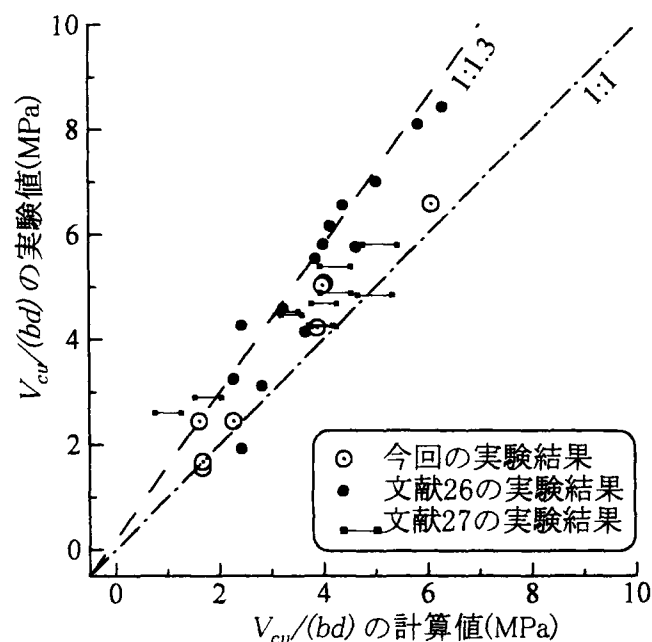


図-3.29  $V_{cu}/(bd)$  の比較

### 3.4 ダウエル作用に関する検討

#### 3.4.1 概要

コンクリート部材においてコンクリートが発揮するせん断抵抗について、これまで主として圧縮側コンクリートのアーチ機構に関わる検討結果を示してきた。一方、せん断ひび割れが発生したコンクリート部材の  $V_c$  の一要因として、主鉄筋のダウエル作用の寄与があることが知られていて<sup>12)</sup>、これまでもいくつかの検討がなされてきた。たとえば、古内らは<sup>29)</sup> コンクリートを非線形バネで表現し、主鉄筋をコンクリートで支持される曲げ要素としてモデル化しダウエル作用の定量化を試みている。

実際、鉄筋コンクリート部材のせん断荷重試験を実施した場合、主鉄筋のひずみの測定を行うと、主鉄筋には曲率が発生しており、ダウエル作用の寄与が予想される。一例として図-3.30 に示した鉄筋コンクリート供試体の曲げ荷重試験を実施した結果を示す。供試体は有効高さが 250mm でせん断スパン長が 1000mm のものである。スタブ付きの単純 RC はり供試体でせん断補強鉄筋は配置していない。荷重は単調荷重とし、スタブ部分に加力している。図-3.31 は、この供試体の作用せん断

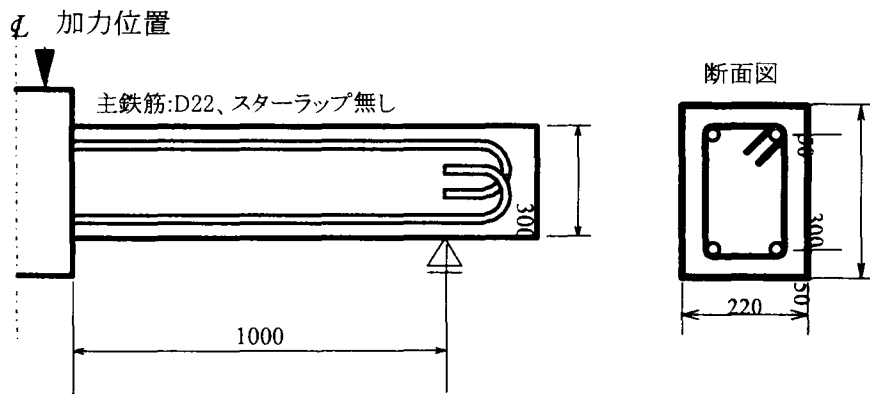


図-3.30 主鉄筋に作用するダウエル作用を確認するための供試体

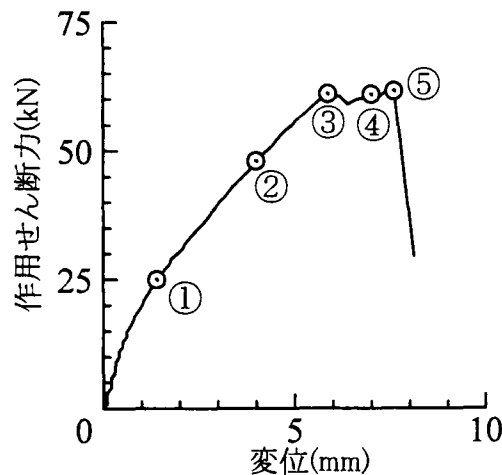


図-3.31 供試体の中央変位と作用せん断力の関係

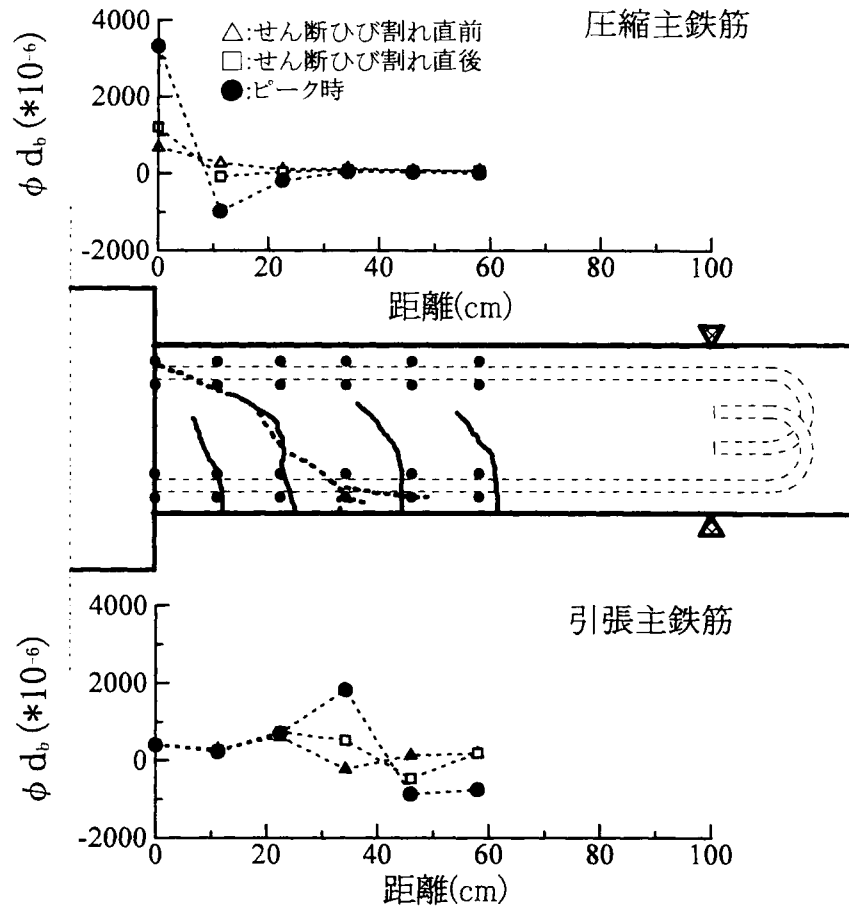


図-3.32 供試体に生じたひび割れと主鉄筋に発生する曲率の分布

力（載荷荷重の 1/2）とスパン中央で測定した変位の関係を示したものである。ここで荷重変形曲線において示した③の時点ではせん断ひび割れが発生し、荷重がわずかに低下した。図-3.32 はひび割れ発生状況と、主鉄筋のひずみの測定結果を示す。図中に示したひび割れの内、実線で示したものはせん断ひび割れ発生前にすでに生じていた曲げひび割れであり、点線は図-3.31 にある③の時点直後に発生したせん断ひび割れを示したものである。図-3.32 において点線で示した主鉄筋の近傍にある”・”は主鉄筋のひずみの測定位置である。供試体のひび割れ図の上下に示したグラフは、主鉄筋の上面と下面で測定したひずみの差、すなわち曲率に鉄筋径を乗じた値である。この図から、せん断ひび割れ発生直後では、さほど大きな曲率を示していないものの、荷重がピークに達した時点（荷重変形曲線を示した図-3.31 の⑤の時点）では主鉄筋の湾曲（曲率）が生じていることが伺える。特に圧縮鉄筋において顕著な湾曲の発生が認められる。

このように、せん断破壊するコンクリート部材のせん断抵抗の一つとしてダウエル作用の寄与があるものの、この定量的な評価や、その特性については十分に明らかにされていないのが現状である。

ここでは、主鉄筋のダウエル作用について、どの程度のせん断抵抗が見込めるか把握することを目的とした検討を行った。



3.4.2 これまでに提案されてきたダウエル作用の評価精度

主鉄筋のダウエル作用の強度について、これまでもいくつかの推定式が提案されている。表-3.11は主な推定式<sup>30~34)</sup>を示したものであるが、その評価式は使用するパラメータなどかなり異なっていることが分かる。ここでは、過去に公表されたダウエル作用力に関する試験結果と、これらの推定式による結果を比較し、それぞれの推定式の精度について検証を行った。ここで用いた載荷試験結果の試験条件を表-3.12に示す。

図-3.33は鉄筋一本あたりに作用するダウエル作用力について、推定結果と試験結果の関係を示したものである。これによると、いずれも推定結果に誤差が生じているが、推定式2, 3はやや過大にダウエル作用力を評価し、推定式5は過小にダウエル作用力を評価する傾向にあることが分かる。この原因の一つとして、ダウエル作用を測定するための載荷試験方法がそれぞれ違っていることが挙げられる。ここで検討対象とするのは、せん断ひび割れ発生後の主鉄筋によるダウエル作用であり、これと同等の載荷試験を実施しているのはBaumannらのものである。よって、評価式4の検証を行うこととする。

表-3.11 主鉄筋のダウエル作用の評価式

文献番号	提案者	評価式
30	Jimenez et.al	・評価式(1) $0.75 \cdot \frac{b_n}{n} \phi$ ここで $b_n = b - n\phi$ bは部材断面幅、nは主鉄筋の本数、 $\phi$ は鉄筋径
31	Lorenstain	・評価式(2) $0.95 \cdot bh\sqrt{f'c} / n$ ここで、 $f'c$ はコンクリートの圧縮強度、hははり高さ
32	Krefeld	・評価式(3) $b\sqrt{f'c} \left\{ 1.3 \cdot \left( 1 + \frac{180\rho}{\sqrt{f'c}} \right) \cdot c_b + d \right\} \cdot \frac{0.001}{\sqrt{x_l/d}} \cdot \frac{1}{n}$ ここで $\rho$ は鉄筋比、 $c_b$ は底面かぶり、 $x_l$ は支点からせん断ひび割れまでの距離
33	Baumann et.al	・評価式(4) $7.6 \cdot \phi \cdot b_n \cdot \sqrt[3]{\beta_w}$ ここで $\beta_w$ はコンクリートの立方体供試体強度
34	Vintzeleou et.al	・評価式(5) $2 \cdot \phi \cdot b_n \cdot f_t / n$ もしくは $5 \cdot f_t \cdot c_b \cdot \phi \cdot \frac{c_b}{0.66c_b + \phi} / n$ ここで、 $f_t$ はコンクリートの引張強度

表-3.12 過去に実施された試験供試体の範囲

項目	データの範囲
コンクリート圧縮強度(MPa)	11.4~60.8
鉄筋径(mm)	10~29
鉄筋分を除く部材断面幅(mm)	56~162
せん断スパン比	1.1~3.0
はり高さ(mm)	250~400
かぶり(mm)	30~125

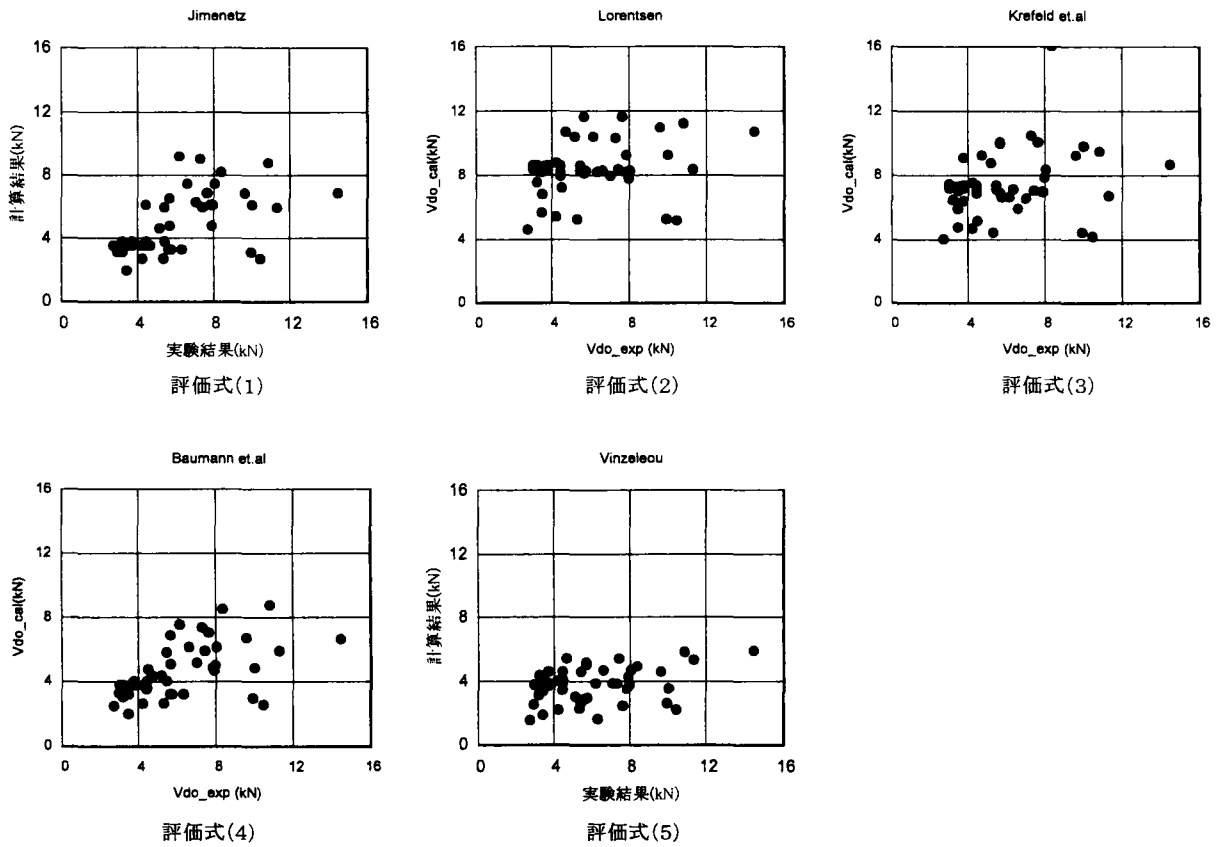


図-3.33 鉄筋一本あたりのダウエル作用力の推定結果

### 3.4.3 載荷試験と結果の概要

主鉄筋のダウエル作用力について、載荷試験により評価する。コンクリート部材に配置された主鉄筋のダウエル作用によるせん断力を把握する方法としては、図-3.32 に示したように鉄筋コンクリート部材に配置した主鉄筋のひずみ分布を測定することが好ましい。しかし、この方法では主鉄筋に貼付したひずみから曲率分布を算定し、軸方向の曲率の微分をとる間接的な方法となり、直接的に主鉄筋に発生するダウエル作用力を把握することはできない。軸方向の微分を求める際、曲率の測定間隔は、ひずみゲージの貼付位置なりべく狭くする必要があるが、この間隔があまりに短いと、鉄筋とコンクリートとの間の付着強度に影響が生じるため限界が生じる。このため、ここでは、主鉄筋のダウエル作用によるせん断力を直接測定することを目的として、図-3.34 に示す、曲げせん断ひび割れを模した人工ひび割れを設けた供試体を製作し、この中央部分に挟み込んだ鋼板を載荷版としてコンクリートを下方に加力する試験方法を採用した。この切り欠きは、RC 部材に発生する曲げせん断ひび割れを模擬したものである。

供試体の実験パラメータとしては、主鉄筋の径とせん断補強鉄筋量である。表-3.13 に実験供試体の条件と試験結果を示す。表中の  $V_{dowel\_c}$  は以下に示す水平ひび割れ発生時に主鉄筋一本あたりに作用しているダウエル作用力を表しており、 $V_{dowel\_u}$  は供試体破壊時に主鉄筋一本あたりに作用しているダウエル作用力を表している。

供試体の破壊状況は、いずれも同様であり、最初に主鉄筋に沿った水平ひび割れが形成された後、変形量が増大した。ここで、せん断補強鉄筋を用いていない供試体は、主鉄筋に沿った水平ひび割れ発生の後、その耐荷力はほとんど上昇することなく、変形量のみが増加する結果となった。一方、せん断補強鉄筋を配置した供試体については、水平ひび割れ発生の後、せん断補強鉄筋によって引張力が負担され供試体の耐荷力は増大し、最終的にはせん断補強鉄筋の破断によって供試体の破壊が生じた。図-3.35 は載荷試験で得られた作用荷重と変形量(h)の関係の一例を示したものである。ここで変形量(h)の測定は次の通りである。供試体に設けた切り欠き部分から支点方向に 40mm

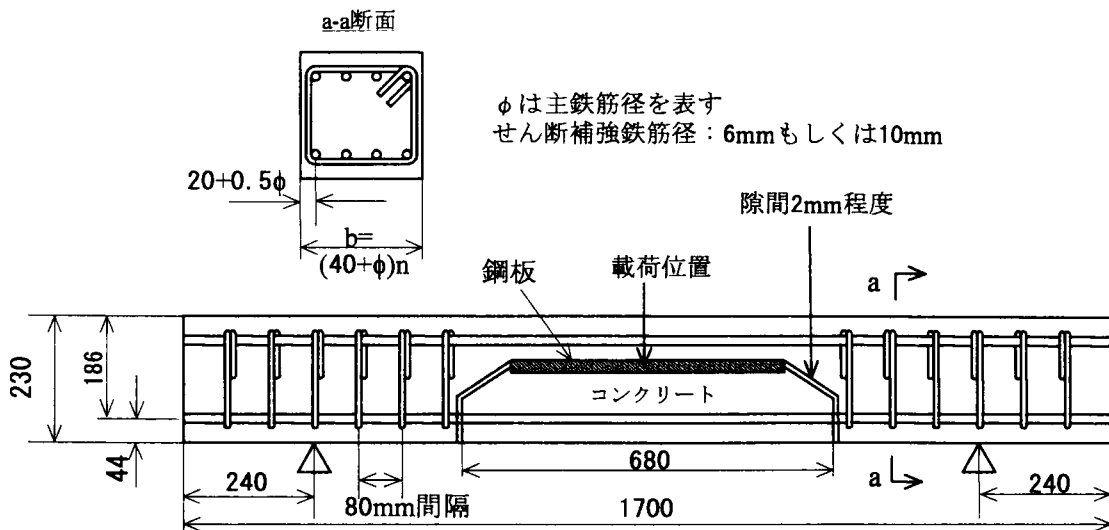


図-3.34 供試体の概要 (単位:mm)

表-3.13 載荷試験結果一覧

供試体番号	D-1	D-1'	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8	D-9	D-10
b(mm)	224	224	224	336	336	112	224	200	248	224	288
主鉄筋あき(mm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
d(mm)	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186
主鉄筋	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D10	D22	D16	D32
本数	4	4	4	6	6	2	4	4	4	4	4
主筋降伏(MPa)	401.3	372.1	401.3	401.3	401.3	401.3	372.1	389.1	388	375.3	373.2
コンクリート 圧縮強度(MPa)	30.2	31.45	30.5	30.6	32.9	32.9	31.57	31.6	31.7	31.6	30.9
コンクリート 引張強度(MPa)	2.31	2.95	2.68	2.11	2.57	2.18	2.29	2.39	2.84	2.89	2.74
スターラップ	-	-	D6	D6	D6	D6	D10	D6	D6	D6	D6
本数	0	0	2	2	3	2	2	2	2	2	2
スターラップ 降伏(MPa)	-	-	326.9	326.9	326.9	326.9	389.1	381.1	381.1	364.8	364.8
ひび割れ荷重(kN)	39.8	33.1	36.5	53.8	57.6	18.1	36.0	21.8	44.2	31.6	44.1
最大荷重(kN)	39.8	33.1	98.2	117.8	137.6	87.5	200.1	84.9	121.9	85.4	224.8
Vdowel_c(kN)	5.0	4.1	4.6	4.5	4.8	4.5	4.5	2.7	5.5	4.0	5.5
Vdowel_u(kN)	5.0	4.1	12.3	9.8	11.5	21.9	25.0	10.6	15.2	10.7	28.1
△Vdowel	0.0	0.0	7.7	5.3	6.7	17.4	20.5	7.9	9.7	6.7	22.6

ではり断面の上縁から110mmの位置に不動点を埋め込み、この不動点から鉛直下方のはり断面下縁に設置したプレートまでの間の変位量（下向きの変位を正）を変位計で測定し、これをhとした。水平方向のひび割れが生じると同時に主鉄筋が下向きに押され、鉄筋の下方方向への動きにつれて変位hが発生する。図中に示した供試体は、い

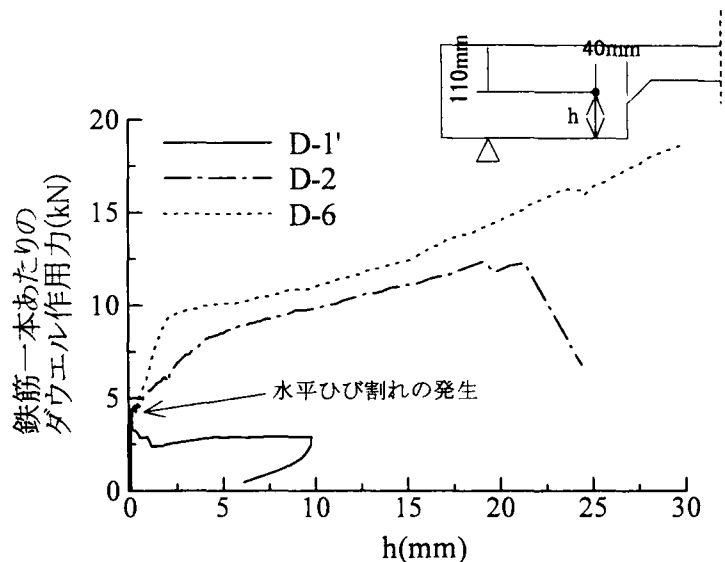


図-3.35 主鉄筋一本あたりのダウエル作用力とダウエル変形の関係

ずれも同じ主鉄筋径でその配置も同じのものであり、せん断補強鉄筋（スターラップ）の条件が異なっているものである。D-1'はせん断補強鉄筋無し、D-2は径が6mmのせん断補強鉄筋、D-6は径が10mmのせん断補強鉄筋である。

図-3.36は主鉄筋の上縁と下縁に貼付したひずみゲージにより測定したひずみから、主鉄筋の曲率を計算し、曲率と鉄筋一本あたりのダウエル作用力の関係を示したものである。曲率の測定位置は図-3.36右図に示すとおり、切り欠き前面から10mm支点側にずれた位置である。曲率の符号は下側が引張になる曲げモーメントの方向を正としている。供試体はせん断補強鉄筋を配置していないD-1'のものである。この図から分かるとおり、主鉄筋に沿った水平ひび割れの発生と同時に主鉄筋

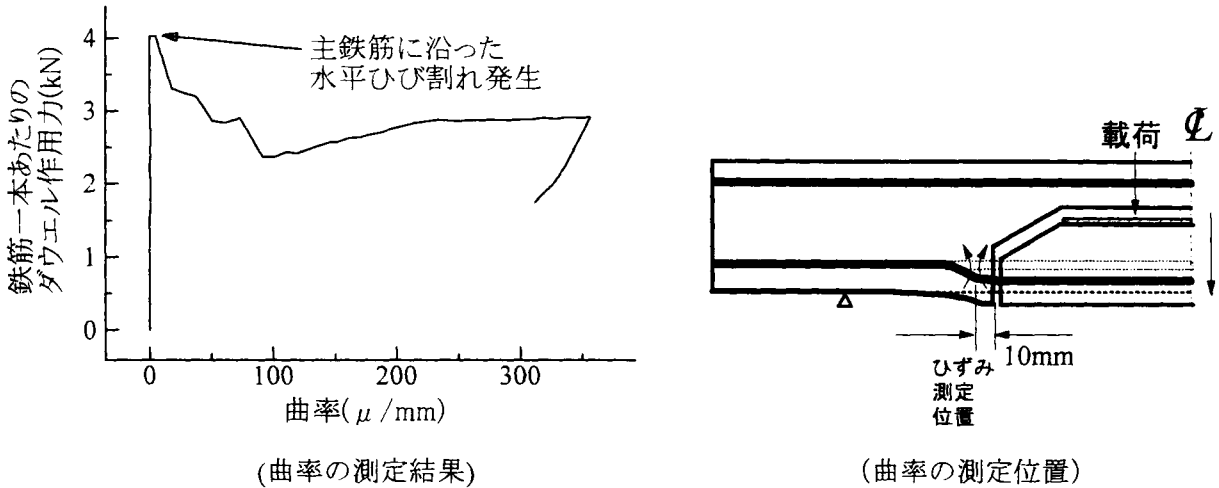


図-3.36 主鉄筋に発生するダウエル作用力と主鉄筋の曲率の関係

が下方方向に変位するとともに、主鉄筋に湾曲が発生したことが分かる。水平ひび割れの進展があるため、主鉄筋の曲率が増加しても鉄筋一本あたりのダウエル作用力は、水平ひび割れ時よりも低下したままである。

このことから、主鉄筋直角方向のずれ変位の発生、あるいは、主鉄筋に発生する曲率の発生が認められた場合は、主鉄筋にダウエル作用が発生しているものといえる。さらに、せん断補強鉄筋のない場合にこのような状況が認められた場合は、主鉄筋のダウエル作用力はピーク値を経験した後、低下していることを表していると考えられる。

#### 3.4.4 水平ひび割れ発生時の強度と鉄筋径の関係について

図-3.37は主鉄筋に沿った水平ひび割れが発生した時点での鉄筋一本あたりのダウエル作用力と、主鉄筋径の関係を示したものである。○でプロットしたものが実験結果を表している。図中の●は、3.3.2で示した Baumann らによる推定式4で算定される鉄筋一本あたりのダウエル作用力の計算値を示している。試験結果によると、主鉄筋径が22mmまで鉄筋径の増加に伴い、鉄筋一本あたりのダウエル作用力も単純に増加している。しかし、主鉄筋径が32mmの場合は主鉄筋径が22mmのものと比較して、ほとんどダウエル作用力が増加していないことが分かる。一方、推定式4による評価結果を見ると、主鉄筋径が22mmまではおおよそ実験結果を適切に評価しているものと考えられるが、主鉄筋径が32mmの場合でも主鉄筋径の増加による頭打ちの状況

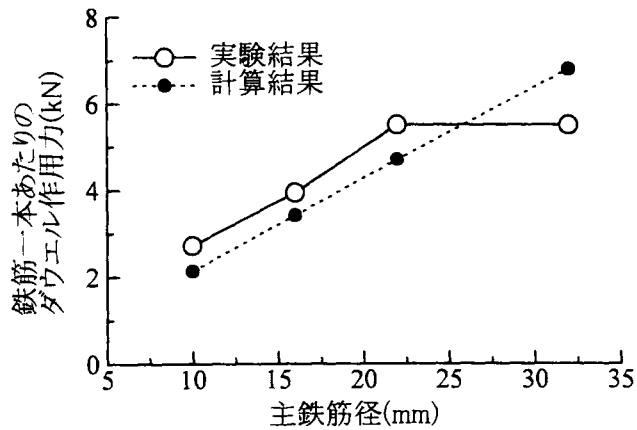


図-3.37 水平ひび割れ発生時における主鉄筋に作用するダウエル作用力と主鉄筋径の関係

を適切に表現できていない。この原因は必ずしも明らかにできなかったが、鉄筋のあきに対して鉄筋径の比が大きい場合は、推定式4の適用に当たって注意が必要であると考えられる。

### 3.3.5 せん断補強鉄筋の影響

せん断補強鉄筋を配置することにより、主鉄筋に作用する見かけのダウエル作用力は増加していたが、この増分について検討する。今回試験を行った供試体において、切り欠き前面にもっとも近い位置に配置したせん断補強鉄筋が降伏点に達したと仮定し、そのせん断補強鉄筋が負担する引張力分が付加されると考え、これを主鉄筋の見かけのダウエル作用力の、せん断補強鉄筋の効果による増分すなわち $\Delta V_{dowel}$ の計算値とした。

次に実験結果については、主鉄筋に沿って水平方向にひび割れが発生した時点から供試体破壊時までの荷重増分を、ダウエル作用として介在する主鉄筋の本数で除し、鉄筋一本あたりの見かけのダウエル作用力の増分 $\Delta V_{dowel}$ とした。このようにして得られた $\Delta V_{dowel}$ の実験値と、 $\Delta V_{dowel}$ の計算値を比較したものが図-3.38である。

これによると、一つのデータ（主鉄筋径が32mmの場合）を除いてせん断補強鉄筋量と破壊荷重の増分はおおよそ線形関係にあり、その比例係数は約1.5倍であった。このように、計算で想定されるよりも大きな増分が得られた原因は、見かけのダウエル作用の増加に寄与していたせん断補強鉄筋は切り欠き前面に最も近い位置にあるものだけではなく、隣接するせん断補強鉄筋も一部の引張力を負担していたためである。また、主鉄筋径が大きい場合は、その断面二次モーメントが大きくなるため、ダウエル作用力の増加に関与するせん断補強鉄筋は、切り欠き前面からより離れた位置まで及ぶためであると考えられる。図-3.39は主鉄筋の径を変化させた供試体について、供試体破壊時のせん断補強鉄筋に作用していた引張応力度の

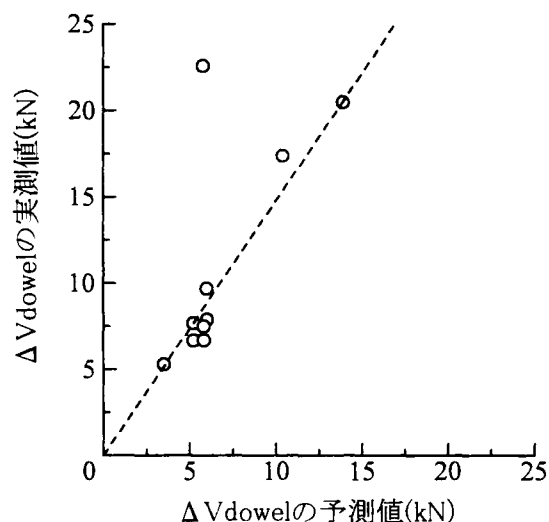


図-3.38 スターラップによる見かけのダウエル作用力の増分の予測結果

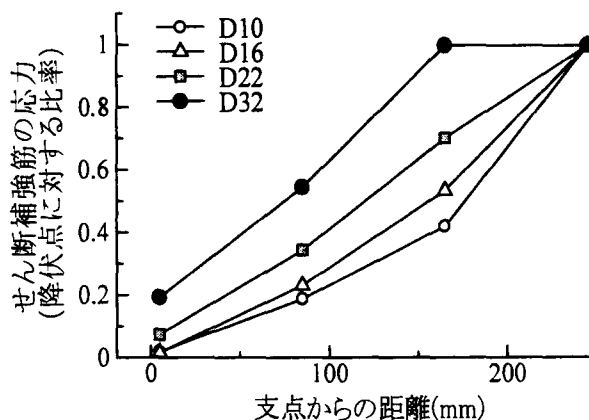


図-3.39 スターラップの引張応力分布

分布を示したものである。これによると、主鉄筋径が大きいほど、せん断補強鉄筋に発生している引張応力度の広がりは大きくなっていることが分かる。主鉄筋を D10 とした場合は、切り欠き前面にもっとも近い位置に配置されているせん断補強鉄筋のみ降伏点に達している、そこから 80mm 離れた位置にあるせん断補強鉄筋は、降伏点の約 40%の引張応力しか発生していない。これに対し、主鉄筋を D32 とした場合は切り欠き前面から 2 本のせん断補強鉄筋が降伏点に達している。

主鉄筋径が 32 mm よりも大きな場合はさらに多くのせん断補強鉄筋がダウエル作用を補うものと考えられる。

### 3.3.6 ダウエル作用の寄与

これまでに検討した結果に基づいて、RC 部材のダウエル作用の寄与についてその概算を試みることにする。今回の実験結果に対して比較的精度の高かった Baumann らによる推定式を用い、せん断スパン比を 2.5 と設定した供試体 A,B-1,C 供試体に対して主鉄筋のダウエル作用によって発揮するせん断力の  $V_c$  に対する比率を算定した結果を表-3.14 に示す。なお試算を行った供試体については、圧縮鉄筋として組み立て筋程度 (D6 二本のみ) であるので、圧縮鉄筋の寄与は無視している。この結果によると、ダウエル作用によって負担するせん断力は  $V_c$  の 12~17%に相当して無視し得ないものである。ただし、アーチ機構によって負担されるせん断力よりもかなり小さく、せん断圧縮破壊形式の RC 部材においては、ダウエル作用が主たるせん断抵抗機構とはなっていないと考えられる。

表-3.14 ダウエル作用の比率

供試体番号	$V_{cu}$ (kN)	$V_{dowel}$ (kN)	比率(%)
A	253.3	44.3	17%
B-1	361.9	53.6	15%
C	524.8	65.4	12%

### 3.5 まとめ

3章では、これまで曖昧にされてきたコンクリートの負担するせん断力  $V_c$  について、その根拠をできるだけ明確にすることを目的とした検討を行った。特に、正負交番荷重が作用する場合への応用との観点から、正負交番荷重作用時に有効に機能しにくいことが予想されるアーチ機構の定量的評価、ならびに部材の損傷が大きくなった際に機能すると思われるダウエル作用によるせん断抵抗の定量的な評価を試みた。

得られた結論をまとめると次の通りである。

- (1)せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材において、コンクリートの負担するせん断力  $V_c$  は、アーチ機構とビーム機構に分けて評価することが可能である。

- (2)アーチ機構はせん断圧縮破壊と密接に関連するものであり、コンクリートの圧縮強度に大きく依存し、現行の土木学会コンクリート標準示方書で用いられているせん断ひび割れ発生時を想定したコンクリートの負担するせん断力の算定結果よりも遙かにコンクリートの圧縮強度の寄与は大きい。
- (3)一方、ビーム機構は今回試験を行った供試体の圧縮強度の範囲（18.9～60.7MPa）では、コンクリートの圧縮強度の影響はほとんど認められない。また、供試体に作用する荷重(せん断力)が増加してもビーム機構によって負担されるせん断力の増加はわずかであり、もっぱらアーチ機構による負担が増加する。
- (4)アーチ機構はせん断スパン比の増加に伴い減少する。一方、ビーム機構はせん断スパン比の増加に伴い徐々に増加する。せん断スパン比が2.5より大きくなると、アーチ機構とビーム機構の内訳はあまり変化しない。
- (5)アーチ機構によってコンクリートが負担するせん断力を塑性理論の下界定理によって評価した場合、せん断スパン比が大きい場合に、これを過大評価する可能性がある。
- (6)軽量骨材を用いた高強度コンクリートのように、通常のコンクリートと比べて脆度係数が高くヤング係数の小さいコンクリートが用いられている場合は、斜めひび割れ発生後の  $V_c$  の低下は顕著に認められることとなる。
- (7)供試体にプレストレスを導入した場合は、せん断ひび割れ発生後に認められる  $V_c$  の低下の程度は小さくなる。ただし、斜めひび割れの発生による一時的な  $V_c$  の低下を食い止めることはできない。
- (8)せん断圧縮破壊時のコンクリートの負担するせん断力は導入したプレストレス力に応じて増加し、骨材の種類に関わらず圧縮側断面のコンクリートの圧縮力と高い相関性がある。
- (9)この増加量は使用骨材の種類に関わらず、導入した圧縮力と圧縮力の作用位置から簡易的に算定することができる。ただし、実験値に対して約1.0～1.3の範囲でばらつきが認められた。せん断圧縮破壊時のコンクリートの負担するせん断力の算定精度の向上と広範囲のせん断スパン比を持つ部材やせん断補強鉄筋量の異なる部材での検証が今後の課題であると考えられる。
- (10)主鉄筋のダウエル作用によって負担されるせん断力については、Baumannらによって提案されている評価式が比較的妥当な結果を与えているものと考えられる。しかし、主鉄筋のあきに対する主鉄筋径の比によってはダウエル作用による抵抗を過大に評価する可能性がある。
- (11)せん断補強鉄筋が存在する場合は、せん断補強鉄筋もダウエル作用の増加に寄与することが分かった。ただし、ダウエル作用に対する抵抗として有効に機能するせん断補強鉄筋は、ひび割れ面に近い位置に配置されたものだけであり局所的なものとなる。主鉄筋の径の増加により、有効に機能するせん断補強鉄筋量は増加する。
- (12)コンクリートの負担するせん断力に対して、ダウエル作用によって負担しうるせん断力の比率は、ここで試験を行ったせん断スパン比2.5の供試体A,B-1,Cについて、それぞれ12～17%程度であり、アーチ機構によって負担されているせん断力が50%程度であるのに比較し、かなり小さいと考えられる。



- (13)これまで、コンクリートの負担するせん断力  $V_c$  について、必ずしも明確にされてこなかったが、少なくとも  $V_c$  としてアーチ機構が機能していて、土木学会コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕におけるディープビームに対するせん断耐力式を  $a/d$  の大きな範囲にも拡張することにより把握しうる可能性がある。

#### 参考文献

- 1) Kani, G.N.J.: A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement, ACI Journal, 1969, March-April, pp.185-197.
- 2) Haddadin, M.J, Hong, S.T., Mattock, A.H.: Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force, Journal of the Structural Division, Proc. of ASCE, 1971, Sept., pp.2277-2297.
- 3) Mphonde, A.G.: Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams, ACI Structural Journal, 1989, Sept-Oct, pp.541-545.
- 4) Nielsen, M.P., Braestrup, M.W., Jensen, B.C., Bach, F.: Concrete Plasticity – Shear in Beams, Bulletin D'Information, No.126, pp.285-357, 1978.
- 5) 鈴木基行, 姜錫和, 尾坂芳夫: せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリートばりのせん断耐力評価に関する解析的研究, 土木学会論文集土木学会論文集, 第426号/V-14, pp.111-120, 1991.
- 6) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990.
- 7) 亘正剛, 渡邊史夫: せん断補強鉄筋が降伏しないRC壁柱のせん断強度予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.753-758, 1997.
- 8) 石川雄一, 安中久二, 二羽淳一郎: スターラップを有するRCばりのせん断耐荷力のマクロ的推定法, スターラップを有するRCばりのせん断耐荷力のマクロ的推定法, 第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.509-512, 1984.
- 9) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回RC構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983
- 10) Russo, G., Puleri, G.: Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams under Flexure and Shear, ACI Structural Journal, 1997, May-June, pp.227-238.
- 11) Regan, P.E.: Research on shear: a benefit to humanity or a wast of time?, The Structural Engineer, Vol.71, No.19/5, pp.337-346, 1993.
- 12) Park, R., Pauley, P.: Reinforced Concrete Structures, pp.276-293, 1975.
- 13) 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法私案, コンクリートライブラリー第48号, 1981年.
- 14) 福原正志: 高強度せん断補強筋を用いた梁のせん断引張破壊型のせん断終局強度算定式の提案, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.525-528, 1985.
- 15) 建設省土木研究所コンクリート研究室: 鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集, 土木研究所資料第2045号, 1984年

- 16) 土木学会コンクリート標準示方書構造性能照査編, 2002年.
- 17) Ivey, D.L., Buth., E.: Shear capacity of lightweight concrete beams, Journal of ACI, pp.634-643, 1967.8.
- 18) Ritthichauy.W, Sugiyama,T., Okamoto,T., Tsuji, Y. : Shear tests on reinforced lightweight aggregate concrete beams without web reinforcement, コンクリート工学論文集, Vol.23, No.3, pp.937-942, 2001.
- 19) 舟橋政司, 原夏生, 横田弘, 二羽淳一郎: 高性能軽量コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.919-924, 2001.
- 20) 前田拓郎, 日比野憲太, 高木宣章, 児島孝之: 高品質軽量骨材を用いた RC はりのせん断特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.913-918, 2001.
- 21) 高性能軽量コンクリート委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, pp.94-109, 2000.
- 22) 村山八洲雄, 岩淵明: 高強度軽量コンクリートおよびこれを用いた RC はりの挙動, 鹿島建設技術研究所年報, 第34号, pp.33-40, 1986.
- 23) 伊藤忠彦, 鈴木宣政, 山口隆裕, 池田尚治: 人工軽量骨材を用いた PC はりの曲げせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.1133-1138, 1996.
- 24) 濱田譲, 田村聖, 前堀伸平, 二羽淳一郎: 高性能軽量コンクリートを用いた PC はり部材のせん断耐力, プレストレストコンクリート第9回シンポジウム論文集, pp.739-774, 1999.
- 25) 三田村浩, 池田憲二, 日紫喜剛啓, 福田一郎: 高性能軽量コンクリートを用いた外ケーブル PC はり部材のせん断耐力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.619-624, 2001
- 26) 建設省土木研究所コンクリート研究室, プレストレスト・コンクリート建設業協会: 高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリート PC はり部材の曲げせん断強度に関する調査—, 共同研究報告書, 122号, 185pp, 1995.
- 27) 高強度フライアッシュ人工骨材を用いたコンクリートの設計・施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリー, 106号, pp.124-146,
- 28) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強鉄筋を有する鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートはりのせん断耐力, 土木学会論文集 No.544/V-32, pp.43-52, 1996.
- 29) 古内 均, 角田与史雄: 鉄筋のダウエル作用における非線形挙動について, 第8回コンクリート工学年次大会論文集, Vol.8, pp.773-776, 1986.
- 30) Jimenez, R., White, R. N., Gergly, P.: Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete, Journal of ACI, pp.73-92, 1979, Jan.
- 31) Lorentsen, M.: Theory for the combined action of bending moment and shear in reinforced and prestressed concrete, Journal of ACI, pp.403-420, 1965, April.
- 32) Krefeld, W.J., Thurston, C.W: Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams, Journal of ACI, Proceedings, Vol.63, No.4, pp.451-476, April 1966.
- 33) Baumann, T., Rusch, H.: Versuche zum Studium der Verdubelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, No.210, 1970.

- 34) Vintzeleou, E., N., Tassios, T. P.: Behavior of dowels under cyclic deformation, ACI Structural Journal / Jan-Feb, 1987, pp.30.

## 第4章 正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断強度および変形性能

### 4.1 概要

RC部材の耐震性を向上させるためには、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<sup>9) 10)</sup>。いずれにしても、RC部材のじん性を確保するためにはせん断破壊を防止することがまず重要になる。そして、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載荷時とは異なり、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て、正負交番荷重作用下におけるせん断強度の評価方法を確立することが求められる。

RC部材に正負交番荷重が作用する場合では、単調増加荷重が作用する場合と異なり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、これが正負交番載荷における $V_c$ 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載荷試験を実施し<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。また正負交番荷重が作用する場合では $V_c$ が低下することがさけられないので、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載荷試験結果から、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。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、単調載荷時の約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。

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。ここでは、RC柱部材の正負交番載荷試験を実施し、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実験的検討を行った。

## 4.2 定変位振幅の正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度載荷試験

### 4.2.1 試験方法の概要

ここでは、せん断破壊もしくは曲げ降伏後せん断破壊するRC部材のせん断抵抗メカニズムを検討し、 $V_c$ の低下状況を把握することを目的として、RC供試体の載荷試験を実施した。供試体は、RC橋脚を模した、柱・フーチングタイプの部材である。変動させた要因は、配置した帯鉄筋量および載荷方法である。表-4.1に各供試体の共通の条件、表-4.2に個別に設定した条件を示す。

表-4.1 供試体の共通条件

主鉄筋	28本×D25	
主鉄筋比 (%)	2.77	
断面寸法	幅(mm)	800
	高さ(mm)	700
	有効高(mm)	640
載荷点の高さ(mm)	2600	

表-4.2 供試体の個別条件

供試体 番号	帯鉄筋			載荷方法	
	径	配置間隔	中間帯鉄筋	方法	変位振幅
No.1	なし	-	-	単調	-
No.301	D6	80mm	なし	片側繰返	-
No.302	D6	80mm	なし	単調	-
No.303	D6	80mm	なし	正負交番	$\pm 3 \delta y$
No.304	D6	80mm	なし	正負交番	$\pm 2 \delta y$
No.305	D6	80mm	なし	正負交番	$\pm 5 \delta y$
No.306	D6	80mm	なし	正負交番	$\pm 4 \delta y$
No.501	D10	120mm	なし	正負交番	$\pm 3 \delta y$
No.502	D10	120mm	なし	正負交番	$\pm 2 \delta y$
No.503	D10	120mm	なし	正負交番	$\pm 4 \delta y$
No.701	D10	80mm	有り	正負交番	$\pm 3 \delta y$
No.702	D10	80mm	有り	正負交番	$\pm 4 \delta y$

軸力は作用させず、水平加力のみとしている。なお、交番荷重を行った供試体は、載荷点における変位振幅を表-4.2の値に保ったまま載荷を繰り返し、繰り返し回数が30回に至ってもなお荷重低下の認められない場合は、振幅を増大させた。定変位振幅の条件を採用した理由として、各変位振幅でのせん断強度の低下を明確にとらえることを目的としたためである。通常は、各変位振幅で3回程度繰り返し載荷した後、順次変位振幅を増大させる載荷パターンが採用されるのが一般的である。しかし、そのような漸増振幅による載荷試験では、前の載荷サイクルの影響を受けるため、評価対象としている変位振幅における挙動を明確にとらえられないおそれがある。なお、荷重の繰り返し回数を3回とし、順次載荷点変位振幅を増大させた場合のじん性率の試験結果については、4.5に述べることとする。

ここで、柱の降伏時の変位 $\delta y$ は、柱基部において引張主鉄筋のひずみが降伏点に達した時点としている。柱のひずみの測定は、ひずみゲージの測定結果を用いている。 $\delta y$ の値は、各供試体で多少の差はあったが、いずれもほぼ18mmであったので、ここでは、一律に $\delta y=18\text{mm}$ と設定した。

図-4.1に供試体の緒元を、図-4.2に供試体の断面図を示す。

本実験では、供試体の変位、主鉄筋および帯鉄筋のひずみ、柱部分のコンクリートひずみをそれぞれ測定している。測定箇所を図-4.3に示す。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-4.3および表-4.4に示す。

#### 4.2.2 載荷試験結果の概要

##### (1)破壊状況の概要

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、急激に耐荷力を失う典型的なせん断破壊の様相を呈していた。それ以外の供試体は、曲げ降伏後せん断破壊に移行する状況となった。ただし、単調載荷および一方向載荷とした供試体 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、正負交番載荷を行った供試体は、X字状のひび割れが顕著に現れて、次第に耐荷力が低下した。

図-4.4に各供試体の荷重変位関係の履歴を示す。これまで実験的にも明らかにされたように、同一の帯鉄筋量であっても、正負交番載荷を行う場合と、単調載荷もしくは片側の繰り返し載荷を行う場合とでは、荷重の低下状況に大きな差があり、正負交番載荷では比較的小さな塑性変形でも荷重の低下が生じていることがわかる。また、片側の繰り返し載荷と単調載荷とでは、荷重変位関係の包絡線がほとんど変わらないことから、片側の繰り返しは単調載荷とほぼ同様の載荷条件であると考えてよいものと思われる。

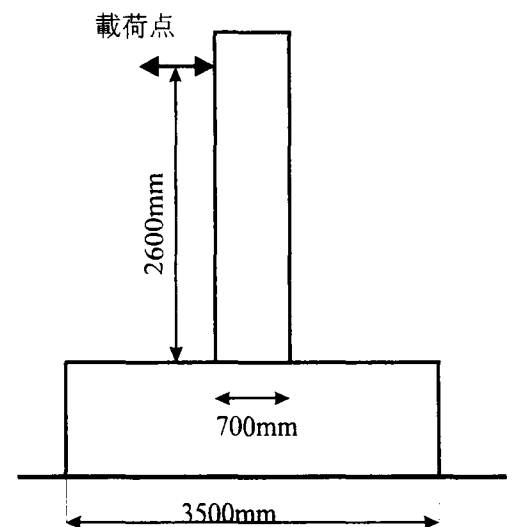
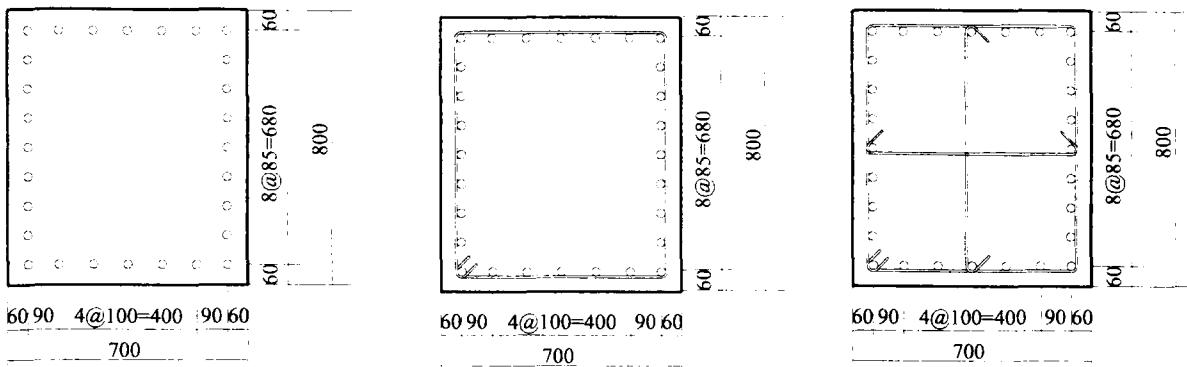


図-4.1 供試体の緒元



左:供試体 No.1、  
 中:供試体 No.301～No.306 および供試体 No.501～No.503  
 右:供試体 No.701～No.702

図-4.2 断面の配筋図

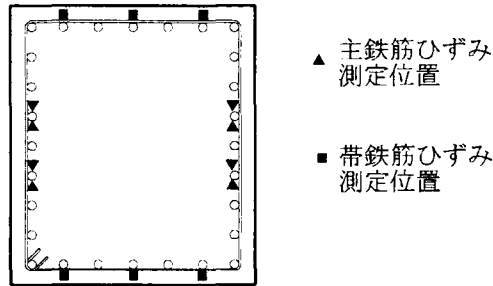


図-4.3 主鉄筋および帯鉄筋のひずみ測定

表-4.3 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 *10 <sup>4</sup> (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-4.4 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

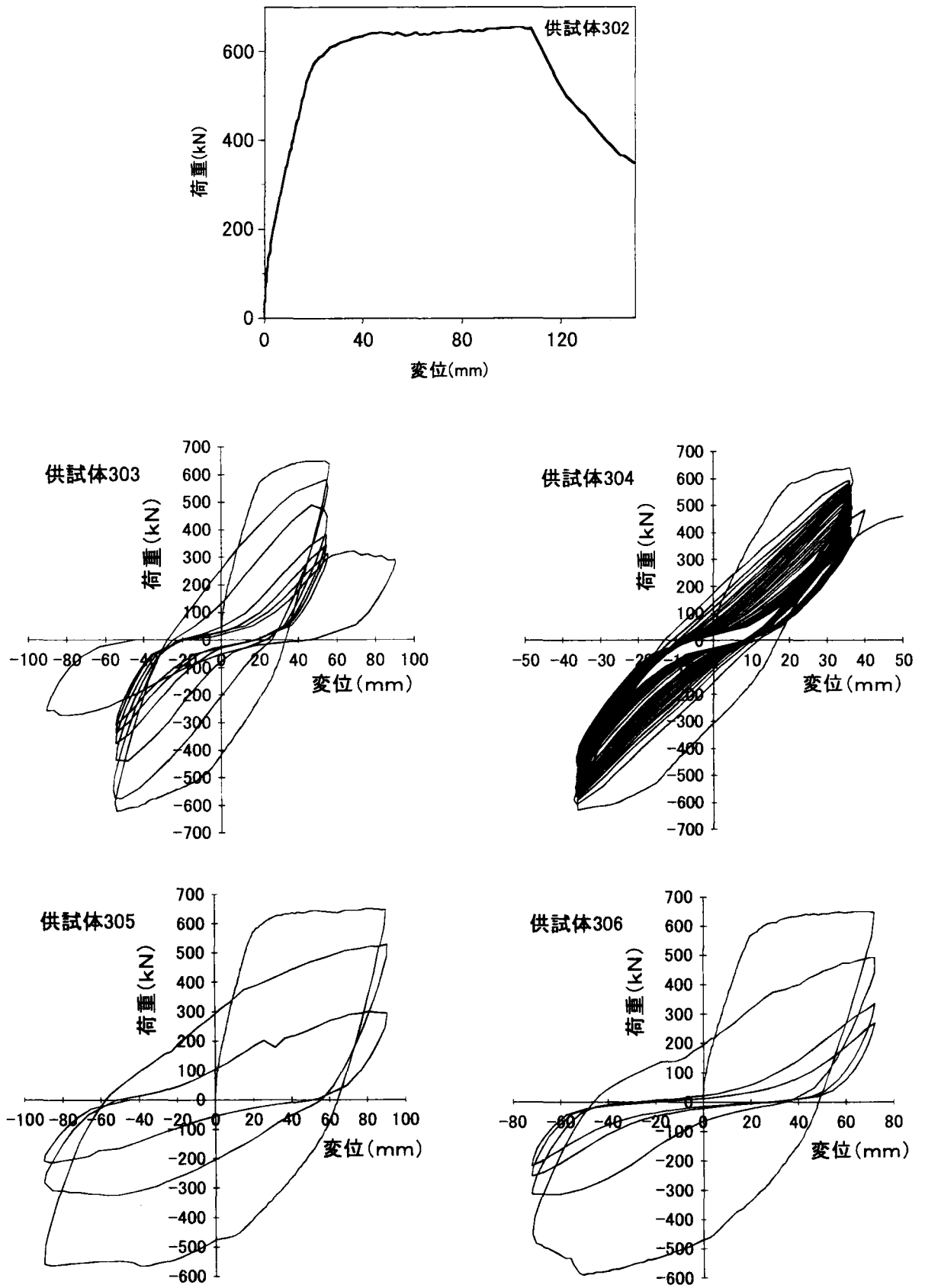


図-4.4 供試体の荷重変位関係 (その1)



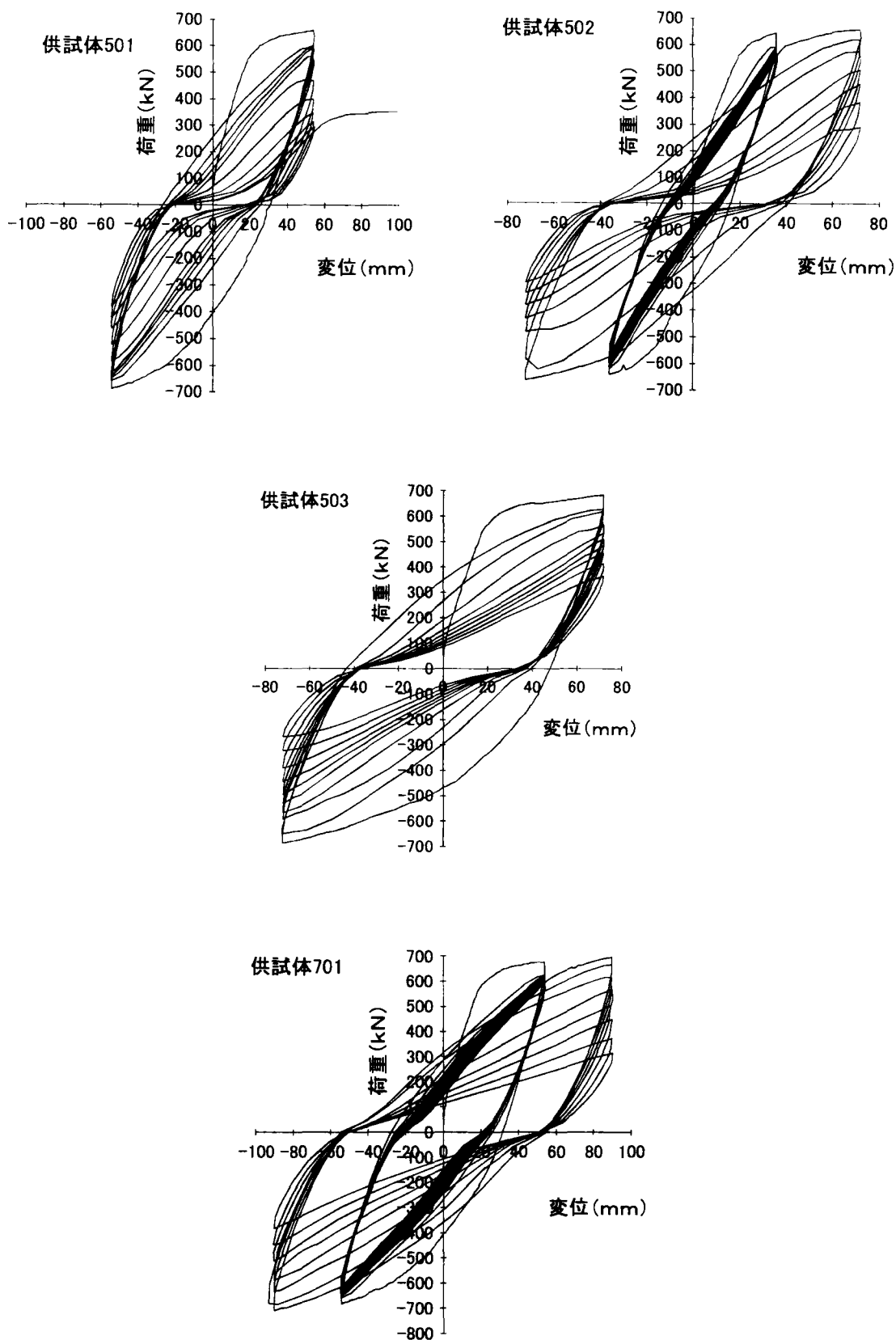


図-4.4 供試体の荷重変位関係 (その2)

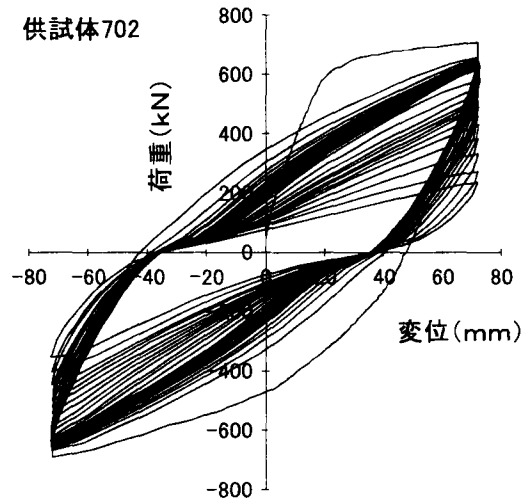


図-4.4 供試体の荷重変位関係 (その3)

表-4.5 各供試体のせん断強度

供試体 番号	帯鉄筋 比(%)	$f'_c$ (MPa)	$V_{cexp}$ (kN)	$V_{ccal}$ (kN)	$V_s$ (kN)	$V_c+V_s$ (kN)	最大荷重 (kN)	じん性率 の参考値
1	0.00	34.3	510	395	0	510	510	
301	0.10	41.8	544	422	157	701	653	3.8
302	0.10	39.8	535	415	157	692	654	3.7
303	0.10	40.0	536	416	157	693	636	3.9
304	0.10	37.9	527	409	157	684	635	3.8
305	0.10	38.1	528	410	157	685	608	4.1
306	0.10	38.9	531	412	157	688	618	4.0
501	0.15	32.6	501	388	235	736	674	4.6
502	0.15	34.4	510	396	235	745	660	4.9
503	0.15	40.1	537	416	235	772	685	4.8
701	0.33	29.4	484	376	529	1013	702	9.3
702	0.33	34.8	512	397	529	1041	699	9.5

(2)各供試体のせん断強度の推定結果

各供試体のせん断強度の推定結果および観測された最大荷重の値を表-4.5 に示す。表-4.5 において、 $V_{cexp}$  の欄は供試体 No.1 の場合は実験結果とし、それ以外の供試体については供試体 No.1 およびコンクリートの圧縮強度の試験結果から推定した値である。すなわち、供試体 No.1 の載荷試験によって得られたせん断強度を  $V_{c1}$  とした場合、それ以外の供試体のコンクリートのせん断強度は土

木学会コンクリート標準示方書の  $V_c$  の算定式に準拠して、コンクリートの圧縮強度の違いを補正したものである。 $V_{ccal}$  は土木学会コンクリート標準示方書に従って計算されたコンクリートの負担するせん断力を示したものである。

表-4.5 中のじん性率の参考値は、文献1に示されているじん性率評価式に基づいてじん性率を評価した結果を示している。ここで用いたコンクリートの負担するせん断強度は、 $V_{ccal}$  を用いている。ここでやっている交番載荷試験は、定変位振幅で、荷重低下が著しくなるまで載荷を行ったものである。必ずしも、じん性率算定式の提案の際に用いられている実験データとは同一のものとはいえない。したがって、今回の載荷試験結果とじん性率算定式の算定結果との単純な比較はできないが、供試体に与えられた変位振幅の大きさを相対的に評価する際の参考と考えられるので、ここに示したものである。なお、じん性率の評価式に関する検討は4.5に後述する。

### (3)各供試体のピーク時荷重の推移

正負交番載荷を行った供試体について載荷回数とピーク時荷重の変動状況を図-4.5に示す。ここで、図に示したピーク時荷重は正載荷と負載荷のそれぞれのピーク時の荷重の平均を示している。載荷点での変位振幅が  $2\delta y$  から  $4\delta y$  と増加するにつれて繰り返し回数の増加に伴う荷重の低下が著しくなっていること、また、同一の変位振幅で比較すれば、帯鉄筋量の多いほど荷重の低下割合は小さくなっていることがわかる。

このことから、繰り返し回数の増大に伴う荷重低下は部材のせん断抵抗メカニズムの劣化に起因していて、せん断補強鉄筋の増加が

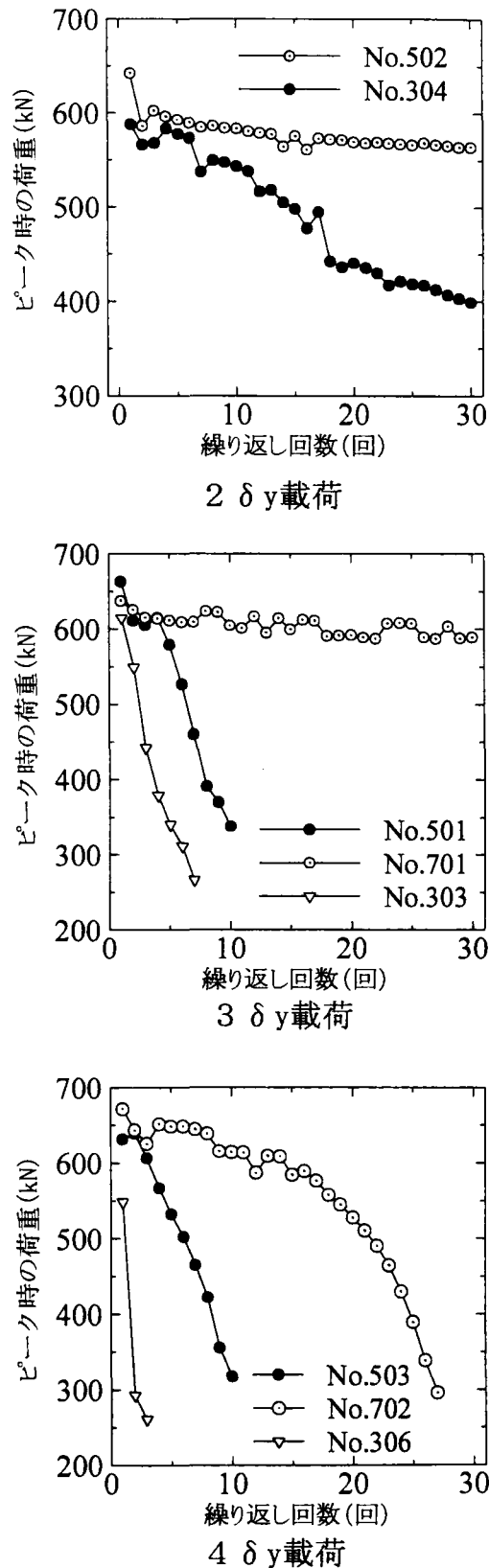


図-4.5 荷重の繰り返しによるピーク時荷重の変動状況

せん断抵抗の低下をくい止める効果を持つことが予想される。

ここでは、RC柱供試体の交番載荷試験方法の概要ならびに試験結果の概略を述べた。いずれにしても、載荷方法や載荷変位振幅あるいは帯鉄筋量によって、部材の耐荷力の低下状況は大きく異なっていて、部材のせん断抵抗メカニズムの差が耐荷力の低下状況の差となって現れていることが予想される。次に、部材の変形状況および帯鉄筋のひずみ状況について詳細に検討し、このような結果が得られた原因についてさらに考察を加えることとする。

### 4.3 RC部材の耐荷性能の低下とせん断抵抗メカニズムの変化

#### 4.3.1 検討方法

ここでは、荷重の繰り返しによるせん断強度の低下機構をより詳細に検討するため、部材の変形状況およびせん断補強鉄筋の引張力負担について検討を行った。

RC部材の正負交番載荷試験においては、水平耐荷力の低下を認めた時点でRC部材が破壊したと判断される。ここで、部材が曲げ破壊を生じたのか、あるいはせん断破壊を生じたのかの判定について考えると、RC部材の単調載荷試験では、実際の破壊荷重が終局曲げ抵抗モーメントから算出される曲げ破壊荷重よりも小さい荷重で破壊した場合、せん断破壊型であると判断できる。しかし、ここで取り扱うような引張鉄筋が降伏した後に、せん断破壊に移行するような破壊形態を対象とすると、破壊荷重のみからは、せん断破壊であるのかあるいは曲げ破壊であるのか判定することはきわめて困難となる。したがって、部材の変形状況の目視調査から供試体の破壊形態を推定することとなるが、単調載荷試験におけるせん断破壊は、引張主鉄筋の降伏前に瞬時に耐荷力を失うので、破壊形態の推定が目視からも比較的容易であるのに対し、正負交番載荷においては、耐荷力の低下が単調載荷の時よりも緩やかに生じるため、せん断破壊ととらえにくい面がある。供試体の破壊形態を判断することは、破壊原因を推定する際にもっとも基本的なことであり、可能な限り客観的な判定を行う必要があると考えられる。ここでは、供試体に変形を計測するための標点をもうけ、この測定結果を基に、供試体に発生している変形成分を曲げ、せん断、および主鉄筋のフーチングからの伸び出しによる回転変形に分離し、その変動状況を調査することにより、部材が繰り返し載荷により最終的にせん断破壊したのかどうか判断することとした。

#### 4.3.2 部材の変形成分の変化

##### (1)RC柱部材の変形成分の分離について

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伸び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。部材の載荷履歴に応じて、これらの変形成分の変動状況を把握することができれば、部材の荷重低下がなにによって引き起こされているのか判断することが可能となる。

これまで、柱の変形成分を3成分に分離して、変形状態をより詳細に捉えようとする試みはすでになされているが<sup>18)</sup>、必ずしも詳細な検討はなされてこなかった。ここでは、RC柱供試体に設置された標点間の距離の変動を測定することにより、相対変形を求めることとした。

ここで、載荷点の変位を $\delta_m$ とし、上記の3つの変形成分の総和であるとする。従って、 $\delta_m$ は次

式で表せる。

$$\delta_m = \delta_b + \delta_s + \delta_r \quad (4.1)$$

ここで曲げ変形 $\delta_b$ は、曲率の積分で求められる。すなわち、

$$\delta_b = \sum \phi_i (H - y_i) \Delta y \quad (4.2)$$

となる。ここで、**図-4.6**に示すように $\Delta y$ は曲率の測定を行った区間の長さであり、 $H$ は柱基部から荷重点までの距離である。ここでは、コンクリートに埋め込んだ全ねじボルト間の長さ変化を測定することにより平均軸ひずみを求め、これから曲率を算定することとした。

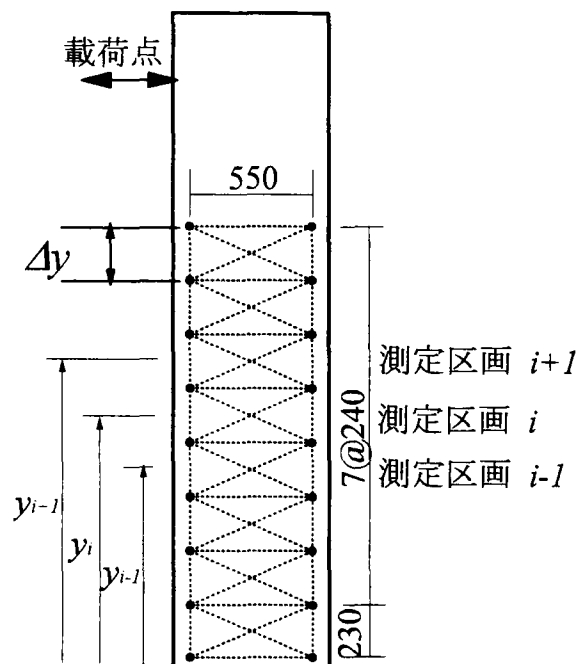
一方、主鉄筋のフーチングからの伸び出しによる柱の回転変位は、柱基部での回転角 $\theta$ を測定することにより求められる。すなわち、

$$\delta_r = H\theta \quad (4.3)$$

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、

$$\delta_s = \sum \gamma_i \Delta y \quad (4.4)$$

と表せる。ここで、 $\gamma_i$ は区間*i*におけるせん断変形角である。今回の測定結果をみると、せん断変形の状態は、**図-4.7(a)**のように測定区間内の見かけのせん断ひずみが均一ではなく、**図-4.7(b)**のようになっている場合が多い。すなわち、せん断変形角はどの断面位置でこれを定義するかによって変化する。ここでは、測定区間の重心位置においてせん断変形角を定義することとした。コンクリート中に埋め込まれた標点用のボルト各点の変位ベクトルを求め、測定区間内の変位分布が位置座標の一次関数で与えられるとし、これを微分することにより平均せん断ひずみに換算した。



**図-4.6** 曲率・せん断変形測定区間

(2)各供試体の変形成分

上記の方法に従って、荷重点変位の分離を行った結果の一例を図-4.8 に示す。図-4.8 は供試体 No.303 の変位成分の状況を示している。ここで、 $\delta_m$  と  $\delta_b + \delta_s + \delta_r$  は本来では一致するはずであるが、多少差のある場合 (No.303 の例では負側の荷重の場合) が認められる。図中の  $\delta_{err}$  はこの誤差を示している。 $\delta_{err}$  の大きさを見ると、全変形量  $\delta_m$  に占める割合はわずかであり、変位の分離精度はおおむね良好であるといえる。

この結果によると、供試体 No.303 では、繰り返し回数の増加に伴い曲げ変形が次第に減少し、これに変わってせん断変形が増加していることが

わかる。この結果から、供試体 No.303 ではせん断力に対する抵抗力およびせん断変形に関する剛性が低下してゆくことにより部材の耐荷性能が失われていることがわかる。言い換えると、曲げ変形や、主鉄筋の伸び出しによる変形に関しては、部材の耐荷性能の低下に結びつくような劣化は生じていないといえる。

図-4.9 は曲げ変形、せん断変形、主鉄筋伸び出しによる柱の回転変形を取り出し、その履歴曲線を描いたものである。それぞれの形状は異なっていて、曲げ変形に関するヒステリシスループがもっともエネルギー吸収量の多い紡錘型の形状を示しているのに対し、せん断変形に関するヒステリシスループはエネルギー吸収量の小さいスリップ型を示している。

以上は、供試体 No.303 を例にとって検討した結果を示したものであるが、それ以外の供試体についても同様の検討を行った。

図-4.10(a)~(c)は荷重回数の増加に伴う各変形成分の変動状況を示している。図に示した変位は、各荷重サイクルにおける正側のピーク時と負側のピーク時の平均を示したものである。

図-4.10(a)は変位振幅が  $2\delta_y$  で荷重を行った場合を示していて、供試体 No.304 ではせん断変形が徐々に増加している。これに対して、供試体 No.502 は30回の繰り返し荷重を行っても部材の耐荷力はほとんど低下していないが、せん断変形もほとんど増加していない。なお、30回の繰り返しの

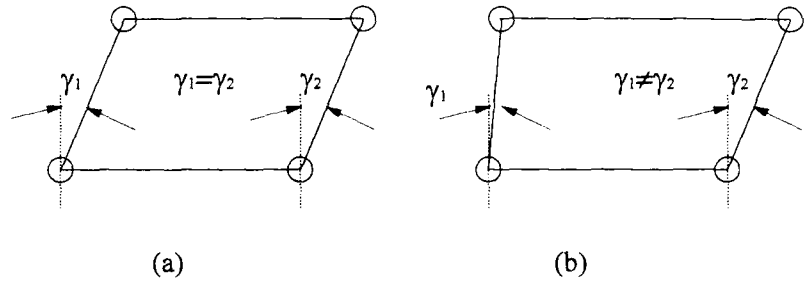


図-4.7 せん断変形の状況

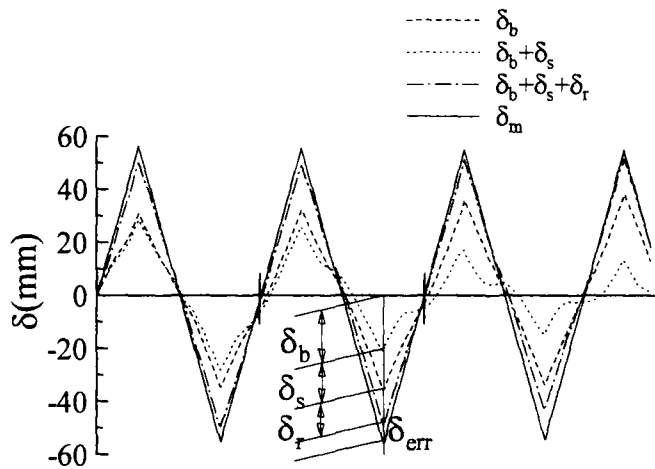


図-4.8 各変位成分の履歴(供試体 No.303,  $3\delta_y$  荷重)

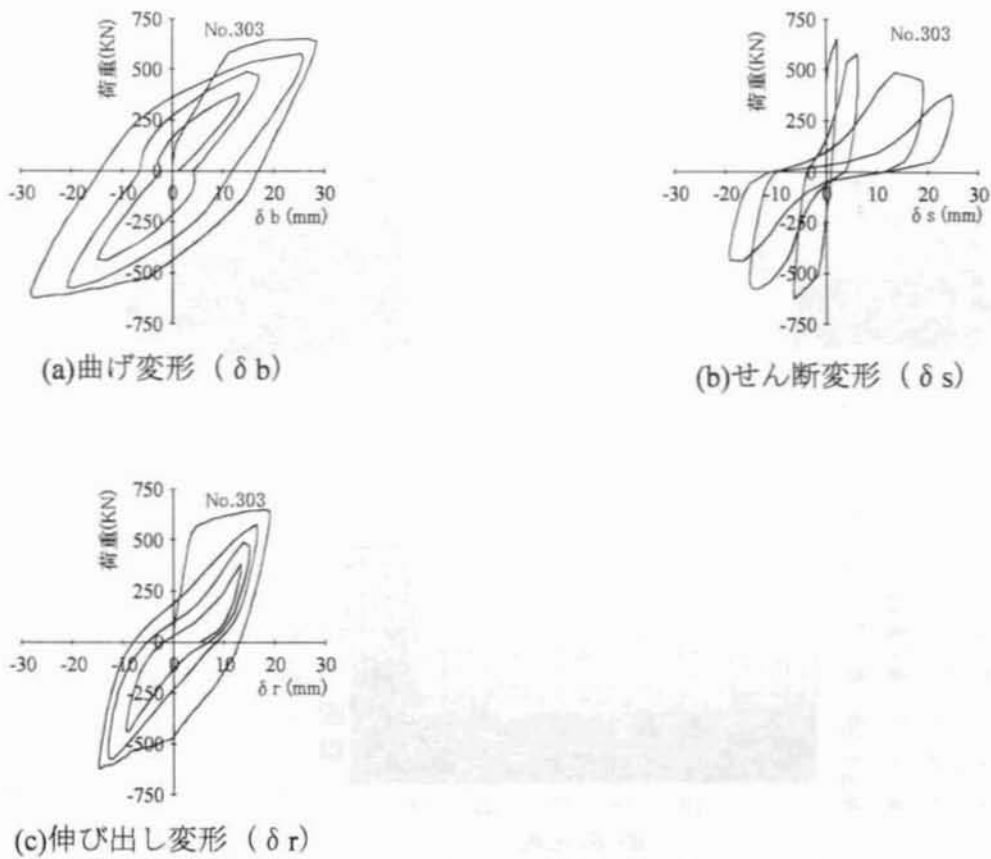


図-4.9 各変位成分のヒステリシスループ

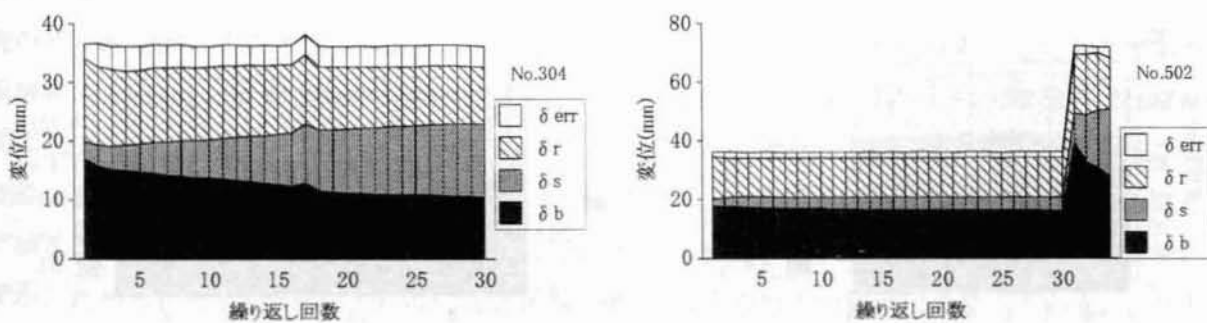


図-4.10(a) 変位成分の変動状況 (载荷振幅が  $2\delta y$  の場合)

左；供試体 No.304、右；供試体 No.502

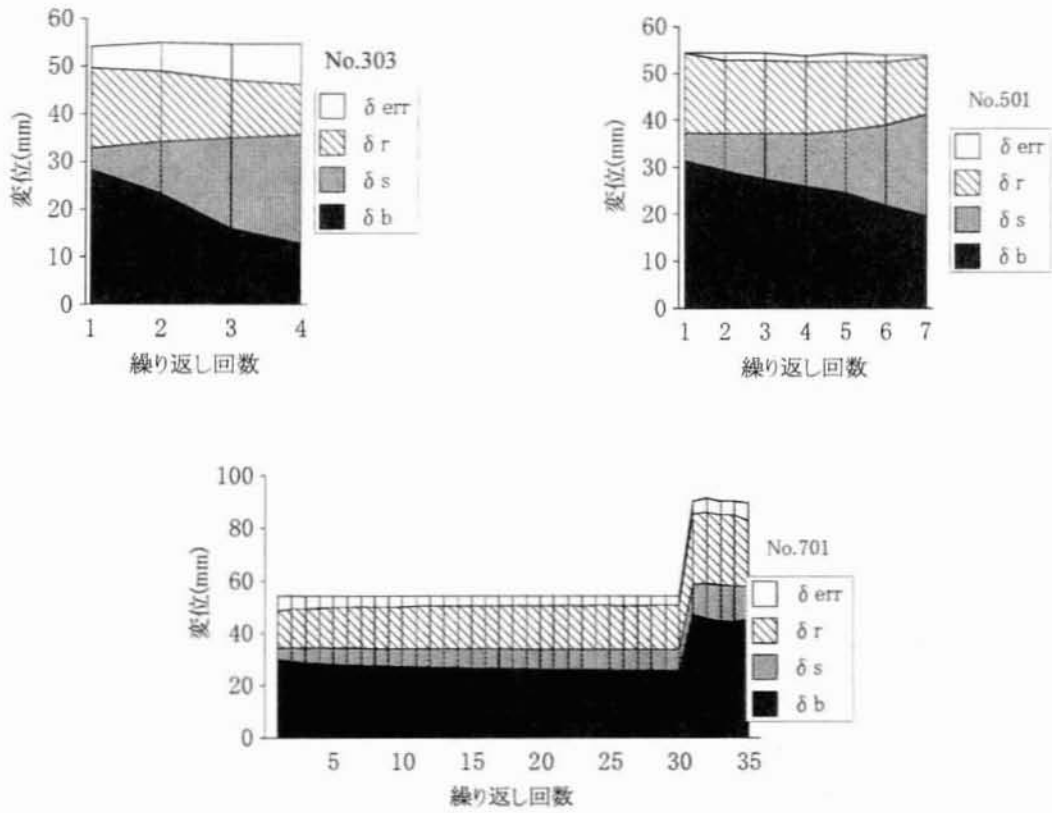


図-4.10(b) 変位成分の変動状況 (载荷振幅が  $3\delta_y$  の場合)

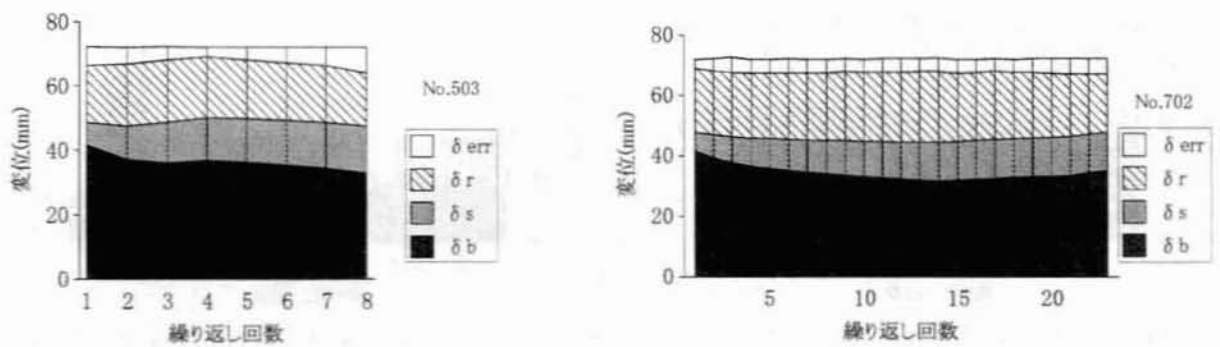


図-4.10(c) 変位成分の変動状況 (载荷振幅が  $4\delta_y$  の場合)



後、変位振幅を  $4\delta y$  に増加させたが、 $4\delta y$  の荷重では、繰り返し回数の増加に伴うせん断変形の増大が認められた。

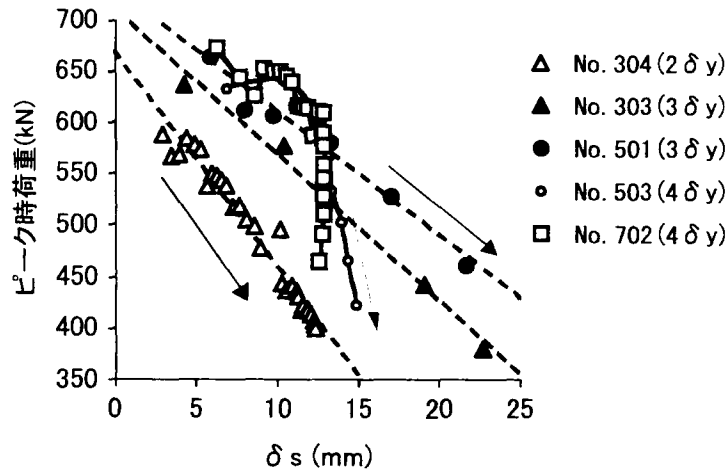
次に、 $3\delta y$  荷重の場合であるが、図-4.10(b)に見られるように  $2\delta y$  荷重の場合と同様、部材の強度低下とせん断変形の増大に相関性があることがわかる。

これに対し、 $4\delta y$  の荷重を行った場合には、図-4.10(c)に見られるように繰り返し回数の増加に伴うせん断変形の増大はそれほど顕著とはなっていない。

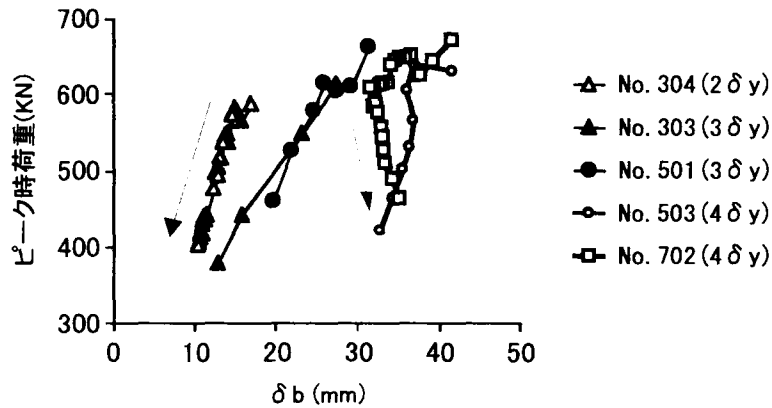
図-4.11(a)は、繰り返し荷重の各繰り返しサイクルにおけるピーク

時のせん断変形とその時点で供試体に作用している荷重（せん断力）の関係を示したものである。供試体 No.303,304 および供試体 No.501 では、せん断変形の増加量ともにピーク時荷重はほぼ直線的に低下している。これに対し、供試体 No.702 では、せん断変形の増加が生じているのは繰り返し回数が少ない範囲のみで、繰り返し回数が多い領域では、せん断変形が増加していないにもかかわらず荷重の低下が認められる。供試体 No.503 では、ピーク荷重の低下につれてせん断変形の増加がわずかに認められるが、供試体 No.303, No.304, No.501 とはその低下の程度は異なっている。このように、供試体によってピーク時の荷重の低下にともなうせん断変形量の増加程度が異なっていることは、強度の低下メカニズムが異なっていることを示すものであり、供試体 No.702 では途中からせん断抵抗の劣化以外の要因によって破壊が生じていることを意味しているものと考えられる。同様に、繰り返し荷重のピーク時における曲げ変形とその時点での荷重の関係を図-4.11(b)に示す。全般的には、図-4.11(a)とは逆に曲げ変形の減少とともに、荷重の低下が認められる。

ただし、供試体 No.702 については、繰り返し回数が少ない段階では、荷重の低下とともに、曲げ変形も若干減少しているが、その後、荷重が低下するにつれて曲げ変形がわずかに増加し始める傾



(a) ピーク時の荷重とせん断変形の変動状況



(b) ピーク時の荷重と曲げ変形の変動状況

図-4.11 ピーク時の荷重と各変形成分の変動状況

向を示している。これは、供試体 No.702 については、変形性状からみると繰り返し载荷の初期段階ではせん断破壊型で推移していたものが、曲げ破壊型に移行していることを示している。

供試体 No.503 は荷重低下に伴う変形量の増加はせん断変形のみに見られるものであり、基本的にはせん断破壊型といえるが、せん断変形の増加量は供試体番号の 300 番台、および供試体 No.501 と比較すると、かなり小さくなっていて、典型的なせん断破壊型とは言い難いものとなっている。供試体 No.503 は供試体 No.501 とは全く同一のせん断補強鉄筋量を配置していて、異なっているのは供試体の载荷変位振幅のみで、供試体 No.503 の方が载荷変位振幅は  $4\delta y$  と供試体 No.501 よりも大きい。しかし、破壊形態としては、変位振幅の小さい No.501 の方が顕著なせん断破壊を示していた。このことから、正負交番荷重を受ける RC 部材の破壊形態は、配筋状態が同一であっても、载荷方法（変位振幅の与え方）によって異なる可能性があるといえる。

#### 4.3.3 片側(正側のみの)繰り返しを行った場合のせん断強度の低下

片側繰り返し载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-4.12 に示す。図中には比較のために、単調载荷とした供試体 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。これらの結果を見ると、载荷点の変位が  $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$  と増加するにつれて、 $V_s$  の値そのものは増加している。ただし、片側の繰り返し载荷とした供試体 No.301 では、ピーク時の変位が  $2$ 、 $3$ 、 $4\delta y$  の载荷において、荷重が除荷されても  $V_s$  はゼロにもどらず残留応力の発生が認められる。これは、RC 部材のせん断疲労を扱った文献 20 でも確認されているが、载荷によって生じたせん断ひび割れが除荷時にずれを生じて戻るため、部材軸直角方向の変形が残留し、コアコンクリートを拘束する力を帯鉄筋がもたらした結果であると考えられる。また、载荷せん断力が 0 からピークに達する間の荷重（せん断力）の増加に対する、 $V_s$  の増分は  $2$ 、 $3$ 、 $4\delta y$  あたりまではあまり変わらない。図-4.12 中の点線と比較してもわかるとおり、供試体に作用するせん断力が 0～ピークまでの増加に対するせん断補強鉄筋の負担するせん断力の増加割合は、トラス理論で想定するせん断ひび割れ後の  $V_s$  の増加割合に対してかなり小さい。このように、 $V_s$  そのものは片側の荷重繰り返しにより増加しているものの、荷重 0～ピークまでの間の  $V_s$  の増加は、トラス理論で予想されるよりも遙かに緩慢であることが特徴としてあげられる。

供試体の载荷点の変位を  $4\delta y$  から  $5\delta y$  に増加させた

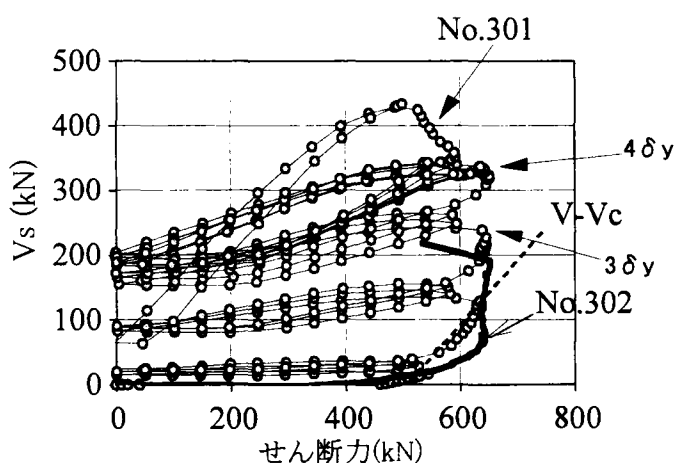


図-4.12 作用せん断力と  $V_s$  の関係

ところ、 $V_s$ が増加したにもかかわらず載荷荷重は減少に転じていて、供試体の耐力が失われる結果となった。ピーク時の  $V_s$  は 400kN を超えていて、せん断補強鉄筋が降伏した。ここから除荷荷重が 0 に戻ったとき、せん断補強鉄筋に残留する引張力による  $V_s$  は 100kN となり、それまで維持されていた 200kN を下回っていたことがわかる。すなわち、せん断補強筋の降伏に伴い除荷時の拘束力が低下していた。図-4.13 は荷重の繰り返しにより、ピーク時に供試体に作用しているせん断力 ( $V$ )、ピーク時にせん断補強鉄筋が負担するせん断力 ( $V_s$ ) および除荷時に帯鉄筋に残留した引張応力を式(3.4)中に代入して得られる見かけのせん断力負担分 ( $V_{s0}$ ) の変動状況を示したものである。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、部材の耐力が低下する直前で減少に転じている。ここで、 $V_{s0}$  は  $2 \delta y$  の載荷時で約 100kN 程度発生していて、 $3 \delta y$  以降は 200kN で頭打ちとなっていた。

図-4.14 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、コンクリートの負担するせん断力 ( $V_c$ ) の低下量とせん断変形量の関係を示したものである。図中には、単調載荷の供試体 No.302 および片側繰り返しの供試体 No.301 について示した。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ことを示している。(b)はせん断補強鉄筋の残留応力分がコンクリートの横方向の拘束力として働き、この拘束力によりコンクリートがせん断力の負担を行っていると考え、残留応力分による  $V_s$

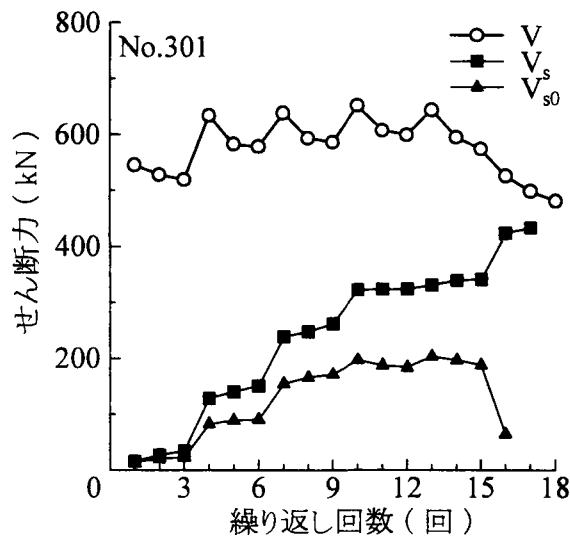


図-4.13 荷重繰り返しによるピーク時せん断力および  $V_s$ ,  $V_{s0}$  の変動(片側繰り返しの場合)

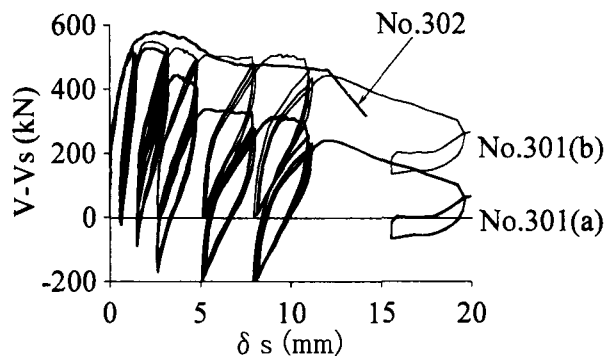


図-4.14 せん断変形と  $V-V_s$  の関係 (単調載荷と片側繰り返し載荷の比較)

をコンクリートの負担するせん断力として加味したものである。

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、片側の荷重であっても荷重を繰り返すことにより、 $V_c$  は低下するといえる。ところが、帯鉄筋に残留した引張力によりコアコンクリートに生じた拘束応力を  $V_c$  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、供試体 No.301 と No.302 では、せん断変形と  $V_c$  の関係はほぼ同一となっている。

すなわち、片側での繰り返し荷重を行った場合、 $V_c$  は見かけ上かなり低下するが、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ため、繰り返し荷重の作用による  $V_c$  の低下は実質的にはわずかにとどまっているものと考えられる。

#### 4.3.4 正負交番荷重におけるせん断強度の低下

##### (1) 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

正負交番荷重を行った場合、荷重の反転により圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が低下するが、これが  $V_c$  の低下にどの程度影響するか検討を行う。まず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 を対象として検討を行う。

供試体 No.306 は 48y の荷重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-4.15 に示す。図-4.16 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-4.15 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-4.16 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。正側の荷重のピーク時(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  $V-V_s$  とせん断変形との関係を示したのが図-4.17 である。正側の荷重では、 $V_c$  はピーク時で 550kN ほど発揮されていたが、荷重反転後の  $V_c$  の絶対値は 250~300kN 程度までに低下している。このように、供試体 No.306 では負の一回目の荷重時にせん断破壊を生じたといえる。

ここで、3章においてコンクリートの負担するせん断力のうち、アーチ機構とビーム機構の内訳を図-3.14 に示した。これに基づいて、せん断スパン比ごとに、コンクリートの負担するせん断力のうちアーチ機構の占める割合を求めた結果を図-4.18 に示す。アーチ機構の占める割合はせん断スパン比によって大きく異なるが、今回試験を実施したせん断スパン比 4.1 程度の場合では、アーチ機構が 35~40%程度を負担する結果となっている。

他の供試体についても同様に1回目の繰り返しによる  $V_c$  の低下状況を調査した。ここで対象としている  $V_c$  の低下は、圧縮域のコンクリートによって伝達される成分を対象としているため、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回目の負側の繰り返しにおいて測定された  $V_c$  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-4.19 に示す。図中の縦軸は、1回目の負側の荷重で測定された  $V_c$  の最大値を、せ

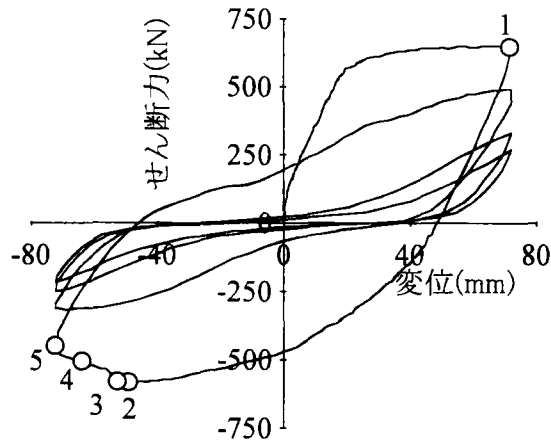


図-4.15 供試体 No.306 のヒステリシスループ

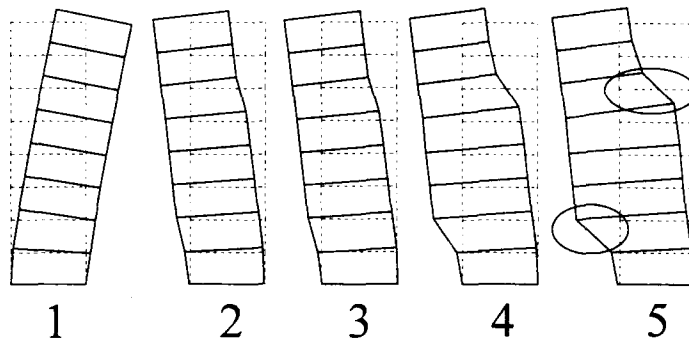


図-4.16 供試体 No.306 の変形状況  
(図中の 1-5 は図-4.15 中の 1-5 に対応)

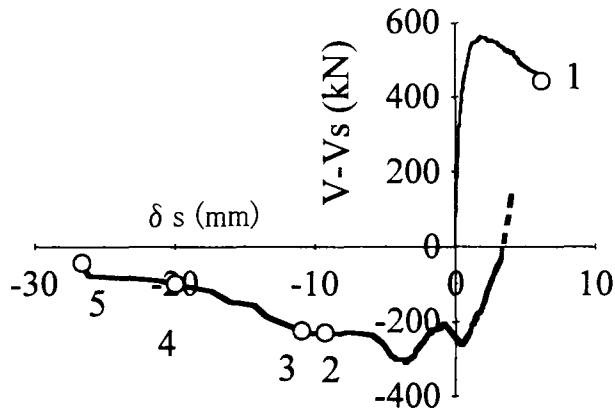


図-4.17 供試体 No.306 の1サイクル目載荷の V-Vs  
(図中の 1-5 は図-4.15 中の 1-5 に対応)

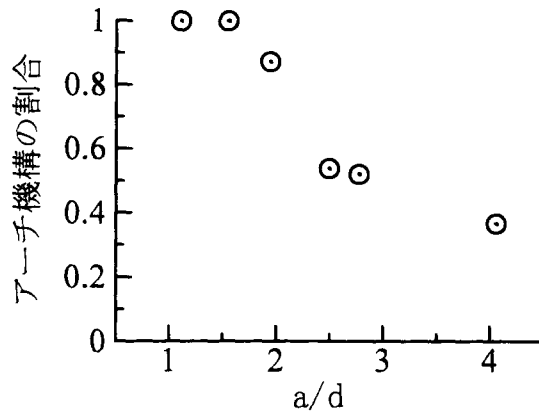


図-4.18 単調載荷時のコンクリートの負担するせん断力にアーチ機構の占める割合

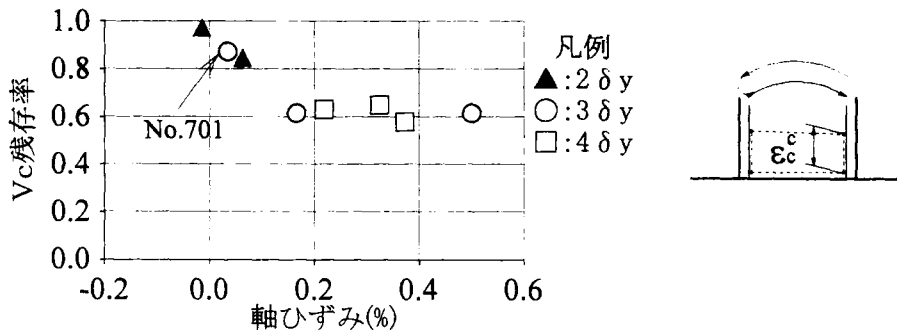


図-4.19 柱基部の圧縮側軸ひずみと Vc 残存率の関係

右：軸ひずみ ( $\epsilon_c^c$ ) の計測位置

左：軸ひずみ ( $\epsilon_c^c$ ) と Vc 残存率の関係

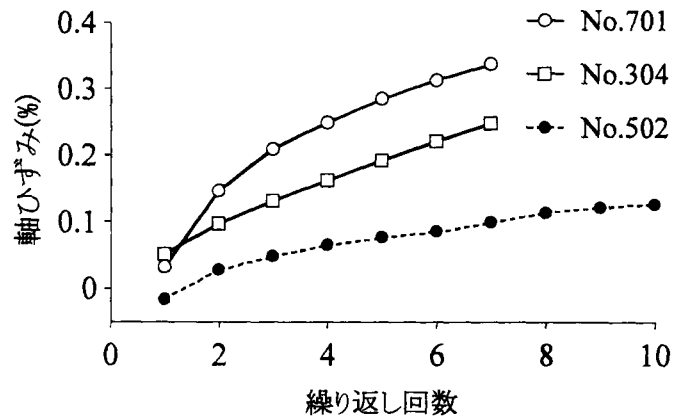


図-4.20 荷重の繰返しによる軸ひずみの変化

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  $V_c$  を示している。ここでは、 $V_c$  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主鉄筋位置でのコンクリートの軸方向ひずみ ( $V_c$  の絶対値が最大となったところでの値) 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〔構造性能照査編〕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。すなわち、コンクリートの圧縮強度の  $1/3$  乗に比例するとして、コンクリート強度の差を補正した。

図-4.19 から明らかのように、1 回目の負側の荷重で生じる  $V_c$  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  $V_c$  は低下している。荷重振幅が  $2\delta_y$  の場合は、引張ひずみの残留がほとんどないため、 $V_c$  の低減はわずかである。ところが  $3\delta_y$  以上に荷重振幅を増加させた場合では、柱基部での曲率が增大するため、前ステップで生じる主鉄筋の残留引張ひずみも増加し、 $V_c$  の残存率も小さくなったものと考えられる。 $V_c$  の残存率には下限が存在し、軸引張ひずみが  $0.2\%$  を超えても、残存率はほぼ一定値に収束している。ここで  $V_c$  の残存率の下限が  $60\%$  程度となっているが、これは図-4.18 に示したアーチ機構の負担がほぼ消失したと仮定した値とほぼ一致している。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すなわちアーチ機構の損傷は  $V_c$  の低下の主要因であるが、これのみでは  $V_c$  が  $0$  となるわけではなく、この時点では圧縮側コンクリートのせん断力負担以外の要因による  $V_c$  は保存されている。たとえば、図-4.16 においてステップ 2～5 での変形状況を見ると、図中の円で示した箇所に主鉄筋のダウエル作用による変形が生じていたことが視える。

なお、 $2\delta_y$  で荷重した供試体および  $3\delta_y$  で荷重した No.701 では  $V_c$  の残存率は大きいですが、荷重の繰り返し回数を重ねるうちに、図-4.20 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 回目の荷重では  $V_c$  が残存していても、繰り返し回数が増大すると、次第に圧縮域のコンクリートによるせん断伝達の低下が予想される。

## (2) 荷重の正負繰り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り返しによる、部材のせん断強度の低下について検討を行う。正負交番荷重が作用した際のせん断補強鉄筋の挙動は複雑であり、一方向で繰り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  $0$  とならない。このため、一方向繰り返し荷重の場合と同様に、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。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。  $V_s(P)$ 、 $V_s(0)$  は各載荷サイクルの正側の載荷と負側の載荷の平均値とした。この結果を図-4.21 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。

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か、たとえ生じていたとしても非常にわずかである。

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, No501 では、 $V_s(0)$  の低下にともない  $V(P)$  が低下している。

曲げ破壊したと考えられる供試体 No.503, 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。

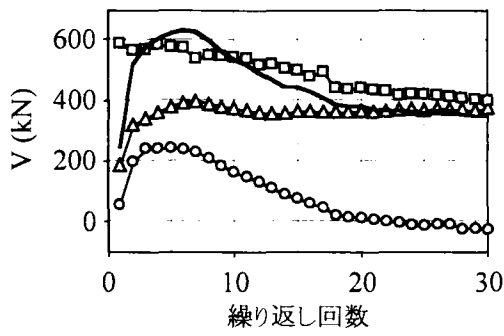
また、図-4.21 より  $V_s(P)$  は  $V(P)$  よりも小さく、 $V_s(0)+V_s(P)$  は載荷の繰り返し初期を除いてほぼ  $V(P)$  に等しいことがわかる。

$V_s(P)$  が  $V(P)$  よりも小さいことは、部材に作用するせん断力に対して、せん断補強鉄筋以外にせん断力を負担する成分があることを示している。 $V_s(0)+V_s(P)$  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可能性があると考えられる。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  $V_s(0)$  の低下が生じるかに係わっていると考えられる。

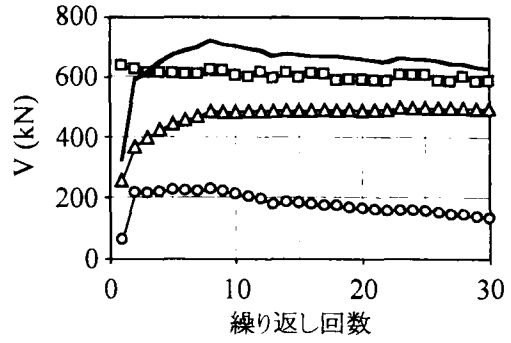
$V_s(0)$  は、各載荷サイクルのピーク時に生じていたせん断補強鉄筋の引張応力が、除荷されてもその全ては解消されないために正の値をとるものであり、コアコンクリートを、せん断補強鉄筋が拘束していることを示すものである。そして、 $V_s(0)$  の低下は、コアコンクリートに作用する拘束力が低下していることを意味している。コアコンクリートに拘束力が作用している状態では、たとえせん断ひび割れが生じていてもせん断ひび割れ面に圧縮応力が作用していて、せん断ひび割れ面でのせん断力の伝達が可能である。したがって、荷重の反転により圧縮域のコンクリートによって伝達されていたせん断力が減少しても、コアコンクリートに対する横方向の拘束力が残存する状況では、せん断ひび割れ面に沿ったせん断力の成分は保存されていて、 $V_c$  の一部は保存される状況にある。ところが、拘束力が消失すると、せん断ひび割れ面を介したせん断力の伝達も消失し、せん断補強鉄筋への負担が増加するとともに、せん断変形も増大する。このことが、部材のせん断強度の低下につながっていると考えられる。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-4.22 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

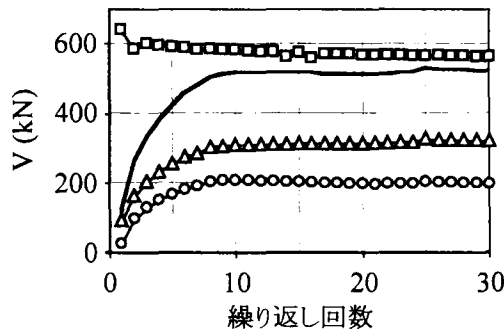




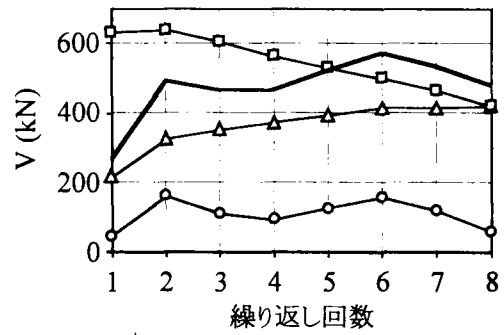
(a)供試体No.304 (2  $\delta$  y 荷重振幅)



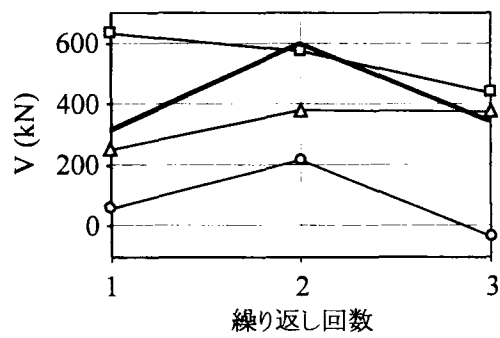
(e)供試体No.701 (3  $\delta$  y 荷重振幅)



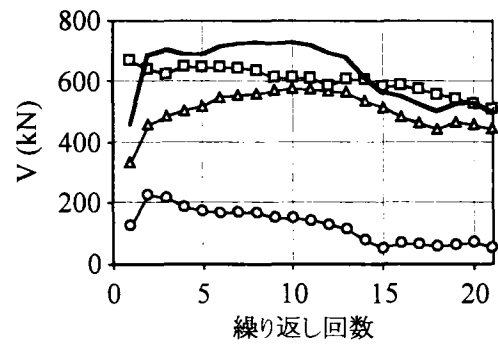
(b)供試体No.502 (2  $\delta$  y 荷重振幅)



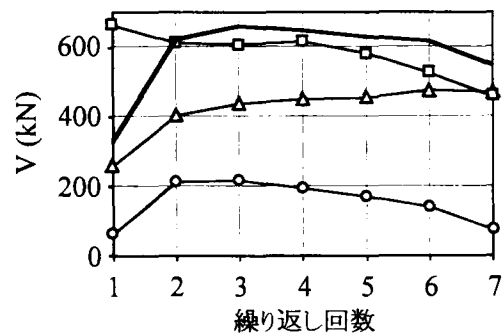
(f)供試体No.503 (4  $\delta$  y 荷重振幅)



(c)供試体No.303 (3  $\delta$  y 荷重振幅)



(g)供試体No.702 (4  $\delta$  y 荷重振幅)



(d)供試体No.501 (3  $\delta$  y 荷重振幅)

(a)~(g)の各図の凡例:

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

図-4.21 荷重の繰り返しによる Vs の変動

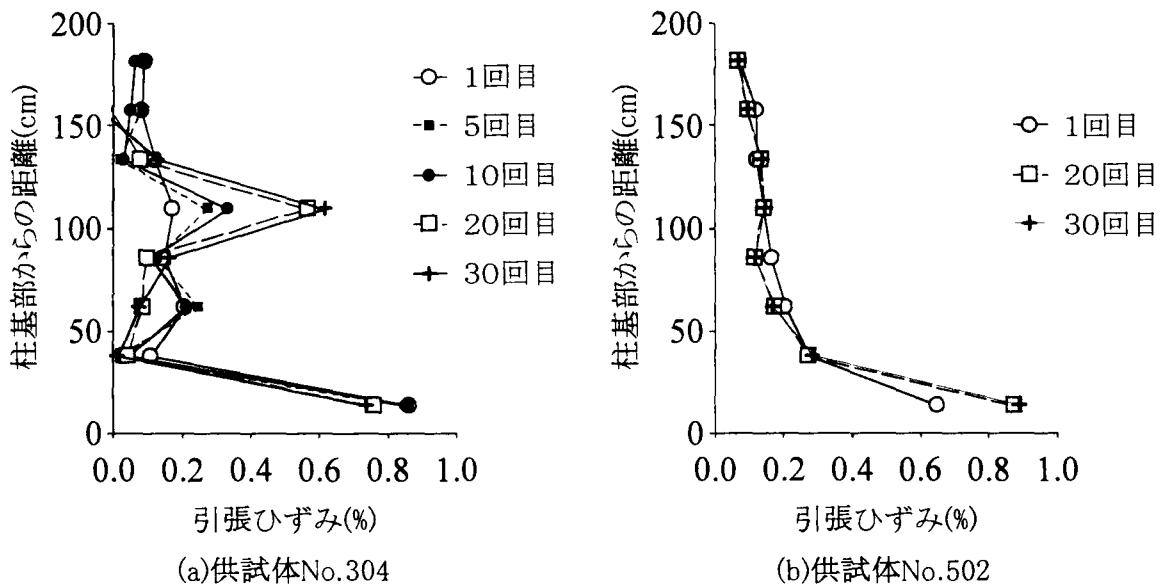


図-4.22 軸方向ひずみの分布状況

繰り返し回数が10回目から20回目の間で特に著しい。これは、図-4.21に示した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  $V_s(0)$  が低下する繰り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。

このように、軸方向ひずみ分布状況からも、コアコンクリートに作用する拘束力の低減が、せん断ひび割れ面でのせん断力の伝達の低下につながっていることが分かった。

コアコンクリートの拘束力の減少を防止するためには、せん断補強鉄筋の降伏による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-4.6 は  $V_s(0)$  が最も大きくなる荷重サイクルにおいて、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

表-4.6 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
<b>No. 304</b>	2δy	<b>269</b>	<b>0.81</b>
No.502		261	0.73
<b>No. 303</b>	3δy	<b>316</b>	<b>0.95</b>
<b>No. 501</b>		<b>335</b>	<b>0.92</b>
No.701		302	0.82

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、荷重の繰り返しにより、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り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、荷重の繰り返し

により比較的早期に強度低下を生じている。このことから、確実にせん断破壊を防止することを念頭に置いた場合、せん断補強鉄筋に作用する引張応力は降伏点の80%を想定する必要があると判断される。

なお、せん断破壊の発生の判定境界として、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、降伏応力度そのものではなく、その80%程度となった原因について検討した。

図-4.23は供試体 No.304 について荷重がピークに達した時点でのせん断補強鉄筋に作用する引張応力度の分布状況を示したものである。これによると、荷重が+側でせん断補強鉄筋が降伏している箇所と、荷重が-側でせん断補強鉄筋が降伏している箇所が異なっていて、必ずしもせん断抵抗に寄与するせん断補強鉄筋の全てが降伏に達しているわけではない。このため、せん断補強鉄筋に作用する引張応力度の平均値をとると、降伏応力度の80%程度の値になったものと考えられる。

なお、 $3\delta y$ の変位振幅でせん断破壊した供試体と $2\delta y$ の変位振幅でせん断破壊した供試体とでは、むしろ $2\delta y$ で破壊したほうが、せん断補強鉄筋に作用する引張応力度の平均値は小さくなっている。この原因は定かではないが、 $2\delta y$ の変位振幅でせん断破壊が生じた供試体では、荷重の繰り返し回数の増加に伴うピーク時荷重の低下がせん断破壊型であるにもかかわらず、非常に緩やかであり、交番荷重によりせん断破壊したその他の供試体と比べると、載荷回数も多く状況が異なっている。このように、同じせん断破壊でも破壊進行状況には差があることが、せん断補強鉄筋の平均引張応力度に影響を与えていた可能性がある。

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

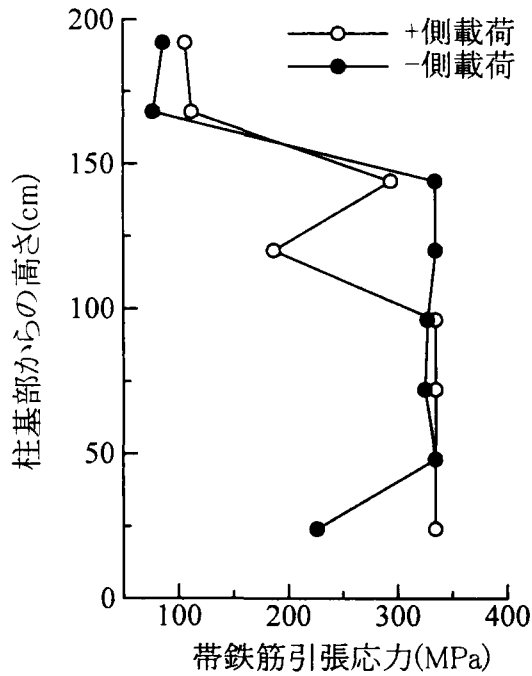


図-4.23 帯鉄筋引張応力の分布状況

コンクリートの拘束効果やダウエル作用の寄与により、 $V_c$  の40%程度が保存される。

3章で検討したダウエル作用によって負担されるせん断力の算定式を、本供試体に応用しダウエル作用の寄与を試算してみる。もっとも圧縮強度が小さかった供試体 No.701 ともっとも圧縮強度が大きかった供試体 No.301 について計算すると、以下の通りである。

- ①供試体 No.701 において、引張主鉄筋一本あたりのダウエル作用によるせん断力負担は 8.0kN であり、供試体 No.301 では 9.0kN となった。
- ②引張主鉄筋 9 本すべて均等にダウエル作用による負担が生じたとすると、供試体 No.701 では 72kN、供試体 No.301 では 81kN を負担する。
- ③図-4.16 に示されるようにダウエル変形の生じる箇所は、引張主鉄筋とともに、圧縮主鉄筋側にも形成される。よって、それぞれ全部で 18 本の主鉄筋にダウエル作用が機能すると考えると、供試体 No.701 では 143kN、供試体 No.301 では 161kN となる。
- ④コンクリートの負担するせん断力  $V_c$  の結果は、表-4.5 より供試体 No.701 で 484kN、供試体 No.301 で 544kN であるので、それぞれダウエル作用の比率は 30% (29.6%) と試算される。

コアコンクリートの拘束作用によって負担されるせん断力は、図-4.21 に示した結果から最大で 200kN であるが、荷重の繰り返し回数の増加とともに低下する傾向が認められる。ここで、概算として、コンクリートの拘束効果としてその最大値 200kN とし、ダウエル作用による負担力 150 kN を仮定すると、両者の和は 350kN となり、コンクリートの負担するせん断力の 70%となり、上記の予測値である 40%を上回る結果となる。このことから、コンクリートの拘束効果が最大となる時点と、ダウエル作用によるせん断力が発揮される時点とはズレがあり、両者が同時に最大となることはないと考えられる。ダウエル作用については、図-3.36 に示したとおり、その剛性が非常に小さくなる。すなわち、ダウエル作用が最大限発揮された後は、変形量が非常に大きくなり、後続の載荷サイクルにおいてせん断剛性の著しい低下が予想される。このため、ダウエル作用についてこれを 100%考慮することは必ずしも妥当ではないと考えられる。

ただし、今回の実験結果によると、繰り返し回数が非常に大きくなった場合にも  $V_c$  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%程度以下に押さえておくことが確実であると考えられる。この結果を式で表すと、繰り返し載荷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

$$V(P) < 0.8V_s + 0.4V_c \quad (4.5)$$

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。

#### 4.4 正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度に与えるせん断スパン比の影響

##### 4.4.1 概要

4.3において検討を行ったRC部材は、いずれもせん断スパン比が 4.1 と比較的大きい。このた

め、単調増加荷重が作用した場合では、せん断ひび割れが発生した後にアーチ機構が形成されるものの、アーチ機構によって負担するせん断力はコンクリートが負担するせん断力の約40%程度であり、 $V_c$ に占める割合はあまり大きくない。

これに対し、せん断スパン比が小さいショートビーム部材ではアーチ機構への依存度が高い。このため、ショートビームでは正負交番荷重が作用する場合において、アーチ機構の低下による影響が著しくなるものと予想される。すなわち、正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度の低下については、せん断スパン比の影響を受けることが予想される。

この点を確認するため、せん断スパン比の小さいショートビーム部材の載荷試験を実施し、正負交番荷重を受けるRC部材のせん断強度の低下におよぼすせん断スパン比の影響について検討を行った。

#### 4.4.2 載荷試験方法の概要

##### (1)概要

供試体の形状は柱・フーチング型であり供試体数は全部で12体とした。供試体寸法を図-4.24に示す。図-4.25には、供試体柱部分の断面図を示す。

いずれの供試体も断面寸法、主鉄筋量、目標としたコンクリート強度は同一である。断面寸法は有効高450mm・幅300mmとし、断面に配置した主鉄筋はD19を12本とした。軸方向鉄筋比は2.55%である。供試体に用いたコンクリートは目標強度が30MPaのレディーミクストコンクリートで粗骨材の最大寸法は20mmとした。供試体の緒元ならびに、配置したせん断補強鉄筋量、載荷方法、使用したコンクリートの材料試験結果をまとめて表-4.7に示す。

##### (2)載荷方法

フーチング部をPC鋼棒で反力床に固定し、柱部分に水平力のみを載荷した。載荷方法は単調載荷および正負交番載荷とした。正負交番載荷では、供試体No.2を除いて、載荷振幅を $\delta_y$ （降伏時の載荷点変位）から段階的に増加させた。繰り返し回数は3回とした。図-4.26に載荷パターンを示す。なお、降伏時の変位は、主鉄筋に貼り付けたひずみゲージによる主鉄筋ひずみの測定値が降伏点に達した時点での変位とした。

##### (3)測定方法

測定項目は、載荷荷重および載荷点変位その他、フーチング上面で測定した主鉄筋の伸び出し量、主鉄筋のひずみ、せん断補強鉄筋のひずみ、コンクリートの相対変位である。主鉄筋のひずみは、図-4.27に示すように、断面の両縁に配置された3本の主鉄筋のうちの中ほどの主鉄筋に1測定点あたり2枚のゲージを貼り付け、2枚のひずみゲージの平均値を持って、主鉄筋ひずみとした。コンクリートの相対変位については、柱部のコンクリートに全ネジボルトをあらかじめ埋設し、これを標点として標点間の距離を測定した。標点の設置位置を図-4.28に示す。

主鉄筋のフーチングからの伸び出し量の測定は、図-4.29に示すように柱の基部に測定点を設け、フーチング上面から測定点までの距離を測定することにより伸び出し量とした。

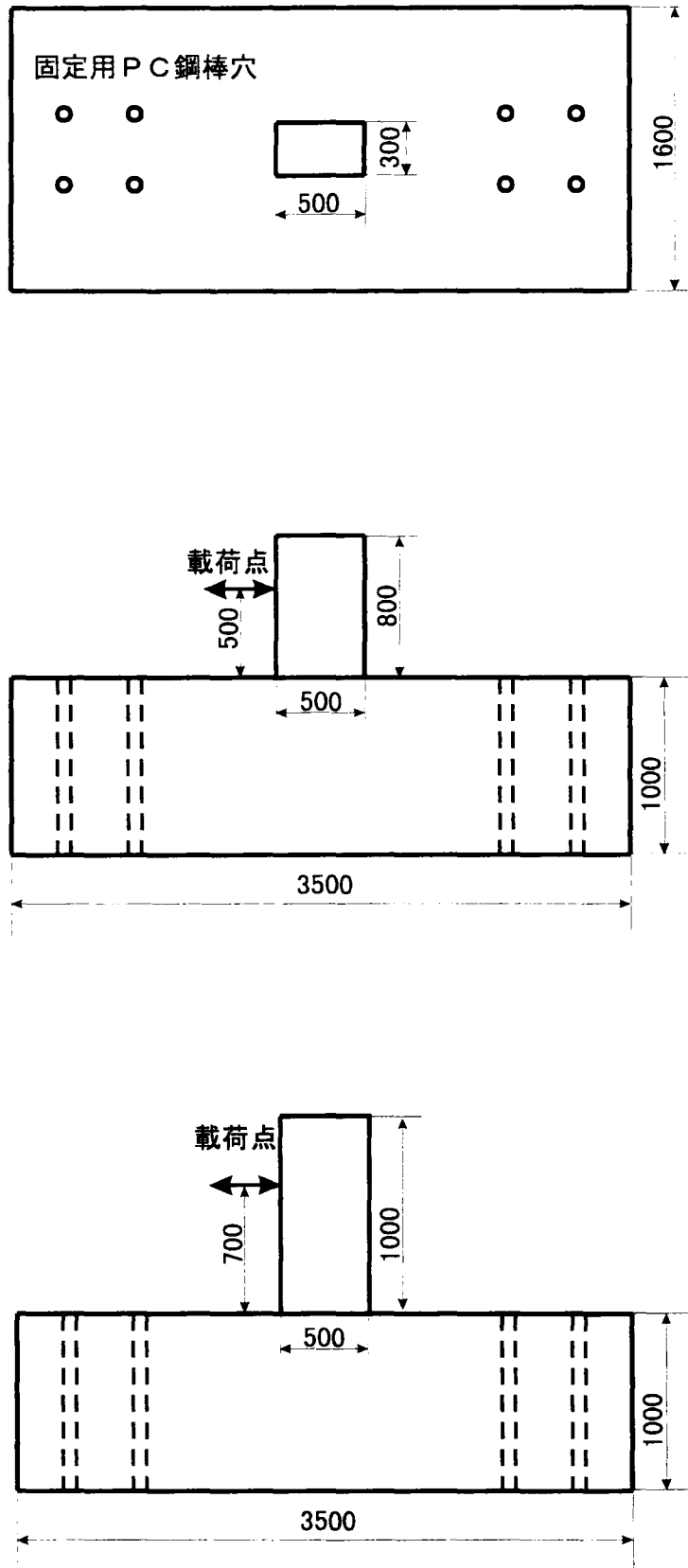


図-4.24 (その1) 供試体寸法 (単位: mm)

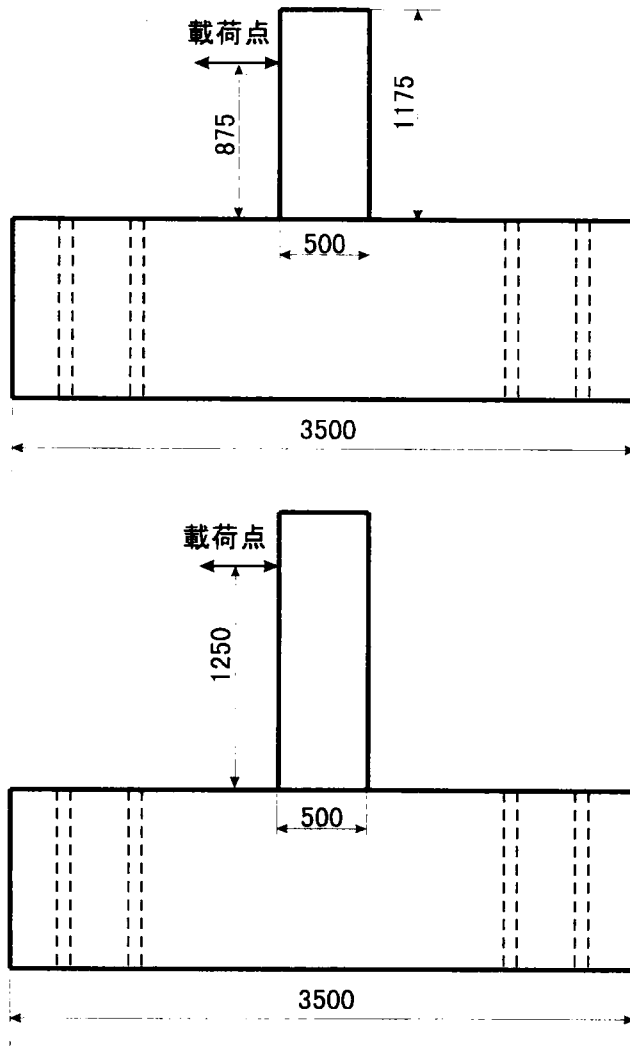


図-4.24 (その2) 供試体寸法 (単位: mm)

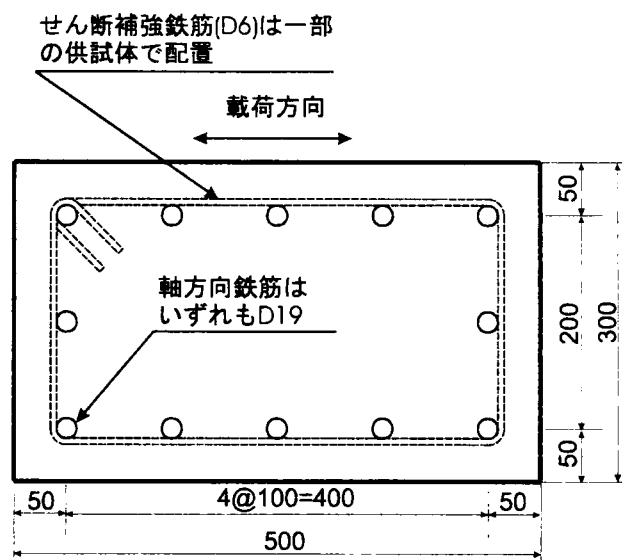


図-4.25 供試体寸法 (単位:mm)

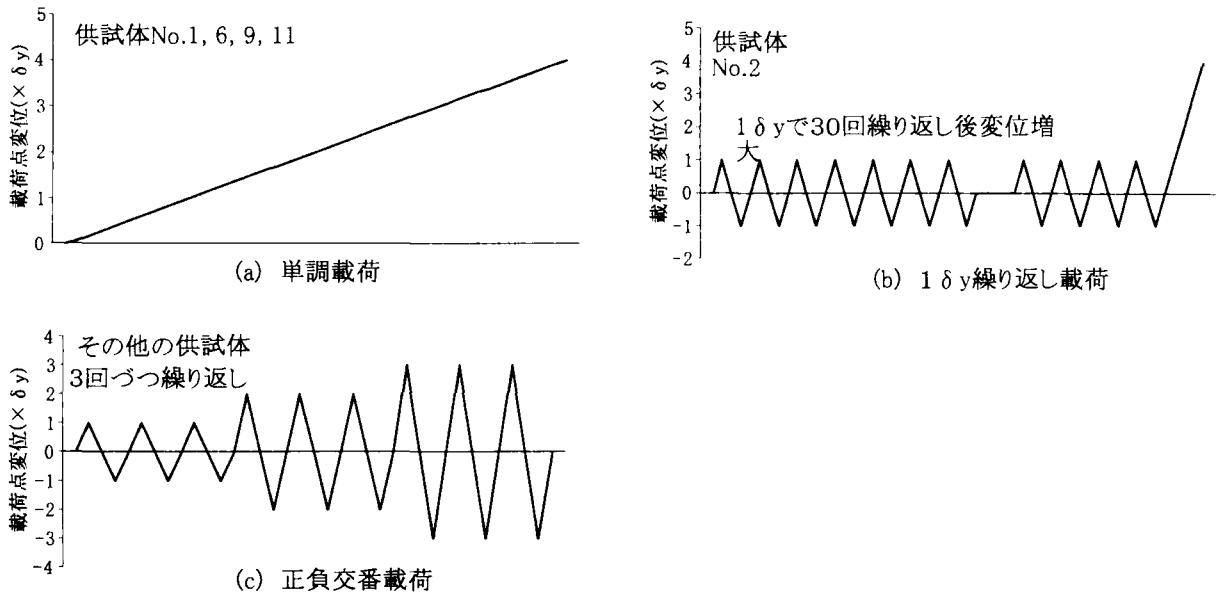


図-4.26 荷重パターン

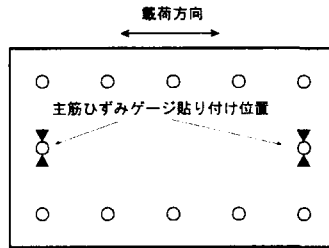


図-4.27 主筋ひずみの測定箇所

表-4.7 供試体条件およびコンクリート試験結果一覧

番号	荷重高 (mm)	せん断 スパン比	帯鉄筋(mm)		コンクリート試験結果(MPa)			荷重方法
			径	間隔	圧縮強度	引張強度	弾性係数	
S1	500	1.1	-	-	34.5	2.65	23.9GPa	単調
S2	500	1.1	-	-	37.3	2.51	31.3GPa	繰返し*
S3	500	1.1	-	-	37.0	2.54	29.6GPa	繰返し
S4	500	1.1	D6	150	33.9	2.64	24.4GPa	繰返し
S5	500	1.1	D6	75	34.1	2.90	23.8GPa	繰返し
S6	700	1.6	-	-	38.8	2.69	31.3GPa	単調
S7	700	1.6	-	-	36.9	2.80	29.0GPa	繰返し
S8	700	1.6	D6	75	36.3	2.94	29.3GPa	繰返し
S9	875	1.9	-	-	32.0	2.08	24.3GPa	単調
S10	875	1.9	D6	75	31.3	2.24	25.1GPa	繰返し
S11	1250	2.8	-	-	29.9	2.26	25.2GPa	単調
S12	1250	2.8	D6	75	35.2	3.19	24.9GPa	繰返し

注\*) 供試体 S2 は荷重点での振幅を±1 δy として繰り返した。



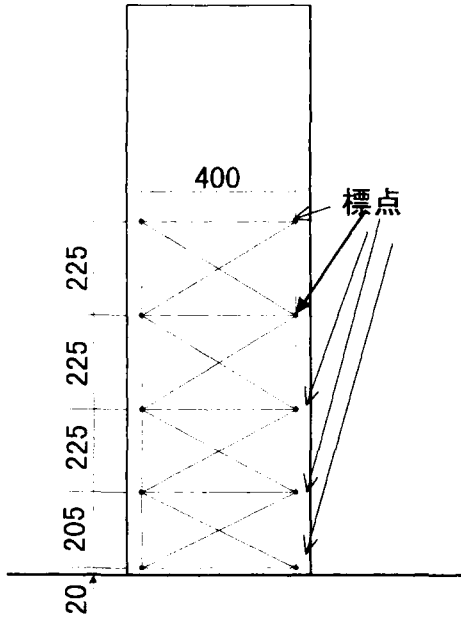


図-4.28 柱部分の相対変位測定用  
標点の設置位置 (単位:mm)

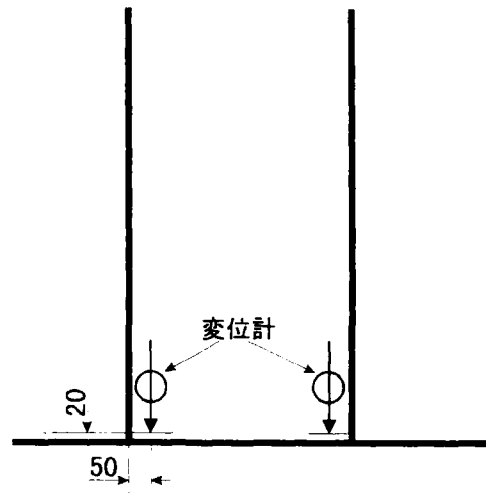


図-4.29 主鉄筋伸び出しによる  
柱基部回転角

#### 4.4.3 載荷試験結果の概要

##### (1) 供試体の荷重変位関係

各供試体の荷重変位関係 (ヒステリシスループ) を図-4.30 に示す。

##### (2) 供試体の破壊状況の概略 (単調載荷の場合)

せん断補強鉄筋のない供試体のうち、せん断スパン比を 1.1(S1)および 1.6(S6)とした供試体については、せん断ひび割れ発生後もすぐには強度低下を生じることなく、耐荷力はかなり増加し主鉄筋の降伏が生じた。しかし、せん断スパン比が 1.9(S9)の供試体はせん断ひび割れが生じた時点で荷重が一時的に低下し、その後載荷点変位の増加に伴い再び荷重が増加したが、主鉄筋が降伏する以前に耐荷力を失った。せん断スパン比が 2.8(S11)の供試体では、せん断スパンが長かったため、主鉄筋がわずかに降伏した後にせん断ひび割れが生じ、その後の耐荷力の増大はなく、急激に耐荷力を失った。

##### (3) 供試体の破壊状況 (正負交番載荷の場合)

正負交番載荷とした供試体は、いずれも、X字状のひび割れが生じ次第に耐荷力を失うパターンで破壊に至った。

せん断補強鉄筋を配置していない S3 では  $2\delta_y$  の正の一回目の載荷でせん断破壊を生じている。せん断補強鉄筋を配置した S4, S5 では  $2\delta_y$  の 2 回目ないし  $3\delta_y$  の一回目の載荷でせん断破壊を生じていた。S3 と比べると、せん断補強鉄筋を配置した供試体の方が、せん断破壊を生じる載荷回数が増加していて、せん断補強鉄筋の効果が認められる。ただし、いずれもせん断圧縮破壊モードで

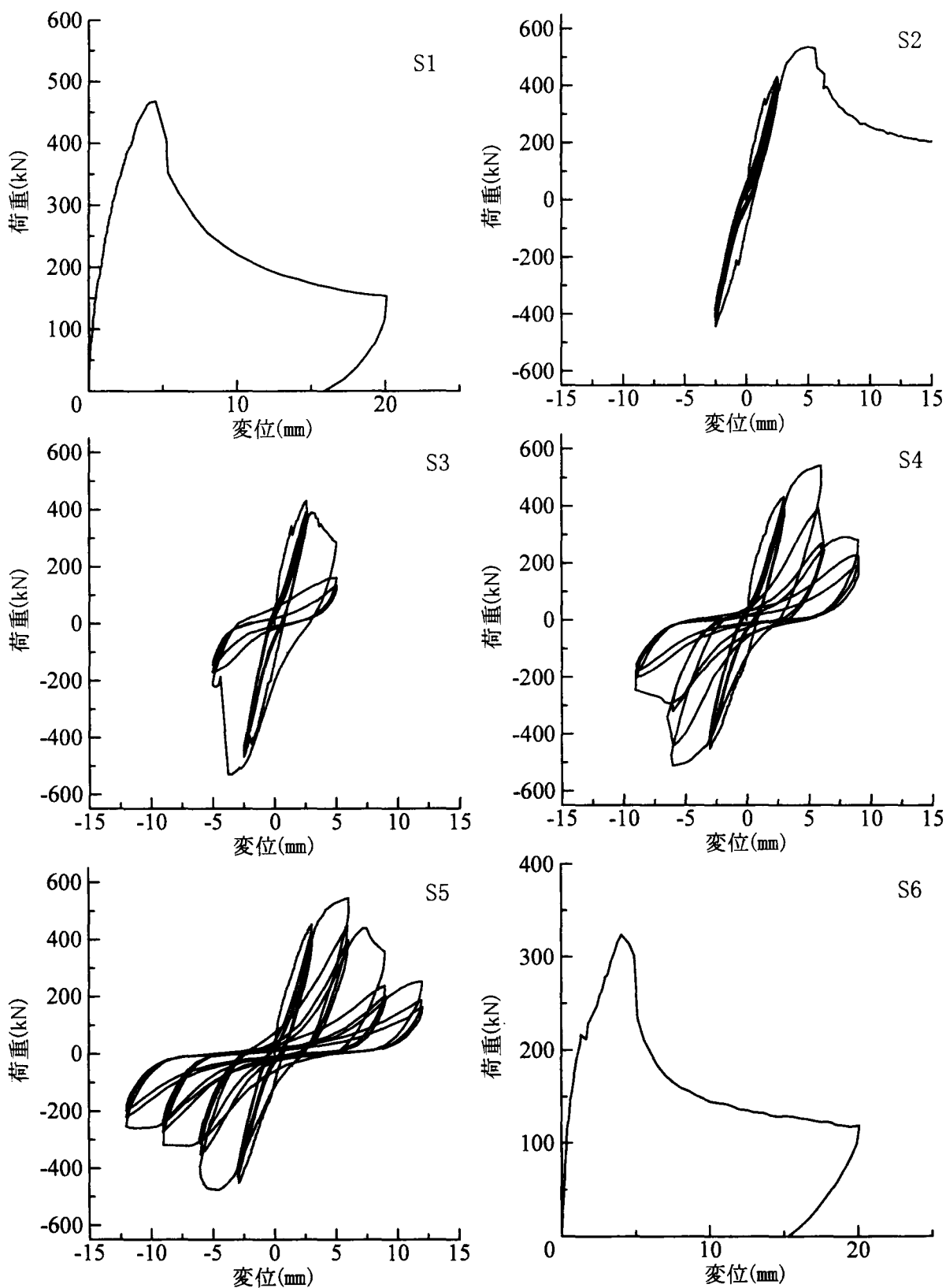


図-4.30 (その1) 各供試体の荷重変位関係

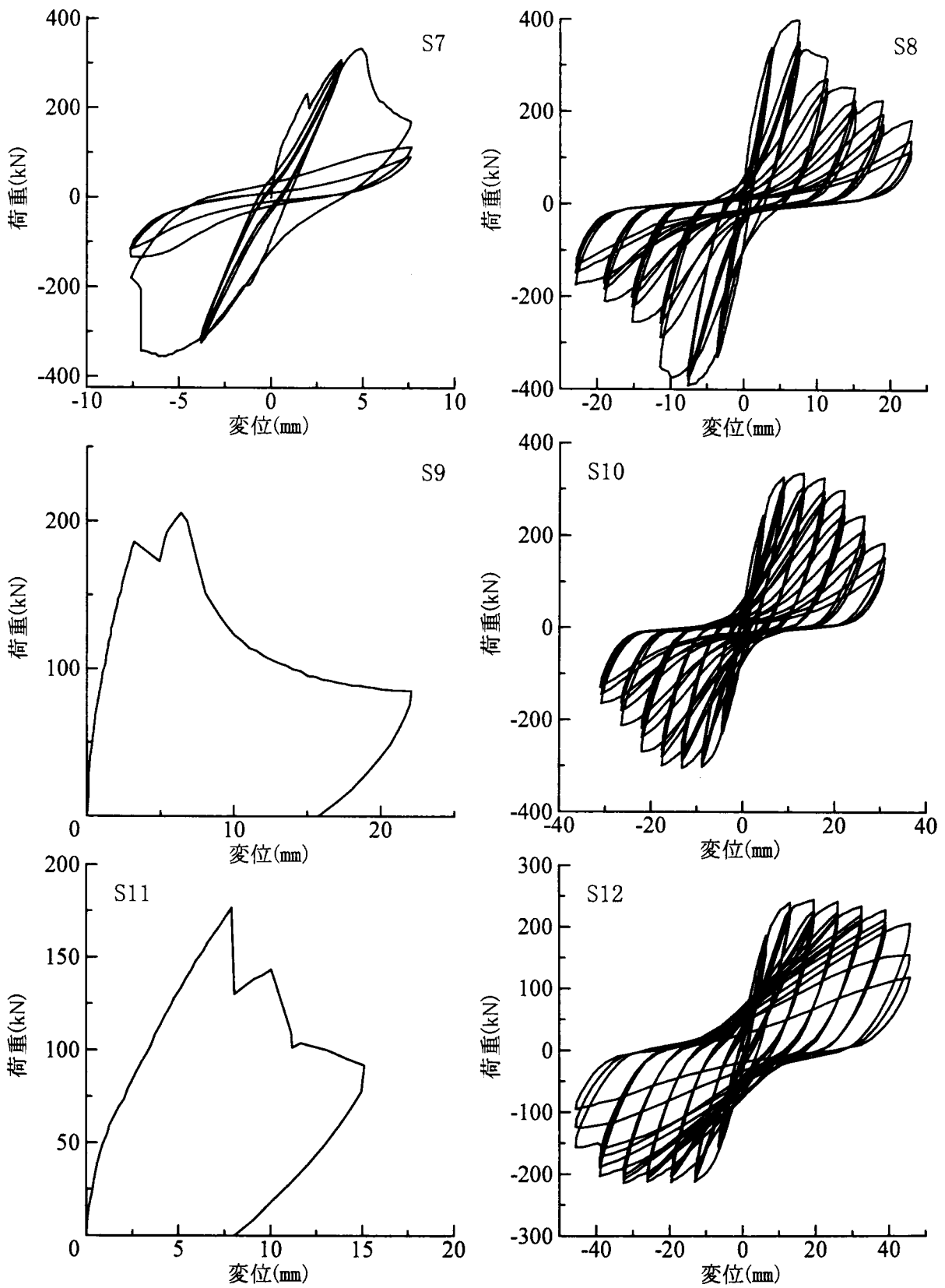


図-4.30 (その2) 各供試体の荷重変位関係

あることには変わりがなかった。

せん断スパン比が 1.6 の場合では、せん断補強鉄筋を配置していない供試体 S7 において、 $1\delta y$  から  $2\delta y$  への载荷途中で破壊が生じた。ここで、単調载荷を行った供試体 S6 と比較すると、破壊荷重は S6 が 324 kN であるのに対し S7 では 333 kN となっていて、ほとんど変化はなかった。これに対し、せん断補強鉄筋を 0.28% 配置した供試体 S8 では  $2\delta y$  から  $3\delta y$  への载荷途中でせん断破壊を生じていた。せん断スパン比が 1.6 の場合もせん断スパン比が 1.1 の場合と同様にいずれもせん断圧縮破壊モードとなっていた。

#### 4.4.4 RCショートビーム供試体の破壊強度

##### (1)せん断補強鉄筋の無い場合

図-4.31 はせん断補強鉄筋を配置していない供試体で単調载荷を行った場合の供試体の破壊強度と計算で求められたせん断強度を示したものである。

図-4.32 は、破壊時に柱基部に作用していた曲げモーメントを、計算で求められた降伏時の曲げモーメントで除して得られる相対曲げ強度とせん断スパン比の関係を示している。せん断スパン比が 1.9 の場合に、せん断強度が曲げ強度に対して最も小さくなっており、せん断スパン比がこれよりも小さい場合では、相対的にせん断強度が大きくなることが確認された。

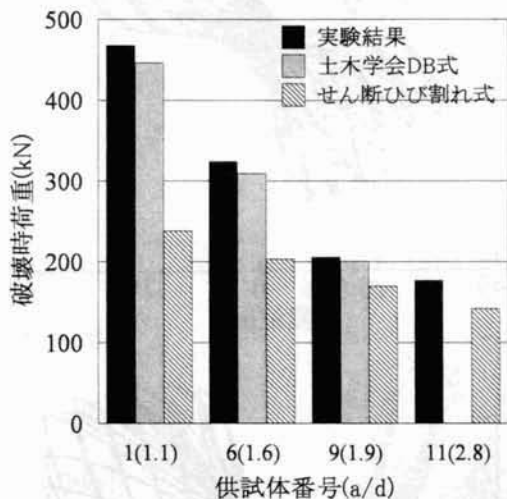


図-4.31 せん断補強鉄筋のない供試体のせん断強度  
(試験結果と計算結果の比較)

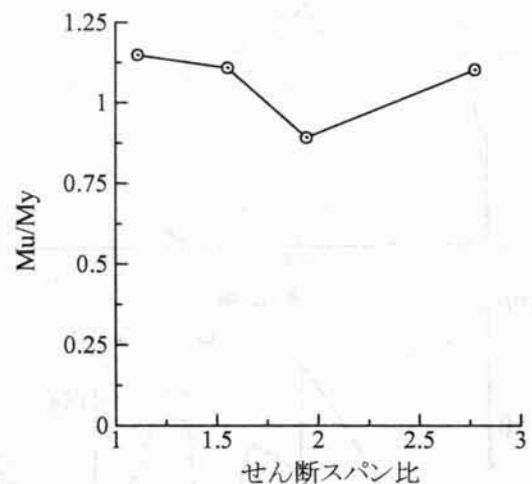


図-4.32 せん断補強鉄筋のない供試体の破壊時曲げモーメント

##### (2)せん断補強鉄筋の有る場合

図-4.33 は、せん断スパン比が 1.1 の供試体 S1,S4,S5 について、降伏時の荷重ならびにピーク時の荷重の最大値とせん断補強鉄筋比の関係を示したものである。この結果を見ると、せん断補強鉄筋量が増えるにつれて、降伏時の荷重がわずかに増加していることが分かる。図中には参考として、終局時の曲げモーメントの計算結果を示している。試験結果と計算結果を比較すると、せん断補強

鉄筋のない場合は、計算結果を大幅に下回っていて、曲げ終局強度が確保されていないことがわかる。これに対し、せん断補強鉄筋を配置した供試体はおおよそ計算結果に等しい曲げモーメントが得られていた。

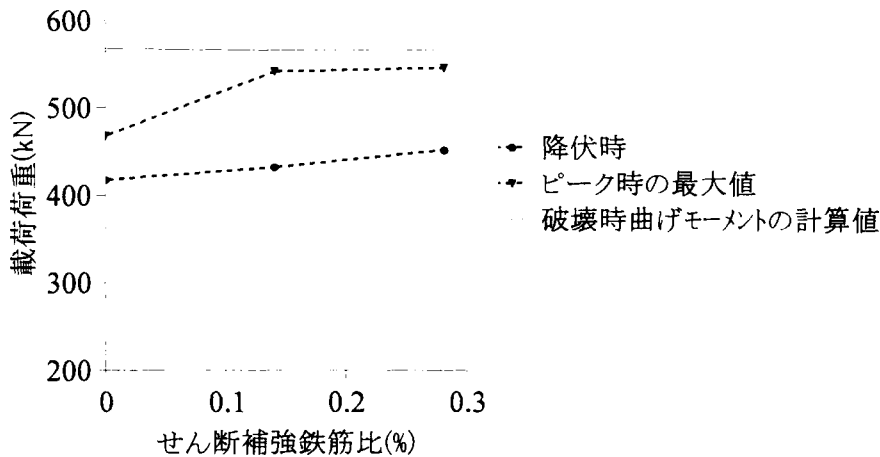


図-4.33 a/d=1.1 の供試体のピーク時・降伏時荷重とせん断補強鉄筋比の関係

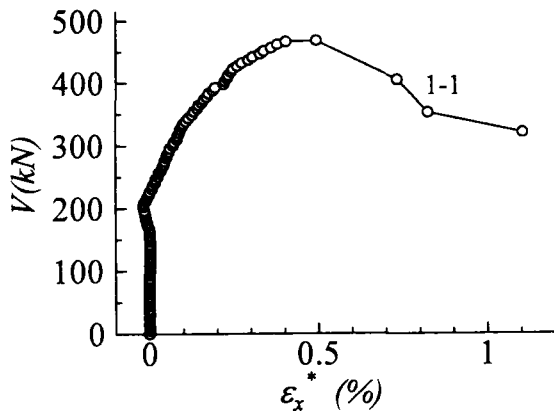
### (3)せん断補強鉄筋の効果

せん断スパン比が小さい場合では、せん断スパン比が大きい場合と比較してせん断補強鉄筋の効果が現れにくいとされている。ここでは、主鉄筋が降伏するまでの間でせん断補強鉄筋が機能していたかどうかを、供試体の変形状態から考察する。

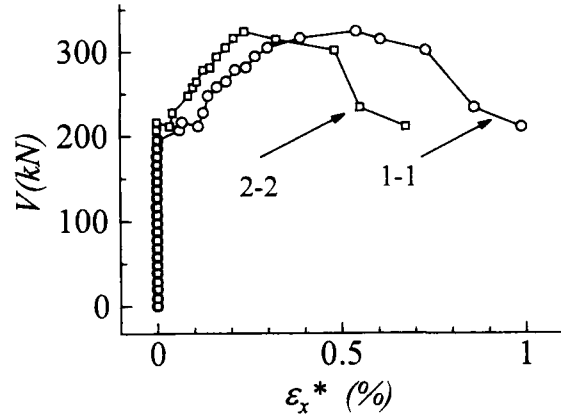
せん断補強鉄筋がない部材について、作用せん断力(V)の増加による横方向ひずみの増加状況を図-4.34に示す。ここで、横方向ひずみ( $\epsilon_x^*$ )とは、供試体の柱部分に埋め込まれた全ネジボルト間の相対変位を標点間距離で除して求められる平均ひずみとする。

荷重がせん断ひび割れ発生時に到達するまでは $\epsilon_x^*$ はほぼ0であり、これを超えると $\epsilon_x^*$ は増加し始める。すなわち、ショートビームであってもせん断ひび割れ発生後、横方向の変位が生じる(せん断ひび割れが開く)ことは同じである。

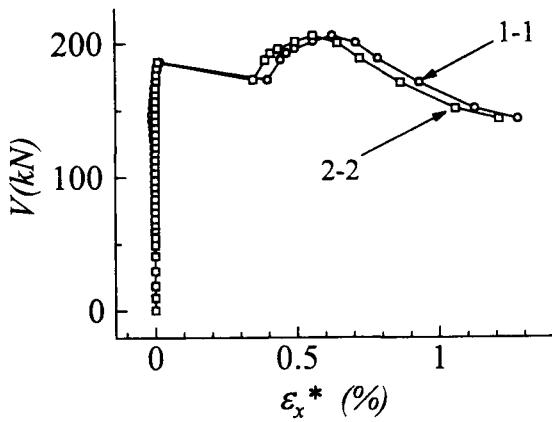
せん断スパン比が 1.1、1.6 の供試体の場合では、載荷荷重の増加に伴い $\epsilon_x^*$ が徐々に増加し、0.2~0.5%あたりでピークを迎え、その後徐々に荷重が低下し始め破壊に至っている。これに対し、せん断スパン比が 1.9 および 2.8 の場合では、荷重の低下がまず最初に現れる。せん断スパン比が 1.9 の場合は、いったん荷重が低下した後、再び増加し始めるがその増加量はわずかである。せん断スパン比が 2.8 の場合でも、荷重が急激に低下した後わずかに増加するが、せん断ひび割れ強度を上回ることにはない。このように、せん断スパン比が 1.6 以下の場合では、せん断ひび割れが発生しても、即座に横方向の変位すなわちせん断ひび割れの開口が急増してせん断抵抗が失われることはなく、むしろアーチ機構の増加により正の剛性を保ち続ける。しかし、せん断スパン比が 1.9 以上の場合は、アーチ機構による寄与が小さいことからせん断ひび割れの進展により斜め引張応力の解放が顕著に表れ、部材の剛性が急激に低下する。従って、せん断補強鉄筋のせん断補強効果はせん断スパン比が 1.9 以上の場合では顕著に表れることになるが、せん断スパン比が 1.6 以下の場合では



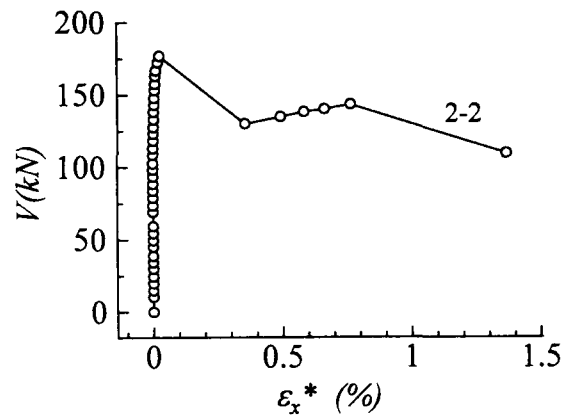
(a) No.S1 (a/d=1.1)



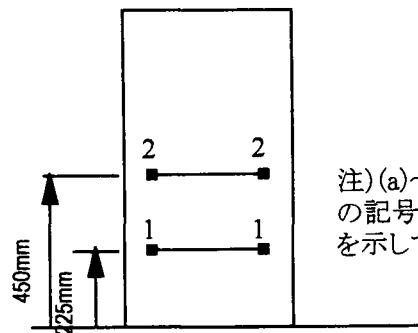
(b) No.S6 (a/d=1.6)



(c) No.S9 (a/d=1.9)



(d) No.S11 (a/d=2.8)



注) (a)~(d)図中の1-1および2-2の記号は左図に示す測定位置を示している。

図-4.34 横方向ひずみと荷重の関係(単調載荷・せん断補強鉄筋なし)

アーチ機構の増加によりせん断補強鉄筋の効果が顕著に表れにくくなるものと考えられる。部材のせん断抵抗機構として、大まかにアーチ機構による部分とせん断補強鉄筋による寄与の和で与えられる。すなわち、部材にせん断力が作用した場合の部材のせん断剛性はアーチ機構に関するバネとせん断補強鉄筋に関するバネが並列しているものと考えられる。従って、アーチ機構のバネの剛性が高い場合は、せん断補強鉄筋によるせん断力の負担は相対的に小さくなるが、アーチ機構の剛性が低下した場合は、せん断補強鉄筋の寄与が相対的に大きくなるものと予想される。

次に、せん断補強鉄筋の配置が  $\varepsilon_x^*$  に与える影響について検討する。せん断補強鉄筋のひずみは、せん断補強鉄筋に貼り付けた6枚のひずみゲージによる測定値の平均を取ることとする。ひずみゲージの貼付位置は図-4.35に示す。

図-4.36は供試体 S4( $a/d=1.1, p_w=0.14\%$ )、S5で( $a/d=1.1, p_w=0.28\%$ )の、荷重とせん断補強鉄筋ひずみの関係を示す。図中に点でプロットしたものが、せん断補強鉄筋に貼付したひずみゲージにより

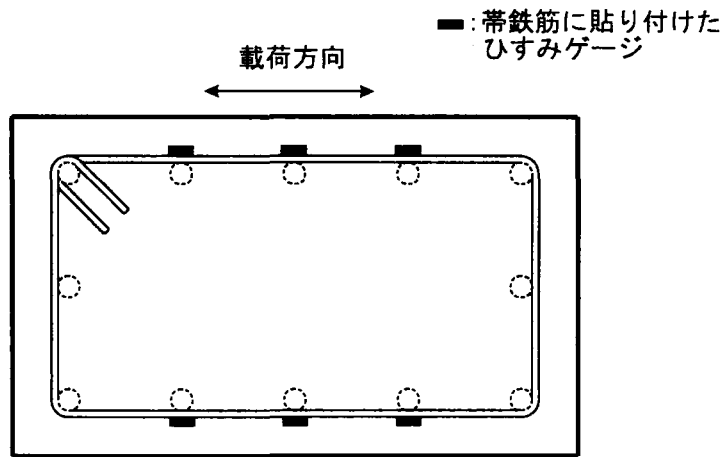
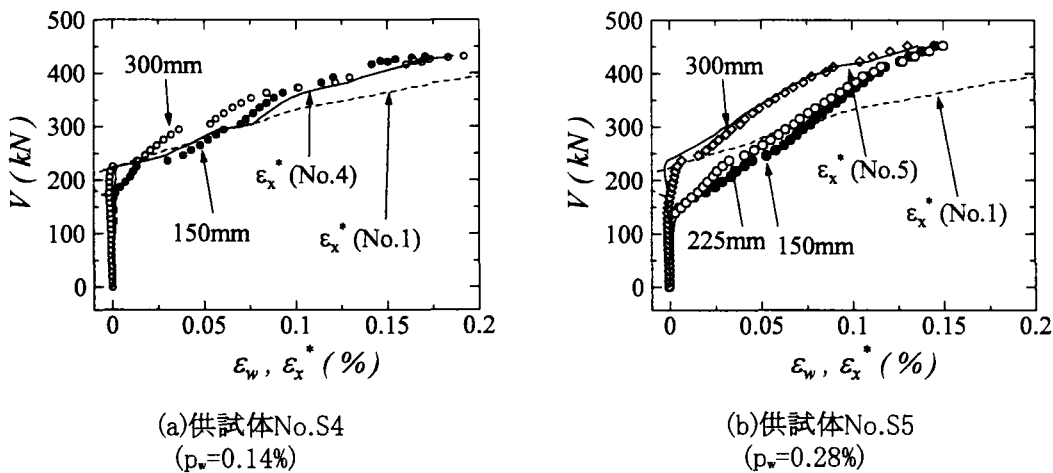


図-4.35 せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置



(a)供試体No.S4  
( $p_w=0.14\%$ )

(b)供試体No.S5  
( $p_w=0.28\%$ )

図-4.36 せん断補強鉄筋のひずみと荷重の関係

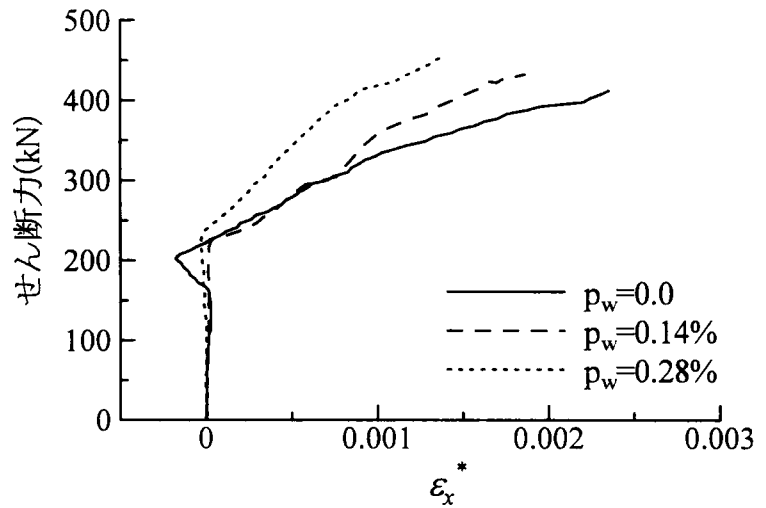
( $\varepsilon_w$ はひずみゲージによる測定値、 $\varepsilon_x^*$ は埋め込みボルト間変位による平均ひずみ)

測定したひずみの平均値であり、実線が  $\epsilon_x^*$  である。図-4.36(a)中には、図-4.34 で示したせん断補強鉄筋を配置しない供試体で測定された横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  も点線で記入している。

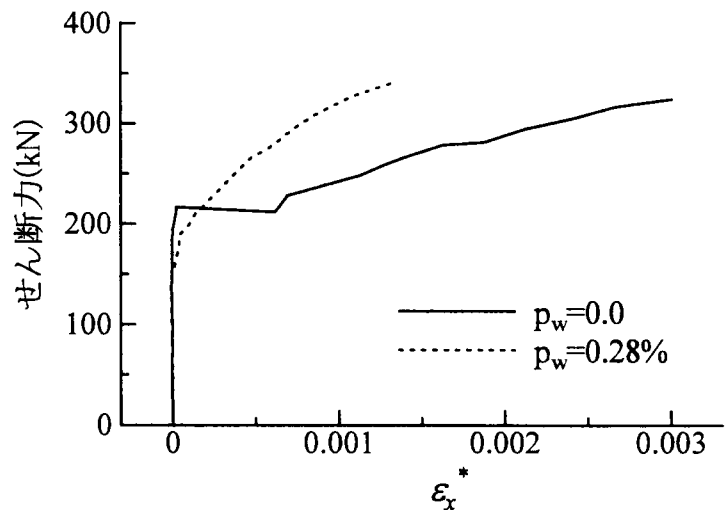
図-4.36(a)より次のことがわかる。せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージにより測定されたひずみの平均値は、供試体に設置された全ネジボルト間の変位測定結果から求められる横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  にほぼ等しい。一方、図-4.36(b)より、供試体 No.5 ではせん断補強鉄筋のひずみは、せん断補強鉄筋の位置によって必ずしも同一ではないが、 $1\delta y$  の変位が生じた時点ではほぼ等しいこと、また、横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  はせん断補強鉄筋  $\epsilon_w$  のひずみとほぼ同一であることがわかる。従って、せん断補強鉄筋を配置することによるせん断剛性に与える影響については、せん断補強鉄筋量と  $\epsilon_x^*$  の関係を調べることにより推定可能であると考えられる。

図-4.37(a)はせん断スパン比 1.1 の場合について載荷荷重と横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  の関係を示す。せん断補強鉄筋量が増加するにつれて、同一の横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  に対する載荷荷重が大きくなっていて、せん断補強鉄筋の効果が明らかに認められる。図-4.37(b)はせん断スパン比 1.6 の供試体について、せん断補強鉄筋を配置した場合と配置していない場合の載荷荷重と横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  の関係を示したものであり、やはりせん断補強鉄筋の効果が認められていて、せん断補強鉄筋を配置することにより横方向ひずみがかかなり小さく抑えられていることが分かる。

次に、せん断補強鉄筋の効果を定量的に評価するため、せん断補強鉄筋のある供試体で得られた載荷荷重と横方向ひずみ  $\epsilon_x^*$  の関係



(a) a/d=1.1 の場合



(b) a/d=1.6 の場合

図-4.37 荷重と横方向ひずみの関係(せん断補強鉄筋の影響)



について以下の検討を行った。せん断補強鉄筋のない場合の載荷荷重  $V (=V_c)$  と横方向ひずみ  $\varepsilon_x^*$  の関係を  $V_c = f_0(\varepsilon_x^*)$  とする。せん断補強鉄筋がある場合は、せん断補強鉄筋が負担している引張抵抗がコンクリートの負担するせん断力に累加できると考えれば、載荷荷重と横方向ひずみ  $\varepsilon_x^*$  の関係は次のように表せるはずである。

$$V = V_c + V_s \quad (4.6)$$

$$V_c = f_0(\varepsilon_x^*) \quad (4.7)$$

$$V_s = n \cdot A_w \cdot E_w \cdot \varepsilon_x^* \quad (4.8)$$

ここで

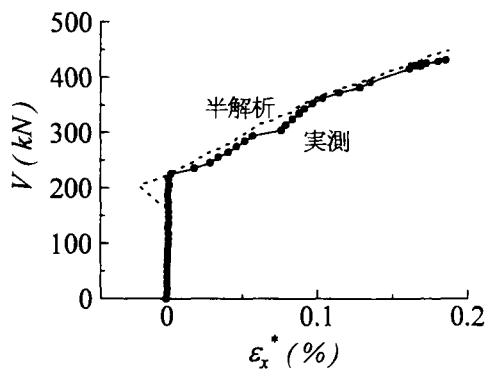
$n$ : 斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋の本数

$A_w$ : せん断補強鉄筋1本あたりの断面積

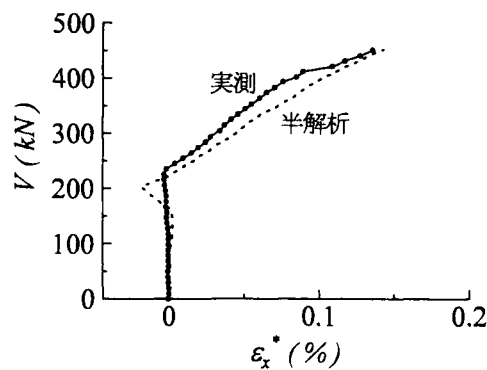
$E_w$ : せん断補強鉄筋のヤング係数

である。

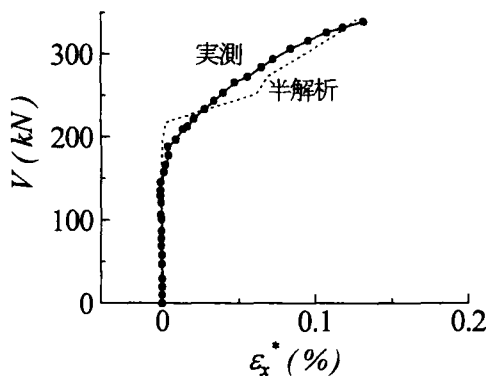
ここでは、式(4.7)についてせん断補強鉄筋のない供試体で測定された実測値を用いて  $V_c$  とし、これに式(4.8)で求められる  $V_s$  を加え  $\varepsilon_x^*$  と  $V$  の関係を求めた。図-4.38 はこのように半解析的に得



(a) No.S4 (a/d=1.1,  $p_w=0.14\%$ )



(b) No.S5 (a/d=1.1,  $p_w=0.28\%$ )



(c) No.S8 (a/d=1.6,  $p_w=0.28\%$ )

図-4.38 横方向ひずみと載荷荷重の関係

られた載荷荷重と横方向ひずみ $\epsilon_x^*$ の関係と、その実測結果をせん断スパン比 1.1 および 1.6 の場合について、載荷荷重が 0 から変位が  $1\delta_y$  までの区間について示したものである。いずれの場合も、半解析的に得られた載荷荷重と横方向ひずみ $\epsilon_x^*$ の関係は実測結果とよく一致していることが分かる。このことから、せん断スパン比の小さいショートビーム部材であっても、せん断補強鉄筋のある部材のせん断抵抗はコンクリートの負担するせん断力に、横方向ひずみから推定されるせん断補強鉄筋の引張力を累加することによって求めて良いことが分かる。ただし、一般の鉄筋コンクリート部材では、せん断ひび割れ後のコンクリートの負担分を一定としてよいが、ショートビーム部材の場合は、せん断ひび割れ後もコンクリートの負担分は増加していて、一定ではないことが異なっている。

また、ショートビーム部材のせん断破壊形態はコンクリートのせん断圧壊で決まることが多いが、コンクリートの負担するせん断力がピークに達した時点で、せん断補強鉄筋が降伏点にまで達しているだけの横方向ひずみが生じているのか、明確ではない。このため、せん断補強鉄筋を有するデュープビーム部材においてせん断強度を評価する場合、コンクリートの負担分とせん断補強鉄筋による負担分を累加して求めるにしても、せん断補強鉄筋の負担分として、鉄筋の降伏点での引張応力を用いてよいか明確ではなく、コンクリートのせん断圧縮破壊とせん断補強鉄筋の降伏のどちらが選考するかを判断する条件を付け加えることが今後の課題であると考えられる。

#### 4. 4. 5 荷重の繰り返しによるピーク時荷重の推移

##### (1) $1\delta_y$ での繰り返し載荷について

次に、荷重の繰り返しによるピーク時荷重の変動状況について述べる。図-4.39 はせん断スパン比 1.1 でせん断補強鉄筋を配置していない供試体 S2 および S3 について、荷重の繰り返し回数と、ピーク時の荷重の関係を示したものである。ここで、ピーク時の荷重とは、各繰り返しサイクルで載荷点の変位が最大時の作用荷重で、正側と負側の絶対値の平均とした。

供試体 S2 は変位振幅を  $\pm 1\delta_y$  と固定したものであるが、繰り返し回数を増やしてもピーク時の荷重の低下はわずかしか認められない。従って、 $\pm 1\delta_y$  以内の範囲での繰り返し載荷条件では、せん断スパン比が小さい部材であっても、荷重を正負繰り返し作用によってせん断強度はほとんど低下

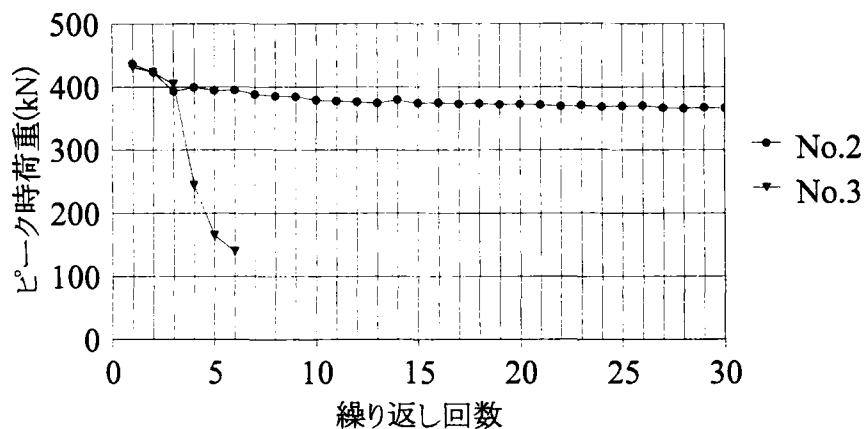


図-4.39 荷重の繰り返しとピーク時荷重低下の関係( $a/d=1.1$ ,せん断補強鉄筋なし)

しないといえる。

(2)せん断補強鉄筋が有る場合

図-4.40 はせん断補強鉄筋量が 0.28%で、せん断スパン比の異なる供試体について、各変位振幅での荷重繰り返し回数を 3 回に設定した場合の、荷重の繰り返し回数とピーク時荷重の関係を示したものである。

せん断スパン比が大きいほど荷重繰り返しによるピーク時荷重の低下が緩やかとなるが、せん断スパン比が 1.1・1.6 の場合と、せん断スパン比が 1.9・2.8 の場合ではその程度が大きく異なっており、せん断スパン比が 1.1・1.6 の場合に荷重低下が著しい結果となった。

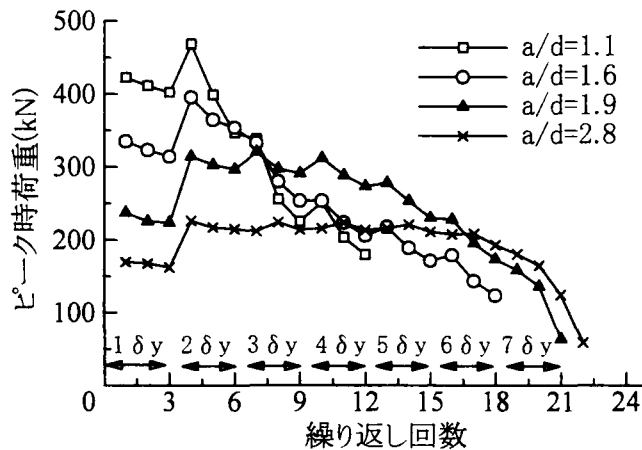


図-4.40 荷重の繰り返しとピーク時荷重低下の関係(せん断補強鉄筋比=0.28%, a/d の影響)

4. 4. 6 せん断スパン比の違いが変形性状に及ぼす影響

(1)変形の変形方法

ここでは、供試体の柱部分に埋め込まれた標点間の変位の測定結果に基づき、柱部分の変形をせん断変形( $\delta_s$ )と曲げ変形( $\delta_m$ )に分離するとともに、基部で測定した主鉄筋のフーチングからの伸び出しによる回転変形( $\delta_r$ )を求めることとした。具体的な方法については、4. 3. 2で述べている方法と同じである。

(2)各せん断スパン比を有する供試体の変形履歴

せん断補強鉄筋比を 0.28%と設定した供試体についてせん断変形および曲げ変形に関するヒステリシスループを描いた結果を図-4.41 に示す。この結果から以下の点が注目される。

曲げ変形が大きくなり、明確に曲げによる塑性ヒンジが形成されているのはせん断スパン比を 2.8 とした供試体 S12 のみである。せん断スパン比を 1.9 とした供試体 S10 もわずかながら、曲げによる塑性変形の発生が認められるが、これよりもせん断スパン比を小さくした供試体 S8 および S5 では、荷重の繰り返しによって供試体に発生していた変形は、せん断変形が大きく卓越しており、曲げ変形はほとんど生じていない。すなわち、曲げ剛性がせん断剛性に比べて相対的に大きい。

図-4.42 は荷重の繰り返し回数の増加に伴う、曲げ変形の占める割合の変動状況を、各せん断スパン比について示したものである。この比は正側の載荷での値と負側の載荷での値の平均を取って

る。特徴として、せん断スパン比の低下に伴い曲げ変形の占める割合が小さくなるのとともに荷重の繰り返し回数の増加とともに、曲げ変形の占める割合が低下する傾向にある。特にせん断スパン比の小さい部材において、曲げ変形の占める割合の低下が顕著な傾向にある。

土木分野で通常実施されるRC部材の繰り返し載荷試験では、一般的に載荷点での変位振幅を $\pm 1 \delta_y$ 、 $\pm 2 \delta_y$ 、 $\pm 3 \delta_y \cdots$ と段階的に増加させることが一般的であるが、実際に与えている変位内訳はせん断スパン比によって大きく異なっており、せん断スパン比が小さい場合には、より大きなせん断変形を強制的に与えるものとなっている。

なお、現行の設計法においては、部材が曲げ破壊することが前提であり、かつ変形性能の評価は、部材軸方向に曲率を積分することによって行われていて、せん断変形は考慮されていない。しかし、今回の実験結果において判明したようにせん断スパン比が小さい場合には、実際に部材に生じている変形はせん断変形のほうが大きく、曲げ変形のみを対象とした変形性能の評価方法は必ずしも適切ではない可能性がある。

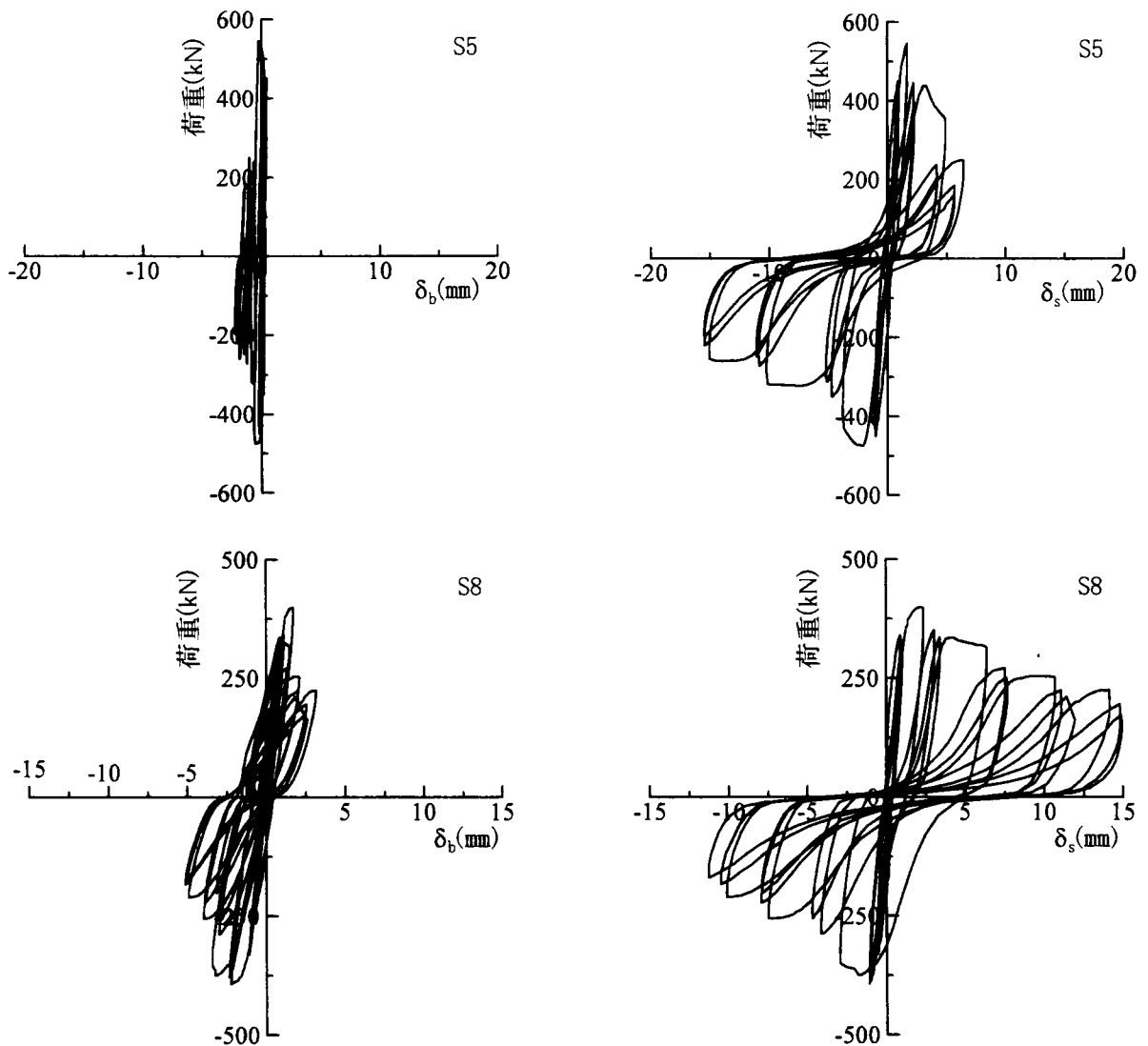


図-4.41 (その1) 各変形成分のヒステリシス (左：曲げ変形、右：せん断変形)

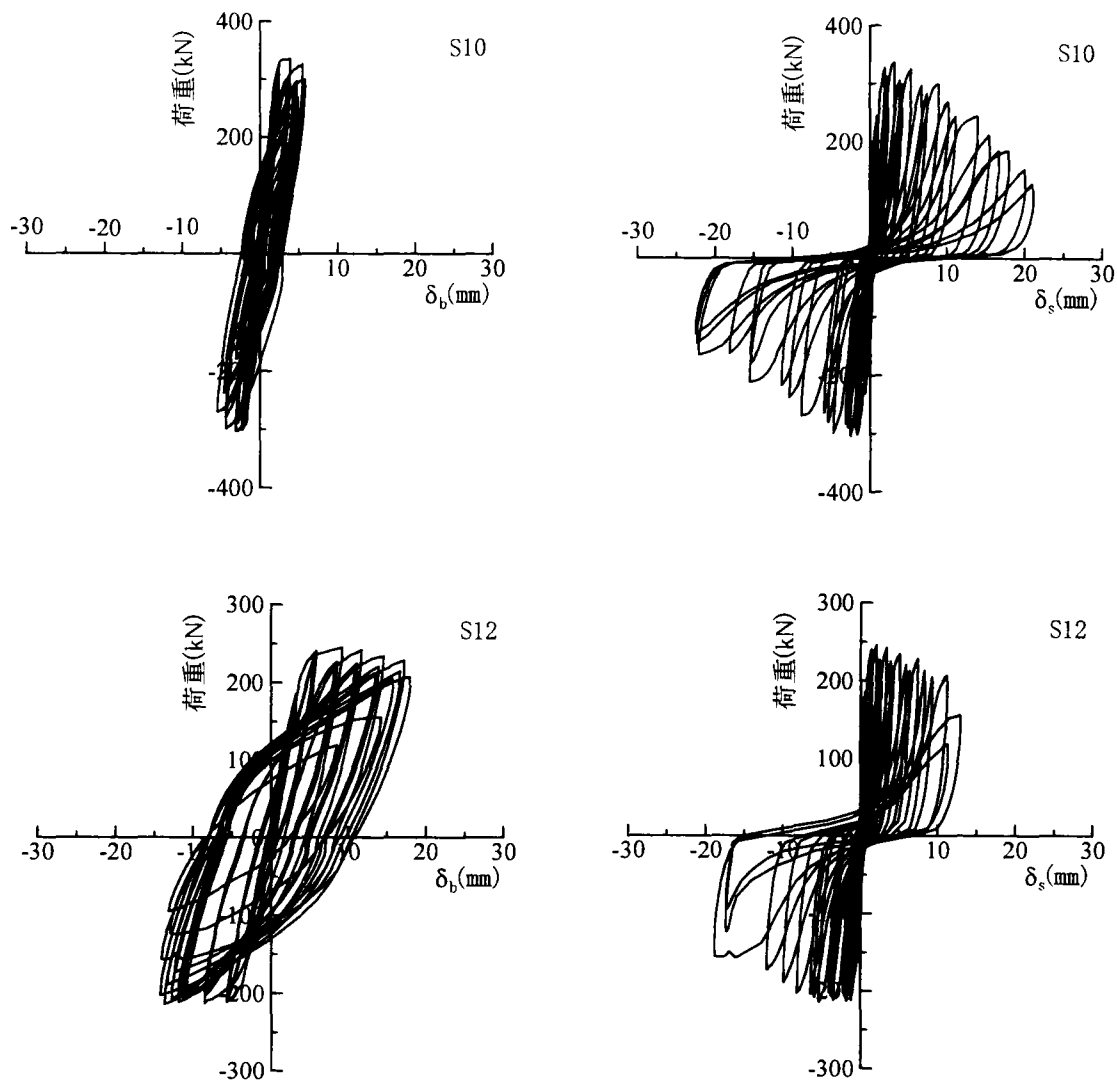


図-4.41 (その2) 各変形成分のヒステリシス (左：曲げ変形、右：せん断変形)

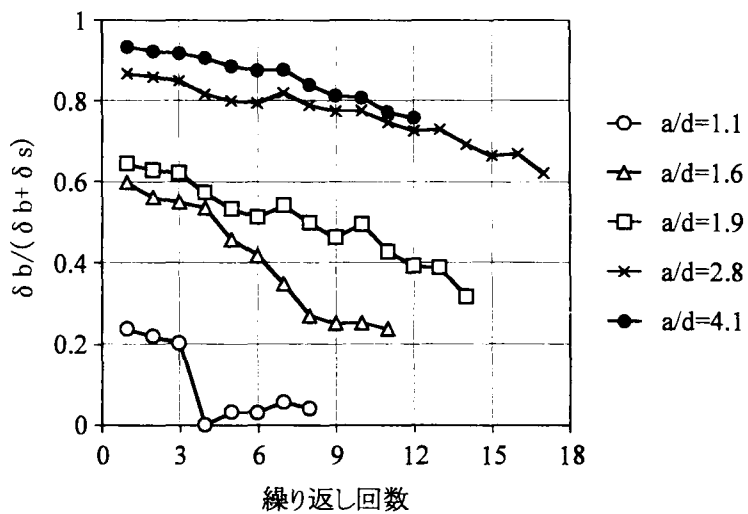


図-4.42 せん断スパン比の違いによる曲げ変形の割合

(3)せん断変形とコンクリートの負担するせん断力  $V_c$  の関係

せん断スパン比が 1.1 の場合について、せん断変形とコンクリートの負担するせん断力の関係について検討を行った。ここで、4.3.4での検討結果をふまえ、コンクリートの負担するせん断力として、せん断補強鉄筋による拘束効果も  $V_c$  の一部として加えることとした。すなわち、荷重が完全に除荷された時点で、せん断補強鉄筋に残留する引張応力から計算される  $V_s$  を  $V_c$  に加えた。

図-4.43 はせん断スパン比を 1.1 とした供試体 S4・S5 ならびにせん断スパン比を 1.6 とした供試体 S8 について、 $2\delta y$  および  $3\delta y$  での正側の荷重によって得られたせん断変形と  $V_c$  の関係を示したものである。図中には参考としてせん断補強鉄筋を配置しなかった S1 および S6 供試体で得られたせん断変形とせん断力の関係を示した。S1・S6 供試体ではせん断補強鉄筋を配置していないので、 $V=V_c$  である。図中に示した  $(n\delta - m)$  の表記は、それぞれ  $n\delta y$  の  $m$  回目の繰り返し荷重で測定

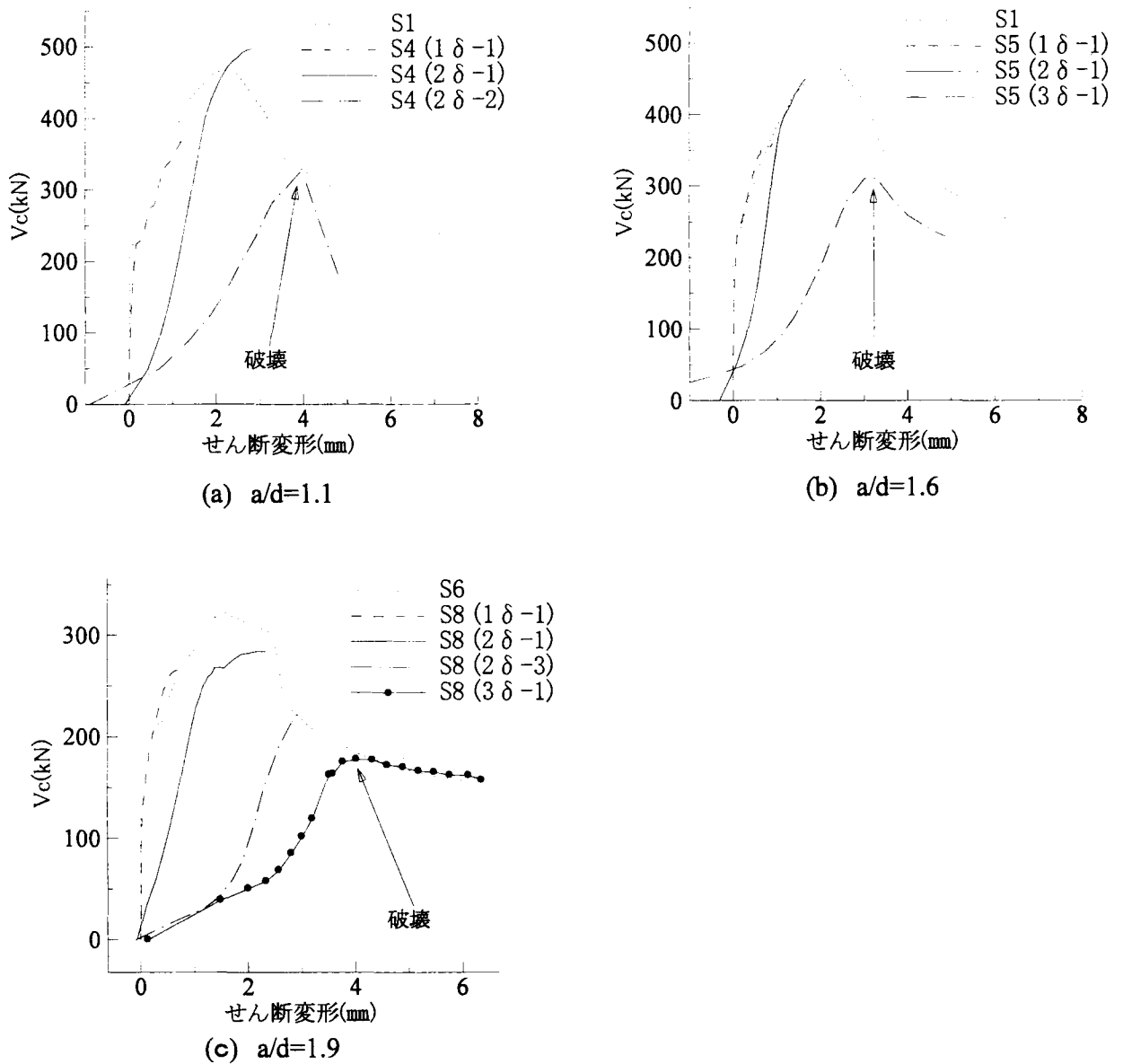


図-4.43 せん断変形と  $V_c$  の関係

されたものである。これらの結果によると繰り返し荷重を行った場合には、矢印で示したようにせん断変形の増大とともに  $V_c$  が低下する点が認められる。これらの点ではすでにせん断補強鉄筋は降伏に達しており、コンクリートのせん断圧縮破壊が生じたものと考えられる。また、せん断補強鉄筋を配置せず単調荷重によってせん断破壊した供試体でのせん断変形～ $V_c$  関係は、繰り返し荷重で得られたせん断変形～ $V_c$  の関係の包絡線にかなり近いことがわかる。正負交番荷重によってコンクリートのせん断圧縮破壊が生じた時点の荷重は、ピーク時に比較して低下しているものの、十分せん断変形が大きくなった領域であり、単調荷重によって得られるせん断変形～ $V_c$  の関係にほぼ沿ったものである。すなわち、繰り返し荷重としたにもかかわらず、せん断変形と  $V_c$  の関係は単調荷重としたものと同様であり、正負交番荷重の影響がほとんど認められないといえる。このように正負交番荷重の影響が認められなかった理由として、4.4.6の(2)に示したようにせん断スパン比の小さい供試体においては、曲げモーメントの作用による塑性変形を生じなかったために、荷重の反転によるコンクリートのアーチ機構による寄与の低下が認められなかったと考えられる。

いずれにしても、せん断スパン比が 1.6 以下の部材では、せん断剛性が曲げ剛性を下回ることに より、荷重の繰り返し荷重によって、せん断抵抗の劣化によるせん断変形の増加のみが生じ、曲げモーメントによる柱基部の塑性ヒンジが形成されない可能性がある。従って、曲げ変形を計算し変形性能を評価することを前提とした照査手法に基づくのであれば、せん断剛性を曲げ剛性以上となるようにせん断補強鉄筋量を設定する必要があると考えられる。

## 4.5 正負交番荷重が作用するRC部材のせん断耐力と変形性能の関係

### 4.5.1 検討概要

これまで、交番荷重が作用するRC部材のせん断耐力の低下メカニズムに関して述べてきた。RC部材の正負交番荷重下のせん断強度の低下には、コンクリートの負担するせん断力の減少が関わっていることを示した。RC部材に正負交番荷重が作用する場合に対して変形性能を確保するためには、単調荷重を想定したせん断耐力を部材の曲げ破壊強度に対して余裕を持たせ、せん断破壊を出来るだけ遅らせる必要がある。ここでは、これまでに述べてきたせん断耐力低下のメカニズムをふまえて、RC部材に確保される変形性能の実務的な照査方法を確立するため、過去に実施した荷重試験結果を用いた検討を行うこととした。検討に用いた荷重試験結果は文献21に示したものであり、いずれも荷重点の変位振幅を  $1\delta y$  から順次  $1\delta y$  ずつ増加させる荷重方法をとったものである。各  $n\delta y$  での繰り返し回数はいずれも3回と設定した。なお、検討に用いた供試体の一覧を表-4.8に示す。

### 4.5.2 コンクリートの負担するせん断力の低下状況

#### (1) $V_s$ を求める際のせん断ひび割れ傾斜角について

コンクリートの負担するせん断力はこれまでと同様、供試体に荷重として作用させたせん断力からせん断補強鉄筋が負担するせん断力  $V_s$  を差し引くことにより求めている。ここで、 $V_s$  の算定にあたっては、供試体のひび割れ発生状況を元に、主たるせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の断面積を用いることとした。せん断補強鉄筋量によって主たるせん断ひび割れの傾斜角が異なっているため、 $V_s$  は単純にせん断補強鉄筋比に比例するものではない。図-4.44は観測されたせん断ひ

表-4.8 検討に用いた供試体の一覧

番号	荷重位置 (cm)	主鉄筋			せん断補強鉄筋			
		径	本数	軸方向主筋比 (%)	径	間隔 (cm)	中間帯鉄筋	せん断補強鉄筋比 (%)
1	260	D25	28	2.53	-	-	-	0.00
2	260	D25	28	2.53	D6	12	-	0.07
3	260	D25	28	2.53	D6	8	-	0.10
4	260	D25	28	2.53	D6	8	○	0.15
5	260	D25	28	2.53	D10	12	-	0.15
6	260	D25	28	2.53	D10	8	-	0.22
7	260	D25	28	2.53	D10	8	○	0.33
8	260	D25	28	2.53	D16	8	-	0.62
9	260	D25	28	2.53	D16	8	○	0.93
10	260	D19	28	1.43	D10	12	-	0.15
11	260	D13	42	0.95	D10	12	-	0.15
12	160	D19	28	1.43	D10	12	-	0.15
13	160	D13	42	0.95	D10	12	-	0.15

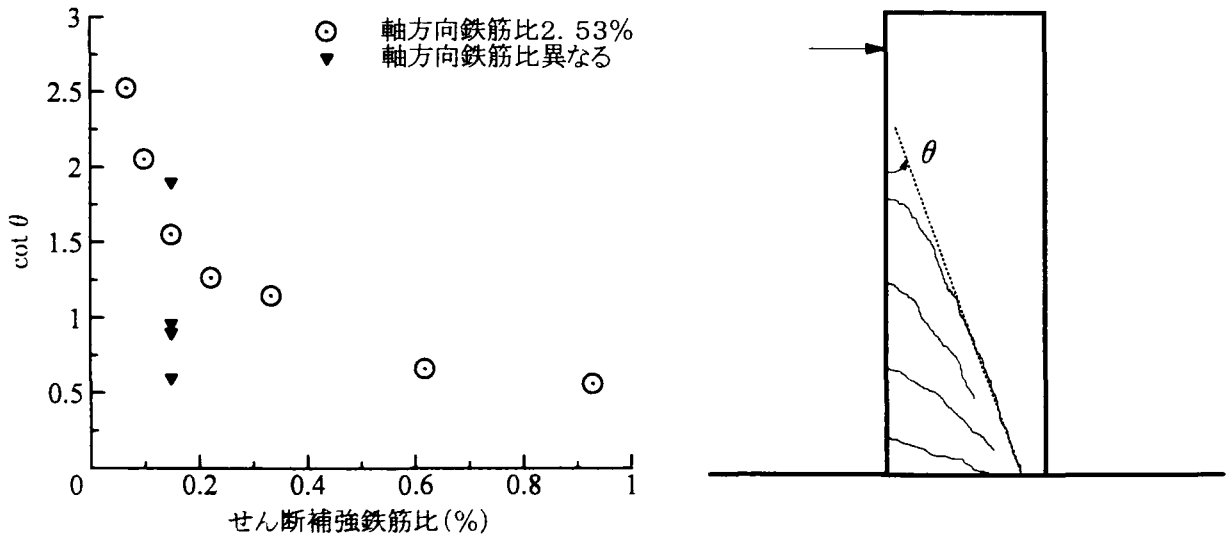


図-4.44 せん断補強鉄筋量と  $\cot \theta$  の関係

( $\theta$  の定義は右図に示すもの)



び割れの傾斜角とせん断補強鉄筋比の関係を示したものである。せん断補強鉄筋量が増加するにつれて、せん断ひび割れの傾斜角が小さくなる結果となった。しかし、主鉄筋量やせん断スパン比が異なる供試体について比較すると、同じせん断補強鉄筋比であってもせん断ひび割れの傾斜角が異なっていることがわかる。様々なせん断スパン比や主鉄筋量を持つ部材についても、傾斜角を  $45^\circ$  と仮定してせん断強度( $V_{45}$ と表記する)を算定し、得られたせん断強度の計算値と載荷試験で得られた最大荷重( $V_{max}$ と表記する)の値の比を算定した。図-4.45 は横軸に  $V_{45}/V_{max}$  をとり、縦軸に  $\cot \theta$  をプロットしたものである。この結果によると、両者の間には相関関係が認められ、 $V_{45}/V_{max}$  が大きくなるほど  $\cot \theta$  は小さくなる傾向がある。4.4で示した、せん断スパン比が 1.1、1.6、1.9 の供試体もこれに合わせてプロットしたが、せん断スパン比が 1.6 および 1.1 ではやや異なった  $\cot \theta$  の値が得られている。これは、せん断スパン比によってせん断ひび割れの傾斜角に制限がでたためであると考えられる。図-4.45 の関係から、せん断補強鉄筋量を増やすと  $\cot \theta$  は  $V_{45}$  の増加に伴い  $\cot \theta$  が減少し、せん断ひび割れの傾斜角を  $45^\circ$  で仮定して得られるせん断強度を下回り、せん断補強の効率が低下するものと考えられる。

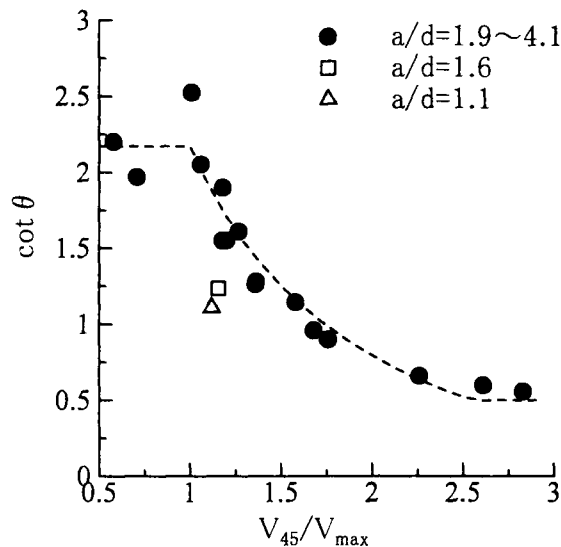


図-4.45 せん断強度の余裕度と  $\cot \theta$  の関係

## (2)コンクリートの負担するせん断力の低下

図-4.46 は荷重の繰り返し回数の増加に伴うコンクリートの負担するせん断力の低下状況を示したものである。図中にプロットしたデータは、いずれも軸方向鉄筋比が 2.55%でせん断スパン比が 4.1 のものである。図中の縦軸の  $V_c$  は4.2での検討結果をふまえ、除荷時に残留するせん断補強鉄筋の引張力によるコアコンクリートの拘束効果を考慮し、これをコンクリートの負担するせん断力に加え合わせることにした。また、4.5.2(1)で示したせん断ひび割れの傾斜角を用いて、 $V_s$  の算定に必要なせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋量を評価した。この結果によると、せん断補強鉄筋比の大きな供試体ほどコンクリートの負担するせん断力の低下は緩やかになっていることがわかる。

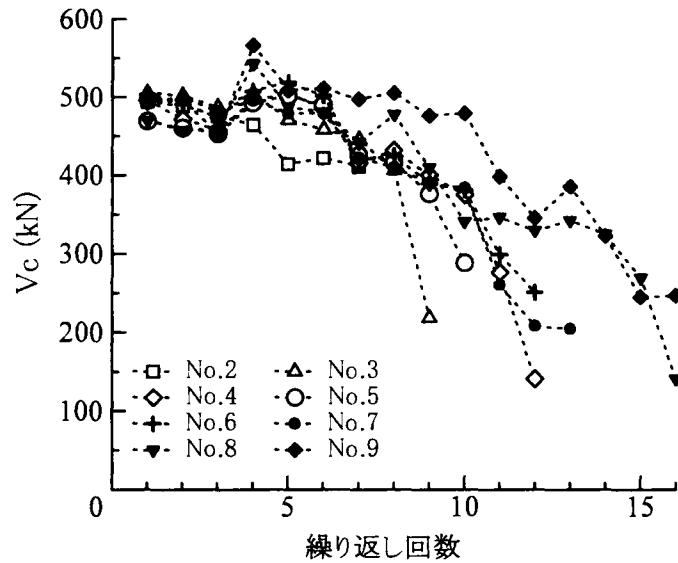


図-4.46 荷重繰り返し回数と  $V_c$  の関係 ( $a/d=4.1$  で主鉄筋比が 2.53%の供試体)

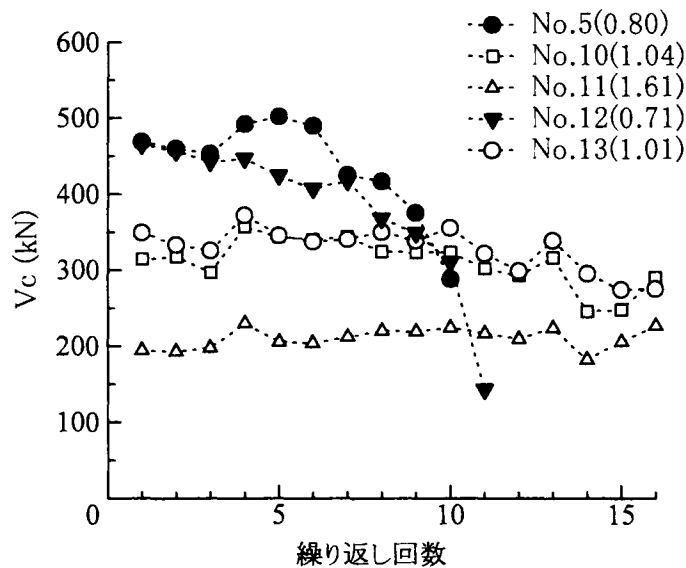


図-4.47 荷重繰り返し回数と  $V_c$  の関係 ( $a/d=4.1$  で主鉄筋比が 2.53%以外の供試体)

図-4.47 は主鉄筋比およびせん断スパン比が上記のデータと異なる値を持つ供試体について、荷重の繰り返し回数の増加に伴うコンクリートの負担するせん断力の低下状況を示したものであり、図中の供試体番号の後に括弧書きで示した数字は、単調荷重を想定して計算で得られた  $V_c$  と供試体に作用した最大せん断力の比を示したものである。図中の白抜きのプロットはこの比が 1 を超えるもの、すなわち、せん断ひび割れ発生時のせん断力が部材に作用する最大せん断力を上回ったものである。この結果によると、せん断ひび割れ発生時のせん断力が部材に作用する最大せん断力を上回った場合、 $V_c$  の低下はほとんど認められないことがわかる。このことから、部材のせん断ひび割れ耐力が、曲げ終局耐力を上回っている場合については、コンクリートの負担するせん断力の低下を考慮しなくても良いと考えられる。

### 4.5.3 せん断余裕度とじん性率の関係

せん断強度の余裕を持たせることにより、部材の変形性能（じん性率）は向上する。たとえば、文献1においても、RC部材のじん性 $\mu$ と終局曲げ耐力 $V_u$ に対するせん断耐力 $V_{su}$ の余裕度との関係が検討されていて、次の関係式を得ている。

$$\mu = 12 \times \frac{V_{su}}{V_u} - 3 \quad (4.9)$$

しかし、4.5.2(1)で検討したようにせん断強度の余裕度によって、せん断ひび割れ発生角度が異なるため、 $V_s$ の算定結果に差が生じることとなる。また、4.5.2(2)で検討したように、せん断ひび割れ強度が部材の終局強度を上回っている場合には、コンクリートの負担するせん断力の低下を考慮する必要がない。ここでは、せん断強度の余裕度と部材のじん性率の関係について検討を行った。正負交番荷重が作用する場合のRC部材のせん断強度の評価方法として、これまでの結果をふまえたように行った。

- ① $V_c$ は単調載荷時の40%に低下することを想定する。
- ②ただしせん断ひび割れ発生時のせん断力が、部材の終局強度を上回っている場合は、上記の低下を考慮しない。
- ③ $V_s$ の算定に当たって考慮するせん断補強鉄筋量は、せん断ひび割れの傾斜角を $45^\circ$ に固定せず、せん断余裕度に応じて変化させることとする。
- ④検討に用いるデータとして、ここで載荷試験を行った供試体のうち、単調載荷時においてもせん断変形が卓越する部材（せん断スパン比が1.6以下の小さい部材）は除く。

上記仮定に基づいて部材に作用する最大せん断力に対するせん断強度の余裕度と、じん性率の関係を図-4.48に示す。この結果

から、せん断余裕度の増加に伴いほぼ直線的にじん性率が増加している結果が得られる。なお、図-4.49は土木学会によって提案された手法によりせん断余裕度を算定してプロットしたものであり、図中の破線は式(4.9)に基づいた予測結果を示したものである。これによると、せん断余裕度が1.2以下の領域では比較的妥当な推定結果を与えるものの、せん断余裕度が大きくなった場

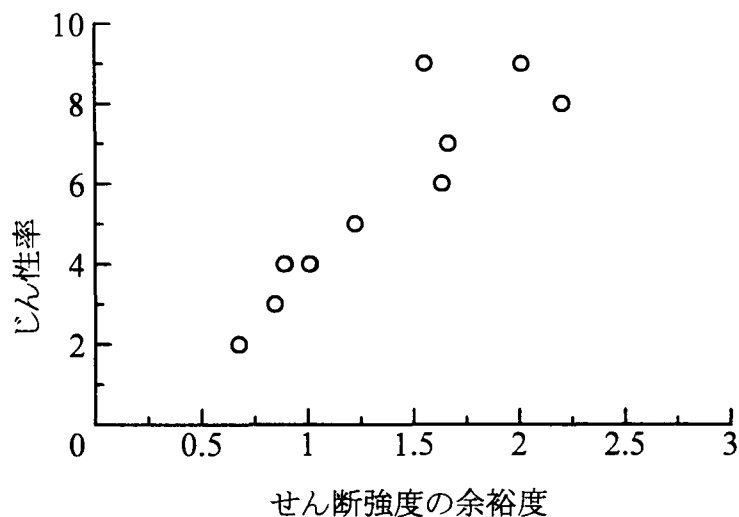


図-4.48 せん断強度の余裕度とじん性率の関係  
(正負交番荷重下のせん断強度は本論文の手法にて算定)

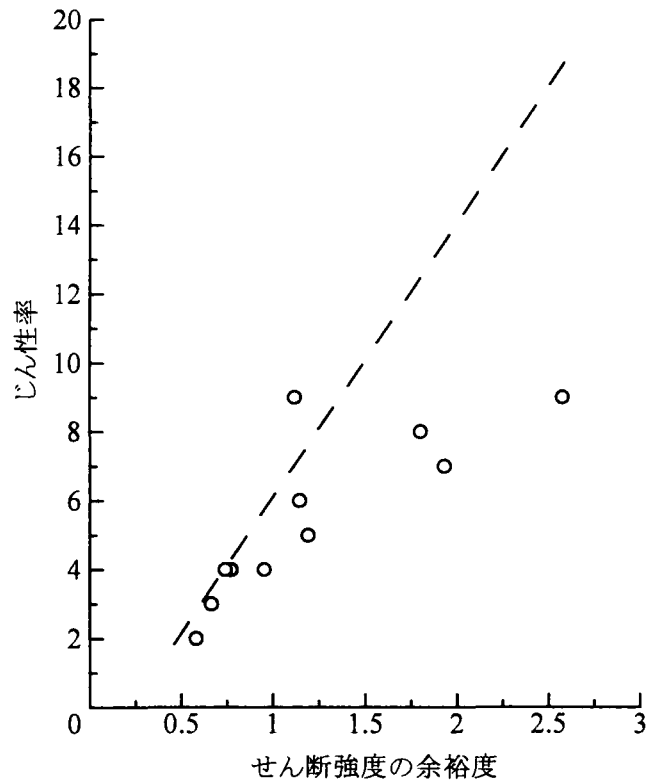


図-4.49 せん断強度の余裕度とじん性率の関係

(正負交番荷重下のせん断強度は文献1の手法にて算定)

合、実際のじん性率を過大に評価する結果となっている。これは、せん断余裕度を算定する際に、せん断ひび割れの傾斜角を45°に固定したため、せん断強度をより大きく見積もっていることが起因していると考えられる。

#### 4.6 まとめ

4章で実施した試験の範囲において得られた結論をまとめると以下の通りである。

- (1) 片側方向に繰り返し載荷した場合と正負交番載荷を行った場合を比較すると、コンクリートの負担するせん断力の低下状況は大きく異なっていて、片側方向に繰り返し載荷した場合ではコンクリートの負担するせん断力の低下は少ない。
- (2) 片側方向に繰り返し載荷した場合、荷重を除荷してもせん断補強鉄筋に作用する引張力は解放されず、結果としてコアコンクリートに対する拘束効果を生じることとなる。この拘束効果をコンクリートの負担するせん断力の一部として評価すると、片側方向の繰り返し載荷と単調増加荷重の載荷の違いがほとんど無くなる。
- (3) 定変位正負交番載荷を行い、供試体に発生する変形を曲げ変形とせん断変形に分離し、繰り返し回数の増加による曲げ変形の増加とせん断変形の増加を比較することにより、供試体の破壊モードをせん断破壊型と曲げ破壊型に区分することができる。
- (4) 定変位正負交番載荷においてコンクリートの負担するせん断力の低下が発生する原因の一つとして、荷重方向の反転により前ステップの載荷で生じる主鉄筋に発生する引張ひずみの残留

- により、圧縮側コンクリートによるアーチ機構の形成が阻害されることがあげられる。ここで、アーチ機構の阻害によるコンクリートの負担するせん断力の低下は、主鉄筋の残留引張ひずみが大きいほど顕著となる。今回の荷重試験においては、部材の塑性率が3を超えると主鉄筋の残留引張ひずみが大きくなり、コンクリートの負担するせん断力が低下する。この低下量は、3章で検討したアーチ機構によって負担されるせん断力にほぼ匹敵するものである。ただし、このことのみでコンクリートの負担するせん断力が完全に消失することはない。
- (5) 正負交番荷重を行った場合も、片側方向に繰り返し荷重した場合と同様に、除荷時にせん断補強鉄筋に生じる残留引張応力のため、コアコンクリートの拘束効果が発生する。この拘束効果は部材のせん断抵抗の一部として機能しうる。また、ダウエル作用によるせん断抵抗が期待できる。しかし、コアコンクリートの拘束効果が最大となる時点とダウエル作用が完全に発揮される時点とはズレがあり、双方の最大値の和をもってコンクリートの負担するせん断力を与えてしまうと、実際のせん断耐力を過大に評価する危険性がある。
- (6) 定変位振幅の正負交番荷重において部材のせん断破壊を防止するには、コンクリートの負担するせん断力が単調荷重時の40%にまで低下し、せん断補強鉄筋が負担するせん断力を単調荷重時の80%までにまで低下すると仮定してせん断耐力を算定し、このせん断耐力が部材の曲げ終局耐力よりも大きくなるようにすればよいと考えられる。
- (7) せん断スパン比が小さい場合でも、せん断補強鉄筋は有効に作用するものと考えられるが、せん断補強鉄筋の降伏よりも、圧縮側コンクリートのせん断圧縮破壊が先行する可能性がある。
- (8) せん断スパン比が小さくなるほど、せん断剛性に比べて曲げ剛性の方が大きくなり、部材に発生するせん断変形の占める割合が大きくなる。このため、通常の繰り返し荷重試験において荷重点の振幅を $n \delta y$ とし $n$ を順次増加させるような荷重方法を採用した場合、専らせん断変形を増加させることとなり、曲げ変形はほとんど増加しない。すなわち、 $\delta y$ を超える振幅で繰り返し荷重を行ったとしても、主鉄筋に著しい引張ひずみを生じることはなかった。このため、これまでに実施されてきた曲げ変形を対象としたじん性率の算定方法は、せん断スパン比が小さくせん断変形が卓越する場合には、一般的に適用できないと考えられる。
- (9) 従って、せん断スパン比の小さい部材について曲げ変形を捉えたじん性の算定手法を適用するにあたっては、部材のせん断耐力の確保の観点からせん断補強鉄筋量を算定するだけでなく、せん断剛性を大きくし曲げ変形が卓越することを確認しなければならないと考えられる。
- (10) 部材の終局曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕を大きくすることにより部材のじん性が向上する。ここで、部材のせん断耐力を求める際、①曲げ耐力に対するせん断耐力の比が大きくなるにつれて、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋量が小さくなること、②曲げ耐力がせん断ひび割れ発生時のせん断力を下回っている場合、コンクリートの負担するせん断力はあまり低下しないことをふまえる必要がある。
- (11) 上記を考慮したせん断耐力を用いることにより、せん断耐力の余裕度から部材の変形性能を適切に評価できる可能性を示した。

## 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, 陸好宏史, 豊田和彦:鉄筋コンクリート部材の塑性変形定量化に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.203-212, 1978.
- 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)檜貝勇: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., 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., Sozen A. : Strength Decay of RC Columns under Shear Reversals, Journal of Structural Division ST5, pp.1461 - 1476, 1975.
- 14)Paulay T. , Bull I. N.: Shear Effect on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames, Bulletin D\*Information No 132, pp.165-172, 1979.
- 15)Gosain, N. K. , Brown, R. H. , 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. , Xiao, Y.: Journal of Structural Division ST8, pp.2310-2329, 1994.
- 17) Miyahara T., Kawakami T., Maekawa K.: Nonliner Behavior of Cracked Reinforced Concrete Plate Element under Uniaxial Compression, Concrete Library of JSCE, No.11, pp.131-144, June, 1988.
- 18)Belarbi, A., 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., Pauley, P.: Reinforced Concrete Structures, pp.276-293, 1975.

20)Ruhnau, J.: Influence of Repeated Loading on the Stirrup Stress of Reinforced Concrete Beams, ACI SP-42, Vol.1 , pp169-181, 1974.

21)渡辺博志、河野広隆：曲げ降伏後にせん断破壊を生じるRC柱部材の変形特性に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.19、No.2、pp.729-734、1997.

## 第5章 L型ラーメン隅角部のせん断強度に関する検討

### 5.1 概要

#### 5.1.1 検討目的

第3章および第4章では部材単体のせん断破壊を防止するための検討を実施した。コンクリート部材のせん断破壊を防止し、じん性に富む部材を作り上げるための配筋方法に関する検討結果をとりまとめた。しかし、構造部材に作用する外力は、時に設計時点で想定されるよりも大きくなることは避けられない。このため、コンクリート構造物の崩壊リスクを低減するためには、配筋方法の工夫だけではなく、構造形式の改良も併せて視野に入れて検討することが望ましい。実際、EN1990 Eurocode -Basis of Structural Design-では、単一部材の局部破壊が構造物全体の崩壊につながるということがないように、構造ロバスト性に配慮した設計を推奨している。実務においても、今後フレーム構造等不静定次数の高い構造が好まれる傾向にあるものと予想される。

確かに高次不静定構造は、静定構造に比べじん性に優れる特徴を有するが、その前提には部材接合部が十分な強度を有していることが前提である。

土木分野で設計されるRC部材の主鉄筋量は比較的少なく、低鉄筋比で大断面のものが多く、このため、柱・はりの接合部に作用する外力も、建築部材と比べると小さく、実構造物において隅角部の破壊が先行した例は少ないものと考えられる。このため、隅角部の設計方法は、多くの部分が構造細目として規定されていて、いわゆる構造計算から断面や鉄筋量が決められる設計方法とはなっていない。接合部の応力状態は、はりや柱などの部材と比べて複雑であり、これを正確に把握することは必ずしも容易ではないと考えられる。したがって、応力状態が複雑な部位でかつ、これまでも破壊した例が少ない隅角部について、構造細目規定で対処することも、現状ではある意味では合理的な判断であると言えよう。

これまで、RC柱はり部材の接合部に関する検討は建築の分野で数多く行われてきた。しかし、建築の分野で扱われる接合部は、十字型の内部接合部あるいはT型の外部接合部に関する検討がほとんどであり、建築物の最上階の隅にのみ形成されるL字型の隅角部に関する検討例は非常に少ない。これに対し、土木分野では、ボックスカルバートや門型ラーメン橋脚など、L型の隅角部を形成する部材が多く見られる。

一方、兵庫県南部地震により、数多くのRC構造物が倒壊や著しい残留変形の発生などの被害を受けた。これを機に、多くの設計基準類が改訂され、設計外力を大幅に見直すとともに、RC部材の強度・変形性能の評価方法が改良された。その結果、構造物を構成する柱やはり部材など、部材要素の強度や変形性能は飛躍的に向上することとなった。

これは、RC構造物の性能の向上につながり歓迎すべきことであるが、部材要素の強度が増加したことは、一方では、隅角部の負担の増加につながりうる。部材個別には強度・変形性能の評価手法は格段に進歩しているが、部材の接合部に関しては、上述の通り明らかに立ち後れの感がある。ラーメン橋脚などのフレーム構造の部材は不静定次数が高く、終局時に柱もしくははり部材に複数箇所塑性ヒンジの形成を認めることにより、合理的な設計が可能となるような配慮が



なされているが、塑性ヒンジ位置を設計計算で想定される通りに誘導するためには、隅角部の破壊が生じないことを担保しなければならない。

今後、コンクリート部材のさらなる信頼性を高める目的で、フレーム構造など高次不静定構造を採用する場合に備え、隅角部のせん断強度を評価するための手法を確立することは十分意義のあることであると考えられる。単一形式の部材のせん断破壊防止とともに、不静定構造部材の接合部の強度ならびに剛性の確保も重要となる。このような背景に基づき、ここでは土木構造物にしばしば現れるL型RC部材接合部の終局強度評価方法ならびに、接合部に正負交番荷重が作用した場合の変形特性を明らかにすることを目的として、**載荷試験に基づいた検討を実施した。**

なお、本論文においては、隅角部の内側に引張応力が作用するような内開き曲げモーメントを受ける場合を、正の曲げモーメントが作用する場合あるいは「**正載荷**」と表記し、隅角部の内側に圧縮応力が作用するような内閉じ曲げモーメントを受ける場合を、負の曲げモーメントが作用する場合あるいは「**負載荷**」と表記する。

### 5.1.2 L型隅角部のせん断強度について

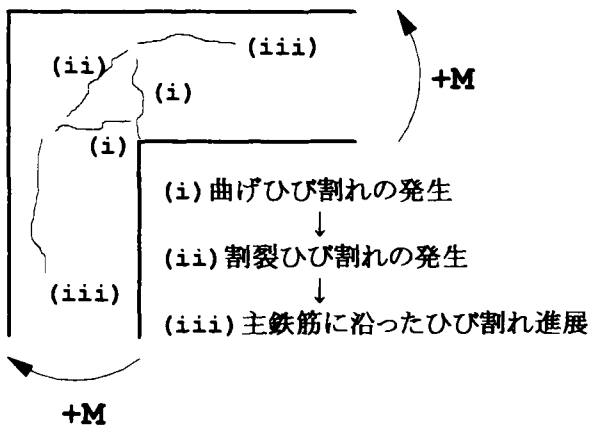
L型隅角部について現行の設計基準で採用されている方法については、第2章の2.2に示した。しかし、隅角部の破壊性状については、必ずしも明らかにされていないため、ここでは過去に実施された検討内容についてとりまとめることとする。

#### (1) ラーメン隅角部の破壊性状

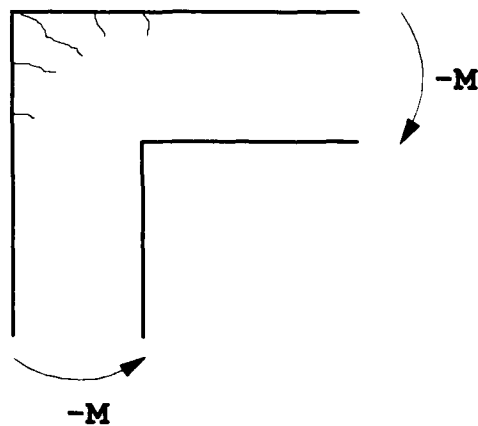
L型のラーメン隅角部の破壊形態は、正載荷と負載荷とでは大きく異なっている。

隅角部に正の曲げモーメントが作用する場合、**図-5.1**に示すように、まず内側のコンクリートに曲げ引張によるひび割れが発生する。さらに作用モーメントが増加すると割裂ひび割れが発生し、棒部材におけるせん断破壊と類似な性状を示すことが知られている。この割裂ひび割れにより、隅角部のコンクリートが外側にはく離すると、強度低下が生じることとなる<sup>1)</sup>。このひび割れは、その後主鉄筋に沿った割裂ひび割れに進展する。

隅角部が負載荷を受ける場合、**図-5.2**に示したような曲げ引張ひび割れが生じる。このひび割れ



**図-5.1** 正の曲げモーメントが作用する場合のひび割れパターン



**図-5.2** 負の曲げモーメントが作用する場合のひび割れパターン

を横切るような引張補強鉄筋が配置されていない場合、ひび割れの進展により、強度低下が生じるものと予想されるが、通常は、隅角部の外周に沿って鉄筋が配置されていて、引張鉄筋として作用するので、強度低下は生じにくい。

これまでに行われてきた実験結果では、通常正載荷の場合の方が、強度が小さくなりやすいことが明らかになっている<sup>2)</sup>。

(2) 隅角部の割裂強度の評価に関する研究

L型隅角部に正の曲げモーメントが作用する場合の隅角部の強度は、割裂ひび割れにより影響を受ける。したがって、隅角部の割裂ひび割れ発生荷重を把握することは重要である。L型隅角部の割裂ひび割れ強度を理論的に評価した結果を述べた報告としては、Nilsson<sup>3)</sup> や蟹江<sup>4)</sup> らの研究が挙げられる。

L型隅角部に正の曲げモーメントが作用する場合に発生する隅角部のコンクリートを外側にはく離させる力の大きさは、図-5.3 に示すようになる。ここで、 $F_s$  は引張主鉄筋の引張力である。割裂面に作用するコンクリートの引張応力度を、弾性解析によって得られる応力分布を元に、放物線状に仮定し、この応力分布を積分して得られるコンクリートの引張抵抗と外側にはく離させる力の大小関係により、隅角部接合部パネルの割裂ひび割れ時の曲げモーメント推定式(5.1)が提案されている<sup>3)</sup>。

$$M_{dc} = 0.38 \cdot bd \cdot l_{dc} \cdot f_{sp} \tag{5.1}$$

ここで、

- $M_{dc}$  : 割裂破壊時に隅角部に作用する曲げモーメント
- $d$  : 部材の有効高
- $b$  : 部材の幅
- $l_{dc}$  : 引張応力が作用する長さで割裂ひび割れ長さに等しいとする
- $f_{sp}$  : コンクリートの割裂引張強度

実験結果との対比により、提案されている推定式は、精度良く隅角部の割裂破壊強度を予測することが示されている。ただし、式(5.1)には割裂破壊面の長さ( $l_{dc}$ )が不確定値として含まれている。文献 1)では  $l_{dc}$  としてはり部材の有効高  $d$  の 0.8 倍程度としているが、そ

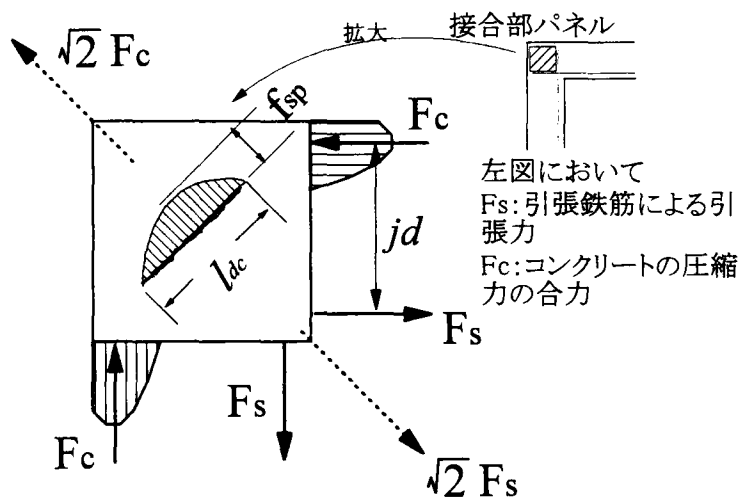


図-5.3 隅角部接合部パネルにおける力の釣り合い

の根拠は示されていない。Nilsson らは  $l_{dc}$  として弾性解析で得られる引張応力分布領域を当てはめているが、これは、必ずしも割裂破壊面の長さに等しいとは限らない。また、割裂ひび割れ発生時の応力分布についても、弾性解析結果に基づき放物線分布を仮定しているが、弾性解析による応力分布の仮定の妥当性は議論の余地があろう。

式(5.1)を導くにあたって、曲げモーメントを算出する際のアーム長  $jd=0.8d$  を仮定した点については、特に問題があるとは考えられないが、 $l_{dc}$  については割裂ひび割れ強度の算定結果に大きな影響を与えうるので、 $l_{dc}$  の適切な与え方を明確にすべきであろう。

一方、正のモーメントが作用したとき、隅角部接合部パネルに割裂ひび割れを生じさせないためには、隅角部を構成する各部材に配置される引張鉄筋比( $\rho$ )を式(5.2)で算定される鉄筋比以下に抑制するべきであるとしている<sup>3)</sup>。

$$\rho \leq \frac{\sqrt{2} f_{sp} l_{dc}}{3 f_y d} \quad (5.2)$$

ここで、 $f_y$  は主鉄筋の降伏点である。仮にコンクリートの割裂引張強度を 3MPa、鉄筋の降伏点を 350MPa、引張応力を受ける長さを 0.8d と仮定すると式(5.2)によれば、割裂ひび割れに対する限界引張鉄筋比は 0.3%強と非常に小さな値となる。通常は、これよりも大きな引張鉄筋比を持つ部材も多いと考えられ、主鉄筋が降伏する前に、隅角部接合パネルに割裂ひび割れが発生する可能性は高いと考えられる。

蟹江らも同様の実験を行っていて、文献3)で提案された割裂破壊強度式の精度について検討を行っている。この結果によると、 $l_{dc}$  として実測値を用いる方が精度がよいとしている<sup>4)</sup>。

一方、小倉らは、+字型・ト型の RC 接合部に発生するひび割れの評価式について、接合部パネルに作用する公称せん断応力度に着目した検討を行っている<sup>5)</sup>。せん断ひび割れ時の接合部パネルに作用する平均せん断応力度  ${}_p\tau_c$  として次式(5.3)を提案している。式(5.3)はコンクリートの引張強度  $F_t$  を  $F_t = \beta\sqrt{f_c}$  として、主応力がコンクリートの引張強度に等しくなった時点でせん断ひび割れが発生すると考えて導かれたものである。

$$\left( \frac{{}_p\tau_c}{\sqrt{F_c}} \right)^2 = \beta^2 + \beta \frac{\sigma_0}{\sqrt{F_c}} \quad (5.3)$$

$F_c$  はコンクリートの圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $\sigma_0$  は柱に作用する平均圧縮応力度(kgf/cm<sup>2</sup>)を表す。過去の実験結果を回帰すると、 $\beta=1.6$  程度になることを示している。ここで、主鉄筋が降伏した時点想定し、接合部パネルに作用するせん断力は主鉄筋に作用する引張力に相当すると考える。したがって主鉄筋の断面積を  $A_s$ 、降伏点を  $f_y$  とすると、

$$A_s f_y = \rho \tau_c b j d \quad (5.4)$$

となる。仮にコンクリートの圧縮強度を  $300\text{kgf/cm}^2$  とし、主鉄筋の降伏点を  $3500\text{kgf/cm}^2$ 、 $j=7/8$  とすると、割裂ひび割れ発生する最小引張鉄筋比は  $0.7\%$  となり、式(5.2)から求められる値よりもかなり大きなものとなる。式(5.3)は対象とする接合部の形式が十字型およびト型であり、L型隅角部には必ずしも当てはまらないので、異なった結果が得られたのはある意味では当然である。しかし、割裂ひび割れに対する限界鉄筋比が2倍以上異なっていることから、割裂ひび割れ強度算定式の精度の確認が必要であると考えられる。

### (3) はり主鉄筋の定着破壊と隅角部強度の関連

L型隅角部に定着される主鉄筋の定着破壊も、隅角部そのものの破壊強度を左右する大きな要因の一つと考えられる。例えば、蟹江らによると供試体の一部に引張主鉄筋の定着破壊を生じたものが報告されており<sup>4)</sup>、定着破壊を生じた供試体はこれが生じなかったものに比べ破壊強度はかなり低下する結果となっている。Jackson は、L型隅角部に正の曲げモーメントが作用した場合の強度が、配置されている主鉄筋の径の影響を受けているとし、主鉄筋の定着長を説明変数の一つとした強度式を提案している<sup>10)</sup>。

文献 11)には、L型隅角部供試体に発生したひび割れ状況のスケッチが示されているが、L型隅角部の内側に生じた引張ひび割れが主鉄筋に発生する付着割裂ひび割れにつながっている状況が確認できる。実際、L型隅角部に配置される内側の鉄筋では、正の曲げモーメントの作用により鉄筋近傍の割裂面のコンクリートに引張応力が作用し、鉄筋の付着強度が低下しやすい状況にある。長友らによると、付着強度は横方向に作用する引張応力度の影響を著しく受け、横方向応力度の増加に伴い、付着強度が急激に低下する実験結果が報告されている<sup>12)</sup>。隅角部では鉄筋の定着長を十分確保することが場合によっては困難となる状況になる可能性がある。したがって、L型隅角部の破壊強度を適切に評価するためには、主鉄筋の定着強度が低下しやすいことを考慮に入れる必要があるものと考えられる。

### (4) ハンチ筋の効果

杉浦は、コの字型の RC 供試体の曲げ載荷試験を実施し、興味深い結論を得ている。供試体の実験要因は、ハンチ筋量、隅角部の斜め補強鉄筋量、ハンチの有無を設定している。隅角部には正の曲げモーメントを作用させている。実験結果から、ハンチ筋は柱またははりと同程度の鉄筋量を配置する必要があること、隅角部にハンチをつけることは、隅角部の耐力の向上に非常に有効であり、隅角部の内側から外側へ  $45^\circ$  方向に斜め補強筋を入れなくても、コンクリートの割裂による隅角部の破壊は生じなかったこと、ハンチをつけない場合は、斜め補強筋を省略できないことを明らかにしている<sup>6)</sup>。隅角部を補強鉄筋により十分に補強することは非常に重要であるが、柱およびはりからの主鉄筋が交錯する部分であり、施工・コンクリートの打ち込みを考えると、多量の鉄筋を配置することは必ずしも得策とはいえない。特に、斜め筋の配置は、コンクリートに割裂を生じさせる応力の作用方向と補強鉄筋の方向が一致しているため補強効率はよいが、施工は困難となりやすい。ハンチの設置が斜め筋の省略にまでつながることは、実務上重要な意味を持つものと考えられる。なお、ハンチ筋の効果については、後述の文献7)にも触れられている。

### (5) 隅角部主鉄筋の配筋細目に関する研究

Somerville らは、L型隅角部の強度に及ぼす主鉄筋の配置方法の影響について検討を行っている<sup>7)</sup>。ここでは、これまでに行われてきたL型隅角部の載荷試験結果を基に、隅角部に生じる二次的な割裂ひび割れにより、正の曲げモーメントが作用する場合、隅角部の強度がかなり低下することを示している。この低下を防止するためには、割裂ひび割れを生じさせる力に釣り合うだけの斜め補強鉄筋を配置する必要があることを述べている。また、はり部分の主鉄筋量が1%に満たない場合は、ハンチ筋による補強も効果的であるとしている。この場合、隅角部の終局時の照査方法として、主鉄筋には降伏強度の80%の引張応力が作用し、ハンチ筋については降伏点に達していること、コンクリートの圧縮合力の作用位置の仮定などが記述されている。ここで、提案されている隅角部内力の評価方法についての、詳細な根拠については明確には示されていないが、隅角部の設計方法を確立する上では重要な知見が述べられていると考えられる。

Mayfield らもL型隅角部の強度に及ぼす配筋方法に関する検討をおこなっている。隅角部の配筋の詳細について、負のモーメントが作用する場合あまり影響を及ぼさないが、正のモーメントが作用する場合には、隅角部の配筋によっては強度にかなり差が生じること、隅角部を斜め方向に補強する鉄筋の配置が有効であることを述べている<sup>8)</sup>。

Noor は隅角部に補強鉄筋を配置せず、主鉄筋の配置方法のみを変化させた供試体の載荷試験を行い、主鉄筋のはり位置パターンごとに、隅角部の強度評価式（引張主鉄筋比の関数）を与えている。また、主鉄筋としてU字型のものをを用いることがもっとも効果的であるとしている<sup>9)</sup>。

### (6) 隅角部に正負交番荷重が作用する場合の検討

Mazzoni らは、L型隅角部の供試体に正負交番荷重を作用させた実験結果を報告している。隅角部にはハンチおよびハンチ筋は配置せず、せん断補強鉄筋として柱に配置されている帯鉄筋が、隅角部内にも配置されている。はり断面の終局曲げモーメントに達する前に、隅角部の破壊が生じていた。柱側から配置された帯鉄筋量を倍に増やしても隅角部の強度はほとんど変わっていない。一方、ハンチ筋および隅角部接合部パネルの補強鉄筋を追加することによって、はりの終局モーメントが発揮できるようになったとしている<sup>13)</sup>。なお、ここで実施された供試体の柱・はりに配置されている引張鉄筋比は1.6%程度と大きく、隅角部の応力条件はかなり厳しかったものと考えられる。

渡辺らは、ト型およびL型隅角部の正負交番載荷試験を実施し、隅角部に配置した補強鉄筋およびスタブの効果について検討するとともに、接合部の変形が接合部を含む架構全体のじん性に与える影響について調査している。この結果によると、接合部につながる各部材要素のじん性を十分発揮させるには、かなり多量の帯鉄筋を配置する必要があるとしている<sup>14)</sup>。

Pauley らは、十字型の接合部の交番載荷試験を実施し、接合部パネルのせん断抵抗メカニズムについて言及している。これによると、接合部パネルのせん断抵抗メカニズムは、コンクリートの斜め圧縮によるストラット機構と、接合部パネルに配置した補強鉄筋によるトラス機構の和で与えられること、正負交番荷重が作用する場合には、引張鉄筋の降伏によってコンクリートの圧縮ストラットによる負担が期待できないことが述べられている<sup>15)</sup>。

しかし、角らが述べられているように隅角部内の主鉄筋とコンクリートの付着は、荷重の繰り返し作用によってかなり低下している<sup>16)</sup>ことが予想され、鉄筋とコンクリートの付着力を前提としたトラス機構がどの程度有効であるか疑問の残るところである。

## 5.2 載荷試験方法

### 5.2.1 供試体の概要

ここでは、正載荷の場合の隅角部の割裂強度ならびに主鉄筋降伏時の強度推定方法、ならびに隅角部補強鉄筋やハンチ筋の効果について、実験的検討を行う。また、正負交番荷重が作用する場合の接合部のじん性についても、検討を行うこととする。

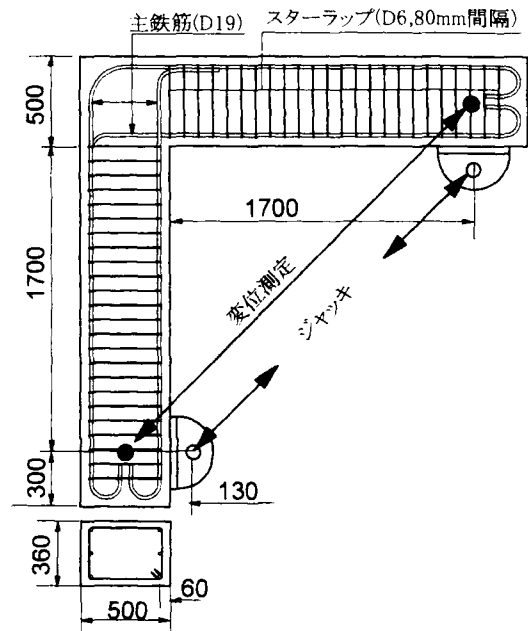


図-5.4 供試体寸法 (単位: mm)

供試体の概略寸法および載荷位置を図-5.4に

示す。はり部材の主鉄筋はいずれもD19を3本使用し、せん断補強鉄筋はD6を80mm間隔で配置している。隅角部内側に配置した主鉄筋の隅角部側の定着は直角フックとし、曲げ加工端部からの余長は320mmとした。隅角部外側に配置した主鉄筋の隅角部における曲げ半径は主鉄筋径の10倍とした。供試体の隅角部配筋方法およびハンチ寸法を表-5.1に示す。ここでいう隅角部補強鉄筋とは隅角部の接合部パネルに配置したスターラップ状の補強鉄筋のことを指し、ハンチ筋とは区別することとする。表-5.1において、ハンチ筋の欄はハンチ筋の本数およびハンチ筋の径を表す。隅角部補強鉄筋の欄は、配置した補強鉄筋の本数と径を表す。ここで、隅角部補強鉄筋の本数が5本ないし10本の

表-5.1 供試体の配筋条件と材料試験結果

供試体 番号	ハンチ寸 法 (cm)	ハン チ筋	隅角部 補強筋	載荷 方法	コンクリート強度	
					圧縮 (MPa)	割裂 (MPa)
1	0	なし	なし	単調	34.2	2.6
2	15	なし	なし	単調	35.6	2.6
3	30	なし	なし	単調	36.4	2.8
4	0	なし	5D6 <sup>*</sup>	交番	35.4	2.7
5	0	なし	6D6	交番	33.2	2.4
6	0	なし	10D6	交番	34.5	2.5
7	0	なし	10D10	交番	32.4	2.7
8	15	3D13	なし	交番	36.4	2.9
9	30	3D13	なし	交番	34.3	2.5
10	0	3D19	なし	交番	36.7	2.8
11	15	3D19	なし	交番	34.7	2.9
12	30	3D19	なし	交番	34.9	2.6
13	15	3D13	10D6	交番	33.1	2.3
14	15	3D19	10D6	交番	33.2	2.1
15	30	3D13	6D6	交番	34.0	2.4

\*) 供試体4の隅角部補強鉄筋は一方方向のみの配置である。

場合は、鉄筋間隔が 80mm であり、6 本の場合、鉄筋間隔が 160mm である。図-5.5 は供試体の隅角部における配筋の例を示したものである。なお、簡略化のためはり部分に配置したスターラップは省略している。

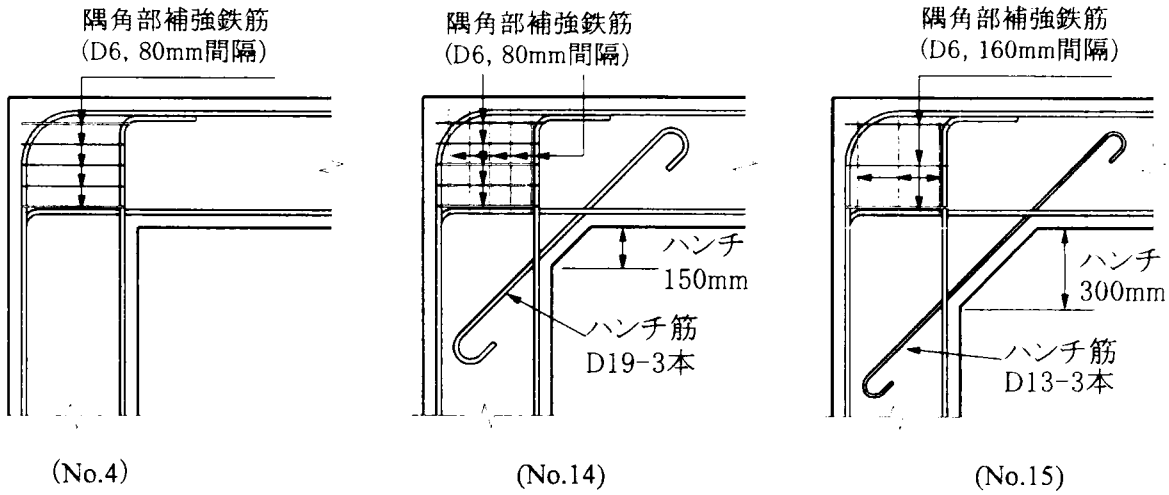


図-5.5 供試体隅角部の配筋の詳細

### 5.2.2 載荷方法

載荷方法は、供試体に油圧ジャッキを挟み、荷重を作用させた。荷重の符号は、正載荷の場合を+、負載荷の場合を-とする。単調載荷とした場合は正載荷のみとし、正負交番載荷の場合は正載荷から開始している。正負交番載荷では、主鉄筋降伏時の変位を $+\delta y$ および $-\delta y$ とし、3回ずつ繰り返しを行っている。3回の繰り返しで荷重低下が認められない場合は、順次 $+\delta y$ および $-\delta y$ ずつ変位振幅を増加させて載荷を続けた。

## 5.3 正載荷の場合の隅角部ひび割れ強度について

### 5.3.1 主鉄筋の付着応力度

図-5.6 は供試体 No.1 について引張主鉄筋が降伏するまでの荷重と開き変位の関係を示したものである。この間に接合部パネルのコンクリートに生じたひび割れの状況を図-5.7 に示す。これを見ると、割裂ひび割れ発生前に曲げひび割れがかなり伸長していることがわかる。隅角部に生じる曲げひび割れは、主鉄筋位置におおよそ沿ったものであり、主鉄筋の付着強度に影響を与えらる。ここでは、主鉄筋に貼付したひずみゲージによるひずみの測定結果から、割裂ひび割れ前の鉄筋の付着特性について述べることにする。

主鉄筋のひずみ測定位置を図-5.8 に示す。2-a・b の位置ではそれぞれ2枚のひずみゲージを貼付し1-a・b の位置ではそれぞれ1枚のひずみゲージを貼付している。図-5.9 はハンチ寸法を変化させた供試体 No.1~No.3 について、1-a・b~2-a・b 間の平均付着応力度の変化を主鉄筋が降伏する時点まで示したものである。横軸の $\tau_{\text{mean}}$  は 2-a,b 位置での鉄筋の引張応力度を90度フックまでの直線の付着区間の距離を用いて算定される平均付着応力度である。 $\tau_{1,2}$  は 1-a・b 位置での鉄筋の引張応力度と 2-a・b 位置での鉄筋の引張応力度の差から求められる鉄筋の付着応力度を表していて、縦軸には、 $\tau_{\text{mean}}$  に対する比をとっている。この比が小さいと、1-2 区間に実際に作用している付着応力度が小

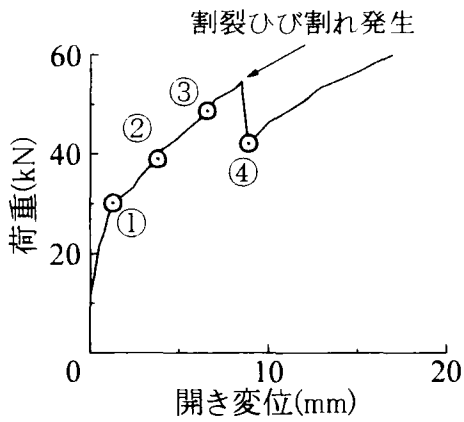


図-5.6 荷重と開き変位の関係

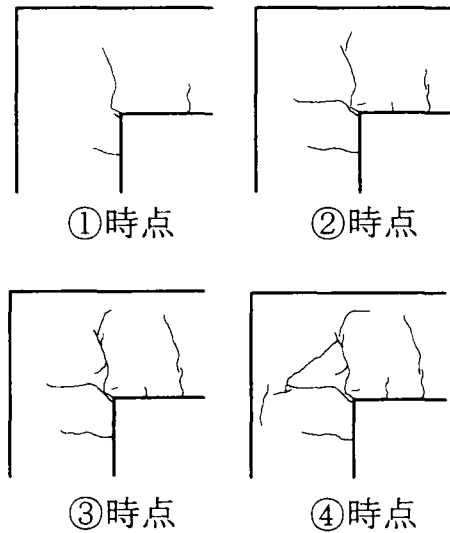


図-5.7 隅角部のひび割れ状況

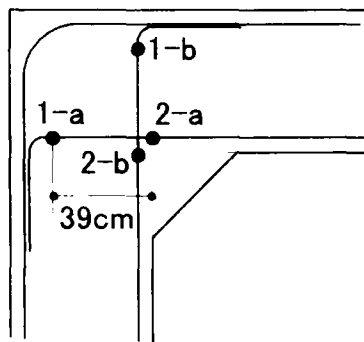


図-5.8 鉄筋ひずみ測定位置

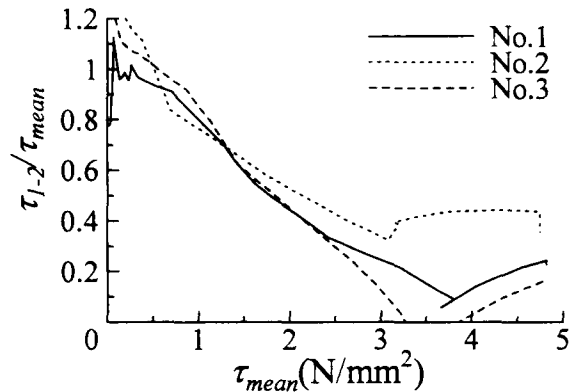


図-5.9 引張主鉄筋の平均付着応力度と1-2区間の付着応力度の関係

さく、フック端部での定着力が相対的に大きくなっていることを示す。

図-5.9によると、供試体 No.2 では、やや付着応力が大きくなっているものの、供試体 No.1,3 では平均付着応力が  $5\text{N/mm}^2$  に達した時点での比率が 0.2 程度と小さくなっていて、直角フックおよびその余長部分での引張力の負担が大きくなっていると考えられる。

### 5.3.2 接合部パネルの割裂ひび割れ性状の検討

次に、接合部のコンクリートに発生する割裂ひび割れパターンについて検討を行う。接合部パネルのコンクリート応力の解析方法は有限要素法によって行った。ひび割れは回転ひび割れモデルで表現した。すなわち、ひび割れが発生した後も、ひび割れ面を固定することなく、各荷重ステップで最大引張主応力方向のひび割れ面を定めた。解析モデルは図-5.10 に示すように、接合部パネルに作用させる作用力の作用位置を変えた2ケースを設定した。図-5.10 の左は鉄筋の引張力を直接接合部パネルに作用させたものであり、図-5.10 の右は鉄筋の引張力が、すべて直角フックの位置で接合部パネルのコンクリートに伝えられると仮定して境界条件を定めたものである。解析的に得られた



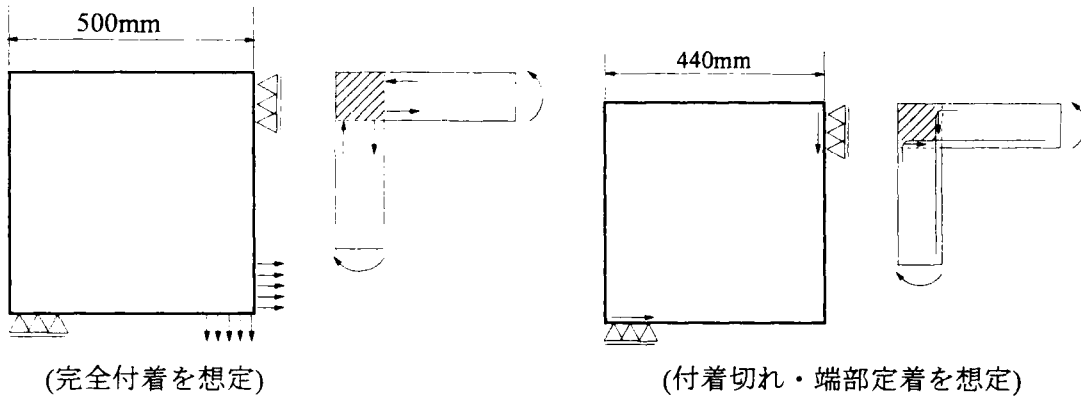


図-5.10 解析条件

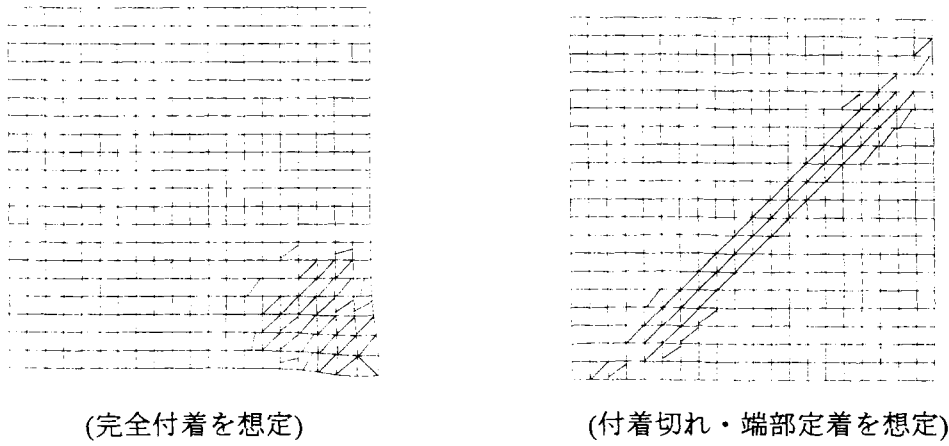


図-5.11 解析的に求めたひび割れ状況

接合部パネルのひび割れ状況を図-5.11に示す。

隅角部の接合部パネルに作用させる荷重の作用位置によって、解析的に得られるひび割れ状況は大きく異なっていることが分かる。鉄筋の付着が完全であると考え、鉄筋の引張力に相当する荷重の作用位置を接合部パネル前面に設定した場合、ひび割れ発生位置は接合部パネル内側に限定されるのに対し、鉄筋の付着が消失した状況を想定しフック端部に相当する位置に載荷した場合は、接合部パネルの対角線上にひび割れが発生する。実験により観察されたひび割れ状況(図-5.7)を見ると、明らかに、図-5.11の右図で示される対角線上の割裂ひび割れに近いことが分かる。

以上の結果から、L型隅角部の接合部パネルに生じる割裂ひび割れは、曲げひび割れの発生によって隅角部の内側に配置されている主鉄筋の付着強度が低下した結果、引張主鉄筋の引張力が主にフック端部でコンクリートに伝達されるようになり、コンクリートの圧縮力と鉄筋による引張力の合力により割裂ひび割れが生じたものと考えられる。

### 5.3.3 接合部パネル割裂ひび割れの判定方法

隅角部の主鉄筋の引張力 $T$ がフック端部でコンクリートに作用し、コンクリートの圧縮側に発生する圧縮力 $C$ の合力が $T$ に等しいとすると、隅角部の対角線方向に作用する合力の大きさは、図-5.9に示すように $\sqrt{2}T$ となる。この合力により接合部パネルに割裂ひび割れが生じる。この応力状態は、円柱供試体の引張供試体に発生するものと同類と考えることができ、引張試験で引張強度を算出す

る方法と同様の方法で、接合部パネルの割裂強度を算出できるものと予想される。

ここで、コンクリートの円柱供試体による引張強度を  $f_{sp}$  とすると、隅角部の接合部パネルにひび割れが発生する時点での割裂力は次式のようになる。

$$\sqrt{2}T = \frac{\pi \cdot l'_{dc} \cdot b \cdot \kappa \cdot f_{sp}}{2} \tag{5.5}$$

ここで、 $l'_{dc}$  は図-5.12 に示した隅角部接合部パネルの長さであり、 $b$  は奥行き方向の部材厚みである。なお、接合部パネルは矩形であるので、コンクリートの引張強度として、厳密には円柱供試体による割裂強度ではなく、正方形断面の供試体による割裂強度を用いるべきである。式(5.9)中の  $\kappa$  はこれを補正するための係数である。富田の研究によると、正方形断面の角柱を用いた割裂試験では、円柱供試体による引張強度をやや大きめに与えることが示されている<sup>17)</sup>。ここでは、一辺が10cmの立方体供試体による引張強度  $f_{spc}$  と、直径10cmの円柱供試体による引張強度  $f_{sp}$  の関係を粗骨材最大寸法が20mmでW/C=40%のコンクリートを用い材料試験によって確認した。供試体の形状を図-5.13に示す。立方体供試体では、加圧版との接触部分に10mmの水平部分を設けている。それぞれ、材齢7日および14日で3本ずつの試験を行った結果を表-5.2に示す。この結果から、立方体供試体を用いた場合円柱供試体に比べ1.2倍の強度が得られていた。すなわち、

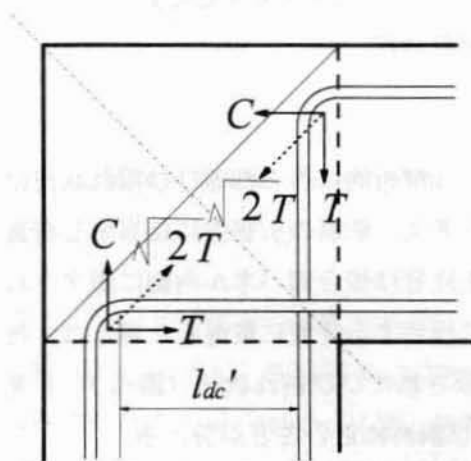


図-5.12 接合部パネルに作用する割裂力

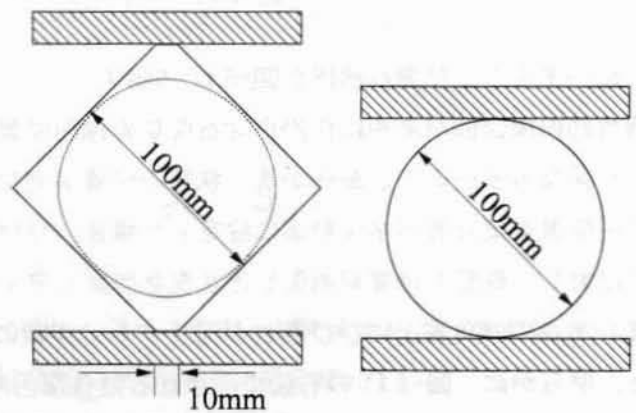


図-5.13 割裂試験供試体形状

表-5.2 割裂試験結果

形状	材齢	引張強度の試験値(MPa)			平均値(MPa)	◇/○
◇	7日	3.57	3.58	4.02	3.73	1.20
○	7日	3.14	3.19	3.03	3.12	
◇	14日	3.99	4.39	5.28	4.19	1.23
○	14日	2.91	3.62	3.20	3.41	

$$f_{spc} = 1.2f_{sp} \quad (5.6)$$

の関係が得られた。したがって、ここでは、 $\kappa=1.2$ を採用することとする。

### 5.3.4 割裂ひび割れ強度の検証

図-5.14 に示す 1-1'断面について曲げ解析を行い、主鉄筋に作用する引張力が式(5.5)で求められる  $T$  を超えた時点で割裂ひび割れが生じるものとして、割裂ひび割れ強度の算定を行った。ここで、1-1'断面の曲げ解析を行う際、図-5.15 に示すように、平面保持の仮定に基づくとともに、コンクリートの有効な範囲は、対角線の交点  $O$  よりも内側の部分のみとした。ここで、コンクリートの有効範囲を限定した理由について以下に示す。供試体 No.1 で接合部パネルにおけるコンクリートの圧縮ひずみ分布を測定した結果を図-5.16 に示す。コンクリートのひずみは、ゲージ長 60mm のワイヤ

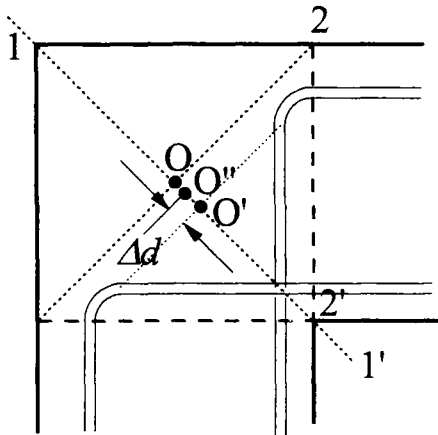


図-5.14 解析断面の位置

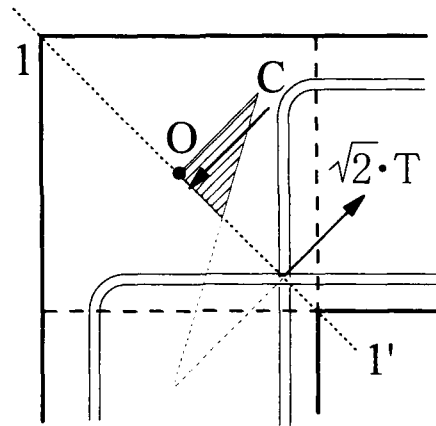


図-5.15 解析断面での平面保持の仮定

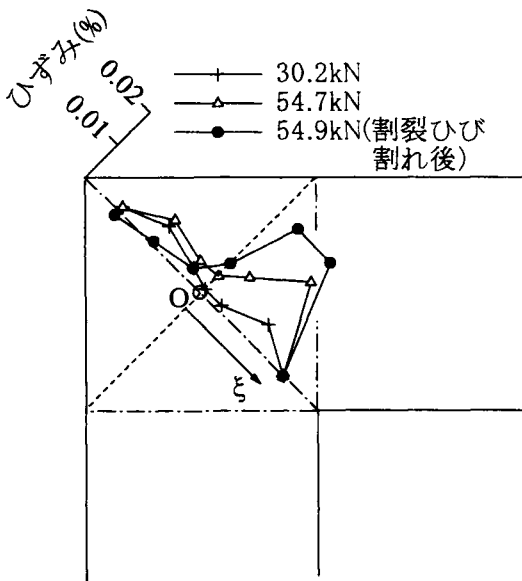


図-5.16 接合部パネルコンクリートの圧縮ひずみ分布

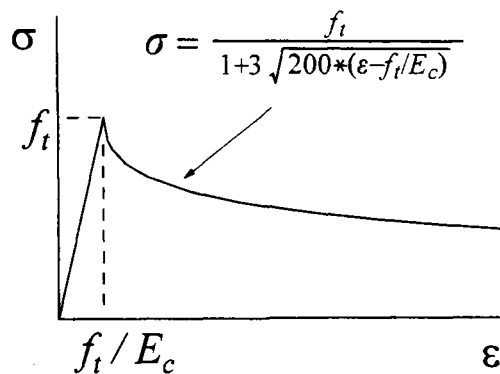


図-5.17 コンクリートの引張応力ひずみ関係

ーストレインゲージを用いた。この結果から分かるとおり、コンクリートの圧縮ひずみは、O点よりも内側に集中していて、O点よりも外側のコンクリートはほとんど圧縮力を負担していない。この結果に基づき、コンクリートの有効な領域をO点より内側に限定することとした。

曲げ解析を行う際に使用したコンクリートの圧縮応力ひずみ関係は円柱供試体の圧縮強度試験で得られたものを用いた。引張側の応力ひずみ関係は、図-5.17に示すように、コンクリートの引張強度に達するまでは線形とし、引張応力に達した以降は引張ひずみの増加に応じて引張応力度を低下させた。コンクリートひび割れ後の引張応力ひずみ関係はこれまでもいくつかのものが提案されている。ここでは、中村らの研究<sup>18)</sup>を参考とし、ひび割れ発生後の、荷重と引張主鉄筋のひずみ関係について実験結果にもっとも近づくよう、係数を試行錯誤的に求めた結果から定めたものである。

ハンチ筋は1-1'断面においては、引張鉄筋と見なして解析を行った。このようにして得られた隅角部接合パネルのひび割れ発生荷重の実験値と解析値を比較した結果を図-5.18に示す。この結果から、おおむね隅角部割裂ひび割れ強度が、本方法で推定可能であると考えられる。

### 5.3.5 割裂ひび割れ発生後の挙動

正載荷の場合、割裂ひび割れの発生により一時的に荷重の低下が生じるが、さらに載荷を継続すると再び荷重が増加し引張主鉄筋が降伏した。しかし、割裂ひび割れ発生時に生じた荷重低下の影響により、主鉄筋降伏時の荷重は小さくなった。ここでは、割裂ひび割れによる一時的な荷重低下が主鉄筋降伏時の荷重に与える影響と、隅角部の接合部パネルに配置した補強鉄筋の効果についての検討内容を述べることにする。

図-5.19は、供試体 No.1 で測定した主鉄筋の引張ひずみと載荷荷重の関係を示したものである。図-5.19の横軸の鉄筋引張ひずみは図-5.8に示す2-aおよび2-b位置で測定した主鉄筋ひずみの平均値である。割裂ひび割れの発生時点で荷重の低下が生じているが、鉄筋ひずみの減少は非常にわずかしか認められていない。すなわち、割裂ひび割れに伴う荷重の低下は、引張鉄筋の除荷が原因ではなく、接合部パネルの耐荷機構の変化に起因す

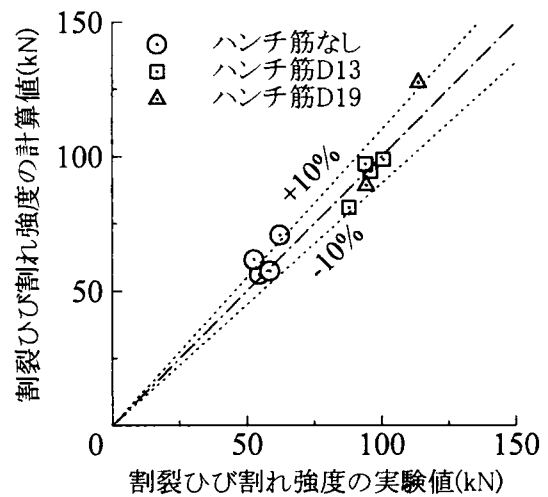


図-5.18 接合部割裂ひび割れ時の荷重

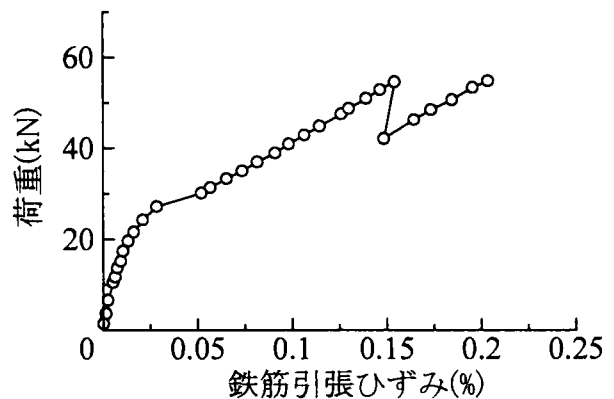


図-5.19 供試体 No.1 の鉄筋ひずみ-荷重の関係

るものと考えられる。ここでは、割裂ひび割れの発生による荷重低下の原因を探るため、引張鉄筋の引張力の対として発生しているコンクリートの圧縮応力分布について調べた。

前掲の図-5.16 において、載荷荷重が 54.7kN (△でプロット) の場合は、割裂ひび割れが発生する直前のものであり、54.9kN 時のひずみ (●でプロットした点) は、接合部パネルに割裂ひび割れが発生した後のものである。両者の載荷荷重はほとんど同じであるが、コンクリートのひずみ分布状況は異なっていることが分かる。すなわち、割裂ひび割れ発生後は、接合部パネルの内側への圧縮ひずみの集中が一層顕著となり、割裂ひび割れよりも外側にあるコンクリートはほとんど圧縮ひずみを生じていない。また、コンクリートの圧縮ひずみの積分値は、明らかに割裂ひび割れ発生後の方が大きくなっていると考えられる。ここで、コンクリートを弾性体でかつ引張力に対して抵抗しないと仮定し、コンクリートの圧縮ストラットが負担している圧縮力の合力の作用位置を比較する。圧縮合力の作用位置について、位置座標の原点を図-5.14 に示す O 点とし、隅角部内側を正方向とした座標軸  $x$  で表すと、割裂ひび割れ前の 54.7kN 時には  $\xi=4.7\text{cm}$  であったものが、割裂ひび割れ後 54.9kN 時には  $\xi=9.8\text{cm}$  となっていて、合力作用位置が 5cm ほど隅角部内側に移動していた。このため、鉄筋引張力とコンクリートの圧縮力の腕長は、それぞれ、22.2cm と 17.1cm となる。両者を比較すると、割裂ひび割れ前後で、

偶力の腕長が 77% に低減している。ここで、鉄筋の引張力はそれぞれ 351kN と 461kN であり、鉄筋の引張力は割裂ひび割れ後の方が 1.32 倍になっている。すなわち、割裂ひび割れ発生後の偶力の腕長の低下分に見合う鉄筋引張力の増加が認められる。

以上の結果から、割裂ひび割れの発生による一時的な荷重低下は、接合部パネルにおけるコンクリートの圧縮合力の作用位置の変動すなわち圧縮ストラットの形成位置の移動によるものであるといえる。

### 5.3.6 隅角部補強鉄筋の効果

#### (1) 接合部パネルの圧縮ひずみ分布に及ぼす影響

図-5.20 は、引張主鉄筋が降伏に達するまで引張主鉄筋のひずみと荷重の関係を隅角部補強鉄筋量の多くなる順に示したものである。図-5.21 は供試体 No.5 について隅角部補強鉄筋ならび

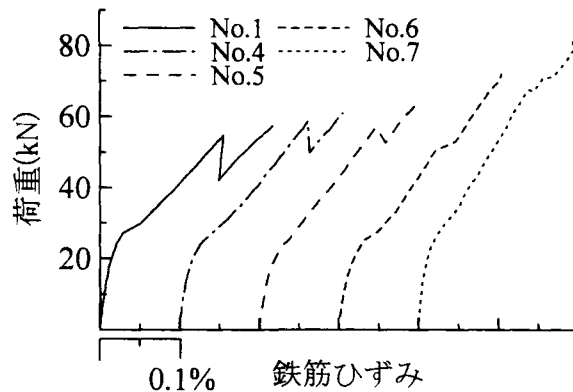


図-5.20 主鉄筋ひずみと荷重の関係に及ぼす補強鉄筋量の影響

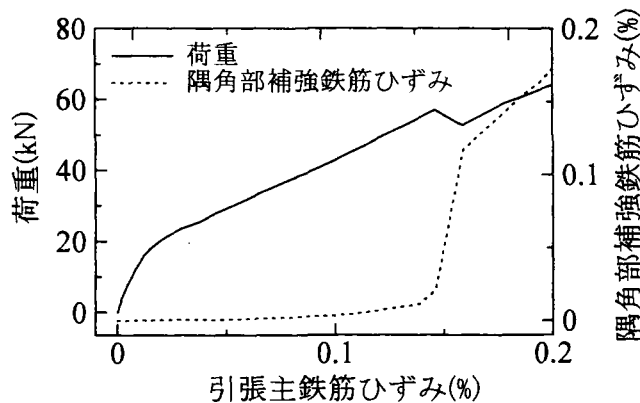


図-5.21 割裂ひび割れの発生と隅角部補強鉄筋ひずみの関係 (供試体 No.5)

に引張主鉄筋のひずみと荷重の関係を示したものである。隅角部に割裂ひび割れが生じるまでは、隅角部補強鉄筋のひずみは小さく、ほとんど機能していない。しかし、割裂ひび割れ後は、隅角部補強鉄筋は機能し始め、隅角部補強鉄筋量が多いほど割裂ひび割れが発生しても、これに伴って生じる荷重の一時的な低下は小さくなるとともに、主鉄筋降伏時の荷重は大きくなる。このような隅角部補強鉄筋の効果について定量的評価を行うため、接合部パネルのコンクリートストラットの圧縮ひずみ分布について調べることにした。

図-5.22 は、隅角部に補強鉄筋を配置しない供試体 No.1 と D6 鉄筋を縦横に 10 本配置した供試体 No.6 について、引張主鉄筋降伏時に生じていたコンクリートの圧縮ひずみ分布を示したものである。

図-5.22 から分かる通り、主鉄筋降伏時のコンクリートの斜め圧縮ストラットの圧縮ひずみ分布状況はかなり異なっていて、供試体 No.6 では割裂ひび割れが発生後でも、圧縮ひずみが接合部パネル内に広く分布している。すなわち、コンクリートの圧縮応力の合力と鉄筋引張力による偶力の腕長は、両供試体の間で異なっていて、供試体 No.6 の方が偶力の腕長が大きくなり、降伏荷重が大きくなっていったものと考えられる。

(2)主鉄筋ひずみと荷重の関係

図-5.16 に示されるように、接合部パネルにおけるコンクリートの圧縮ストラットのひずみ分布は荷重の増加とともに、交点 O よりも内側に偏って増加している。このことから、割裂ひび割れ後のコンクリートの斜め圧縮ストラットの圧縮応力分布は、対角線の交点 O よりもさらに内側に移動している。よって、隅角部補強鉄筋のない場合では、接合部パネルにひび割れが生じた時点で、図-5.16 に示すコンクリートの有効断面の起点を O 点から割裂ひび割れの起点を結ぶ直線と対角線の交点である O' 点へと移動させることとする。

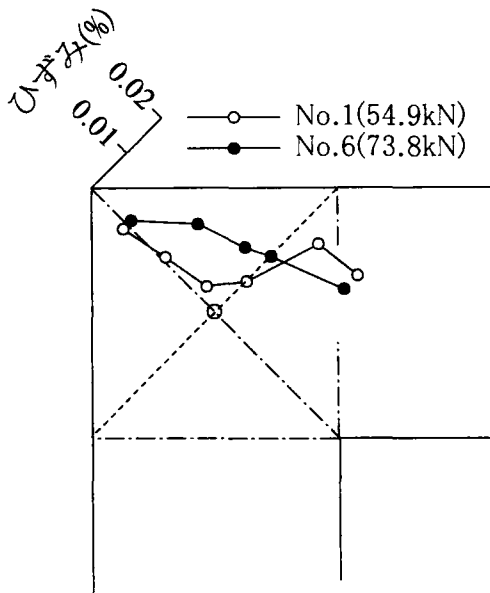


図-5.22 隅角部補強鉄筋がコンクリートひずみ分布に及ぼす影響

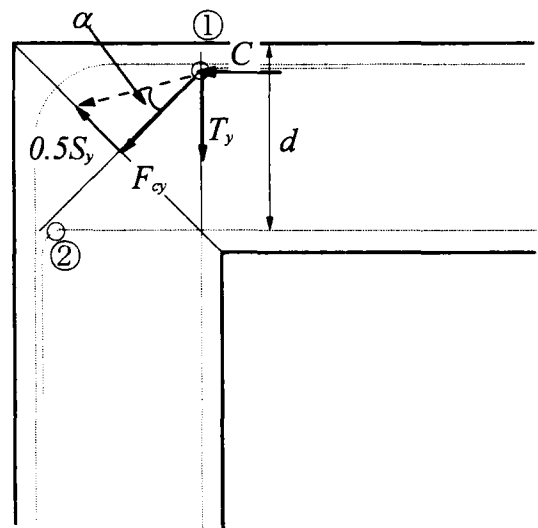


図-5.23 圧縮ストラットの偏向

隅角部に補強鉄筋がある場合では、図-5.22 に示す圧縮ひずみ分布から、割裂ひび割れ後であっても、コンクリートの圧縮応力度は広く分布すると考えられる。この点をふまえ、隅角部の曲げ解析を行う際、補強鉄筋量に応じて、圧縮応力度を負担しうるコンクリートの有効断面の大きさを変化させることとした。

ここで、引張主鉄筋が降伏した時点での、主鉄筋のフック部における鉄筋引張力とコンクリートの圧縮力の合力  $F_{cy}$  (コンクリートの圧縮ストラット) は次式であたえられる。

$$F_{cy} = \sqrt{2}T_y \quad (5.7)$$

ここで、 $T_y$  は引張主鉄筋降伏時の引張力である。隅角部補強鉄筋降伏時の引張力の対角線方向の分力の総和を  $S_y$  とする。  $S_y$  の半分が合力  $F_y$  の作用方向を接合部外側に偏向させるとする。ここで、  $S_y$  の半分とした理由は、図-5.23 に示すように、圧縮力が作用する箇所は①および②の2箇所であり、対象形であるので、隅角部補強鉄筋の作用として、それぞれ50%づつ振り分けられると考えられるためである。偏向した角度を図-5.23 に示す  $\alpha$  とすると、  $\tan \alpha = 0.5S_y / F_y$  で与えられる。接合部パネルで圧縮力を生じるの有効断面の大きさははり部材の有効高を  $d$  とすると

$$\Delta d = \frac{d}{\sqrt{2}} \cdot \tan \alpha \quad (5.8)$$

分だけ増加すると考える。隅角部補強鉄筋が有効に作用し始めるのは、割裂ひび割れ発生後であるので、割裂ひび割れ発生後のコンクリートの有効断面の起点を図-5.14 中の O'点から O"点に移動させる。

上記の仮定に基づき、載荷荷重と図-5.8 の 2-a の位置における引張鉄筋ひずみの関係を解析的に求め、実測値の結果と比較した。解析対象断面は、図-5.14 に示す 1-1'断面および 2-2'断面を設定し

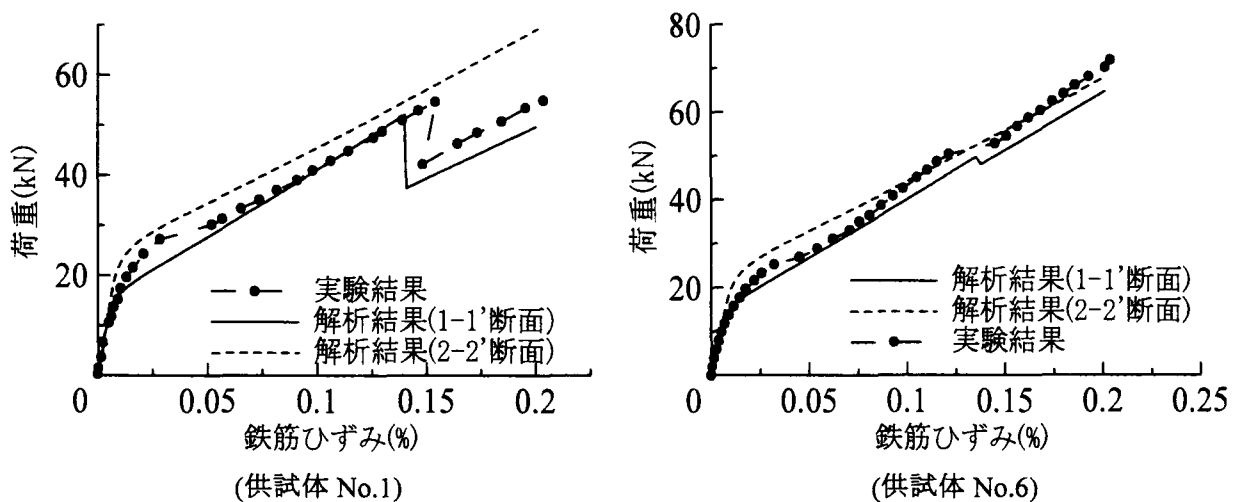


図-5.24 鉄筋ひずみと荷重の関係

た。

図-5.24 はそれぞれ供試体 No.1 および No.6 の載荷荷重と鉄筋ひずみの関係を示したものである。実験結果によると、解析結果よりもわずかに大きな荷重で割裂ひび割れによる荷重低下が現れている。鉄筋ひずみが降伏点に達した時点での荷重は、実験結果が 1-1'断面の解析結果をわずかに上回っているが、ほぼ同じ値となっていて、割裂ひび割れによる荷重の一時的な低下が適切に再現できていることが分かる。一方、供試体 No.6 は供試体 No.1 と異なり、隅角部の補強鉄筋を配置しているため、割裂ひび割れの発生による荷重低下の影響は小さくなっている。1-1'断面での解析結果と実験結果はおおよそ一致している。図-5.25 は引張主鉄筋降伏時荷重の実験値と計算値を比較した結果を示したものである。図中の番号は供試体番号を示す。供試体 No.7 において、計算値は実験値をやや過大に評価しているが、概略的には本方法により降伏時荷重を評価できていると考えられる。

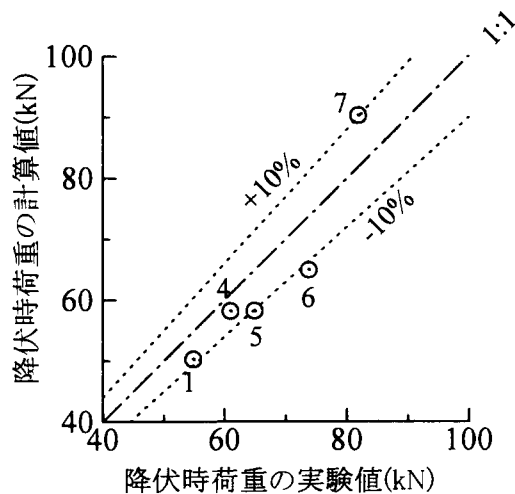


図-5.25 主鉄筋降伏時の荷重（実験値と解析値の比較）

### 5.3.7 ハンチ筋の影響

ハンチ筋を配置することにより、割裂ひび割れ発生時の荷重は大きくすることができるが、ハンチ筋を配置しても、主鉄筋とハンチ筋の引張力の負担割合によっては、必ずしも割裂ひび割れの発生を防止できるとは限らない。割裂ひび割れを防止するには、割裂ひび割れの発生につながる主鉄筋の引張力の負担を小さくし、主鉄筋が降伏する位置すなわち、塑性ヒンジ形成箇所をより部材側に誘導する必要がある。

今回実験を行った供試体のうち、ハンチ筋を配置したもので主鉄筋が降伏するまでに割裂ひび割れの発生を防ぐことができたのは、主鉄筋と同量のハンチ筋を配置し、ハンチ寸法を 30cm とした供試体 No.12 のみであった。ハンチ筋を配置した場合の塑性ヒンジ形成箇所を推定するためには、載荷荷重と主鉄筋ひずみの関係を解析的に正しく追跡できなければならない。ここでは、ハンチ筋を配置した供試体について、荷重と主鉄筋ひずみの関係について検討を行った。

ハンチ筋を配置した場合の、解析検討断面を図-5.26 に示す。ここで、主鉄筋ひずみの測定位置は、



図-5.26 中の 2-2'断面位置（これを2点とする）ならびに、3-4 点の2箇所である。

図-5.27 は、ハンチ筋を D13、ハンチ寸法  $h=30\text{cm}$  とした供試体 No.9 を対象として、各断面位置において解析的に得られた荷重荷重と主鉄筋ひずみの関係を示したものである。この結果を見ると、主鉄筋ひずみが最大となる断面位置は、荷重荷重の大きさに応じて変化していることが分かる。荷重が  $80\text{kN}$ （鉄筋ひずみで約  $0.11\%$ ）あたりまでは、3-3'断面位置で鉄筋の引張ひずみが最大となるが、この後 1-1'断面の主鉄筋ひずみと大小関係が逆転し、割裂ひび割れが発生すると予想された。最終的には 1-1'断面で主鉄筋が降伏する結果となった。これに対し、鉄筋ひずみの実測結果を図-5.28 に示す。実測結果によると、荷重が  $90\text{kN}$  までは 3-4 点の方が引張ひずみは大きくなっているが、その後 2点の方が引張ひずみは大きくなり、割裂ひび割れ発生の後、引張ひずみが急増し、降伏する結果となった。解析結果と実測結果を比較すると、荷重が  $90\text{kN}$  程度までは、両者に若干の開きがあるものの、その傾向はおおよそ捉えていて、主鉄筋降伏断面の位置および、割裂ひび割れの発生については妥当な結果を与えていたと考えられる。

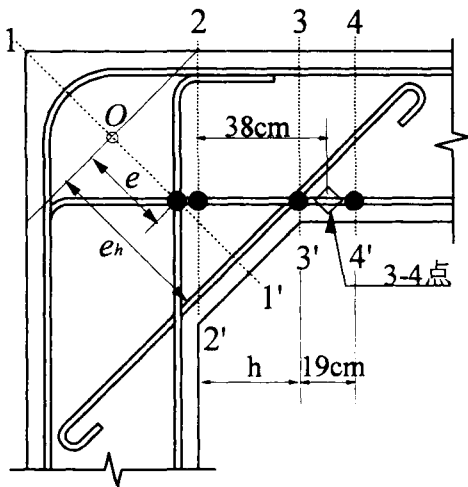


図-5.26 ハンチ筋を配置した場合の  
解析検討断面

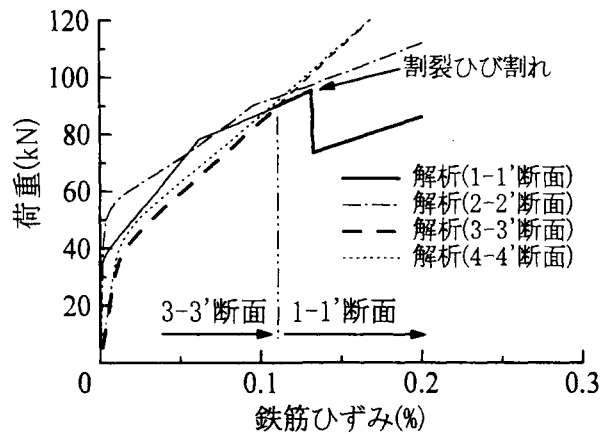


図-5.27 荷重と主鉄筋ひずみの関係（解析結果）

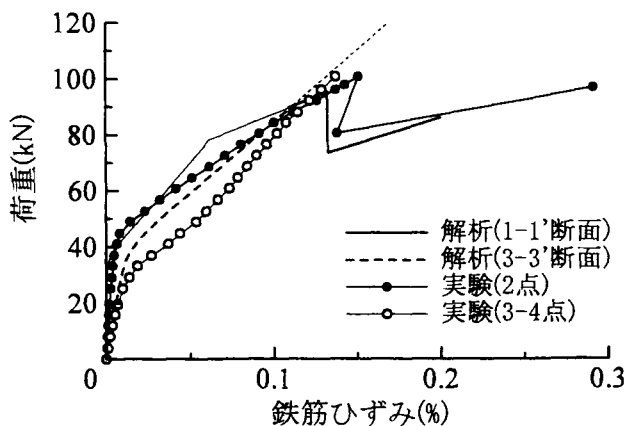


図-5.28 荷重と鉄筋ひずみの関係  
(実測結果と解析結果)

表-5.3 割裂ひび割れ時・主鉄筋降伏時荷重

供試体 No	実験結果(kN)		解析結果(kN)			
	Pcr	Py	Pcr	Py1	Py2	Py3
1	54.7	54.9	56.1	69.3	<b>49.7</b>	-
8	95.9	89.2	94.5	102.8	<b>77.7</b>	126.6
9	100.8	96.8	98.9	112.6	<b>86</b>	136.5
10	94.4	86.5	89.3	106.5	<b>77.1</b>	119.2
11	113.8	114.7	127.5	133.9	<b>104.6</b>	137.6
12	-	134.4	156.6	161.4	126.2	<b>152.2</b>

ただし上記表において

- Pcr : 割裂ひび割れ発生荷重
- Py : 主鉄筋降伏時の荷重
- Py1 : 割裂ひび割れが生じないと仮定して得られた降伏時荷重
- Py2 : 割裂ひび割れが生じると仮定して得られた降伏時荷重
- Py3 : 図-5.20 の 4-4'断面で降伏するとして得られた降伏時荷重

ハンチ筋を配置した供試体について、割裂ひび割れ発生荷重および主鉄筋降伏時荷重について、それぞれ実験結果と解析結果を表-5.3 に示す。

供試体 No.8 から No.12 はハンチ筋を配置していても、解析上  $Pcr < Py1$  となっていて、割裂ひび割れが先行する形となっている。ただし、No.12 ではわずかの差ではあるが  $Pcr > Py3$  となっていて、解析上は、割裂ひび割れ発生前に 4-4'断面での鉄筋降伏が先行することとなった。

実験結果によると、割裂ひび割れ発生よりも主鉄筋降伏が先行したのは供試体 No.12 のみであり、上記の解析結果と一致していた。ただし、供試体 No.12 では  $18\delta y$  の正負交番載荷後、 $28\delta y$  に載荷点変位を増加させる間に割裂ひび割れの発生が認められた。

以上の結果をまとめると、解析の検討断面を複数設定し、それぞれの断面において主鉄筋降伏時の荷重と割裂ひび割れ発生時の荷重を比較することにより、おおよそ割裂ひび割れの発生の有無を予測することができる。

図-5.29 は各供試体の主鉄筋降伏時の荷重について、実験値と解析値を比較した結果を示すものである。おおよそ両者は一致しているが、割裂ひび割れ前に主鉄筋が降伏した供試体 No.12 のみ解析結果が実験結果を上回り、それ以外の供試体では、解析結果が実験結果をやや下回る結果となっていた。この理由の一つとして、ハンチ筋の負担する引張力の推定精度に問題があったものと思われる。

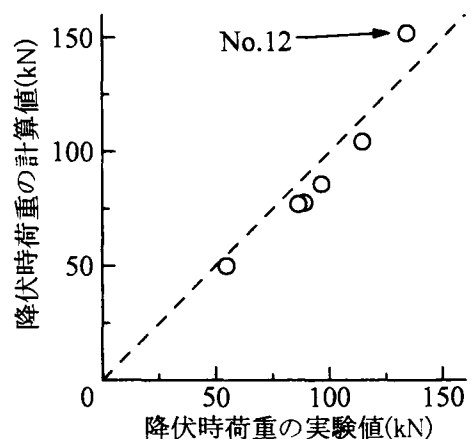


図-5.29 主鉄筋降伏時の荷重の比較

5.3.8 正負交番载荷時の挙動について

正負交番载荷を実施した供試体について、载荷荷重と変位の履歴の一例（供試体 No.4）を図-5.30に示す。各 $\delta y$ での繰り返し载荷において、2回目および3回目の载荷でヒステリシスループの描く面積が非常に小さくなっていることが特徴として挙げられる。図-5.31は隅角部補強鉄筋を配置した供試体 No.4 および No.7 のピーク時の荷重の絶対値と荷重の繰り返し回数の関係を示したものである。いずれの場合も正载荷と負载荷を比べると、正载荷の方がピーク時荷重は小さく、かつ荷重低下が顕著となり始める荷重の繰り返し回数は小さくなっている。ただし、D19のハンチ筋を配した供試体 No.12のみは正载荷負载荷とも、ピーク時の荷重はほぼ同じ大きさであった。

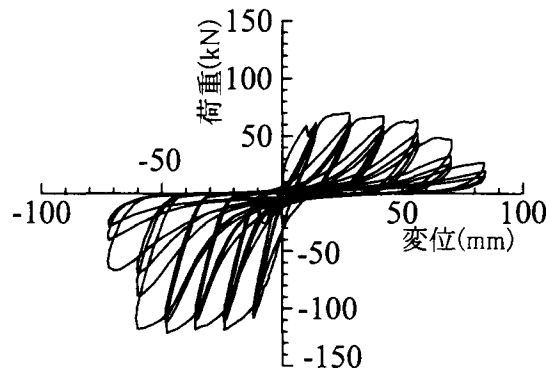


図-5.30 荷重変位関係の一例

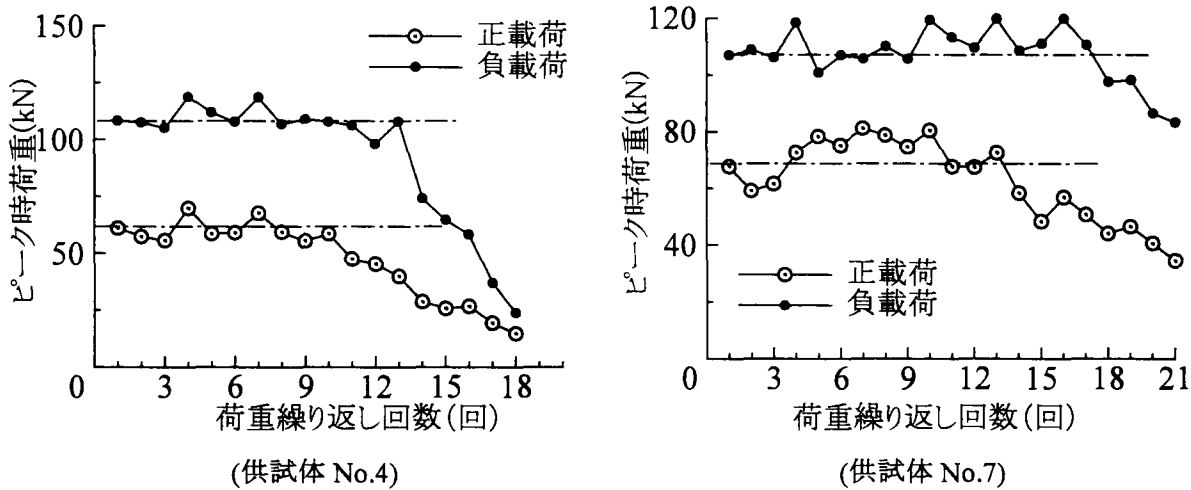


図-5.31 荷重の繰り返しによるピーク時荷重の推移

(1)荷重変位関係の包絡線について

図-5.32は隅角部の補強鉄筋量を変化させた供試体の、荷重変位関係の包絡線を示したものである。表-5.4は比較を行った供試体の隅角部補強鉄筋量を、接合部パネルに作用するせん断力を基準として定量的に示したものである。表中の $V_{jy}$ は、正载荷において主鉄筋降伏時に接合部パネルに作用するせん断力の計算値を示している。 $V_s$ は、隅角部補強鉄筋が降伏点に達したと仮定し、隅角部補強鉄筋が負担すると考えられるせん断力の計算結果を示す。 $V_{jy}$ および $V_s$ の計算方法は文

献 19 に準拠している。最も隅角部補強鉄筋量の多い供試体 No.7 では、補強鉄筋によって、ほぼせん断力を負担しうるものとなっている。

実験結果によると、隅角部補強鉄筋量を増加させることにより、ピーク時の荷重は大きくなる傾向が認められる。しかし、最大荷重を示した後のピーク時荷重の低下状況については、補強鉄筋量の多い方がやや緩やかになっているとも見えるが、必ずしも大きな差は認められず、隅角部補強鉄筋量を増加させても、じん性はさほど増加するとはいえない結果となっていた。

図-5.33 は、ハンチ筋の量及びハンチ寸法を変化させた場合の包絡線を示したものである。ハンチ筋の効果は明瞭に現れていて、ハンチ寸法を 30cm としハンチ筋を主鉄筋と同量配置した供試体 No.12 では、正載荷時のピーク時荷重およびじん性とも大きくなっていることが分かる。

(2)接合部パネルの変形と等価粘性減衰定数の関係

図-5.34 は隅角部補強鉄筋量を変化させた供試体の等価減衰定数 ( $h_{eq}$ ) を示したものである。各塑性率において、2 回目の載荷を対象として  $h_{eq}$  を求めている。この理由として1回目の載荷では、繰り返しの効果が十分に現れないこと、2回目と3回目のヒステリシ

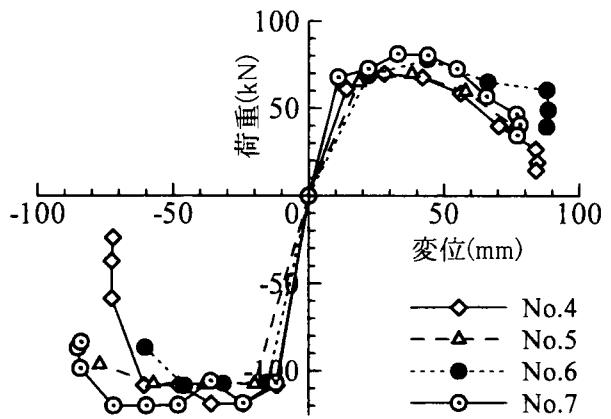


図-5.32 荷重変位関係の包絡線  
(隅角部補強鉄筋の影響)

表-5.4 隅角部補強鉄筋量を変化させた供試体

供試体番号	No.4	No.5	No.6	No.7
V <sub>jy</sub> (kN)	285	285	285	281
補強筋	5D6	6D6	10D6	10D10
f <sub>wy</sub> (MPa)	365	365	365	383
V <sub>s</sub> (kN)	58	69	116	273
V <sub>s</sub> /V <sub>ju</sub>	0.2	0.24	0.41	0.97

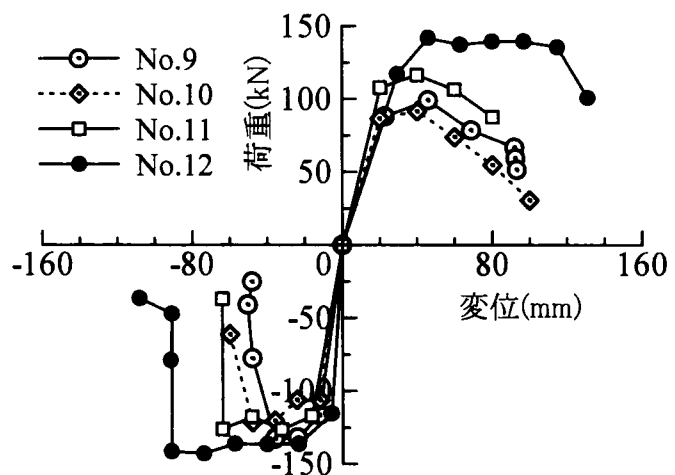


図-5.33 荷重変位関係の包絡線  
(ハンチ筋の影響)

スループにはあまり大きな変化がないためである。図中にはハンチ筋のみを配置した供試体 No.12 についてもプロットしている。  $h_{eq}$  は、隅角部補強鉄筋を配置することにより、やや増加する傾向が認められるが、ハンチ筋を主鉄筋と同量配置することにより、それ以上の  $h_{eq}$  が得られている。ここで、 $h_{eq}$  の低下の原因としては、供試体接合部パネルのせん断変形が関わっているものと考えられる。この点を明らかにするため、接合部パネルのせん断変形について検討を行う。ここで、接合部パネルのせん断変形は渡辺らの研究<sup>14)</sup>を参考とし図-5.35 の位置で計測した。

接合部パネルのせん断変形角  $\theta$  は次式で与えられる。

$$\theta = \frac{\delta_{s2} - \delta_{s1}}{305\sqrt{2}} \quad (5.9)$$

ここで、変位  $\delta_{s1}$ 、 $\delta_{s2}$  はそれぞれ図-5.35 に示す位置で測定された変位(mm)である。式(5.9)中の 305 は図-5.35 に示す変位測定位置の基長である。接合部パネルのせん断変形によって生じる、荷重点での変位  $\delta_{sh}$  は、次式で与えられる。

$$\delta_{sh} = \frac{\theta \cdot l'}{\sqrt{2}} \quad (5.10)$$

ここで、 $l'$  は接合部パネルの図心位置から、供試体開き変位測定位置までの距離である。図-5.36 は、供試体 No.4 について、荷重の繰り返し回数と荷重点変位  $\delta$  および  $\delta$  から隅角部のせん断変形  $\delta_{sh}$  を差し引いた残りの変形量の変化状況を示したものである。なお、この供試体では繰り返し回数が 12 回を超えた時点で、 $\delta_{s2}$  が変位計の最大容量である 20mm を超えたので、 $\delta_{sh}$  も 12 回までの値を示している。ここでの荷重方法は、各  $n\delta_y$  で 3 回づつの繰り返しとしているが、 $2\delta_y$  以降の荷重 (図-33 において繰り返し回数 4

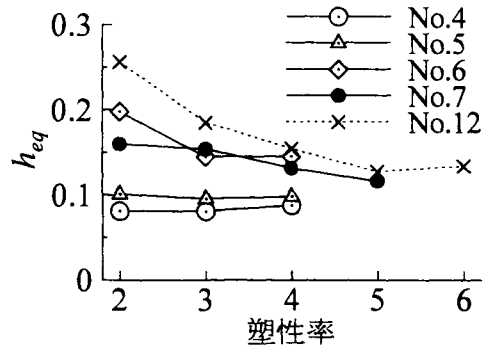


図-5.34 隅角部補強鉄筋量が等価減衰定数に及ぼす影響

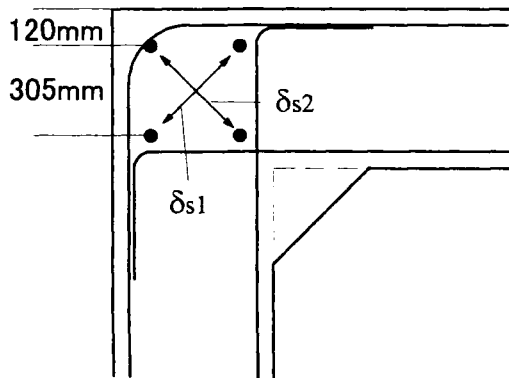


図-5.35 接合部パネルの変形測定位置

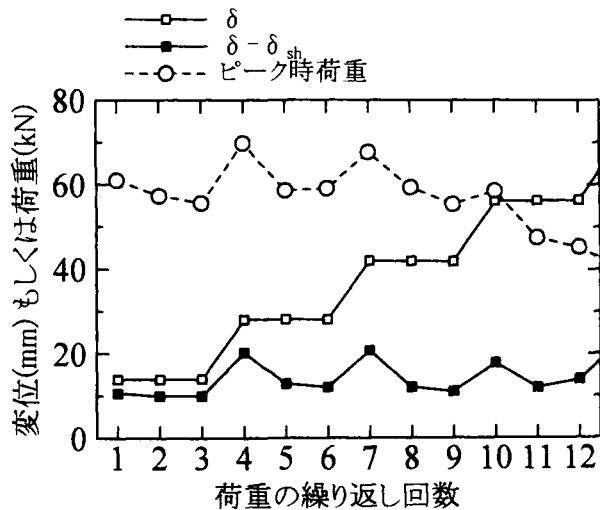


図-5.36 供試体 No.4 の変形状況

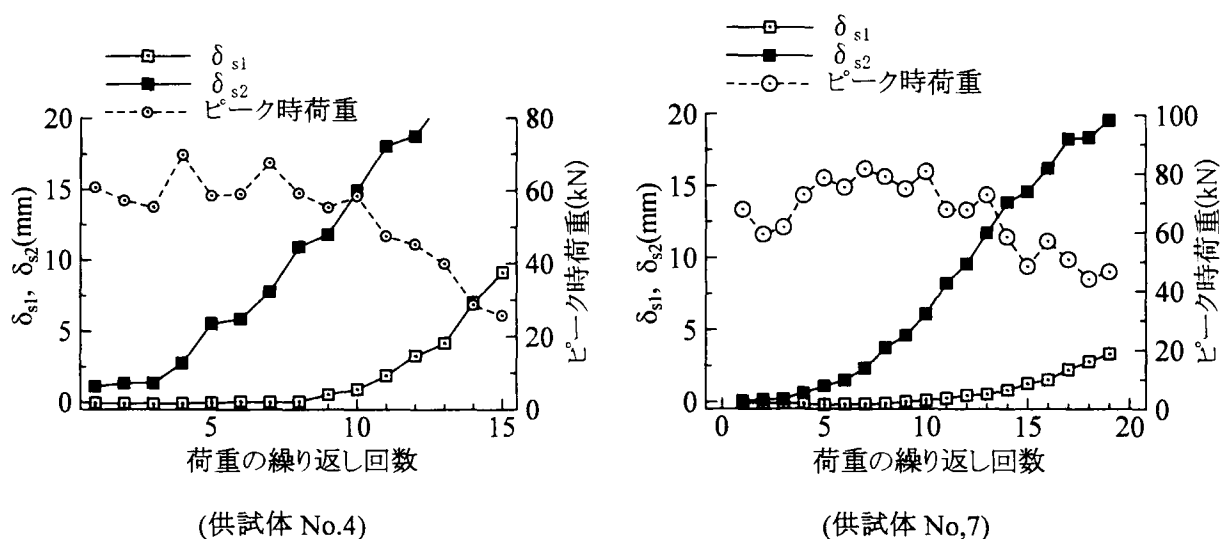


図-5.37 荷重回数の増加に伴う $\delta_{s1}, \delta_{s2}$ の増加

回以降)において、それぞれ $n\delta_y$ の1回目の荷重サイクル(繰返し回数4,7,10,...に相当)で一時的に $\delta_{sh}$ は大きくなっていて、曲げ変形が一時的に増大しているが、 $n\delta_y$ の2回目(繰返し回数5,8,11,...)3回目(繰返し回数6,9,12,...)と荷重回数を重ねるにつれ $\delta_{sh}$ は減少し、曲げ変形の寄与が減少している。せん断変形が占める割合は、相対的に大きくなっていることが分かる。

図-5.37は、正荷重における供試体No.4とNo.7の $\delta_{s1}$ 、 $\delta_{s2}$ ならびにピーク時荷重の変動状況を示したものである。この結果を見ると、荷重の繰返し回数が4回を超えたあたりから、 $\delta_{s2}$ が増加し、接合部パネルのせん断変形が増加していること、しかし、この時点ではピーク時の荷重の低下は生じていない。ピーク時の荷重の低下は、 $\delta_{s2}$ よりもむしろ $\delta_{s1}$ との関連性が高く、 $\delta_{s1}$ が増加し始めた時点で、ピーク時の荷重の低下が顕著になり始めていることが分かる。すなわち、正負交替荷重の作用により、比較的繰返し回数の小さい段階からせん断変形の増加が認められるが、これによって隅角部の強度が低下するのではなく、負荷時の変形により、正荷重時にコンクリートの圧縮ストラットが負担する圧縮力の低下が生じ、このために隅角部の強度が低下するものと考えられる。

図-5.38はハンチ筋を配置しなかった供試体について、正荷重のピーク時荷重と $\delta_{s1}$ の関係を示したものである。この結果を見ると、隅角部補強鉄筋量に関わらず、 $\delta_{s1}$ の増加と共にピーク時荷重の減少が生じていることが分かる。特に、 $\delta_{s1}$ が0mmから2mm程度までの間にピーク時荷重の低下が進行している結果となった。ここで、接合部パネルに塑性変形が生じなければ $\delta_{s1}$ の増加も抑制され、ピーク時荷重の低下も生じないものと考えられる。この点を検証するため、D19のハンチ筋を配置した供試体について、 $\delta_{s1}$ とピーク時の荷重の変化を調べた。図-5.39は、荷重の繰返し回数の増加に伴う、 $\delta_{s1}$ の変化を示したものであり、図-5.40はピーク時荷重の変動状況を示したものである。なお、ハンチ寸法やハンチ筋量に応じて1 $\delta_y$ 載荷時のピーク荷重が異なるので、ここでは、1 $\delta_y$ の1回目の載荷におけるピーク時を基準とし、ここからの各載荷サイクルにおけるピーク時荷重の変化量を縦軸とした。ここで、供試体No.12のみハンチ筋は降伏せず、主鉄筋の降伏がハンチ始点部に誘導されていたものである。供試体No.12を除いて、ハンチ筋のない供試体と同様に $\delta_{s1}$ の増加と共に

にピーク時荷重の減少が生じていた。しかし、供試体 No.12 では  $\delta_{s1}$  は負の値をとっていて、ピーク時の荷重低下も殆ど認められない。この結果から、正載荷における強度低下を防止するためには、ハンチ筋の配置により塑性ヒンジ形成箇所をはり部材側に設定することが重要であると考えられる。

#### 5.4 まとめ

L型のRC隅角部の載荷試験を通じ、以下の結論が得られた。

隅角部に正の曲げモーメントが作用した場合、

- 1) 接合部パネル前面に主鉄筋に沿った曲げひび割れの発生により、付着強度が低下していて、主鉄筋の引張力はフック端部を通じてコンクリートに伝達されている可能性が高い。また、割裂ひび割れのパターンについて解析結果と比較を行ったところ、付着強度の低下により、載荷試験で認められるような割裂ひび割れが生じることが明らかとなった。
- 2) 正載荷における隅角部の割裂ひび割れ強度の算定方法の提案を行い、比較的良好な精度で割裂ひび割れ強度を推定しうることを示した。
- 3) 割裂ひび割れの発生により、主鉄筋降伏時の強度は低下するが、この原因は割裂ひび割れの発生に伴う圧縮ストラットの形成位置の移動によることが明らかとなった。
- 4) 隅角部の補強鉄筋を配置することにより、割裂ひび割れの発生に伴う荷重の低下が緩和される。ここでは、接合部パネルの補強鉄筋の影響を考慮した降伏時強度の評価方法を提案した。

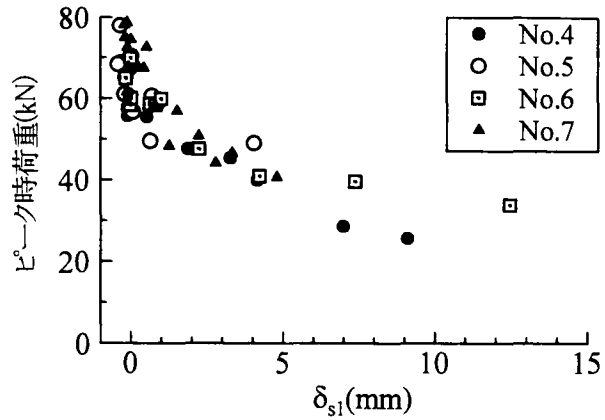


図-5.38  $\delta_{s1}$  とピーク時荷重の低下の関係

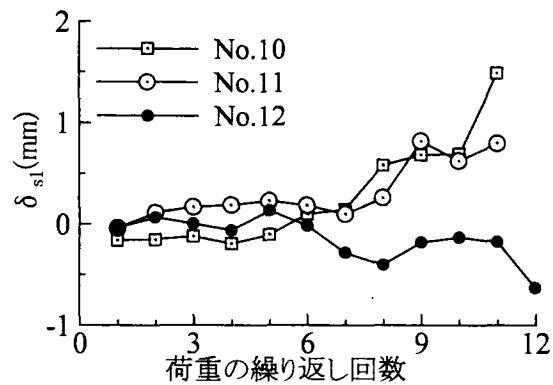


図-5.39 載荷回数の増加に伴う  $\delta_{s1}$  の増加

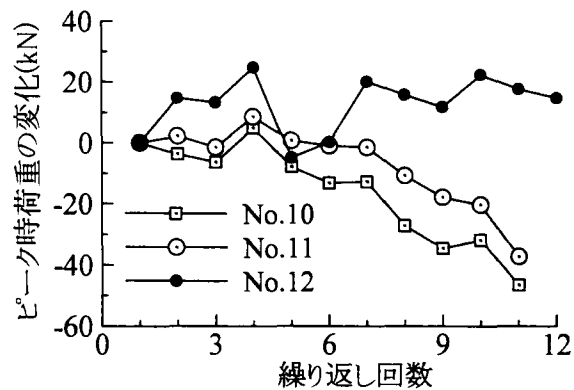


図-5.40 載荷回数の増加に伴うピーク時荷重の変化

- 5) ハンチ筋を配置した場合、割裂ひび割れ強度は増加するものの、必ずしも割裂ひび割れの発生を防止することはできない。割裂ひび割れの防止のためには、少なくとも主鉄筋と同量のハンチ筋を適切な位置に配置すべきであることが明らかとなった。  
一方、正負交番载荷を行った場合の接合部の挙動について、以下の点が明らかとなった。
- 6) 接合部パネルに割裂ひび割れが発生すると、ここでのせん断変形が大きくなり、L型部材の载荷点での荷重変位関係の履歴は、エネルギー吸収量の少ないスリップ型となりやすい。
- 7) 正载荷における接合部の強度低下の原因として、接合部パネルに生じる割裂ひび割れと平行な方向の引張変位の増加による圧縮ストラットの負担する圧縮力低下が想定される。
- 8) 今回行った実験の範囲内では、隅角部補強鉄筋のじん性に及ぼす影響はあまり明確ではなかったが、多少効果は認められた。
- 9) ハンチ筋を主鉄筋量と同量配置し、ハンチ寸法を 30cm 確保した供試体では、塑性ヒンジがハンチ始点付近に形成され、接合部パネルの損傷は生じにくかった。この結果、L型RC部材としてもっとも大きな変形性能が確保される結果となった。

#### 参考文献

- 1) F. レオンハルト、E. メニツヒ（横道英雄監訳、成井信、上阪康雄、豊沢佳彦訳）：鉄筋コンクリートの配筋、レオンハルトのコンクリート講座3、pp.188-205、鹿島出版会。
- 2) Kramer, A.D. and Sharooz, B.M. : Seismic Response of Beam-Column Knee Connections, ACI Structural Journal, Vol.91, No.3, pp.251-260, 1994.
- 3) Nilsson, I.H.E. and Losberg A.: Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment, Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol.102, ST6, pp.1229-1254, June 1976.
- 4) 蟹江秀樹、鈴木基行、尾坂芳夫：RC部材接合部の耐力に関する実験的研究、土木学会年次講演会概要集
- 5) 小倉弘一郎、関根正孝：鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する研究の動向、コンクリート工学、Vol.19, No.9, pp.3-15, 1981.9.
- 6) 杉浦征二：コンクリートラーメン部材の配筋に関する実験、首都高速道路公団技報、第13号、pp.191-195, 1981.
- 7) Somerville, G. and Taylor, H. P. J. : The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures, Structural Engineer, Vol.50, No.1, pp.7-19, 1972.
- 8) Mayfield, B., Kong, F.K., Bennison, A. and Davis, J.C.D.T. : Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete, Journal of ACI, Vol.68, No.5, pp.366-372, 1971.
- 9) Noor, F. A. : Ultimate Strength and Cracking of Wall Corner, Concrete, Vol.11, No.1, pp.31-35, 1977.
- 10) Jackson, N. : Design of Reinforced Concrete Opening Corners, Structural Engineer, Vol.73, No.13, pp.209-213, 1995.
- 11) 小林茂敏、森濱和正、高橋正志：鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集、土木研究所資料第2045号、1984.



- 12) 長友克寛、角徹三、松原三郎：異形鉄筋の付着特性に及ぼす横方向引張応力の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12-2, pp-491-496、1990.
- 13) Mazzoni,S. Moehle, J.P., and Thewalt, C.R. : Cyclic Response of RC Beam-Column Knee Joint, Earthquake Enginerring Research Center Report , No.UCB/EERC-91/14, October, 1991.
- 14) 渡辺忠朋、松本信之：じん性を考慮した耐震設計法に関する研究（その2）－RC 高架橋の部材接合部の強度と変形性能－、鉄道総研報告、Vol.5, No.9, pp.21-30, 1991.
- 15) Paulay, T. , Park, R. and Priestley, M. J. N. : Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Action, Journal of ACI, Vol.75, No.11, pp.585-593, 1978.11.
- 16) 角徹三、浅草肇：鉄筋コンクリート柱はり接合部の研究の動向、コンクリート工学、Vol.26, No.10, pp.14-22, 1988.
- 17) 富田貴久:正六面体対角線割裂試験, セメント・コンクリート, No.353, pp.50, 1976.7.
- 18) 中村光, 檜貝勇：拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐荷力評価, 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.157-166, 1994.
- 19) Newzealand Standard: Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS3101, 1982.

## 第6章 結論

本研究において、コンクリート部材のせん断強度、特に正負交番荷重が作用する場合のせん断強度の評価方法について検討を実施した。その結果をとりまとめると以下の通りである。

第3章において単調増加荷重が作用するRC棒部材のせん断強度について検討を行った。この検討において最も力点を置いた箇所は、修正トラス理論においてコンクリートが負担するせん断力として、せん断ひび割れ発生後はアーチ機構が重要な機能を果たすことを示したところである。第2章でも示したとおり、これまで土木分野で用いられているせん断耐力の評価式においてコンクリートの負担するせん断力は、せん断ひび割れ発生時のせん断力を代用してきた。これは、一次近似としてはほぼ妥当なものであると考えられるものの、せん断補強鉄筋を有するRC部材に再現されている実際のせん断抵抗機構を適切に解釈したものではない。また、コンクリートの圧縮強度の影響についてみれば、せん断ひび割れ発生時のせん断力として解釈すると、コンクリートの引張強度に近いものであり、コンクリートの圧縮強度による影響はあまり受けないものと予想される。しかし、載荷試験結果からアーチ機構を評価した場合、コンクリートの負担するせん断力に与えるコンクリートの圧縮強度の影響はそれよりも顕著であることが明らかとなった。また、PC部材の実験結果を例にとり、プレストレスの導入による軸力成分を加え合わせることにより、コンクリートの負担するせん断力が算定可能であることを示した。現存するコンクリートの負担するせん断力として、土木学会コンクリート標準示方書に示されているディープビームを対象とした評価式により、本来評価対象とする範囲を超えたせん断スパン比を持つRC部材のアーチ機構による負担せん断力を推定しうることを明らかにした。

一方、主鉄筋のダウエル作用に対する検討から、せん断補強鉄筋を有する場合には主鉄筋のダウエル作用が見かけ上増加するものの、実際には、せん断補強鉄筋の寄与が大きく、これを取り除いた主鉄筋そのもののダウエル作用としては、コンクリートの負担するせん断力として必ずしも大きなものではないことを示した。

これらの検討結果は、第4章に述べる正負交番荷重下におけるRC部材のせん断強度の低下理由を考察する基礎となるものである。

第4章では、まず定変位振幅の繰り返し載荷試験を実施し、一方向のみの載荷を行う場合と、荷重を反転させ正負交番載荷試験とした場合の、RC部材のコンクリートの負担するせん断力の違いについて検証を行った。一方向の繰り返し載荷試験を行った場合では、単調載荷試験の場合と比較してせん断補強鉄筋に生じる引張応力は大きくなる傾向にあるものの、繰り返し作用する荷重の増加に対するせん断補強鉄筋の引張応力の増加は少ないことを示した。また、除荷時にせん断補強鉄筋に残留する引張力について、これをコアコンクリートに対する拘束応力ととらえ、コンクリートの負担するせん断力の一部として加え合わせたところ、せん断変形とコンクリートの負担するせん断力の関係は、単調載荷時のそれとほぼ一致していることを示した。これに対し、正負交番載荷を

行った場合では、引張主鉄筋が降伏するほどの塑性変形が生じた場合、荷重反転によってコンクリートの負担するせん断力に著しい低下が認められることを示した。これは、コンクリートの負担するせん断力のうち、アーチ機構に由来すると考えられる部分が損傷を受けるためである。しかし、せん断補強鉄筋には荷重を除荷しても引張応力が残留し、コアコンクリートに拘束力が働くため、コンクリートの負担するせん断力のすべては失われるわけではない。このことは、一方向繰り返し载荷の場合と同じである。実際、ピーク時にせん断補強鉄筋が降伏せず、コアコンクリートの拘束力が温存される状況にあれば、正負交番载荷条件でもRC部材のせん断破壊は生じないこととなる。

これらの条件から、塑性率が4程度の範囲での正負交番荷重繰り返しにおいて、せん断破壊を防止するために必要となるせん断耐力を提案した。

また、正負交番荷重が作用する場合を想定したRC部材のせん断耐力評価式に基づいて算定される曲げ終局強度に対するせん断耐力の余裕度によって、RC部材の靱性率が評価しうる可能性を示した。ここで重要な点としてあげられることは、①部材の引張主鉄筋量が少なく、せん断ひび割れ発生前に部材の曲げ耐力に到達するような場合では、コンクリートの負担するせん断力について、正負交番荷重下であっても、これを低減する必要がないこと、②部材に配置したせん断補強鉄筋量が多い場合や、引張主鉄筋量が少ないように、曲げ耐力に対するせん断耐力が大きい場合では、せん断ひび割れの傾斜角が大きく、せん断ひび割れを横切って機能するせん断補強鉄筋量が減少することである。この影響をふまえなければ、せん断補強鉄筋によるせん断補強効果を過大に見積もることにより、靱性率の予測値も実験値を過大評価する結果になる。

次に、せん断スパン比が小さくなると、従来から明らかにされているようにアーチ機構が卓越するせん断抵抗機構が現れることとなる。このことから、正負交番荷重が作用する条件では、アーチ機構の消失に伴うコンクリートの負担するせん断力の低下が懸念される。実際に载荷試験を行った結果においても、コンクリートの負担するせん断力の著しい低下が認められたものの、その理由はせん断スパン比が大きい場合とは異なったものであることを示した。これは、せん断スパン比が小さい場合、せん断剛性に比較して曲げ剛性が非常に大きいため、载荷点変位振幅を制御する载荷方法を採用した場合、供試体に発生する曲げ変形量が相対的に非常に小さくなるためである。せん断スパン比が大きい場合では、上述の通り荷重の反転によって主鉄筋に発生する残留引張ひずみがアーチ機構の損傷に結びつく訳であるが、せん断スパン比が小さい場合では、载荷点の変位振幅を増大させてもせん断変形が増加するばかりであり、曲げ降伏は生じない。このことから、せん断スパン比が小さい部材（ここで実施した検討においてはせん断スパン比が1.6程度以下）では、せん断剛性を増加させなければ靱性を向上させることが困難であるといえる。

5章ではRCラーメン隅角部について、せん断強度の評価方法および変形性能の向上方法に関する検討を行った。隅角部に脆性的な破壊が生じるのは、内開きモーメントが作用する場合であるが、このときの破壊パターンは、隅角部接合パネルの割裂破壊である。隅角部に定着される主鉄筋に沿った曲げひび割れの発生により、主鉄筋とコンクリートの付着の低下が接合部パネルに割裂引張力を作用させる原因であることを明らかにした。また、コンクリートの割裂強度に基づいて接合部パ

ネルの割裂強度の評価式を提案した。

隅角部接合部パネルに割裂ひび割れが発生すると、これにより隅角部の強度が全く失われるわけではなく、一時的な強度低下の後、載荷を続けると再び荷重の増加が認められるようになる。しかし、割裂ひび割れの発生による影響は解消されることはなく、主鉄筋の引張降伏時における作用曲げモーメントは割裂ひび割れの発生がない場合と比べて小さくなる。この原因として割裂ひび割れの発生により、隅角部接合部パネルに形成されるコンクリートの圧縮ストラットの形成位置が内側にずれ、アーム長が短くなるためである。隅角部の補強鉄筋を配置することにより、割裂ひび割れ発生時における強度低下を少なくすることが可能となる。ここでは、隅角部の補強鉄筋の補強効果の評価方法を提案した。また、ハンチ筋の配置は隅角部接合部パネルの割裂ひび割れ強度を向上させるのに有効であるが、割裂ひび割れの発生を防止するためには、主鉄筋量と同じ量のハンチ筋を配置する必要があることを示した。

次に、隅角部接合部パネルに正負交番荷重が作用した場合の変形性能ならびに強度低下に関する検討を実施した。これによって得られた重要な結論の一つとして、正負交番荷重が作用する場合、接合部パネルに割裂ひび割れが発生した場合、剛性の低下並びに接合部パネルの強度低下を食い止めることは非常に困難であることである。特に、内閉じの曲げモーメントが隅角部に作用した場合、内開き曲げモーメントが作用する場合に圧縮ストラットが形成される位置に、残留引張ひび割れが生じ、これが隅角部接合部パネルのせん断抵抗の低下に起因していることを示した。隅角部を剛域とみなして照査を行う場合には、ハンチ並びにハンチ筋を配置することにより塑性ヒンジの形成位置を柱もしくははりに誘導することが重要であるといえる。

近年、道路用コンクリート構造物の設計照査手法の高度化に関する取り組みが進みつつある。ここでは、各種荷重のばらつきや、材料強度、施工の品質のばらつきを考慮し、構造物が破壊に至る危険率を要求されるレベル以下に制限するための信頼性設計の考え方の導入が模索されている。理想として掲げるところでは、部材単体の破壊の照査を脱却し、構造物全体としての破壊を照査するものである。これは、EN1990 や ISO19338 等でも触れられている構造ロバスト性 (Structural Integrity) の確保の観点からは必須の事項であり、当然のことながら構造物の破壊モードを描いたシナリオ通りに制御できることが前程となる。

すなわち、曲げ変形による塑性化を生かした設計を行うのであれば、想定したシナリオ通りの位置で塑性ヒンジが形成され、かつその断面において計画しているじん性を満足する必要がある。塑性ヒンジの位置が異なったり、あるいは想定される変形量に達しない段階でせん断破壊が生じるようなことがあってはならない。このためには、必要十分なせん断補強鉄筋の配置とともに、ラーメン形式の部材であれば、隅角部の損傷を食い止めるための補強鉄筋の配置が重要である。

本研究において得られた知見に基づきコンクリート部材の合理的なせん断破壊の防止のためのシナリオをまとめると、

- ①地震荷重のような正負交番繰り返し荷重下での塑性ヒンジの形成を考慮する必要がない部材に対しては、アーチ機構の形成により、コンクリートの圧縮強度を高めると、現行の照査手法で予測

されるよりも大きなコンクリートの負担するせん断力が期待できる。とりわけ、プレストレスを導入したコンクリート部材は、軸圧縮力の寄与が顕著で、コンクリートの負担するせん断力が向上する。従って、コンクリートの圧縮強度を高めること、またプレストレスを導入することは、コンクリートの負担するせん断力を増加させ、必要となるせん断補強鉄筋の抑制に効果的である。

また、想定しているせん断ひび割れの発生角度を  $45^\circ$  で固定してせん断補強鉄筋の寄与を算定していたが、単調増加荷重を想定するならば  $45^\circ$  よりも小さな角度を想定し、少ないせん断補強鉄筋で所定のせん断補強効果が得られる可能性がある。この点も、せん断補強鉄筋量の削減に寄与するものと考えられる。

- ②一方、正負交番繰返し荷重下での塑性ヒンジの形成を考慮する部材に対しては、アーチ機構の形成に期待することは必ずしも妥当ではない。荷重方向の反転によってコンクリートの負担するせん断力の低下が顕著となる。しかし、コンクリートの負担するせん断力が全く期待できなくなるわけではない。せん断補強鉄筋量の増加はコアコンクリートの拘束効果を高めコンクリートの負担するせん断力の低下を防止することとなる。この点をふまえ、第4章図-4.49 に示すじん性率とせん断強度の余裕度の関係から、部材に要求されるじん性に見合ったせん断補強鉄筋量を定め、要求されるじん性率の範囲内ではせん断破壊が生じないような設計を行えばよい。この照査によって、シナリオ通りの変形性能が保証されることとなる。ただし、せん断補強鉄筋量の増加に伴い、せん断ひび割れの角度が大きくなり、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋量の低下に注意する必要がある。
- ③RC部材の隅角部については、接合部パネルに割裂ひび割れを生じさせないことが最も重要であり、接合部パネルの寸法と梁柱部材に配置されている主鉄筋量から接合部パネルの割裂ひび割れの発生について、第5章式(5.5)により照査すればよい。割裂ひび割れの発生が避けがたい場合は、隅角部補強鉄筋あるいはハンチ筋により、隅角部の変形性能を向上させることとなるが、最も確実なのはハンチ筋の配置であり、接合部パネルに形成されるコンクリートの圧縮ストラットとハンチ筋のアーム長に配慮したハンチ寸法を確保することが重要である。これを照査することによって、隅角部に損傷が生じることなく、シナリオ通りの破壊形態すなわち、柱もしくははり部材側に塑性ヒンジを誘導することが保証されることとなる。

本論文の成果を実務に応用するに際して、残念ながら検討できなかった課題としては、過強度の問題がある。本研究において、鉄筋やコンクリートの材料強度は試験結果を用いることを基本としている。しかし、実際には設計で用いる鉄筋などの強度は規格値を用いることとなる。一般的に、鉄筋などの材料は規格値を満足するため降伏点などは余裕を持った値となっている場合が多い。また、曲げモーメントによる塑性ヒンジ区間においては、主鉄筋の引張ひずみが大きくひずみ硬化領域に至るため、降伏点を想定した曲げモーメントを上回るものが作用する可能性が高い。このため、材料規格値を用いた破壊モードの判定が適切な結果にならない。従って、シナリオ通りの構造物の破壊形態を実現するための実務上の手段として、鉄筋の過強度による影響をふまえた安全係数の導

入が必要になる。

また、本論文において導き出した正負交番荷重作用時の棒部材および隅角部のせん断耐力評価方法については、ある程度のばらつきが生じることは避けられない。従って、破壊モード制御のためのシナリオデザインをより確実なものにするためには、ばらつきの程度をふまえた部材係数の設定も今後必要になると考えられる。

今後もコンクリート構造物は社会資本として重要な役割を担ってゆくことに変わりはない。構造物の供用期間にわたって、大きな地震に対して脆性的なせん断破壊を免れその機能を十分に果たしてゆかなければならない。一方で、長期的な視点に立てば、アルカリ骨材反応や塩害などにより経年的な変状が生じる可能性もある。とりわけアルカリ骨材反応が及ぼす影響については、不明なことが多く残されている。本論文では、新設の構造物を対象とした検討にとどまっており、経年劣化を考慮したものにはなっておらず、今後の検討課題として残されている。とりわけ、アルカリ骨材反応により鉄筋の破断が生じたような場合については、これが主鉄筋の定着フック部に生じると、本論文で検討したアーチ機構の形成によるコンクリートの負担するせん断力に大きな悪影響が生じることが予想される。また、せん断補強鉄筋の角部に破断が生じた場合は、せん断補強鉄筋定着長の不足が生じ、コアコンクリートの拘束によるコンクリートの負担するせん断力の低下にもつながるものである。いずれにしても、ここで検討がなされたせん断強度の評価方法は、鉄筋の配筋に関しては構造細目を満足していることが前提条件となっているため、配筋の構造細目の検証も合わせた検討が必要になると考えられる。

## 謝辞

本論文をとりまとめるにあたりご指導を頂きました、京都大学教授・宮川豊章博士、同・河野広隆博士、大阪工業大学教授・井上晋博士、京都大学教授・田村武博士、同・朝倉俊弘博士、同・杉浦邦征博士に深謝の意を表します。

本研究は、先の兵庫県南部地震の後、道路橋示方書耐震設計編の改訂にあたり、コンクリート構造物のせん断耐力に関して寸法効果の考慮と荷重の正負交番作用の影響に対する配慮について検討したことがきっかけとなったものでした。本論文は、このうち特に後者の課題に関して実施した研究をとりまとめたものです。

コンクリート構造物のせん断破壊に関しては、本論文でも触れているとおり、非常に複雑な現象であり、これを正面から捉えることは非常に難しい課題であると思われまます。検討をすればするほど、新たな疑問が生じる状況にあります。本論文で十分な検討ができなかった面も残されており、今後も引き続き検討を進めるべき問題であると考えまます。

このような困難な課題に遭遇し、論文としてまとめる際には苦労もあり、また挫折しそうな時期が何度もあります。宮川豊章先生には、終始適切なご助言と励ましの言葉を頂きました。それがなければ本論文を書き上げることは不可能でした。改めて宮川豊章先生に御礼を申し上げます。また、元上司である河野広隆先生も折に触れ温かいご指導を頂きました。井上晋先生からもせん断に関する文献やせん断強度の評価に対する考え方を示していただきました。厚く御礼申し上げます。

本論文のテーマ選定にあたっては、筆者が京都大学在学中に学んだ耐震工学の知識が非常に役立ちました。京都大学防災研究所在学中にご指導を頂きました土岐憲三博士（京都大学名誉教授・立命館大学教授）、佐藤忠信博士（京都大学名誉教授）、砂坂善雄博士（鹿島建設）、清野純史博士（京都大学助教授）に、厚く感謝の意を表します。

また、筆者が在籍する独立行政法人土木研究所構造物マネジメント技術チームの森濱和正総括主任研究員、片平博主任研究員、田中良樹主任研究員（現：橋梁チーム）、古賀裕久主任研究員、中村英佑研究員、北野勇一交流研究員、山口美香さんには、いろいろとご助力を頂きました。どうも有り難うございました。

本論文の一部は社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として実施したものも含まれています。共同研究にあたってご協力いただきましたメンバーの各位に深謝の意を表します。

最後に陰で支えていただきました、両親および家族に感謝いたします。