

鉄筋コンクリート柱における帯鉄筋の拘束効果に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON CONFINEMENT EFFECTS OF RECTANGULAR TIES IN REINFORCED CONCRETE COLUMNS

堺 孝司*・角田与史雄**・能町純雄***

By Kaji SAKAI, Yoshio KAKUTA and Sumio NOMACHI

To examine the confinement effects of rectangular ties in reinforced concrete columns, 18 short tied columns are tested. The variables are the tie spacing, the amount and the yield strength of lateral steel, the tie configuration, and the amount and the distribution of longitudinal steel. Based on the test results, the stress-strain curves of confined core concrete are obtained and the results are compared with some models proposed by other researchers. It is concluded that these models have the limit of application to the test results. A new model is then proposed. The relationships between the test results and the calculated results are satisfactory. In this paper the effects of the strain rates and the ratio of area of the core bounded by the perimeter tie to the gross area on confinements, are also discussed through the comparison with other researchers' test data.

1. 緒 言

一般に、コンクリートには非常に大きな圧縮強度をもたせることができるが、その破壊はぜい性的であり、じん性の欠如した材料であることはよく知られている。したがって、鉄筋コンクリート(RC)柱部材に、地震荷重のような比較的短時間の過大荷重に抵抗させるには、ぜい性的な性質のままでの利用は、柱部材の局部的な破壊が構造物全体の崩壊を招くことになるので、はなはだ都合が悪い。RC柱部材をじん性のある部材とする方法として、コンクリートを帯鉄筋で拘束することが従来から考えられてきた。そして、帯鉄筋の配置が、じん性改善のみならず、コンクリートの強度をも増加させる、ということが明らかになってきた。しかし、現在、それらの定量的な評価が十分になされているとはいえない。したがって、それらの有用性を高めるには、さらにデータを積み重ね、多面的な検討を加える必要があるものと思われる。

以上のようなことを背景に、本研究では、RC柱部材

要素の軸圧縮試験の結果およびそれらと既往の実験結果との比較によって、RC柱における帯鉄筋の拘束効果に関する広範な考察を行う。考慮した影響因子は、帯鉄筋間隔、帯鉄筋量、帯鉄筋降伏強度、軸鉄筋分布とそれに対応する帯鉄筋配置形状、軸鉄筋量、全横断面積に対するコアコンクリート面積の比、および載荷のひずみ速度である。

2. 既往の研究

RC柱における帯鉄筋の拘束効果に関する研究は、1946年のKingの研究までさかのぼることができる¹⁾。Kingの一連の研究は、拘束コンクリートの応力~ひずみ関係を得ることを目的にしたものではなかったが、帯鉄筋の拘束効果に最初に着目し、この時点で拘束効果に関する影響因子のほとんどを明らかにしたという意味において高く評価しなければならない。

1955年、Chanは、RCフレーム構造における塑性ヒンジ理論の有効性の検証と有効塑性回転の計算式導出を目的とする研究において、帯鉄筋がコンクリートの強度と変形を増加させることを示した²⁾。彼は、実験観察から、“コアコンクリートは、隣接帯鉄筋間のアーチ作用によってつり合い状態にあり、破壊はそのアーチが崩壊したときあるいは帯鉄筋の伸びが過度となったときに起

* 正会員 工修 北海道大学助手 工学部土木工学科

(〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

** 正会員 工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科 (同上)

*** 正会員 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科(同上)

くる”とし、その破壊メカニズムを的確に述べた。

コアコンクリートの強度および変形の増加を対象にせず、ぜい性的でない圧縮破壊を起こさせることおよび軸鉄筋の座屈を防ぐことによってその強度を引き出すことが帯鉄筋の主な機能である、という観点からの研究が、Breslerら³⁾および Pfister⁴⁾によって行われた。これらは、現在のACI基準における帯鉄筋間隔に関する規定の基礎となっている研究である。

その後もデータが蓄積された。そして、1971年、Kentらは、既存の実験データに基づいて、二次放物線と直線とからなる拘束コンクリートの応力～ひずみ関係を提案した⁵⁾。しかし、そこでは拘束によるコンクリート強度の増加は考慮されていなかった。これは、後にParkを含む研究者によって修正されることになるが、この研究がその後の研究の一つの指針を与えた、といえる。

1977年には、Vallenasらが、彼らの実験結果に基づいた応力～ひずみ関係の一モデルを提案した⁶⁾。彼らの提案式で特徴的なのは、それに軸鉄筋比を影響因子として導入していることである。

1980年代に入って、まず、Sheikhらが、24個の柱について実験を行い、“有効拘束コンクリート面積”なる概念の導入によって、軸鉄筋および帯鉄筋の分布の影響を考慮した拘束コンクリートの強度増加式を提案し^{7),8)}、実験結果および既往の提案式との比較によってそこで提示した式の有用性を示した⁹⁾。

Parkらは、New Zealand Codeに従って設計したRC柱で実験を行い、じん性に対するその基準の有効性

を明らかにした¹⁰⁾。この研究で、新たに、Kent and Parkモデルにコンクリートの拘束による強度増加の影響を考慮した“Modified Kent and Park”モデルを提示した。

また、Scottらは、主として、拘束効果に対する載荷速度の影響を調べるための実験を行い、地震荷重に相当する高ひずみ速度で載荷された場合にも、Modified Kent and Parkモデルを基礎にして考慮し得ることを示した¹¹⁾。

上述した研究以外にもこれまで多くの研究が行われてきたが、紙数の制限によりここでは割愛する。しかし、既往の研究の中では、最近のVallenasら、Sheikhら、およびParkらの研究が、拘束コアコンクリートの応力～ひずみ関係に関する一般的な形式化を行ったものとして評価することができよう。本研究は、これら既往の研究を踏まえたうえで、この問題について、より広い範囲にわたる総合的な検討を加えようとするものである。

3. 実験概要

(1) 供試体

Fig.1に供試体形状および寸法を示す。周辺帯鉄筋の外側からのかぶり厚は、すべての供試体について1cmとした。その結果、用いた鉄筋の径に依存して、柱の全横断面積に対する、周辺帯鉄筋の中心によって囲まれたコア面積の比は、0.723および0.757となった。Table 1は、実験で用いた供試体諸元の一覧である。本実験で考慮した主な変数は、帯鉄筋間隔、帯鉄筋量、帯鉄筋降伏強度、軸鉄筋分布とそれに対応する帯鉄筋形状、および軸鉄筋

Table 1 Details of test specimens.

Specimen	Longitudinal Steel			Tie Steel			
	Number and Size	Yield Strength (MPa)	Reinforcement Ratio ρ_L (%)	Size and Arrangement Type	Spacing (cm)	Yield Strength (MPa)	Volumetric Ratio ρ_s (%)
1	4×D19	392	2.79	D10 C	5.0	404	3.22
2	8×D13	376	2.39	D10 A	5.0	404	5.50
3	8×D13	376	2.39	D10 B	5.0	404	3.22
4	8×D13	376	2.39	D10 B	5.9	404	2.75
5	8×D13	376	2.39	D10 A	6.0	404	4.58
6	8×D13	376	2.39	D10 A	10.0	404	2.75
7	8×D13	376	2.39	D10 A	5.5	404	5.00
8	8×D13	376	2.39	D10 A	6.5	404	4.23
9	8×D13	376	2.39	D10 A	15.0	404	1.83
10	8×D13	376	2.39	D10 A	20.0	404	1.38
11	4×D13	376	1.19	D10 C	5.0	404	3.22
12	4×D22	368	3.77	D10 C	5.0	404	3.22
13	4×D16	367	1.93	D10 C	5.0	404	3.22
14	8×D13	376	2.39	D6 A	5.0	295	2.25
15	8×D13	376	2.39	D10 A	7.5	404	3.67
16	8×D13	376	2.39	D6 A	7.5	295	1.50
17	8×D13	376	2.39	D6 A	3.2	295	3.67
18	8×D13	376	2.39	D6 A	4.1	295	2.75

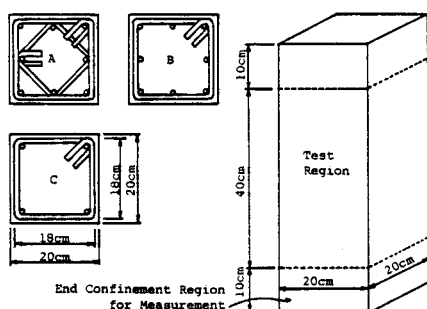


Fig. 1 Test specimens.

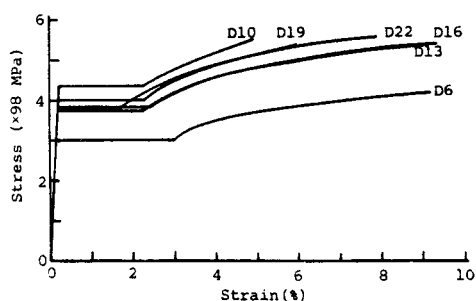


Fig. 2 Stress-strain curves for steel.

量であり、供試体総数は18である。Fig. 1には、軸鉄筋および帯鉄筋の分布形状のタイプも示してある。このほかにさまざまなタイプのものが考えられるが、本実験供試体の断面寸法を考慮すると、この分布形状が限度であった。

鉄筋はすべて異形棒鋼を用いた。軸鉄筋はSD 35のD 13, D 16, D 19およびD 22の4種類を用いた。供試体全横断面積に対する軸鉄筋横断面積の比 ρ_c は、1.19%と3.77%との間であった。軸鉄筋は圧縮力を受けるが、このような細い部材の圧縮試験は困難であるので、近似的に、引張に対する応力~ひずみ関係を用いることにした。Fig. 2に引張試験の結果を示す。帯鉄筋は、SD 35のD 10およびSD 30のD 6の2種類を用いた。Fig. 2には、使用した帯鉄筋の応力~ひずみ関係も示されている。帯鉄筋端部は、135°フックを設けて十分な定着を図った。

コンクリートは、単位セメント量 324 kg/m^3 、水セメント比54%を標準としたが、試験機載荷能力を考慮して若干の調整を行った。セメントは早強ポルトランドセメントを、骨材は川砂利および海岸砂を使用した。なお、粗骨材は、供試体のかぶり寸法を考慮して、最大寸法を10 mmとした。供試体は、材令2日に脱型した後、水中で養生し、材令7日で実験を行った。各供試体の実験時におけるコンクリート強度は、同時に打設された $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱供試体および $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ の

角柱供試体を用いた圧縮試験により得られた。

軸鉄筋および帯鉄筋には、その変形を測定するためにそれぞれ2枚~4枚および4枚~8枚のひずみゲージを貼り、防水処置を施した。

Fig. 3は、配筋状態の一例を示す。

(2) 実験方法

供試体には、静的200 t 載荷装置によって、集中荷重を作用させた。用いた試験機は変位制御ができなかったので、ペンレコーダーを利用して、その最大荷重近傍まで目標ひずみ速度 $0.0025 \text{ \%}/\text{s}$ となるように手動により荷重を調節した。最大荷重以降の下降領域は、そのような調節は不可能であった。荷重は、試験機に取り付けられた圧力センサーによってペンレコーダーに連続的に記録された。また、軸鉄筋および帯鉄筋のひずみは、ペンレコーダーおよびデジタルひずみ測定器(SD)によって記録された。

Fig. 4は、供試体側面における軸変位測定の様子を示したものである。かぶりコンクリートの剥落後も連続的に変位を測定するために、供試体の上下端に約10 cmの拘束帯を取り付け、それを利用して相対する2面に変位計(TCL)を置いた。厳密に言えば、この拘束帯は横拘束に寄与することになるが、帯鉄筋間隔および試験区間長を考慮すれば、その影響は小さいものと思われる。

4. 実験結果および考察

(1) 耐荷挙動の一般的状況

帯鉄筋を配置したRC柱部材の横断面は、その機能上の分類をすれば、かぶりの部分と帯鉄筋に囲まれたコア部分とに分けることができる。実験では、載荷初期段階では供試体表面に変化がみられなかったが、ある段階



Fig. 3 Reinforcement cage.

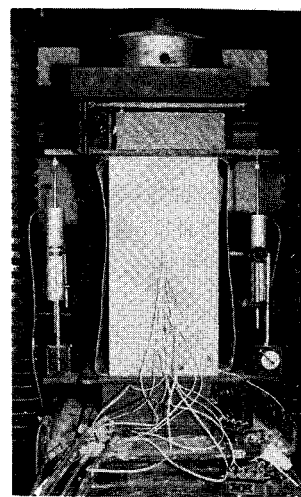


Fig. 4 Instrumentation of test region.

に至ると縦方向のひびわれが発生し、それが全体に広がっていき、ついにはかぶり剥落してしまった。ひびわれ発生が著しい状態においても、一般的には荷重が増加し続け、最大荷重を経た後に、徐々に耐力が低下することが観察された。このことは、かぶり部分は、いかなる拘束も受けることなく、板状のあるいは棒状のコンクリート片の終局状態への到達と同時にその耐力を失うのに対して、コア部分では、軸ひずみの増加に伴う横方向への膨張が帯鉄筋によって拘束され、コアコンクリートが拘束のない場合に有している強度以上の力を受け持つことができることを意味している。

供試体の変形が進むと、コアコンクリートが帯鉄筋の間から外側に膨れ上がって飛び出し、コアコンクリートのアーチ効果が徐々に失われていくことが観察された。

供試体に中心軸圧縮力を作用させるためにできる限りの注意を払ったが、多少の偏心荷重作用を避けることができなかった。その結果、かぶりコンクリートの分担力が一様でなくなり、局部的なかぶり剥落がさらに偏心荷重作用の程度を増し、これが軸鉄筋の座屈あるいは屈服を惹起し、耐力の急激な低下を招く場合もあった。通常は、偏心荷重作用を受けつつも、すべての側面にかぶりの剥落が観察された。このような現象は、すべて最大荷重を越えた後に生じたが、偏心荷重作用の影響の程度は供試体によって異なった。載荷は、軸鉄筋が明らかに屈服状態になっていても、変位の測定が可能ならは続けた。しかし、コアコンクリートの欠損により帯鉄筋の定着が失われた場合、帯鉄筋が破断した場合、そしてほとんどの場合がこれに相当するが、柱が大きくねじれて測定不能になった場合に、載荷を止めた。したがって、本実験では、コアコンクリートが完全にその耐力を失う終局ひずみは得られなかった。

かぶりコンクリートにひびわれが生じると、かぶり部分が受け持つ力は徐々に小さくなり、最終的には柱の耐力に全く寄与しなくなる様子は前述したが、その過程を定量的に評価することは非常に難しい。かぶり耐力の評価に関しては、その最大耐力まではひびわれ状況から無筋角柱供試体の応力～ひずみ関係の利用が考えられるが、低減過程を扱うための根拠のある方法はないといえる。Parkらは、コンクリートの応力が、円柱強度の50%まで低減した状態に相当するひずみに到達するとかぶりコンクリートが剥落する、という考え方を示し¹²⁾、Sheikhらもこれに従ってかぶりコンクリートの寄与を評価した。本研究においてもこの考え方に従うことにした。実験観察から、この処置はほぼ妥当なものであることがわかった。また、無筋角柱供試体の最大応力からの低減過程は二次放物線を仮定した。

(2) 帯鉄筋の拘束効果

帯鉄筋の拘束効果を見るためには、荷重～軸ひずみ関係における荷重から、かぶりコンクリートおよび軸鉄筋の受け持つ力を差し引かなければならない。かぶりコンクリートに関しては、4.(1)で述べた。Fig.5は、荷重～軸ひずみ関係を測定手法別に示したものである。TCLによる軸ひずみは、最大荷重までは試験区間全長が有効であるとし、その後の耐力低減領域に対しては、最大荷重および全有効長と、実験終了時の荷重およびそのときのかぶり剥落領域の平均長との間を線形関係で変化させた長さに基づいて算定した。この図から、鉄筋の実測ひずみ(SDおよびPen Recorder)とコンクリート実測ひずみ(TCL)との差は小さいことがわかる。したがって、ここでは、軸鉄筋の受け持つ力は鉄筋の実

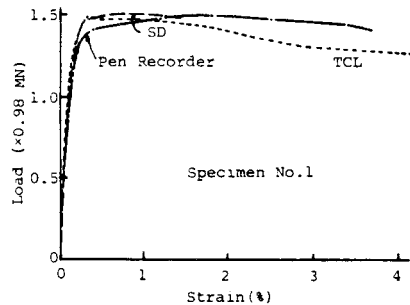


Fig. 5 Longitudinal strain by strain gauge and TCL.

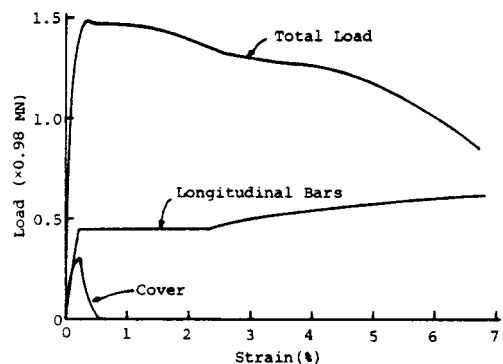


Fig. 6 Axial load-average longitudinal strain curve.

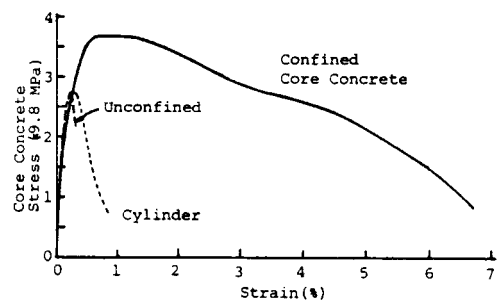


Fig. 7 Core concrete stress-strain curve.

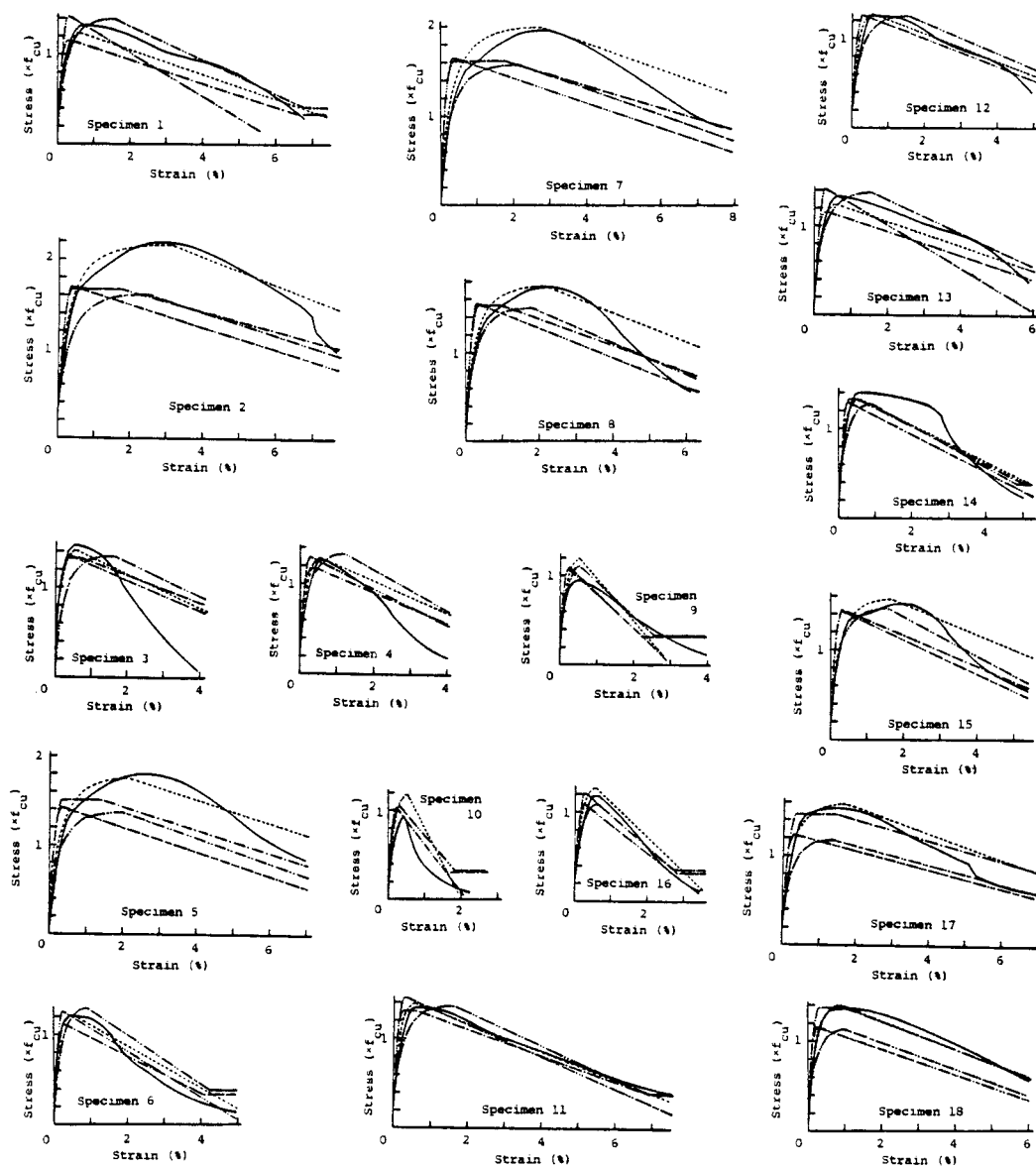


Fig. 8 Core concrete stress-strain curves for all specimens (—Test,Authors, ---Sheikh et al., -.-Val-lenas et al., -.-Modified Kent and Park).

測ひずみではなく、TCL ひずみに基づいて、それぞれの鉄筋の応力～ひずみ関係より算出することにした。通常は、最大荷重を越えると軸鉄筋の屈服が生じるので、上述の方法は、軸鉄筋の受け持つ力を過大に評価することになる。

Fig. 6 は、柱、軸鉄筋およびかぶりコンクリートの荷重～ひずみ関係の一例を示す。これらに基づいて得られたコアコンクリートの応力～ひずみ関係を Fig. 7 に示す。同図には、円柱供試体および無筋角柱供試体に関するものも示した。これらおよびコアコンクリートの応力

～ひずみ関係の違いが、帯鉄筋による拘束効果である。

Fig. 8 は、すべての供試体に関するコアコンクリートの応力～ひずみ関係を示す。ただし、応力は無筋角柱供試体強度 f_{cu} によって無次元化してある。コアコンクリートの最大強度 $f_{c,max}$ と f_{cu} との比を K_s で表わし、拘束によるコンクリートの強度増加率を示すものとする。また、最大強度時の軸ひずみを ϵ_{s1} で、帯鉄筋の平均応力を f_s で表わす。これらに関する結果の一覧を Table 2 に示す。

供試体 2 は帯鉄筋比 5.5% の場合であるが、無筋角

Table 2 Test results.

Specimen	Unconfined Concrete Strength f_{cu} (MPa)	Concrete Cylinder Strength f'_c (MPa)	Maximum Core Stress $f_{c,max}$ (MPa)	Concrete Strain at Maximum Stress (%)	Stress in Tie Steel at Maximum Stress f_s (MPa)	$K_s = \frac{f_{c,max}}{f_{cu}}$
1	27.4	27.4	36.1	0.62	71	1.32
2	27.7	27.4	60.7	2.90	404	2.19
3	26.9	25.1	39.6	0.53	404	1.47
4	31.7	31.2	40.1	0.59	206	1.26
5	31.0	27.4	55.6	2.50	404	1.79
6	34.1	33.4	41.2	0.48	87	1.21
7	27.3	27.3	53.6	2.86	404	1.96
8	27.3	27.3	47.3	2.25	404	1.73
9	30.5	27.0	29.0	0.45	107	0.95
10	30.5	27.0	28.5	0.45	137	0.93
11	24.4	24.1	32.7	0.57	295	1.34
12	31.0	27.4	38.9	0.55	132	1.25
13	27.4	27.4	36.7	0.60	79	1.34
14	24.3	25.5	34.0	0.55	190	1.40
15	27.7	26.3	42.0	1.81	404	1.52
16	27.7	26.3	33.1	0.55	222	1.19
17	30.8	28.2	47.2	1.29	295	1.53
18	30.8	28.2	41.6	0.90	295	1.35

柱強度の2倍以上の強度を示すとともに、著しいじん性の改善がみられ、非常に大きな拘束効果が得られている。

供試体1および11~13は、柱の4隅にのみ軸鉄筋のある場合であるが、結果は、このような場合にも強度増加が期待できることを示している。

供試体9および10は、帯鉄筋間隔が横断面寸法およびその0.75倍の場合であるが、供試体寸法の制限によって十分な数の帯筋を配置することができなかった。もし強度増加がなければ、理想的には K_s 値は1であるが、得られた値は1以下であった。しかし、これらは実験上の誤差の範囲と考えることができる。示方書等で、最大帯鉄筋間隔として最小横寸法をとることが規定されている場合があるが、これは、じん性の最小期待という意味においてほぼ妥当なものであるといえる。しかし、強度増加は期待できない。

Fig. 9は、 K_s に対する軸鉄筋量 ρ_L の影響を示したものである。これらの結果は、実験的誤差の範囲にあるが、強いていえば、軸鉄筋量の増大は拘束効果を小さくしている。これは、全耐力に占める軸鉄筋負担力の割合が大きくなると、横膨張の程度が小さいうちに拘束コンクリートがその最大耐力に到達する、と説明できるかもしれない。Sheikhらの実験においても、上述のような結果が生じている (Specimen 4C1-3 and 2C1-16, Fig. 17 (a)). しかし、彼らはこれを実験上の誤差として処理している。これらのことを考慮してもなお、一般的には、軸鉄筋量の影響はないとして扱うのが妥当と思われる。

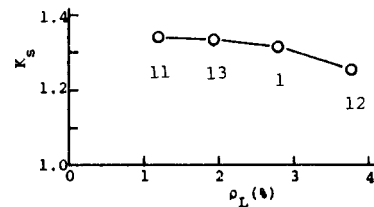
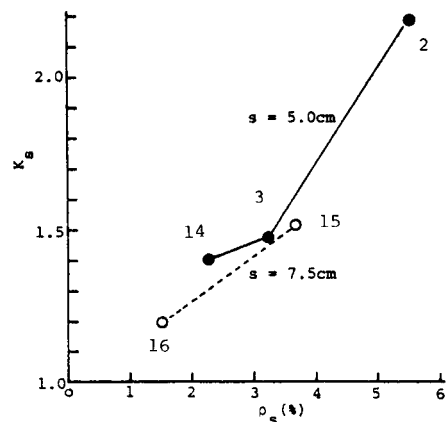
Fig. 9 Effects of ρ_L on K_s .Fig. 10 Effects of ρ_s on K_s .

Fig. 10は、帯鉄筋間隔 s をパラメーターにした K_s に対する帯鉄筋比の影響を示している。

帯鉄筋と軸鉄筋とによって囲まれた面積 $s \times B/n$ とコア面積 $B \times B$ の大きさの相対的な関係が拘束効果に影響すると考え、その比 nB/s を変数とした結果を

Fig. 11 に示す。ただし、 n は、供試体一側面の帯鉄筋隅角部で支持された軸鉄筋本数から 1 を引いた値である。図には、参考のために $\sqrt{nB/s}$ に関する回帰式を示した。

供試体 3 は、帯鉄筋隅角部による支持のない軸鉄筋を 4 本含む試験体であり、 $K_s=1.47$ を得た。これに対してそのような軸鉄筋のない供試体 11 では、 $K_s=1.34$ であった。これは、軸鉄筋量という観点からすれば、前述の結果と矛盾することになるが、この場合には、軸鉄筋分布に着目すべきであろう。すべての試験体が帯鉄筋隅角部で支持された供試体 2 では $K_s=2.19$ となっており、軸鉄筋の一部が帯鉄筋の曲げ剛性に依存した状態にある供試体 3 との拘束効果の程度の差は非常に大きい。これらの結果から、通常は帯鉄筋の曲げ剛性は小さいので、帯鉄筋隅角部による支持のない軸鉄筋の拘束効果への寄与は期待しないのが適当と思われる。

(3) 拘束コンクリートの応力～ひずみ関係のモデル化

Fig. 8 には、実験結果に加えて、既往の提案式による結果をも比較のために示した。 K_s に関する Modified Kent and Park 式および Valenas らの式は、帯鉄筋の降伏が前提となっているが、Table 2 に示すように、コアコンクリートの最大応力時に帯鉄筋は必ずしも降伏していない。したがって、たとえそれらが実験結果とよく合っているようにみえても、それは本質的な意味からはずれていることになる。これに対して、Sheikh らの K_s 値算定式は、帯鉄筋の実応力を用いる形となっており合理的である。しかしながら、いずれの K_s 値算定式も、帯鉄筋量の大きな場合の実験結果を予測することができなかった。最大応力に対応するひずみ値 ϵ_{s1} の予測式についても同様なことがいえる。さらに、最大応力時までの曲線も二次放物線で表わしにくいことも明らかとなった。以下に、本実験結果に基づいた拘束コンクリートの応力～ひずみ関係のモデル化を行う。

最大応力時までの曲線は、Sargin の提案した応力～ひずみ曲線の一般式¹³⁾に基づく次式で表わすことにした。

$$\frac{f_c}{f_{cu}} = \frac{E_c \epsilon_{s1} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{s1}} \right) - K_s \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{s1}} \right)^2}{1 + \left[\frac{E_c \epsilon_{s1}}{K_s \cdot \alpha f'_c} - 2 \right] \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{s1}} \right)} \quad (1)$$

ここで、 $\alpha = f_{cu}/f'_c$ 、 $E_c = 2 f'_c / \epsilon_0$ であり、 ϵ_0 は f'_c に対応するひずみを表わす。

Fig. 12 は、4. (2) の影響変数に対する検討の結果に基づいて考慮した変数 $C_{IND} = f_s \rho_s / f_{cu} \cdot \sqrt{nB/s}$ を横軸にとった場合の K_s 値を示したものである。これらの特性を表わす関数として次式を導いた。

$C_{IND} \leq 0.9$ に関して、

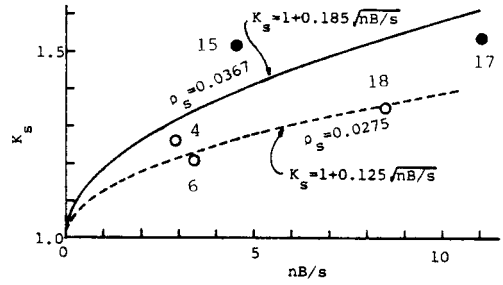


Fig. 11 Effects of nB/s on K_s .

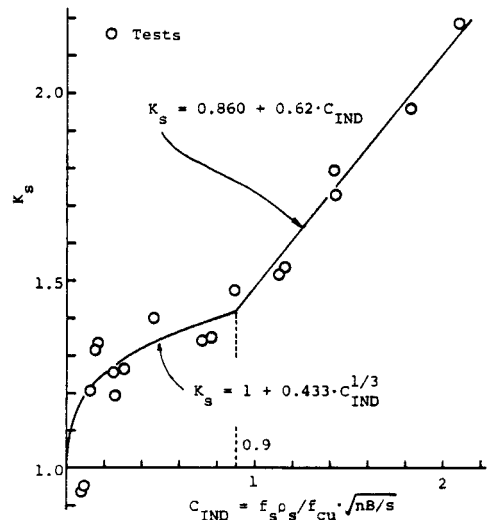


Fig. 12 Relationships between K_s and confinement index, $C_{IND} = f_s \rho_s / f_{cu} \cdot \sqrt{nB/s}$.

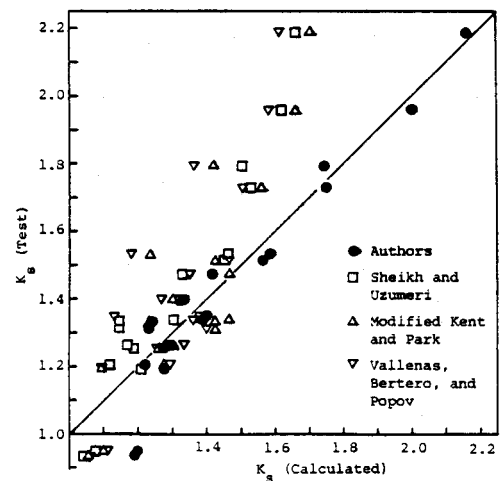


Fig. 13 Comparison of experimental K_s values with the K_s values calculated from various models for 18 specimens.

$$K_s = 1 + 0.433 \cdot C_{IND}^{1/3} \dots\dots\dots (2)$$

$C_{IND} > 0.9$ に関して、

$$K_s = 0.860 + 0.62 \cdot C_{IND} \dots\dots\dots (3)$$

Fig. 13は、著者ら、SheikhらおよびVallenasらの提案式ならびに Modified Kent and Park 式の K_s に関する提案式による結果と、著者らの実験結果との比較を示す。

Fig. 14は、 $C_{IND} = n f_s \rho_s / f_{cu} \cdot \sqrt{nB/s}$ を横軸にとった場合の最大応力時のひずみ ϵ_{s1} を示したものである。これについても、次のような形式化を行った。

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{00} [2.351 + 4.906 (C_{IND} - 1.3)^{0.8} \cdot \Delta] \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $C_{IND} \leq 1.3$ の場合は $\Delta = 0$ であり、 $C_{IND} > 1.3$ の場合には $\Delta = 1$ である。また、 ϵ_{00} は、角柱強度に対応するひずみである。

Fig. 15は、Kentらが応力低減領域の問題に対して導入した変数 $\rho_s \sqrt{B/s}$ を横軸にした $\epsilon_{s80} - \epsilon_{s1}$ の値を示したものである。ただし、 ϵ_{s80} は最大応力の80%の応力に対応するひずみである。この図の比較の大きなばらつきは、偏心荷重やねじれ、あるいは鉄筋の屈服などの程度が供試体によって異なったことに関係しているかもしれない。図中の点線はこれらのデータの直線回帰であり、実線はKentらの式を ϵ_{s80} に焼き直した結果である。両者はほとんど同じであるので、ここでは、Kentらの式を用いることにした。すなわち、

$$\epsilon_{s80} - \epsilon_{s1} = 30 \rho_s \sqrt{\frac{B}{s}} \quad (\%) \dots\dots\dots (5)$$

拘束コンクリートの応力～ひずみ関係に関する以上のようなモデル化に従って計算した結果を、Fig. 8の点線で示す。実験曲線と計算曲線は比較的よい適合を示しているといえよう。

SheikhらおよびVallenasらは、応力が低減して、その最大応力の0.3倍に至るとそれ以降の応力が一定値となるモデル化をしたが、0.3なる値の根拠はあまりない。確かに、実験では、終局状態に近くなると荷重が、一定状態となるような傾向を示した。しかし、そのような状態では軸鉄筋がほぼ完全に屈服しており、その状態の軸鉄筋が荷重を支えていると考えるのが合理的である。物理的にも、コアコンクリートが一定強度を保持し続けるとは考えにくい。したがって、本研究では、そのような一定強度のモデル化は行わなかった。

(4) 既往の実験結果との比較

ここで行う本実験との比較の対象は、Vallenasら、SheikhらおよびScottらの実験データである。Fig. 16は、帯鉄筋パラメーター $f_s \rho_s / f_{cu}$ を横軸にした場合の K_s 値を著者別および供試体タイプ別に示したものである。図からわかるように、ここに挙げた既往の研究は $f_s \rho_s / f_{cu}$ が約0.4以下である。したがって、本研究では、

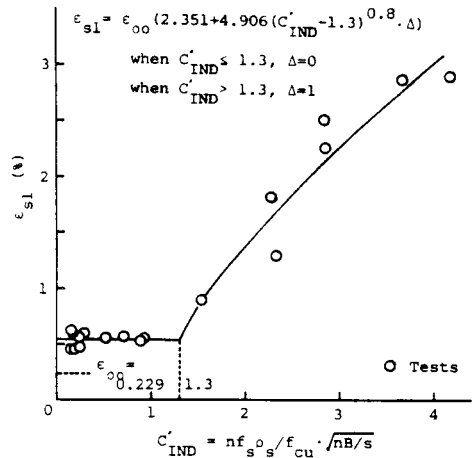


Fig. 14 Relationships between ϵ_{s1} and confinement index, $C_{IND} = n f_s \rho_s / f_{cu} \sqrt{nB/s}$.

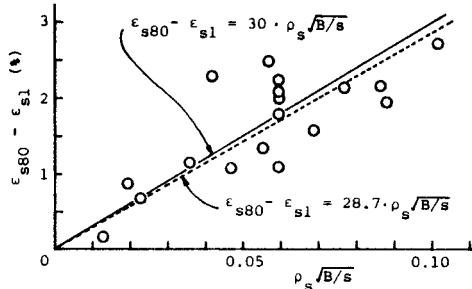


Fig. 15 Effects of ties on descending branch of core concrete stress-strain curve.

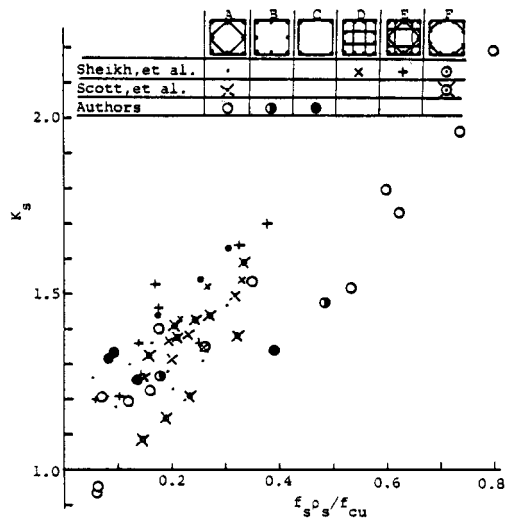


Fig. 16 Relationships between experimental K_s values and tie steel parameter, $f_s \rho_s / f_{cu}$.

それより大きな領域について新たなデータを加えたことになる。

Fig. 17は、著者らの採用した変数 C_{IND} を横軸にとって、 K_s に関する Scott らの実験結果を示したものである。比較のために、著者らの実験結果とそれに基づく提案式による結果をも載せた。Scott らの実験では、主として、地震荷重を想定した高ひずみ速度による荷重が行われた。そのひずみ速度は 1.67%/s であり、このような速度で荷重された場合の拘束効果と、低ひずみ速度 0.00033%/s での荷重の場合の拘束効果との比較が行われ、高ひずみ速度の場合のコンクリート強度増加は、Modified Kent and Park 式を 1.25 倍すればよい、という結論を導いている。図中の逆三角形の点が、高ひずみ速度の影響を含んだ結果を示している。これに対して、三角形の点は、無筋角柱強度 f_{cu} として、それぞれの荷重ひずみ速度に対応する値を用いた場合を示している。図から、各ひずみ速度に対応する f_{cu} を用いて K_s を算定すれば、一部のデータを除いて、著者らの実験データに非常に近い結果を示すことがわかる。タイプ F の 4 個のデータが他のデータと比して明らかに異なった特性を示している。これらは、軸鉄筋の降伏強度が他より約 34% 小さい場合である。Scott は、その物理的な意味として軸鉄筋の座屈を挙げているが¹⁴⁾、鉄筋の弾性係数はほとんど同じかつ鉄筋径も同じであるので、弾性座屈を考えると座屈荷重はそれほど変わらないはずであり、しかも最大応力時のひずみ程度では一定強度を有するという軸鉄筋の応力-ひずみ特性からも、それは合理的な説明とは思われない。このことについては、さらに検討が必要である。

Fig. 18 は、同様に、Sheikh らおよび Ballenas らの K_s に関する実験値を示したものである。Ballenas らの結果は、その帯鉄筋形状もそして荷重ひずみ速度も著者らとほぼ同じであるにもかかわらず、十分な拘束効果が得られていない。その原因が不明であることおよびデータの数が少ないことを考慮して、ここではこれらのデータについては評価しないことにした。Sheikh らの実験供試体は、タイプ A, D, E および F の 4 種類からなっており、図中ではそれらを区別してある。Sheikh らの実験は、荷重開始から終了まで 3 時間～6 時間を費やして行われた。その実験中における消費時間の配分は明らかではないが、著者らの実験における消費時間が平均で約 10 分であることを考慮すると、そのひずみ速度は著者らのその数十分の一であろう。実験データのプロットに際して、 f_{cu} は円柱強度 f'_c の 0.85 倍したものをを用いた。これは、Sheikh が文献 9) において、柱の無筋角柱コンクリート強度が 0.85 f'_c に等しいことが観察された、と述べていることに従ったものである。このことに

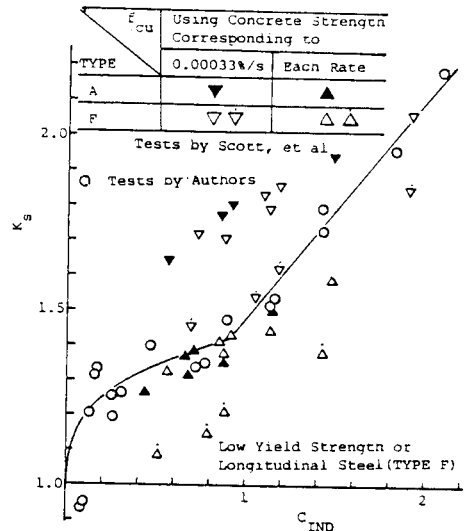


Fig. 17 Comparison of experimental K_s values by authors with those by Scott et al.

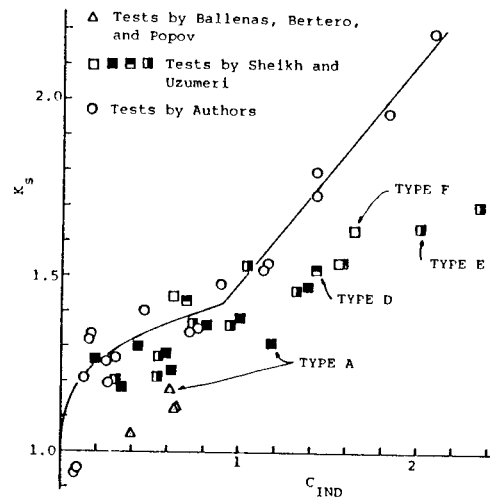


Fig. 18 Comparison of experimental K_s values by authors with those by Sheikh et al. and Ballenas et al.

関する詳しい説明および具体的なデータの提示がなされていないが、少なくともひずみ速度を考慮した結果ではないようである。したがって、もし帯鉄筋を有する供試体と同じひずみ速度で無筋角柱供試体の強度試験を行うと、 f_{cu} の値はより小さくなるだろう。この結果、 K_s 値は全体に大きくなり、著者らの実験結果に近づくものと思われる。しかし、特に、タイプ D および E の場合についても著者らの提示した影響変数 C_{IND} で扱うことができるかどうかを判断するには、さらにデータの蓄積が必要である。

Sheikh らは、既往の研究における横断面寸法が小さ

過ぎるという観点より、供試体横断面として 30.5 cm × 30.5 cm を採用した。その後、Scott らは 45 cm × 45 cm なる大きな横断面を考えた。Sheikh らおよび Scott らの供試体における全横断面積に対するコアコンクリート面積の比 A_{core}/A_g は、それぞれ約 0.78 および 0.88 であった。これに対して、著者らの供試体におけるそれは約 0.72 および 0.76 である。これまで、 A_{core}/A_g が拘束効果に影響するであろうことは指摘されてきたが、著者らの知る限りでは、コアコンクリートの応力～ひずみ関係にその影響を取り入れた研究はない。Gangadharam らは、 A_{core}/A_g を変数とする実験を行ったが¹⁵⁾、そこで提案された応力～ひずみ関係はかぶりをも含む全横断面に関するものであった。このような現状においては、この影響を定量的に評価することは難しい。しかしながら、上述した Sheikh らおよび Scott らの実験データの検討から、少なくとも $A_{core}/A_g = 0.72 \sim 0.88$ の範囲においては、この影響はそれほど大きなものではない、といえよう。

5. 結 語

本研究は、RC 柱における帯鉄筋の拘束効果に対する各種変数の影響を調べることを目的に行われた。実験結果に基づいて、拘束コアコンクリートの応力～ひずみ関係についての一モデルを提案した。また、本実験結果と既往の実験結果との比較により、本実験において影響因子として考慮しなかったひずみ速度および全横断面積に対するコア面積の比の影響についての考察を行った。

RC 柱において帯鉄筋の拘束効果が期待できるような大きな荷重、すなわち、地震荷重のような荷重は、通常、軸力、曲げ、せん断、およびねじりの複雑な組合せの繰り返し荷重として柱に作用するものであり、実際問題として、単調増加の軸力のみを受けて、帯鉄筋の拘束効果によるコアコンクリートの強度およびじん性の増加が期待できる場合はあまりないものと思われる。しかしながら、軸力のみを受けるという最も単純な場合においてすら、上述したとおり、まだ不十分な段階にあるといえる。さらなるデータの蓄積を期待するとともに、本研究が、より複雑な荷重を受ける RC 柱部材の挙動解明のための一資料を提供することになれば幸いである。

なお、本研究における実験は、北海道大学 本間修司氏および木村 勉氏の協力のもとに行われたものである。ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) King, J. W. H. : The effect of lateral reinforcement in

- reinforced concrete columns, *The Structural Engineer*, Vol. 24, No. 7, pp. 355~388, 1946.
- 2) Chan, W. W. L. : The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 7, No. 21, pp. 121~132, November 1955.
- 3) Bresler, B. and Gilbert, P. H. : Tie requirements for reinforced concrete columns, *ACI Journal*, pp. 555~569, November 1961.
- 4) Pfister, J. F. : Influence of ties on the behavior of reinforced concrete columns, *ACI Journal*, pp. 521~537, May 1964.
- 5) Kent, D. C. and Park, R. : Flexural members with confined concrete, *Proceedings of ASCE*, Vol. 97, No. ST 7, pp. 1969~1990, July 1971.
- 6) Vallenias, J. et al. : Concrete confined by rectangular hoops and subjected to axial load, Report No. UCB/EERC-77/13, University of California, Berkeley, p. 105, August 1977.
- 7) Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M. : Strength and ductility of tied concrete columns, *Proceedings of ASCE*, Vol. 106, No. ST 5, pp. 1079~1102, May 1980.
- 8) Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M. : Analytical model for concrete confinement in tied columns, *Proceedings of ASCE*, Vol. 108, No. ST 12, pp. 2703~2722, December 1982.
- 9) Sheikh, S. A. : A comparative study of confinement models, *ACI Journal*, pp. 296~306, July-August 1982.
- 10) Park, R. et al. : Ductility of square-confined concrete columns, *Proceedings of ASCE*, Vol. 108, No. ST 4, pp. 929~950, April 1982.
- 11) Scott, B. D. et al. : Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *ACI Journal*, pp. 13~27, January-February 1982.
- 12) Park, R. and Paulay, T. : Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Interscience Publication, p. 29, 1975.
- 13) Sargin, M. : Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections, Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, p. 36, 1970.
- 14) Scott, B. D. : Stress-strain relationships for confined concrete—rectangular sections, Research Report No. 80-6, University of Canterbury, p. 100, February 1980.
- 15) Gangadharam, D. and Reddy, K. N. : Effect of cover upon the stress-strain properties of concrete confined in steel binders, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 32, No. 112, September 1980.

(1984.3.19・受付)