

# コンクリートの横拘束効果に及ぼす 横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響

堺淳一<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 博(工) 東京工業大学大学院 日本学術振興会特別研究員

(現 Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 研究員)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻

(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

本研究では、横拘束筋のコンクリートに対する拘束メカニズムを解明するために、横拘束筋の配置間隔の影響、長方形断面に配置する中間帯鉄筋の効果に着目して、横拘束筋で拘束した RC 柱に対する一軸圧縮試験を行った。実験から、同量の横拘束筋を配置するのであれば横拘束筋の配置間隔を小さくする方がコンクリートの変形性能を向上する上で効果があることを明らかにした。さらに、横拘束筋の配置間隔がコンクリートの耐力や変形性能に及ぼす影響を定量的に評価するために、横拘束筋間において拘束力が低下することを取り入れた横拘束効果評価モデルを開発した。

**Key Words:** seismic design, bridge pier, concrete, confinement effect, spacing of ties, cross tie

## 1. はじめに

RC 橋脚で支持された橋の耐震性を確保するためには、橋脚の変形性能の向上が必要である。このため、兵庫県南部地震以後は、矩形断面橋脚に対しては帯鉄筋と同時に中間帯鉄筋を配置する等、横拘束筋が強化されるようになってきている。したがって、RC 橋脚の変形性能を評価するためには、中間帯鉄筋を含む横拘束筋の拘束効果を評価する必要がある。

道路橋示方書<sup>1)</sup>では、横拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度  $\sigma_{cc}$ 、その時のひずみ  $\varepsilon_{cc}$ 、応力の下降勾配  $E_{des}$  を横拘束筋体積比  $\rho_s$ 、横拘束筋の降伏強度  $\sigma_{sy}$ 、プレーンコンクリート強度  $\sigma_{c0}$  の関数として与えている<sup>2)</sup>。ここでは、横拘束筋体積比  $\rho_s$  は横拘束筋 1 本の断面積  $A_h$ 、高さ方向の横拘束筋間隔  $s$ 、横拘束筋の有効長  $d$  を用いて次式で与えられる。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \quad (1)$$

これによれば、横拘束筋体積比  $\rho_s$  が同じであれば、横拘束筋の配置間隔によらず同じ拘束効果が与えられることになるが、実際には高さ方向の横拘束筋間隔  $s$  の影響や矩形断面に配置される中間帯鉄筋の効果によってコンクリートの応力～ひずみ関係は異なるはずである。ま

た、道路橋示方書では図-1 に示すように矩形断面に中間帯鉄筋を配置する場合には、帯鉄筋と中間帯鉄筋で囲まれた 1 つのコアコンクリートの横拘束効果を求めるように規定されている。例えば、コアコンクリート A においては 2 面では断面の最外縁に配置された帯鉄筋 (a および b) で、他の 2 面では中間帯鉄筋 (c および d) で拘束されている。断面の最外縁に配置された帯鉄筋 a, b はコアコンクリート A を拘束するだけであるが、中間帯鉄筋 c および d はそれぞれコアコンクリート B, C の拘束も分担しているため、中間帯鉄筋がコアコンクリートに与える横拘束効果は帯鉄筋と異なる可能性がある。

横拘束筋の配置間隔がコンクリートの拘束効果に与える影響に着目した研究としては、1970 年に Iyengar et al. がスパイラル筋間隔をパラメータとして実験を行った<sup>3)</sup> のをはじめとして、Sheikh and Uzumeri<sup>4,5)</sup>、六車ら<sup>6)</sup>、鈴木ら<sup>7,8)</sup>、Mander et al.<sup>9,10)</sup>、Sattociglu and Razvi<sup>11)</sup>、崎野・孫<sup>12)</sup> の研究がある。しかし、こうした研究は主として建築分野や海外の研究者によって行われたものであり、横拘束筋比が 1~4% と高密度に横拘束することを想定している。したがって、建築部材と比較すると横拘束筋比が低い我が国の RC 橋脚に対して既往の横拘束効果モデルを適用するには注意を要する。また、矩形断面に対する中間帯鉄筋の拘束効果に関しては、近年では家村ら<sup>13)</sup>、湯川ら<sup>14)</sup> により RC 橋脚のくり返し載荷実験から検討し

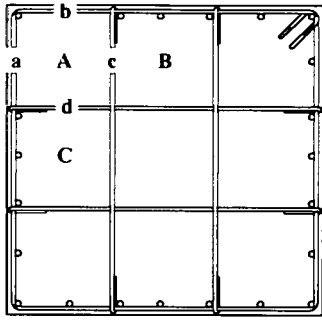


図-1 道路橋示方書におけるコアコンクリートの定義

た例が報告されているが、横拘束されたコンクリートの応力～ひずみ特性を対象とした研究としては、Mander et al.<sup>9),10)</sup>、星隈ら<sup>13)</sup>の実験があるのみで、あまり研究されていないのが現状である。

そこで、本研究では中間帯鉄筋の配置間隔やその本数をパラメータとして、長方形断面に対する中間帯鉄筋の横拘束メカニズムを一軸圧縮載荷実験から評価することとした。また、円形断面供試体に対する実験も行い、高さ方向の横拘束筋間隔の影響についても明らかにすることとした。これらの結果をもとにコンクリートの応力～ひずみ関係に及ぼす横拘束筋による拘束力および横拘束筋の配置間隔の影響を、特に最大圧縮応力度とその時のひずみ、応力下降域の応力低下度に着目して評価したので、この結果を示す。

## 2. 実験供試体及び載荷方法

### (1) 実験の考え方

本研究では、地震力を受けて曲げ破壊するRC橋脚の圧縮縁コンクリートの破壊特性を調べるために、コンクリート、軸方向鉄筋、横拘束筋から成るRC柱を作製し、これに対する一軸圧縮載荷実験を行った。地震時にRC橋脚には、断面に曲げによるひずみ勾配が生じ、また、せん断力も作用するため、実験の荷重状態は実際とは異なる点もあるが、実験上の制約から従来の研究でもこうした実験から横拘束効果が検討されており、本研究もこれら既往の研究に従った。また、こうした実験では、軸方向平均ひずみの計測長をどのように与えるかが重要であり、本研究では、星隈ら<sup>2)</sup>の研究に従って、供試体の直径(矩形供試体では短辺の長さ)と高さの比を1:3とした上で、軸方向変形の計測長を供試体の全高とした。これは、供試体の形状および高さは標準的なテストピース(直径 $\phi=100\text{mm}$ ×高さ $h=200\text{mm}$ )と相似形とすることを基本とし、載荷時に供試体の上下端と載荷装置の鋼板との間に摩擦がないようにセットするのが難しく、供

試体と鋼板の境界条件の影響を小さくするために上下に0.25hずつ加えることとしたためである。

なお、本実験では供試体を実橋脚のコンクリートの荷重状態に近づけるため、実橋脚の軸方向鉄筋比に相当する軸方向鉄筋を供試体に配置した。こうした軸方向鉄筋は軸圧縮力を分担するため、コンクリートの応力を評価するには軸方向鉄筋の軸力負担分を除去する必要がある。しかし、軸方向鉄筋が座屈した後は軸方向鉄筋が負担する軸力を正確に求められなくなることから、本研究では軸方向鉄筋が座屈するまでのひずみ領域を対象として、コンクリートの横拘束効果を評価することとした。

### (2) 実験供試体

本研究では、表-1に示すように、高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ の影響を検討するために直径300mm、高さ900mmの合計24体の円形断面供試体を、また、中間帯鉄筋の横拘束効果を評価するために断面寸法が200mm×555mm、高さが600mmの合計24体の長方形断面供試体をそれぞれ用いた。また、長方形断面と正方形断面の横拘束効果の違いを調べるために、断面寸法が200mm×200mm、高さが600mmの8体の正方形断面供試体に対する実験も行った。

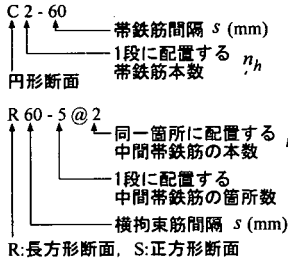
円形断面供試体では、直径6mmの異形棒鋼を図-2に示すように曲げ加工直径(有効長) $d$ が280mmとなるように円形に加工し、これを表-1(a)に示すように高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ を20～640mmの範囲で大きく変化させると同時に、同一高さに1～3本の帯鉄筋を配置し、高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ と同一高さにおける帯鉄筋量の影響を検討することとした。表-1(a)では、供試体の条件を $C n_h - s$ という形で表している。ここで、 $C$ は円形断面であることを表し、 $n_h$ は同一高さに配置する帯鉄筋の本数を表している。なお、一般には、同一高さに複数の帯鉄筋を配置することはまれであるが、ここでは、帯鉄筋量を変化させるためには帯鉄筋径を変化させるよりも帯鉄筋本数を変化させる方が供試体作成が容易であるという理由で、このようにしたものである。帯鉄筋は、定着長を60mmとし90度曲がりのフックを用いてコアコンクリートに定着させた。

一方、長方形断面供試体においても、コンクリートの横拘束効果に及ぼす帯鉄筋や中間帯鉄筋(あわせて横拘束筋と呼ぶ)の配置間隔 $d_t$ と横拘束筋による横拘束力の影響を詳しく調べるために、図-3に示すように同一箇所には複数の中間帯鉄筋を配置した。帯鉄筋、中間帯鉄筋には直径6mmの異形棒鋼を用いた。同一高さに配置する中間帯鉄筋の箇所数 $k$ と同一箇所に配置する中間帯鉄筋の本数 $m$ を表-1(b)、図-3に示すように7通りに変化させると同時に、帯鉄筋を配置する高さ方向の間隔 $s$ を60, 80, 120mmの3通り、計21通りに変化させた。したが

表-1 実験に用いた供試体

(a) 円形断面供試体				(b) 長方形および正方形断面供試体									
供試体	$n_h$	$s$ (mm)	$\rho_s$ (%)	供試体	断面形状 と寸法	$s$ (mm)	中間帯鉄筋			横拘束筋体積比			
							配置	$d_t$ (mm)	$n_{cl}$	$\rho_s$	$\rho_s'$		
C1-20	1	20	2.26	R60-0	長方形 200×555 $h=600$ (mm)	60	なし	531.0	0	0.40	0.80		
C1-30		30	1.51	R60-1@1			1箇所 1本	265.5	1	0.80	0.89		
C1-40		40	1.13	R60-1@2			1箇所 2本	265.5	2	1.19	0.99		
C1-60		60	0.75	R60-2@1			2箇所 1本	177.0	2	1.19	0.99		
C1-80		80	0.57	R60-2@2			2箇所 2本	177.0	4	2.39	1.19		
C1-120		120	0.38	R60-5@1			5箇所 1本	88.5	5	2.39	1.29		
C1-160		160	0.28	R60-5@2			5箇所 2本	88.5	10	4.77	1.79		
C2-40	2	40	2.26	R80-0			長方形 200×200 $h=600$ (mm)	80	なし	531.0	0	0.30	0.60
C2-60		60	1.51	R80-1@1					1箇所 1本	265.5	1	0.60	0.67
C2-80		80	1.13	R80-1@2					1箇所 2本	265.5	2	0.89	0.75
C2-120		120	0.75	R80-2@1					2箇所 1本	177.0	2	0.89	0.75
C2-160		160	0.57	R80-2@2					2箇所 2本	177.0	4	1.79	0.89
C2-240		240	0.38	R80-5@1	5箇所 1本	88.5			5	1.79	0.97		
C2-320		320	0.28	R80-5@2	5箇所 2本	88.5			10	3.58	1.34		
C3-60	3	60	2.26	R120-0	長方形 200×200 $h=600$ (mm)	120			なし	531.0	0	0.20	0.40
C3-80		80	1.70	R120-1@1					1箇所 1本	265.5	1	0.40	0.45
C3-120		120	1.13	R120-1@2					1箇所 2本	265.5	2	0.60	0.50
C3-160		160	0.85	R120-2@1					2箇所 1本	177.0	2	0.60	0.50
C3-240		240	0.57	R120-2@2					2箇所 2本	177.0	4	1.19	0.60
C3-320		320	0.42	R120-5@1			5箇所 1本	88.5	5	1.19	0.65		
C640 a, b		640	0.07	R120-5@2			5箇所 2本	88.5	10	2.39	0.89		
C900 a, b	無横拘束供試体			無横拘束 供試体									
S60 a, b	無横拘束供試体			正方形			60				1.19	1.19	
S80 a, b	無横拘束供試体			200×200			80	-----	-----	-----	0.89	0.89	
S120 a, b	無横拘束供試体			$h=600$			120				0.60	0.60	
S600 a, b	無横拘束供試体			(mm)									

〈凡例〉



って、同一高さに配置する中間帯鉄筋の総本数  $n_{cl}$  は、

$$n_{cl} = k \times m \quad (2)$$

となり、横拘束筋の配置間隔  $d_t$  (mm) は、

$$d_t = \frac{531(\text{mm})}{k+1} \quad (3)$$

となる。

表-1(b)では、 $R s-k@m$  という形で供試体の条件を表している。ここで、 $R$  は長方形断面であることを示す。長方形断面供試体では、方向別に横拘束効果が異なるため、以後、長方形断面の短辺方向を  $x$  軸、長辺方向を  $y$  軸と呼ぶこととする。また、短辺に相当する面を  $x-z$  面、長辺に相当する面を  $y-z$  面と定義する。

正方形断面供試体としては、直径 6mm の異形棒鋼を  $177\text{mm} \times 177\text{mm}$  の正方形に加工した帯鉄筋を  $s=60, 80, 120\text{mm}$  間隔で配置した供試体を、それぞれ 2 体ずつ製作した。中間帯鉄筋は配置していない。表-1(b)では、正方形断面供試体を、 $S s$  という形で表し、2 体の供試体を  $a, b$  と区別している。

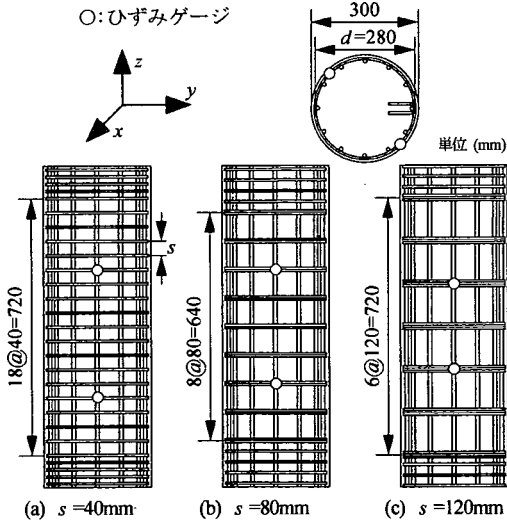


図-2 円形断面供試体の配筋 ( $\rho_s=1.13\%$  の例)

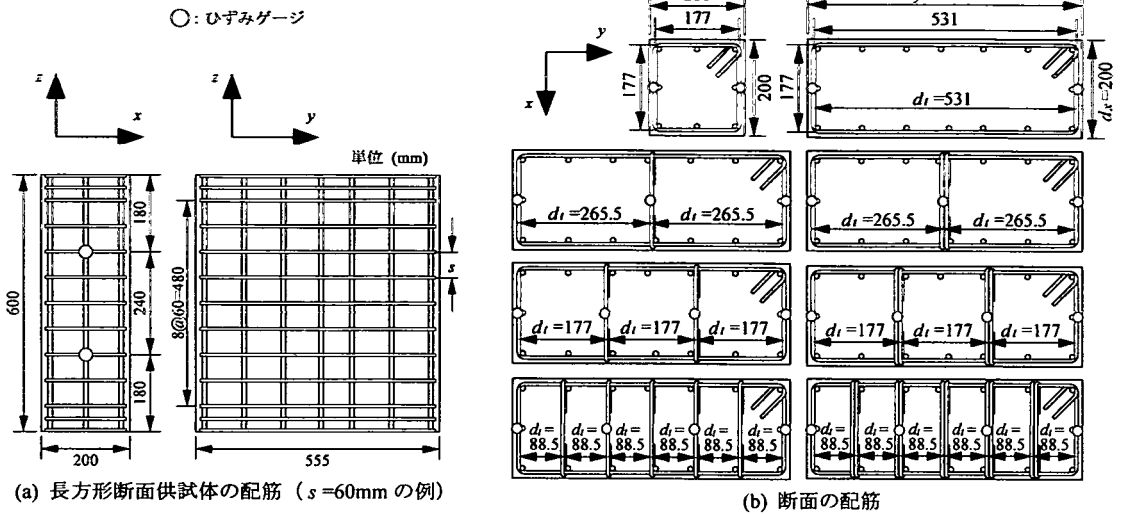


図-3 長方形・正方形断面供試体の横拘束筋の配置と横拘束筋のひずみの測定位置

長方形および正方形断面供試体の帯鉄筋の定着部では、定着長を 60mm とし 135 度曲がりのフックを用いた。中間帯鉄筋は定着長 60mm, 180 度曲がりのフックにより両端を帯鉄筋に定着した。ここで、中間帯鉄筋を従来の研究のように軸方向鉄筋ではなく帯鉄筋に定着させたのは、道路橋示方書において中間帯鉄筋は断面周方向に配置されている帯鉄筋にフックをかけるように規定されていることに対応させたためである。

道路橋示方書に基づき、式(1)から  $x$  軸方向の横拘束筋比  $\rho_s$  を求めると、長方形断面供試体では  $\rho_s = 0.2\% \sim 4.77\%$  となる。一方、ももとの体積比の定義に基づいて横拘束筋比  $\rho_s'$  を次式のように定義すると、 $\rho_s' = 0.4\% \sim 1.79\%$  となる。

$$\rho_s' = \frac{V_s}{V_c} \quad (4)$$

ここで、 $V_s$  : 横拘束筋の体積、 $V_c$  : コアコンクリートの体積である。なお、円形断面供試体の横拘束筋比は、式(1)、(4)のいずれを用いても同じ値となる。

円形断面供試体には 12 本、長方形断面供試体には 16 本、正方形断面供試体には 8 本の D10-SD295A ( $\sigma_{sy} = 378\text{MPa}$ ) を軸方向鉄筋として配置した。この結果、軸方向鉄筋比は円形断面供試体、長方形断面供試体、正方形断面供試体で、それぞれ 1.21%、1.03%、1.43% となる。

帯鉄筋および中間帯鉄筋には D6-SD295A を用いた。ミルシートによる横拘束筋の降伏強度  $\sigma_{sy}$  は 363MPa、引張強度は 531MPa、伸びは 27% である。

コンクリートには、普通ポルトランドセメントを用い、呼び強度は 24MPa、スランブは 180mm、粗骨材の最大

寸法は 20mm とした。コンクリートの圧縮強度は断面形状や寸法によって異なるため、横拘束効果を評価する際の基準値を求めるために、載荷実験に用いた供試体と同じ寸法で、軸方向鉄筋だけを配置した供試体（以下、これを無横拘束供試体と呼ぶ）を円形断面では 2 体、長方形断面では 3 体、正方形断面では 2 体作製して、これらに対する圧縮載荷実験を行った。これより、コンクリートの圧縮強度  $\sigma_{c0}$  の平均値は、円形断面供試体、長方形断面供試体、正方形断面供試体ではそれぞれ 21.0MPa、22.6MPa、22.8MPa であった。ここで、 $\sigma_{c0}$  を求める際には、後述する式(5)を用いて軸方向鉄筋が負担する荷重を除去している。

### (3) 載荷および計測方法

載荷方法を写真-1 に示す。実験には東京工業大学の 5MN 圧縮試験機を使用し、毎分 0.5mm の載荷速度で変位制御により荷重を作用させた。ここで、荷重が偏心して作用しないように、供試体の上下端面と鋼板の間には石膏を挿入した。また、上下端面と鋼板の間に摩擦を切るような物質は挿入せず、前述のように供試体の上下に 0.25  $h$  ずつ加えて、供試体と鋼板の境界条件の影響を小さくした。

載荷時には供試体の軸力  $P$ 、軸方向変形量  $\delta$ 、帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみを計測した。上下の鋼板間の相対変位を変位計により計測した値を軸方向変形量  $\delta$  とし、これを供試体の初期高さ  $h$  で除した平均ひずみとして、コンクリートの軸方向ひずみ  $\varepsilon_c$  を求めることとした。また、軸力  $P$  はロードセルを用いて測定し、コンクリートの軸方向応力  $\sigma_c$  を次式から求めた。

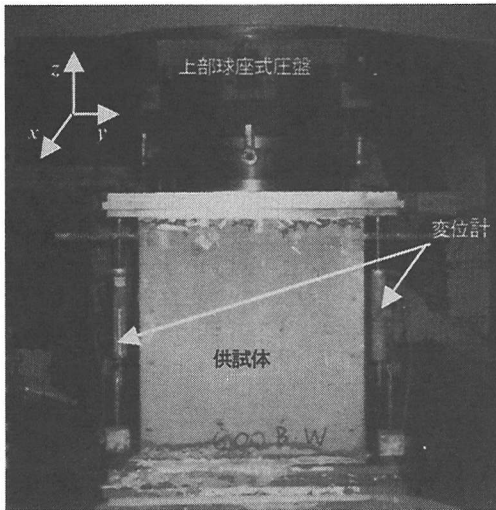


写真-1 荷重方法

$$\sigma_c = \frac{P - P_{sl}}{A_c} = \frac{P - \sigma_{sl} A_{sl}}{A_c} \quad (5)$$

ここで、 $P_{sl}$ ：軸方向鉄筋が負担する荷重、 $A_c$ ：コンクリートの断面積（軸方向鉄筋の断面積を除く）、 $A_{sl}$ ：軸方向鉄筋の断面積である。

ここで、軸方向鉄筋の応力 $\sigma_{sl}$ ～ひずみ $\varepsilon_{sl}$ 関係は、ひずみ硬化の影響を無視して次式のように完全弾塑性モデルとした。

$$\sigma_{sl} = \begin{cases} E_s \varepsilon_{sl} & 0 \leq \varepsilon_{sl} < \varepsilon_{sl-y} \\ \sigma_{sl-y} & \varepsilon_{sl} \geq \varepsilon_{sl-y} \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 $E_s$ ：軸方向鉄筋の弾性係数、 $\varepsilon_{sl-y}$ ：軸方向鉄筋の降伏ひずみであり、ここではそれぞれ $E_s=200\text{GPa}$ 、 $\varepsilon_{sl-y}=1890\mu$ とした。

一般に、鉄筋のひずみ硬化が生じるのはひずみが2%を超えた段階と言われている。前述したように、本研究では座屈が起こるまでの領域を対象とすることとしたが、後述するようにほとんどの供試体では軸方向ひずみが2%に達するまでに軸方向鉄筋が座屈したため、式(5)から軸方向鉄筋が分担する軸力の影響を補正し、コンクリートの軸方向応力 $\sigma_c$ を求めることとした。ただし、横拘束筋比 $\rho_s=2.26\%$ と高密度に拘束したC1-20、C2-40、C3-60供試体では、軸方向ひずみが2%を超えても軸方向鉄筋は座屈しなかったため、これらの供試体では横拘束効果を評価する際に軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響が含まれている可能性がある。

同様にかぶりコンクリートの影響の補正にはいろいろな考え方があり。例えば、無補強供試体の荷重～ひずみ関係やテストピースによる応力～ひずみ関係を用いて補

正することもできなくはないが、かぶりコンクリートの応力～ひずみ関係を実験から正確に求めるのは困難であることから、ここでは、コアコンクリートとかぶりコンクリートを合わせてコンクリートの応力 $\sigma_c$ を評価することとした。

帯鉄筋のひずみは、図-2、3にそれぞれ示すように高さ方向に2箇所、同一高さにおいて2箇所の合計4箇所測定した。また、長方形断面供試体に中間帯鉄筋を配置する場合には、図-3に示すように帯鉄筋ひずみを計測する高さにおいて、中間帯鉄筋のひずみも計測した。

### 3. 円形断面供試体に対する高さ方向の帯鉄筋間隔の影響

#### (1) 円形断面供試体の損傷状況

円形断面供試体に荷重を作用させていくと、荷重初期には、高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ に関わらず、供試体の表面にはひび割れは生じず、外観上はおおむね健全である。荷重を続けると、 $\varepsilon_c$ がおおむね3000 $\mu$ に達した段階でコンクリート表面に縦方向にひび割れが生じる。この後は、ひび割れが供試体の全周にわたって生じるようになり、徐々に表面コンクリートが剥落し、さらに荷重を進めると、軸方向鉄筋の座屈や帯鉄筋の破断が生じ、これに伴いコアコンクリートが圧壊していく。

こうした損傷の進展が横拘束の程度によってどのように異なるかを比較した結果が図-4である。ここでは、同一高さに配置する帯鉄筋本数 $n_h=1$ 本とした場合を例に、 $s=20\text{mm}$  ( $\rho_s=2.26\%$ )、 $s=40\text{mm}$  ( $\rho_s=1.13\%$ )、 $s=120\text{mm}$  ( $\rho_s=0.38\%$ )とした場合の軸力 $P$ ～軸方向ひずみ $\varepsilon_c$ 関係を、損傷状況とともに示している。図中には、式(6)より求めた軸方向鉄筋の負担荷重 $P_{sl}(=\sigma_{sl}A_{sl})$ と、式(5)より求めたコンクリートの負担荷重 $P_c(=\sigma_cA_c)$ もあわせて示している。前述したように軸方向鉄筋が座屈するようになると、式(5)、(6)ではコンクリートの軸方向応力 $\sigma_c$ を正しく求められない可能性があるため、これ以降は破線で示している。ここで、軸方向鉄筋の座屈は目視により判定している。

いずれの供試体も、荷重初期には軸方向ひずみ $\varepsilon_c$ の増加とともに軸力が増加し、やがて最大耐力に達する。その後は、横拘束の程度によって軸力の低下度は異なるが、いずれもひずみの増加とともに軸力が低下していく。C1-20供試体では $\varepsilon_c=35000\mu$ で帯鉄筋が破断するが、この段階に達しても軸方向鉄筋は座屈していない。しかし、C1-40供試体ではおおむね $\varepsilon_c=20000\mu$ で、また、C1-120供試体では $\varepsilon_c=13000\mu$ で軸方向鉄筋が座屈している。最大耐力 $P_{c-max}$ に対して軸方向鉄筋が座屈し始める時のコンクリートの負担荷重 $P_c$ がどの程度になっているかを求めると、C-40、C-120供試体ではそれぞれ65%、

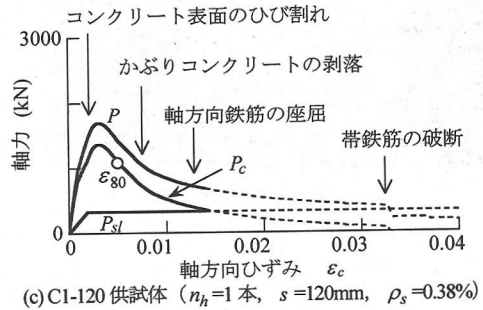
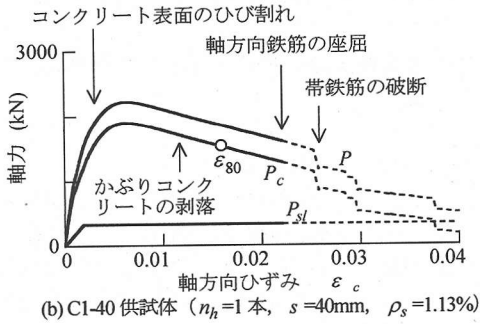
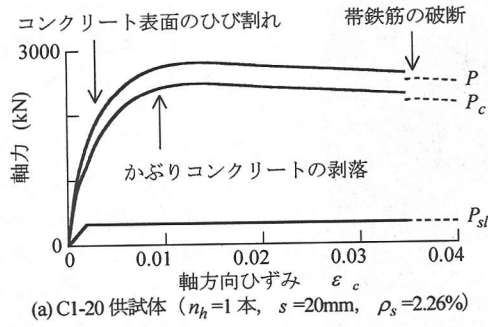
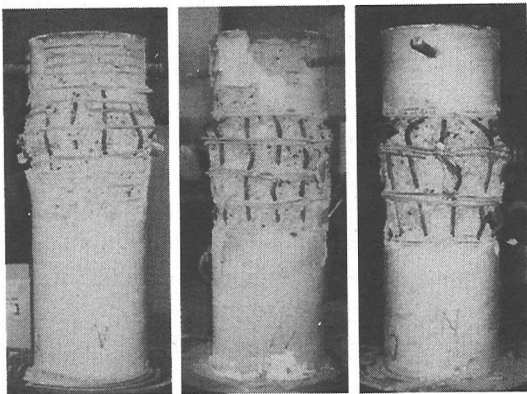


図-4 円形断面供試体の軸力 $P$ ～軸方向ひずみ $\epsilon_c$  関係



(a)  $s=40$ mm (C1-40 供試体) (b)  $s=80$ mm (C2-80 供試体) (c)  $s=120$ mm (C3-120 供試体)

写真-2  $\rho_s=1.13\%$ の場合の最終損傷状況

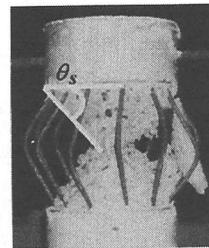


写真-3  $\theta_s$ の定義 (C2-320 供試体)

50%と、80%以下であることがわかる。このため、ここでは、 $P_c$ が $P_{c,max}$ の80%に低下する段階のひずみを $\epsilon_{80}$ と定義し、 $\epsilon_{80}$ に達するまでの $P_c \sim \epsilon_c$ 関係より、コンクリートの $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係を求めることとする。

写真-2は、 $\rho_s$ を1.13%とし、高さ方向の帯鉄筋間隔を $s=40$ mm, 80mm, 120mmとした場合の最終損傷状況である。損傷が生じたのは高さ方向に約400mmの範囲で、損傷は供試体の下部よりも上部に生じた。供試体を打設した時とは上下逆にして載荷すると、その場合には供試体の下部に損傷が生じた。このことから考えると、損傷が上部に生じたのは打設時に生じたコンクリートの

不均一性によるものと考えられる。

高さ方向の損傷は、上述のようにいずれの供試体においても同程度であるが、高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ が広いほどコアコンクリートの損傷度は大きくなっている。ここで、コンクリートが剥落する角度 $\theta_s$ を写真-3のように定義し、これを損傷状況から求めることとした。ただし、コアコンクリートがほとんど剥落せず、 $\theta_s$ を求めることが困難な場合もあるため、ここでは明確に $\theta_s$ を求めることができた49箇所に対して $\theta_s$ を求めた。この結果が表-2である。 $\theta_s$ の最小値は20°、最大値は70°と、大きくばらつくが、平均すると $\theta_s \sim 50^\circ$ となる。

表-2 円形断面供試体の最終損傷状況から求めた $\theta_s$

供試体	$\theta_s$	供試体	$\theta_s$	供試体	$\theta_s$
1	C1-60 37°	18	C2-80 60°	35	C3-80 45°
2	C1-60 67°	19	C2-80 57°	36	C3-120 55°
3	C1-60 50°	20	C2-160 55°	37	C3-120 54°
4	C1-60 55°	21	C2-160 55°	38	C3-120 40°
5	C1-60 28°	22	C2-160 30°	39	C3-120 60°
6	C1-80 55°	23	C2-160 50°	40	C3-160 55°
7	C1-80 48°	24	C2-160 41°	41	C3-160 42°
8	C1-80 55°	25	C2-160 55°	42	C3-160 20°
9	C1-80 45°	26	C2-240 42°	43	C3-160 46°
10	C1-120 55°	27	C2-240 62°	44	C3-240 47°
11	C1-120 40°	28	C2-240 60°	45	C3-240 60°
12	C1-120 50°	29	C2-240 63°	46	C3-320 46°
13	C1-120 57°	30	C2-320 50°	47	C3-320 65°
14	C1-120 45°	31	C2-320 50°	48	C3-320 61°
15	C1-120 50°	32	C2-320 48°	49	C3-320 61°
16	C1-160 70°	33	C2-320 50°		
17	C1-160 24°	34	C3-80 30°	平均	50°

表-3  $\sigma_{cc}$ ,  $\epsilon_{cc}$  とその時に帯鉄筋に生じるひずみ

供試体	$\epsilon_{cc}$ ( $\mu$ )	$\sigma_{cc}$ (MPa)	帯鉄筋の周方向ひずみ			
			上部		下部	
			0°面	180°面	0°面	180°面
C1-20	13000	35.4	10100	13500	5600	4300
C1-30	8000	29.7	10900	6900	2700	3800
C1-40	6200	27.0	8100	6400	1400	2100
C1-60	4700	24.0	3900	2400	2100	1700
C1-80	4200	22.8	2800	3000	3200	2600
C1-120	3100	19.8	1200	900	300	500
C1-160	2400	19.3	2000	300	300	200
C2-40	13800	33.8	15700	12400	2900	5500
C2-60	7100	27.8	8100	5200	2100	2100
C2-80	5800	25.4	3500	2100	1700	2600
C2-120	3700	22.3	4100	2000	1100	1200
C2-160	3400	20.1	2000	1800	800	700
C2-240	2800	17.3	1800	2700	1700	1400
C2-320	2500	18.2	800	500	700	700
C3-60	10600	34.1	8500	8500	3000	3400
C3-80	7900	26.7	6900	8400	1300	800
C3-120	4800	22.4	3800	2800	1700	1400
C3-160	3300	20.3	2800	1600	300	500
C3-240	2800	18.1	2400	1200	1000	800
C3-320	2500	16.2	1200	800	1200	700

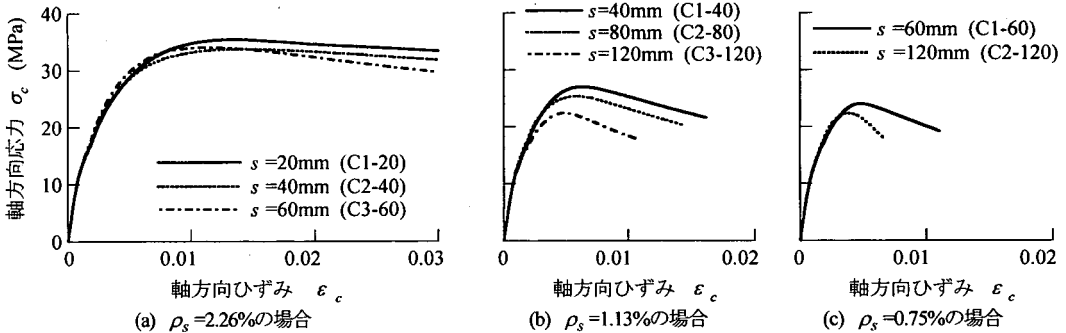


図-5 高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ の影響

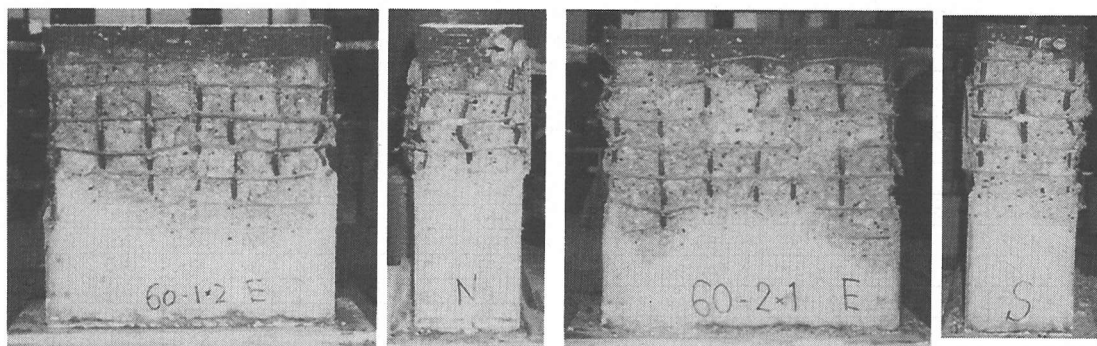
(2) 帯鉄筋に生じるひずみ

表-3は、円形断面供試体の最大圧縮応力度 $\sigma_{cc}$ 、その時のひずみ $\epsilon_{cc}$ 、コンクリートの最大圧縮応力度時に帯鉄筋に生じる周方向ひずみをまとめた結果である。同一供試体では、図-2に示したように4箇所において帯鉄筋の周方向ひずみを計測している。これによれば、同一供試体でも4箇所の帯鉄筋ひずみは一樣ではないが、最大圧縮応力度 $\sigma_{cc}$ に達した段階では、大部分の帯鉄筋が降伏していることがわかる。これより、 $\sigma_{cc}$ に達する段階では帯鉄筋はコアコンクリートに降伏強度 $\sigma_{sy}$ とその断面積 $A_h$ の積に相当する横拘束力を与えているとみることができる。

(3) 軸方向応力～軸方向ひずみ関係

高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ がコンクリートの $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関

係に及ぼす影響を $\rho_s = 2.26\%$ ,  $1.13\%$ ,  $0.75\%$ の場合に対して示した結果が図-5である。ここでは、前述した理由により $\epsilon_{80}$ に達するまでの範囲を示している。これによれば、 $\rho_s = 2.26\%$ と密に横拘束した場合には $s$ を20mm, 40mm, 60mmと変化させても $\sigma_{cc}$ はそれぞれ35.4MPa, 33.8MPa, 34.1MPaとあまり変化しないが、 $\rho_s = 1.13\%$ とした場合には $s$ を40mm, 80mm, 120mmと大きくすると、 $\sigma_{cc}$ は27.0MPa, 25.4MPa, 22.4MPaと小さくなる。 $s$ が変形性能に及ぼす影響を $\epsilon_{80}$ により評価すると、C1-40, C2-80, C3-120 供試体ではそれぞれ $\epsilon_{80} = 16100 \mu$ ,  $14200 \mu$ ,  $10600 \mu$ と、 $s = 40\text{mm}$ とした場合に比べて、 $\epsilon_{80}$ はそれぞれ12% ( $s = 80\text{mm}$ ), 34% ( $s = 120\text{mm}$ )低下する。これより、 $\rho_s$ が同じであっても $s$ が大きくなるにつれて横拘束効果が低下することがわかる。これは、写真-2, 3からも明らかなように帯鉄筋間で横拘束力が低下



(a) R60-1@2 供試体の場合 ( $d_t=265.5\text{mm}$ )

(b) R60-2@1 供試体の場合 ( $d_t=177\text{mm}$ )

写真-4 同一高さに配置する中間帯鉄筋の総本数を  $n_{ct}=2$  本とした長方形断面供試体の最終損傷状況



(a) R60-1@2 供試体の場合 ( $d_t=265.5\text{mm}$ )

(b) R60-2@1 供試体の場合 ( $d_t=177\text{mm}$ )

図-6 長方形断面供試体の断面の損傷

するためと考えられる。

また、写真-3 のように、 $s$  を  $320\text{mm}$  と大きくした場合には、2 組の帯鉄筋の中間点においてコアコンクリートのほとんどが剥落する。このように高さ方向の帯鉄筋間隔  $s$  を有効長  $d$  ( $=280\text{mm}$ ) 程度にまで大きくすると、コアコンクリートに対する帯鉄筋の拘束効果はほとんどないと考えられる。

#### 4. 矩形断面に対する中間帯鉄筋の横拘束効果

##### (1) 長方形・正方形断面供試体の損傷状況

長方形や正方形断面供試体も、円形断面供試体と同様に、載荷初期には供試体の表面にはひび割れは生じず、外観上はおおむね健全である。その後は円形断面供試体とは異なり、長方形や正方形断面供試体では  $\sigma_c$  が  $\sigma_{cc}$  に達する前後から供試体の隅角部において縦方向にひび割れが生じ始める。さらに載荷を進めると、軸方向ひずみの増加とともにひび割れが供試体の全周にわたって生じるようになり、徐々にかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈するようになる。その後は、軸方向鉄筋の座屈に伴い、コアコンクリートが圧壊する。

写真-4 は、高さ方向の横拘束筋間隔  $s$  を  $60\text{mm}$ 、同一高さに配置する中間帯鉄筋の総本数  $n_{ct}$  を 2 本とし、断面の中心に 2 本まとめて配置した R60-1@2 供試体 ( $d_t=265.5\text{mm}$ ) と  $d_t=177\text{mm}$  間隔ごとに 1 本ずつ配置した R60-2@1 供試体を例として最終損傷状況を示した結果である。また、図-6 はこれらの供試体の、損傷が最も顕

著であった断面の損傷を示した結果である。上述したように、いずれの供試体も上部の方が下部よりも損傷が大きい。また、いずれも、高さ方向の損傷範囲はおおむね  $450\text{mm}$  と同程度であり、断面においてもコアコンクリートの縁の部分がわずかに剥落した程度と、剥落範囲に顕著な差はない。ここで、断面におけるコンクリートの剥落角度  $\theta_d$  が重要であるが、損傷が顕著な断面でさえ図-6 のようにコンクリートの剥落範囲は小さかったため、円形断面供試体と同様の手法によって断面のコンクリートの剥落角度  $\theta_d$  を求めることはできなかった。

軸方向鉄筋や横拘束筋の変形性状をみると、同じ量の中間帯鉄筋を配筋したにもかかわらず、 $d_t=265.5\text{mm}$  とした R60-1@2 供試体では軸方向鉄筋が座屈して、長辺に相当する  $y-z$  面の面外方向に帯鉄筋が約  $50\text{mm}$  はらみだしているのに対して、 $d_t=177\text{mm}$  とした R60-2@1 供試体では軸方向鉄筋の座屈は小さく、 $y-z$  面における帯鉄筋の面外方向のはらみだしは  $20\text{mm}$  程度である。このように、 $d_t$  を小さくすると帯鉄筋の面外方向への変形を抑制することができる。

また、これらの供試体では短辺に相当する  $x-z$  面よりも長辺に相当する  $y-z$  面の方が軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋の変形、コアコンクリートの損傷はいずれも大きく、ここには示さないが、たとえ、中間帯鉄筋を 5 箇所にも 2 本ずつ配置しても、 $x-z$  面よりも  $y-z$  面の損傷の方が大きい。したがって、長方形断面供試体では  $y-z$  面の損傷がコンクリートの  $\sigma_c \sim \varepsilon_c$  関係に大きな影響を及ぼすと考えられる。



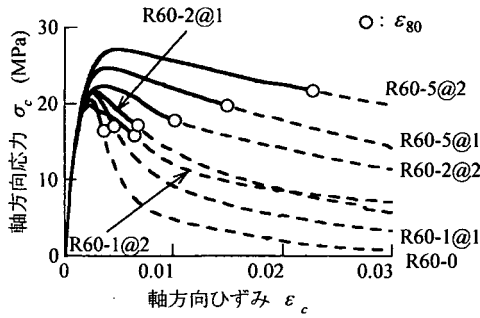
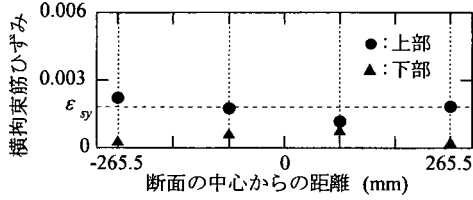
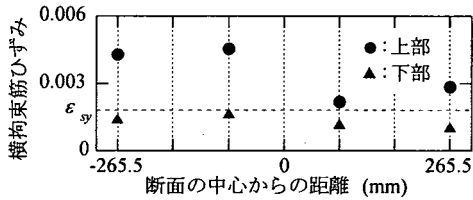


図-7 長方形断面供試体の $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係 ( $s=60\text{mm}$ の場合)



(a) R60-2@1 供試体の場合

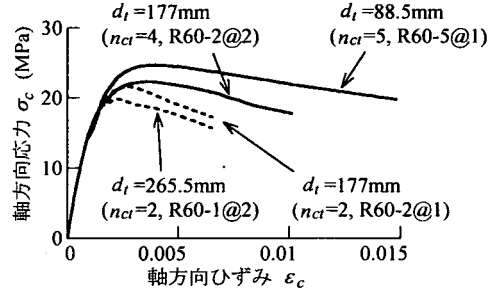


(b) R60-5@1 供試体の場合

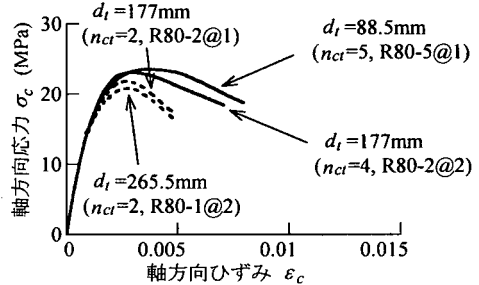
図-8  $\sigma_c = \sigma_{cc}$ の段階において長方形断面供試体の横拘束筋に生じるひずみ ( $s=60\text{mm}$ とした場合)

## (2) 中間帯鉄筋の横拘束効果と横拘束筋に生じるひずみ

図-7は $s=60\text{mm}$ の場合を例として、同一高さに配置する中間帯鉄筋の総本数 $n_{ct}$ を増加させた場合の長方形断面供試体のコンクリートの $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係を示した結果である。いずれの供試体も、 $\epsilon_c$ が $2500 \sim 4500 \mu$ に達した段階で最大圧縮応力度 $\sigma_{cc}$ に達する。これによれば、同一高さに配置する中間帯鉄筋の総本数 $n_{ct}$ が増加するにつれて、 $\sigma_{cc}$ 、 $\epsilon_{cc}$ 、 $\epsilon_{80}$ は一般に増加する。すなわち、中間帯鉄筋を配置しない供試体 (R60-0 供試体) では、軸方向ひずみ $\epsilon_c$ が $2300 \mu$ になると応力は最大圧縮応力度 $\sigma_{cc} (=20.5\text{MPa})$ に達するが、 $n_{ct}=10$ 本の中間帯鉄筋を配置した場合 (R60-5@2 供試体) には $\epsilon_{cc}=4500 \mu$ 、 $\sigma_{cc}=27.2\text{MPa}$ と大きい。応力下降域では、応力上昇域よりも中間帯鉄筋による横拘束効果が顕著に現れており、中間帯鉄筋の総本数 $n_{ct}$ が増加すると応力低下は緩やかになる。これを $\epsilon_{80}$ からみると、R60-0 供試体では $\epsilon_{80}=3500 \mu$ と小さいが、R60-2@2 供試体では $\epsilon_{80}=10000 \mu$ 、R60-5@2 供試体では $\epsilon_{80}=22700 \mu$ と、同一高さに配置す



(a)  $s=60\text{mm}$ とした場合



(b)  $s=80\text{mm}$ とした場合

図-9 横拘束筋の配置間隔 $d_t$ の影響

る中間帯鉄筋の総本数 $n_{ct}$ を0から4本、10本と増加させることによって、 $\epsilon_{80}$ はそれぞれ2.8倍、6.5倍になる。

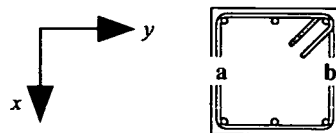
ここには示さないが、高さ方向の横拘束筋間隔 $s$ を80、120mmとした場合にも $s=60\text{mm}$ の場合とおおむね同様の傾向がある。

続いて、 $\sigma_c = \sigma_{cc}$ の段階において帯鉄筋および中間帯鉄筋のひずみが断面内でどのように分布するかを $s=60\text{mm}$ とした場合を例に示した結果が図-8である。これによれば、横拘束筋に生じるひずみは下部 (測定位置は図-3参照) よりも損傷が大きい上部の方が大きく、上部の横拘束筋はおおむね降伏している。したがって、顕著な損傷が生じた箇所において、横拘束筋は降伏強度 $\sigma_{sy}$ とその断面積 $A_h$ の積に相当する横拘束力を与えている。

## (3) 中間帯鉄筋の配置間隔 $d_t$ の影響

上述のように、中間帯鉄筋の総本数 $n_{ct}$ が増えると、横拘束効果も大きくなるが、総本数 $n_{ct}$ が同じでも、中間帯鉄筋の配置間隔 $d_t$ が変われば、 $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係も変化する。 $s=60\text{mm}$ 、 $80\text{mm}$ の場合を例として、中間帯鉄筋の総本数を $n_{ct}=2$ 本とし、1箇所に2本配置する場合 ( $d_t=265.5\text{mm}$ ) と2箇所に1本ずつ配置する場合 ( $d_t=177\text{mm}$ ) の $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係を比較した結果が図-9である。また、 $n_{ct}$ は多少異なるが、2箇所に2本ずつ配置する場合 ( $d_t=177\text{mm}$ 、 $n_{ct}=4$ 本) と5箇所に1本ずつ配置する場合 ( $d_t=88.5\text{mm}$ 、 $n_{ct}=5$ 本) の結果もあわせ

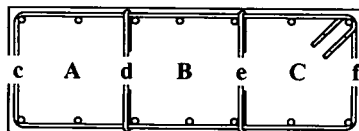
で示している。これによれば、 $s=60\text{mm}$ とし、 $d_t$ を177mmから1.5倍の265.5mmにした場合には $\sigma_{cc}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ 、 $\varepsilon_{80}$ はそれぞれ20%、9%、2%小さくなり、 $d_t$ を大きくすると拘束効果は小さくなる。 $d_t$ を88.5mmから177mmにした場合にも同様の傾向がある。



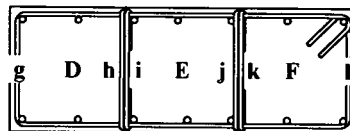
(a) 正方形断面の場合

#### (4) 中間帯鉄筋と帯鉄筋の横拘束効果

図-10に示すように、同一高さに2箇所中間帯鉄筋を配置した場合には、コアコンクリートの断面は177mm×177mmの正方形が3つ連なった形となる。これと正方形断面を比較することにより、正方形断面の帯鉄筋と長方形断面の中間帯鉄筋の拘束効果の違いを検討する。上述したように長方形断面供試体では長辺に相当する $y-z$ 面の損傷が著しいため、この面の法線方向に配置した横拘束筋に着目する。



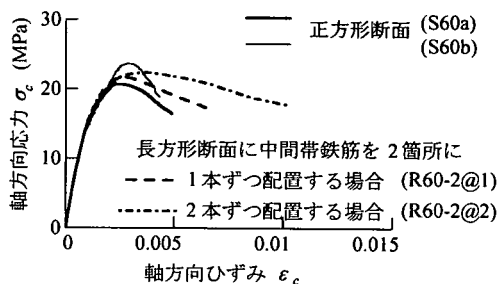
(b) 中間帯鉄筋を $d_t=177\text{mm}$ ごとに1本ずつ配置する場合



(c) 中間帯鉄筋を $d_t=177\text{mm}$ ごとに2本ずつ配置する場合

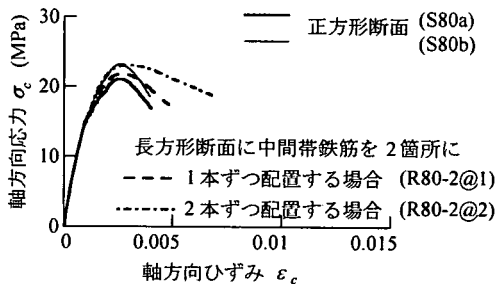
図-10 x軸方向に配置した横拘束筋とそれらが拘束するコアコンクリート

まず、中間帯鉄筋を $d_t=177\text{mm}$ ごとに1本ずつ配置した供試体に着目する。長方形断面の帯鉄筋cは正方形断面の帯鉄筋aに、また、長方形断面の中間帯鉄筋dは正方形断面の帯鉄筋bに相当すると見なすことができる。しかし、長方形断面の中間帯鉄筋dはAとBの2つのコアコンクリートの横拘束に寄与するため、中間帯鉄筋の横拘束力が単純に半分ずつ両側のコアコンクリートに分散されて与えられると考えると、中間帯鉄筋dがコアコンクリートAに与える横拘束効果は正方形断面の帯鉄筋bの50%にしかならない。同様に、コアコンクリートBに対する中間帯鉄筋d,eの横拘束効果はともに正方形断面の帯鉄筋a,bの50%にしかならない。コアコンクリートCにおける拘束効果は、コアコンクリートAと同じである。



(a)  $s=60\text{mm}$ とした場合

これに対して、中間帯鉄筋を $d_t=177\text{mm}$ ごとに2本ずつ配置した供試体では、長方形断面の中間帯鉄筋h,iがそれぞれコアコンクリートD,Eの拘束効果に、また、長方形断面の中間帯鉄筋j,kがそれぞれコアコンクリートE,Fの拘束効果に寄与すると考えれば、正方形断面のコアコンクリートと長方形断面のコアコンクリートの横拘束効果は等価となってよいはずである。

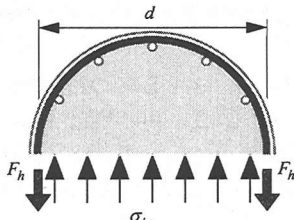


(b)  $s=80\text{mm}$ とした場合

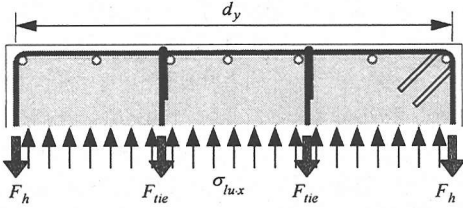
図-11 中間帯鉄筋と帯鉄筋の拘束効果の違い

$d_t=177\text{mm}$ ごとに1本の中間帯鉄筋を配置した場合( $m=1$ )と2本ずつ配置した場合( $m=2$ )の $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係を正方形断面供試体(2体)と比較して示すと図-11のようになる。正方形断面供試体としては2体の実験を行っており、 $\sigma_{cc}$ には最大で3MPaの差がある。供試体ごとにコンクリート強度がばらついたり、載荷時に一様に荷重が作用しなかった可能性があるが、全体として、正方形断面供試体の $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係は、長方形断面に中間帯鉄筋を2箇所に2本ずつ配置した場合よりもむしろ2箇所に1本ずつ配置した場合の $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係に近い。このことは、長方形断面の中間帯鉄筋dは、正方形断面の帯鉄筋bの約2倍の横拘束を与えることと見ることができる。

この理由は、コンクリートが圧縮力を受けて徐々に損傷し始めると、断面の最外縁に配置された帯鉄筋はコンクリートがはらみだしてくることによって軸方向と同時に曲げ変形も生じるのに対して、中間帯鉄筋は両側のコンクリートから拘束を受けているため、あまり曲げ変形を受けず軸方向に抵抗できるためと考えられる。

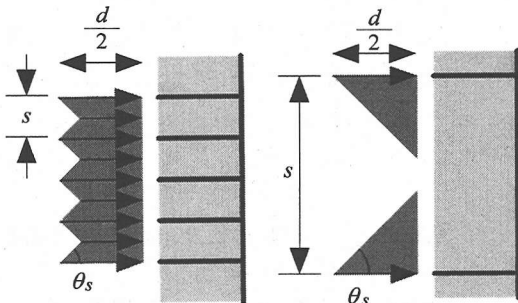


(a) 円形断面の場合



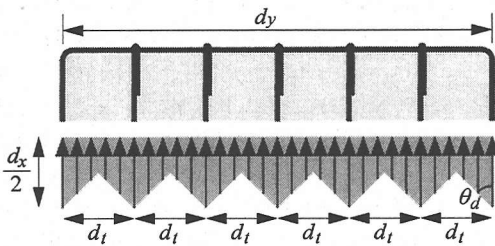
(b) 中間帯鉄筋を有する矩形断面の場合 (x 軸方向)

図-12 横拘束筋による横拘束圧  $\sigma_{lu}$

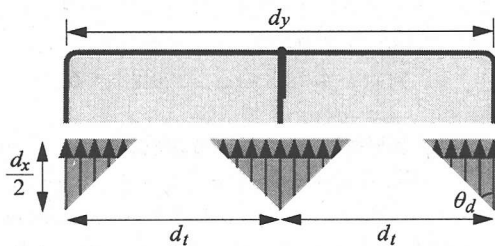


(a)  $s < d \tan \theta_s$  の場合 (b)  $s \geq d \tan \theta_s$  の場合

図-13 高さ方向の帯鉄筋間隔  $s$  の影響



(a)  $d_t < d_x \tan \theta_d$  の場合



(b)  $d_t \geq d_x \tan \theta_d$  の場合

図-14 中間帯鉄筋の配置間隔  $d_t$  の影響

## 5. コンクリートに対する横拘束圧のモデル化

### (1) 横拘束筋による横拘束力

一般に、横拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度  $\sigma_{cc}$  は、横拘束されないコンクリートの最大圧縮応力度  $\sigma_{c0}$  とコアコンクリートに作用する横拘束圧  $\sigma_{lc}$  を用いて次式のように与えられる<sup>16)</sup>。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} + \alpha \sigma_{lc} \quad (7)$$

これは、1929年に Richart et al. が提案した式であり、 $\alpha$  は実験結果から 4.1 としている。式(7)は、横拘束効果を表現するにはシンプルでわかりやすいため、その後の研究の多くは基本的に式(7)に従っている。本研究でも式(7)を基本として、高さ方向の横拘束筋間隔  $s$  によって横拘束効果が低減される効果を  $\kappa_s$ 、横拘束筋の配置間隔  $d_t$  によって横拘束効果が低減される効果を  $\kappa_d$  として与え、次式のように表す。

$$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} = 1 + \alpha \frac{\kappa_s \kappa_d \sigma_{lu}}{\sigma_{c0}} = 1 + \alpha C \quad (8)$$

ここで、 $\alpha C$  は横拘束筋による横拘束効果を表しており、 $C$  を横拘束効果係数と呼ぶこととする。 $\alpha$  は本実験結果に基づいて定める定数である。 $\sigma_{lu}$  はある 1 本の横拘束筋によってそれに直接接するコアコンクリートに与えられる拘束圧が横拘束筋間で高さ方向にも水平方向にも低下せず、図-12 に示すようにコアコンクリート全体に均等に作用すると仮定した場合のコアコンクリートに作用する単位面積当たりの平均横拘束圧であり、円形断面、長方形断面に対してそれぞれ次のように与えられる。

・円形断面

$$\sigma_{lu} = \frac{2A_h}{s d} \sigma_{sy} = \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{2} \quad (9)$$

・長方形断面

$$\sigma_{lu} = \sigma_{lu,x} = \frac{\sigma_{sy}}{s d_y} (2\kappa_h A_h + n_{ct,x} A_{ct}) \quad (10)$$

ここで、 $s$  は横拘束筋の高さ方向間隔、 $A_h$  は断面の最外縁に配置された帯鉄筋 1 本あたりの断面積、 $A_{ct}$  は中間帯鉄筋 1 本あたりの断面積、 $d$  はコアコンクリートの直径 (有効長)、 $d_y$  は y 軸方向のコアコンクリートの辺長、 $n_{ct,x}$  は x 軸方向に配置する中間帯鉄筋の本数である。また、式(10)の  $\kappa_h$  は、図-11 に示したように断面の最外縁に配置された帯鉄筋と中間帯鉄筋ではコンクリートに対する横拘束効果が異なり、断面の最外縁に配置された帯鉄筋の方が中間帯鉄筋よりも拘束効果が小さいことを補正する低減係数である。前述したように、今回の実験では断面の最外縁に配置された帯鉄筋による横拘束効果は、中間帯鉄筋による横拘束効果の 50% 程度と考えられ

るため、ここでは $\kappa_h=0.5$ と仮定する。式(10)で $x$ 軸方向の横拘束圧 $\sigma_{lu,x}$ を用いているのは、前述のように長方形断面供試体では、長辺に相当する $y-z$ 面の損傷が大きく、これがコンクリートの応力～ひずみ関係を支配しているためである。

## (2) 横拘束筋による横拘束圧の分布

高さ方向の横拘束筋間隔 $s$ によって横拘束効果が低減される効果を表す係数 $\kappa_s$ は次のように与える。

$$\kappa_s = 1 - \frac{s}{d \cdot \tan \theta_s} \geq 0 \quad (11)$$

これは、図-13に示すように横拘束圧が帯鉄筋から $\tan \theta_s$ の勾配で線形的に減少すると仮定して求めた式である。上下方向に相隣る2組の帯鉄筋の中間点における横拘束圧を帯鉄筋位置における横拘束圧の比として表している。これは、2組の帯鉄筋間において横拘束力が最小となる断面の損傷がコンクリートの $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係を支配すると考えたためである。

続いて、横拘束筋の配置間隔 $d_x$ によって横拘束効果が低減される効果を表す係数 $\kappa_d$ は、図-14に示すように次式で与える。

$$\kappa_d = \begin{cases} \frac{d_x \cdot \tan \theta_d}{2d_l} & d_l > d_x \cdot \tan \theta_d \\ 1 - \frac{d_l}{2d_x \cdot \tan \theta_d} & d_l \leq d_x \cdot \tan \theta_d \end{cases} \quad (12)$$

これは、横拘束圧が断面の最外縁に配置された帯鉄筋や中間帯鉄筋の位置から $\tan \theta_d$ の勾配で減少すると仮定した場合の横拘束力を、横拘束筋間で横拘束圧の低下がないとした場合の横拘束力に対する比として与えたものである。式(12)で、 $\kappa_d$ を横拘束力の比として与えたのは、式(11)のように高さ方向の補正と異なり、横拘束筋近傍では横拘束圧が作用しており、2本の横拘束筋間で横拘束圧が0になる領域が存在したとしても、断面全体としてみれば横拘束筋による拘束効果が存在するためである。

式(11)、(12)では、 $\theta_s$ 、 $\theta_d$ をどのように与えるかが重要である。例えば、コンクリートの損傷範囲と横拘束筋の拘束する範囲が同じであると仮定し、実験結果から $\theta_s$ 、 $\theta_d$ を求めることもできる。しかし、コンクリートの剥落範囲から測定した $\theta_s$ は表-2に示したように $20^\circ \sim 70^\circ$ の範囲で大きくばらつき、長方形断面供試体では図-6に示したように $\theta_d$ を損傷状況から定めることは難しい。このため、ここでは後述するように $\theta_s$ 、 $\theta_d$ を $30^\circ \sim 90^\circ$ と変化させ、実験結果との適合性のよい値を採用することとした。

## 6. 横拘束効果の定量化と提案式の適用性

### (1) 円形断面供試体に対する $\theta_s$ の影響の検討

図-15は $\theta_s=45^\circ$ を例に、円形断面供試体に対して横拘束効果係数 $C$ と $\sigma_{cc}/\sigma_{c0}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ 、 $(\varepsilon_{80}-\varepsilon_{cc})$ の関係を示した結果である。図中には後述する回帰結果も示している。これによれば、 $\sigma_{cc}/\sigma_{c0}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ 、 $(\varepsilon_{80}-\varepsilon_{cc})$ は $C$ とおおむね線形関係にあることがわかる。こうした結果をもとに、 $\sigma_{cc}/\sigma_{c0} \sim C$ 関係、 $\varepsilon_{cc} \sim C$ 関係、 $(\varepsilon_{80}-\varepsilon_{cc}) \sim C$ 関係をそれぞれ線形回帰し、その回帰結果を用いてコンクリートの $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係を求めた場合に高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ の影響をどのように表せるか、を調べることとした。ここで、 $\sigma_{cc}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ 、 $\varepsilon_{80}$ は図-15に示した関係から求め、履歴曲線には次式による星隈らが提案した $n$ 次関数(応力上昇域)と1次関数(応力下降域)<sup>2)</sup>を用いる。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & \varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{80} \end{cases} \quad (13)$$

ここで、

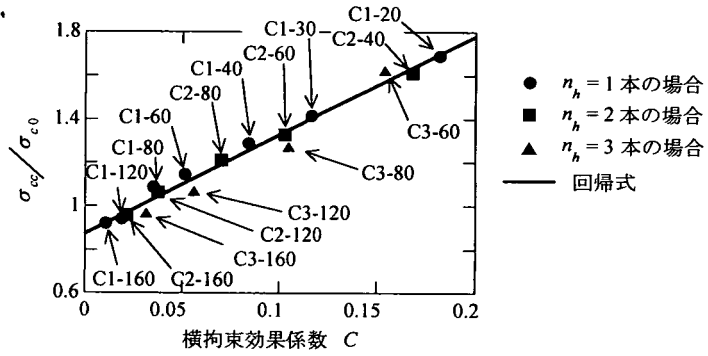
$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (14)$$

これを図-5に示した結果に対して求めた結果が図-16である。これによれば、 $\theta_s=45^\circ$ とすると、 $\rho_s$ が同じ場合でも $s$ が大きくなると、 $\sigma_{cc}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ は小さくなり、応力下降域の応力低下度は大きくなるという実験事実を表すことができる。

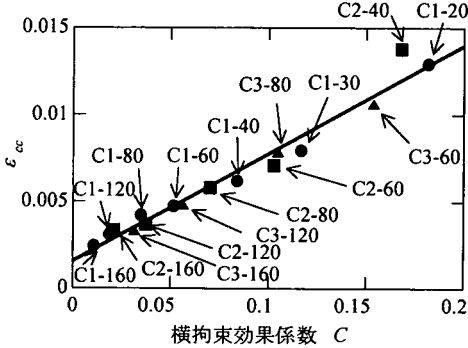
同様に、 $\theta_s$ を $30^\circ$ 、 $60^\circ$ 、 $90^\circ$ と変化させた場合に、実験結果をどのように表せるかを示した結果が図-17である。ここでは、 $\rho_s=1.13\%$ とする場合を例として示している。 $\theta_s=90^\circ$ とすることは、式(11)において $\kappa_s=1$ とすることであり、横拘束筋間での横拘束力の低下を見込んでいないため、明らかに実験結果を表現できない。これに対して、 $\theta_s=30^\circ$ 、 $60^\circ$ とした場合には、 $\sigma_{cc}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ 、応力下降域の応力低下度の $s$ 依存性を $\theta_s=45^\circ$ の場合と同程度に表すことができる。以上より、 $\theta_s$ が $30^\circ \sim 60^\circ$ の範囲であれば経験式の精度に大差はないが、全体として $\theta_s=45^\circ$ の場合には実験結果との一致度が最もよいことから、ここでは $\theta_s=45^\circ$ を用いることを提案する。

### (2) 矩形断面供試体に対する $\theta_d$ の影響の検討

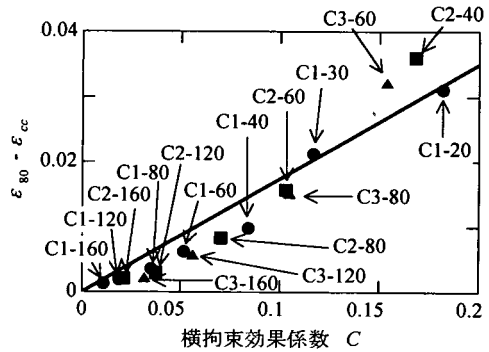
続いて、中間帯鉄筋の総本数 $n_{cl}$ はそれぞれ4～5本と同程度であるが、横拘束筋間隔 $d_l$ が177mm (R60-2@2供試体)、88.5mm (R60-5@1供試体)と2倍異なる供試体を例として、 $\theta_d$ を $30^\circ \sim 90^\circ$ と変化させた場合に、実験結果をどのように再現できるかを示した結果が図-18



(a)  $\sigma_{cc}/\sigma_{c0} \sim C$  関係



(b)  $\epsilon_{cc} \sim C$  関係



(c)  $(\epsilon_{80} - \epsilon_{cc}) \sim C$  関係

図-15  $\theta_s = 45^\circ$  とする際の横拘束効果係数  $C$  と  $\sigma_{cc}/\sigma_{c0}$ ,  $\epsilon_{cc}$ ,  $(\epsilon_{80} - \epsilon_{cc})$  の関係 (円形断面)

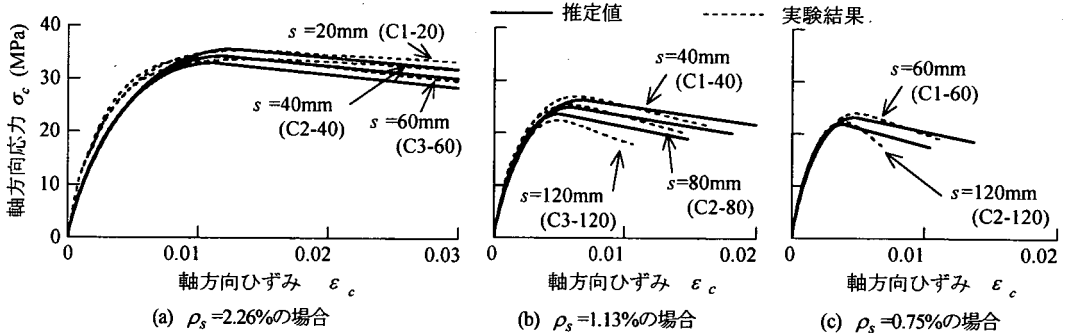


図-16  $\theta_s = 45^\circ$  とする際の提案モデルの精度 (円形断面)

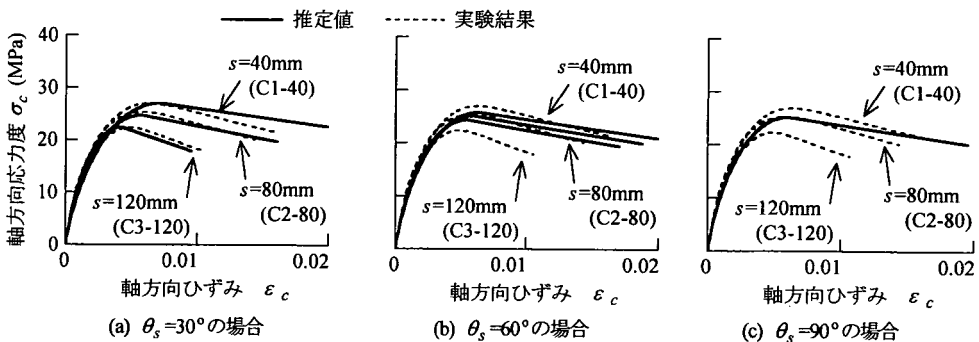


図-17  $\theta_s$  を  $30^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $90^\circ$  と変化させた際の提案モデルの精度 (円形断面,  $\rho_s = 1.13\%$  の場合)

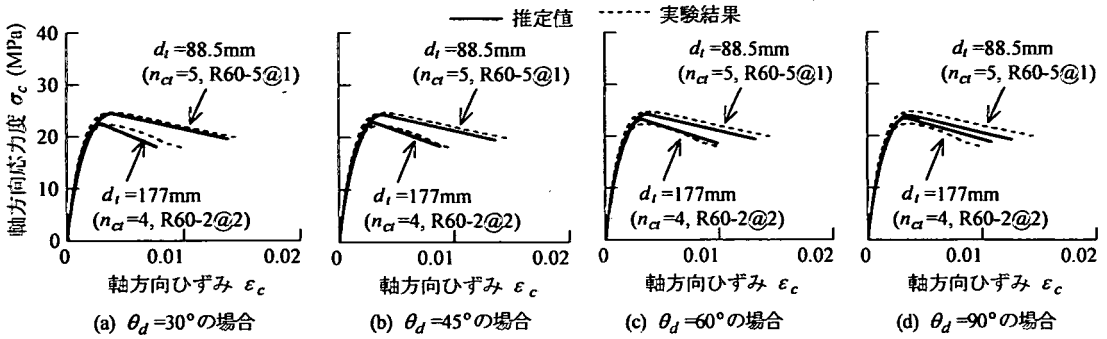
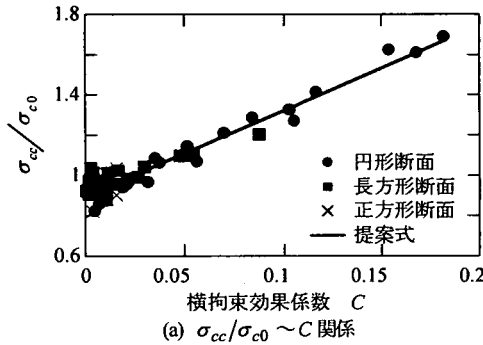
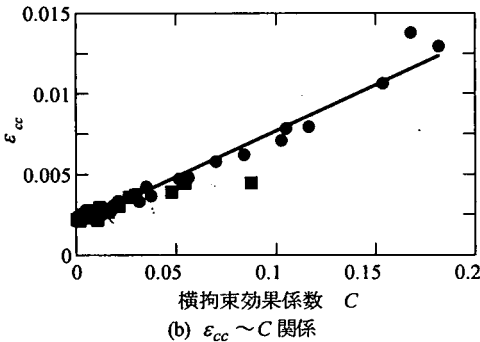


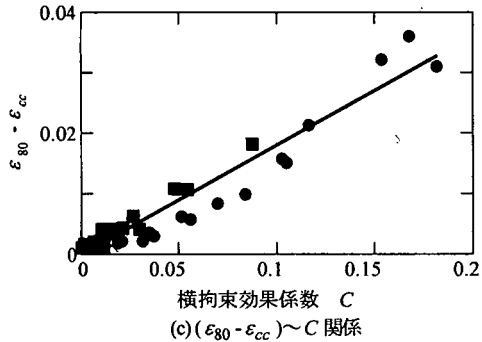
図-18  $\theta_d$  を  $30^\circ \sim 90^\circ$  と変化させた場合の提案モデルの精度 (長方形断面,  $s=60\text{mm}$  の場合)



(a)  $\sigma_{cc}/\sigma_{c0} \sim C$  関係



(b)  $\epsilon_{cc} \sim C$  関係



(c)  $(\epsilon_{80} - \epsilon_{cc}) \sim C$  関係

図-19 横拘束効果係数  $C$  による横拘束効果の定量的評価 ( $\theta_s=45^\circ, \theta_d=45^\circ$ )

である。ここでは、円形断面に対する  $\theta_s$  の場合と同様に、まず、 $\sigma_{cc}/\sigma_{c0} \sim C$  関係、 $\epsilon_{cc} \sim C$  関係、 $(\epsilon_{80} - \epsilon_{cc}) \sim C$  関係をそれぞれ求め、これを用いて  $\sigma_c \sim \epsilon_c$  関係を求めている。ただし、ここでは  $\theta_s = 45^\circ$  と仮定している。

これによれば、 $\theta_d = 30^\circ \sim 60^\circ$  とした場合には、 $d_t$  を  $88.5\text{mm}$  からそれぞれ  $177\text{mm}$  と 2 倍にすることにより  $\sigma_{cc}$ 、 $\epsilon_{cc}$  が小さくなり、応力下降域の応力低下度が大きくなるという実験の特徴をよく表している。したがって、 $\theta_d$  が  $30^\circ \sim 60^\circ$  の範囲にあれば、計算値と実験値の一致度に大差はないが、この中でも  $\theta_d = 45^\circ$  の場合が全体として実験結果との一致度が最もよいため、ここでは  $\theta_d = 45^\circ$  とすることとする。

### (3) 横拘束効果の定量化

以上より、本モデルでは実験結果との適合性がよいように、 $\theta_s = 45^\circ, \theta_d = 45^\circ$  とすることとした。図-19 は、 $\theta_s = 45^\circ, \theta_d = 45^\circ$  とした場合に各供試体ごとに横拘束効果係数  $C$  を求め、これを用いて、 $\sigma_{cc}/\sigma_{c0} \sim C$  関係、 $\epsilon_{cc} \sim C$  関係、 $(\epsilon_{80} - \epsilon_{cc}) \sim C$  関係を改めて示した結果である。図中には後述する提案式も比較のために示している。 $C$  が増加すると  $\sigma_{cc}/\sigma_{c0}$ 、 $\epsilon_{cc}$ 、 $(\epsilon_{80} - \epsilon_{cc})$  はそれぞれ増加し、その増加度合いは断面形状によらずおおむね同程度であることが分かる。そこで、これらを改めて線形回帰すると次式が得られる。

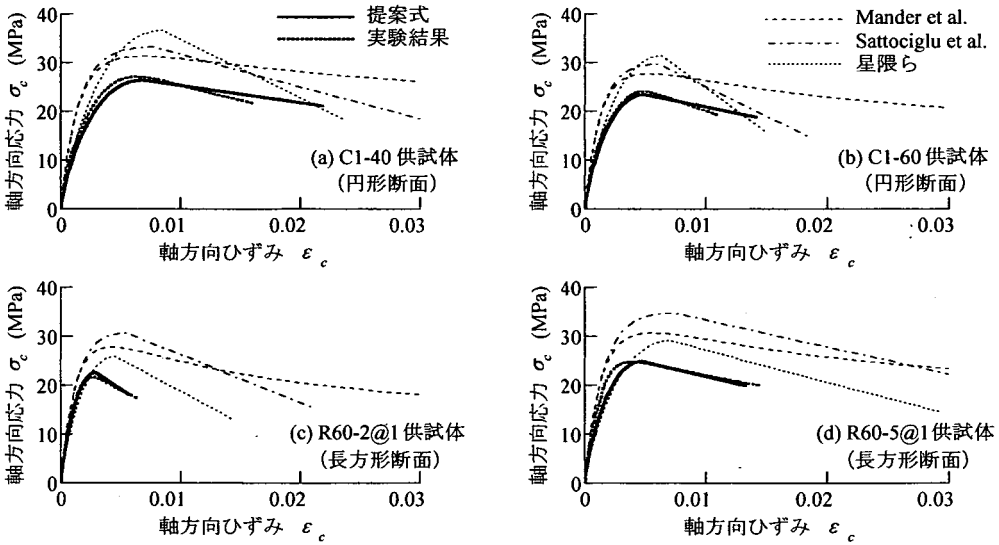


図-20 本研究による提案モデルと既往のモデルの精度

$$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} = 0.90 + 4.22C \quad (r^2 = 0.94) \quad (15)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.057C \quad (r^2 = 0.95) \quad (16)$$

$$\epsilon_{80} - \epsilon_{cc} = 0.18C \quad (r^2 = 0.93) \quad (17)$$

ただし、原理的に $\sigma_{cc}/\sigma_{c0}$ が1を下回ることはいずれもないため、 $\sigma_{cc}/\sigma_{c0} \geq 1$ とする。

式(17)より、応力下降域の下降勾配 $E_{des}$ は次式で与えられる。

$$E_{des} = \frac{0.2\sigma_{cc}}{0.18C} \quad (18)$$

## 7. 実験値との照合および既往の研究成果との比較

図-20は、上記モデルによる $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係を実験値と比較した結果である。ここには、長方形断面供試体に対する評価が可能なMander et al., Sattociglu and Razvi, 星隈らによる提案モデルから求めた $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係もあわせて示している。これによれば、本モデルは、円形断面供試体、長方形断面供試体ともに実験結果の傾向をよく再現できている。

これに対して、既往の提案モデルは、全体として $\sigma_{cc}$ ,  $\epsilon_{cc}$ を過大評価する傾向にある。円形断面では、星隈らの提案モデルは、 $\sigma_{cc}$ を実験結果よりも30%以上大きく与える。応力の下降勾配も星隈らによるモデルは大きな値を与えている。これに対して、Mander et al.によるモデルは、 $\sigma_{cc}$ を約15%過大評価しているが、応力の低下度

に実験結果と大差ない。Sattociglu and Razvi モデルは、これらのモデルの中間的な結果を与えている。

長方形断面では、Sattociglu and Razvi モデルが最も大きな $\sigma_{cc}$ を与えている。これは、実験による $\sigma_{cc}$ の1.4倍に相当する。Mander et al.によるモデルは、応力下降域における応力低下度が小さいことが特徴である。星隈らによるモデルは、応力下降域における応力低下度は実験結果と大差ないが、 $\sigma_{cc}$ を過大評価しているために、実験結果との一致度はよくない。

## 8. 結論

本研究では、円形、長方形、正方形の3種類の断面を有する合計56体の供試体に対して一軸圧縮荷重実験を行い、横拘束筋の量と配置間隔が、最大圧縮応力度 $\sigma_{cc}$ 、その時のひずみ $\epsilon_{cc}$ 、応力下降域の応力低下度に及ぼす影響を検討した。本研究で得られた結論をまとめると、以下のようになる。

- (1) 円形断面供試体では、同じ帯鉄筋体積比 $\rho_s$ であれば、高さ方向の帯鉄筋間隔 $s$ を大きくするほど、 $\sigma_{cc}$ ,  $\epsilon_{cc}$ , 応力が $\sigma_{cc}$ の80%にまで低下するときのひずみ $\epsilon_{80}$ はいずれも小さくなる。また、長方形断面供試体でも、横拘束筋比 $\rho_s'$ が等しい場合には中間帯鉄筋の配置間隔 $d_t$ を大きくするほど、 $\sigma_{cc}$ ,  $\epsilon_{cc}$ ,  $\epsilon_{80}$ は小さくなる。これは、帯鉄筋間で横拘束力が低下するためである。
- (2) 正方形断面と中間帯鉄筋を2箇所2本ずつ配置した長方形断面とでは、式(4)による横拘束筋比 $\rho_s'$ 、横拘束筋の配置間隔 $d_t$ はともに等しくなるが、実際に $\sigma_{cc}$ ,  $\epsilon_{cc}$ ,  $\epsilon_{80}$ を比較すると、いずれも正方形断面の方が小さ

い。正方形断面の $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係は、中間帯鉄筋を2箇所  
に1本ずつ配置した長方形断面に近い特性を示しており、  
このことは、断面の最外縁に配置された帯鉄筋による横  
拘束効果は中間帯鉄筋による横拘束効果の50%程度であ  
ることを示している。

(3)  $\sigma_{cc}$ ,  $\varepsilon_{cc}$ ,  $E_{des}$ を評価するために、横拘束圧は、  
高さ方向には横拘束筋を配置した位置から $\tan\theta_s$ の勾配  
で、矩形断面内では断面の最外縁に配置された帯鉄筋や  
中間帯鉄筋の位置から $\tan\theta_d$ の勾配で線形的に減少する  
と仮定したモデルを開発した。実験値との比較では、 $\theta_s$ ,  
 $\theta_d$ ともに $30^\circ \sim 60^\circ$ の範囲ではその精度に大差はないが、  
その中でも $\theta_s$ ,  $\theta_d = 45^\circ$ とすると実験結果との対応がよ  
い。

(4)  $\sigma_{cc}$ ,  $\varepsilon_{cc}$ ,  $E_{des}$ の推定式をそれぞれ式(15), (16),  
(18)のように提案した。本提案モデルは、実験結果の特  
徴をよく表すことができる。

謝辞：本研究は、文部省科学研究費補助金（特別研究員  
奨励費）により行いました。供試体の作製および実験に  
際しては、東京工業大学の庄司学助手（現、筑波大学講  
師）および渡邊学歩、宇根寛、剣持安伸、米田慶太、永  
井政伸、細入圭介の各氏のご援助を得ました。ここに記  
して、厚く御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，  
1996。
- 2) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の  
地震時保水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-  
ひずみ関係，土木学会論文集，No. 520/V-28, pp. 1-11, 1995。
- 3) Iyengar, S. R., Desayi, P. and Reddy, K. N.: Stress-Strain  
Characteristics of Concrete Confined in Steel Binder, *Magazine of  
Concrete Research*, Vol. 22, No. 72, pp. 173-184, 1970。
- 4) Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: Strength and Ductility of Tied  
Concrete Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 106, No. ST 5, pp.  
1079-1102, 1980。
- 5) Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: Analytical Model for Concrete

- Confinement in Tied Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No.  
ST12, pp. 2703-2722, 1982。
- 6) 六車熙，渡辺史夫，勝田庄二，田中仁史：横拘束コンクリ  
ートの応力ひずみ曲線のモデル化，セメント技術年報，Vol.  
34, pp. 429-432, 1980。
- 7) 鈴木計夫，中塚信，吉田晴彦：円形補強筋を用いたコンフ  
ァインドコンクリートの強度および変形特性，材料，第376  
号，pp. 33-39, 1985。
- 8) 鈴木計夫，中塚信，菅田昌宏：角形補強筋によるコンフ  
ァインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性，コンク  
リート工学年次講演論文報告集，No. 11-2, pp. 449-454, 1989。
- 9) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical  
Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Engrg.*,  
ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988。
- 10) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Observed  
Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, *J. Struct. Engrg.*,  
ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849, 1988。
- 11) Saatcioglu, M. and Razvi, S. R.: Strength and Ductility of Confined  
Concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607,  
1992。
- 12) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコン  
クリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，  
第461号，pp. 95-104, 1994。
- 13) 家村浩和，高橋良和，田中克直，前堀伸平：中空断面 RC  
高橋脚の耐震性能に関する載荷実験，第10回日本地震工学  
シンポジウム論文集，pp. 2105-2110, 1998。
- 14) 湯川保之，緒方辰男，須田久美子，齊藤宗：中空断面鉄筋  
コンクリート高橋脚の耐震性能，土木学会論文集，No.  
613/V-42, pp. 103-120, 1999。
- 15) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：大型模型を用いた拘束コ  
ンクリート柱の圧縮載荷実験と応力-ひずみ特性の分析，  
土木技術資料，Vol. 37, No. 7, pp. 32-37, 1995。
- 16) Richart, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L.: The Failure of  
Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, *Bulletin  
No. 190*, Engineering Experiment Station, University of Illinois,  
Urbana, 1929。

(2001. 11. 21 受付)

## EFFECT OF SPACING OF TIE REINFORCEMENT AND CROSS TIES ON LATERAL CONFINEMENT OF CONCRETE

Junichi SAKAI and Kazuhiko KAWASHIMA

A series of compressive loading tests was conducted to clarify the effect of spacing of ties and cross ties on the lateral confinement of concrete. It is found that the peak stress and the strain at the peak stress of confined concrete decrease and the slope of the falling branch increases as the tie spacing increases. This is because the increase of tie spacing results in a decrease of confinement stress of concrete between ties. An empirical formulation for the peak stress, the strain at the peak stress and the slope of the falling branch was developed taking account of the tie spacing.