

論文 連続繊維シートによりせん断補強された RC 柱の主筋座屈

佐藤 裕一^{*1}・高 勲範^{*2}・赤田 匠^{*3}・坂井 芳史^{*4}

要旨：連続繊維シートによりせん断補強した RC 柱 4 体の実験を行い、主筋座屈挙動について調査した。一般に主筋の圧縮負担能力は、座屈変位の増加にともなって減少するが、シート補強により圧縮負担能力の低下が抑制された。主筋座屈の抑制には、せん断補強材の拘束応力を増やすことよりも、拘束剛性を増大させることの方が効果的であった。

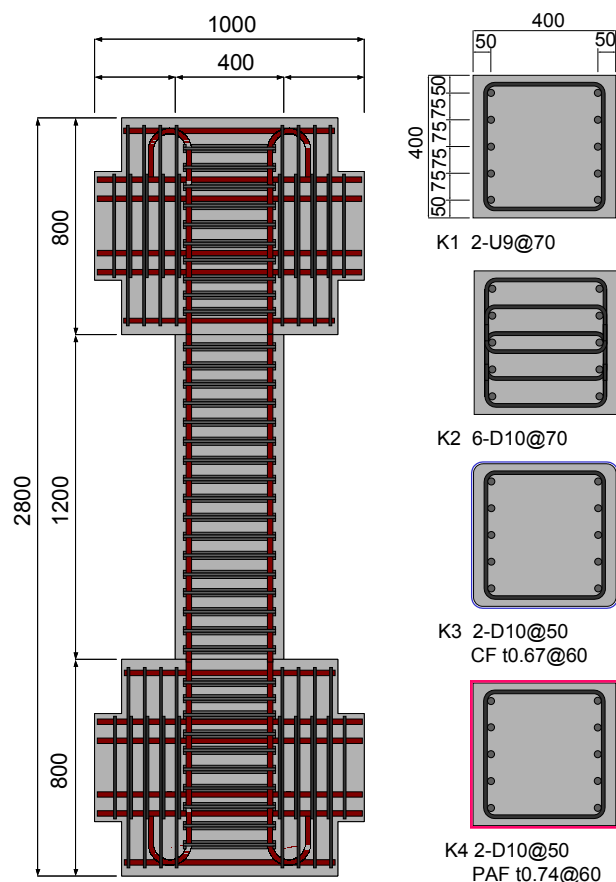
キーワード：連続繊維シート、柱、せん断補強、主筋座屈

1. はじめに

RC 部材の主筋座屈性状に関しては、多数の既往研究がある。浅津ら¹⁾は、有限変位非線形 FEM に基づき座屈長さ評価式を提案した。Dhakal ら²⁾は、主筋とせん断補強筋の変形エネルギーを最小化して座屈長さを評価した。この方法は、座屈長さの 1/2 ないし 1/3 の区間のせん断補強筋が降伏し、座屈抑制に寄与しないと仮定している。田上・中村ら³⁾はピンチング挙動を考慮した座屈鉄筋の繰返し履歴モデルを提案している。衣笠ら⁴⁾は、RC 柱の曲げせん断実験において、主筋座屈たわみを直接計測している。

これらの研究により、座屈長さと履歴挙動の高精度な予測が可能になった。その半面、実部材の主筋の座屈発生条件と座屈後の挙動については、未だ実験的な裏づけが乏しい。特に連続繊維シートのような完全弾性材料によりせん断補強された部材の主筋座屈性状については不明な点が多い。本研究は、繊維シートによりせん断補強された RC 柱について、主筋応力、座屈変位、せん断補強材応力などを計測し、主筋座屈の進展にともなう応力・変形状態の変化を検討した。

座屈長さ (Buckling length) とは、せん断補強筋間隔の整数倍で、目視により観察できる座屈区間長さに最も近い値と定義する。



Specimen	P_w (%)	P_F (%)	$p_F E_F$ (MPa)	Buckling length (mm)
K1	0.45	0	0	280
K2	1.52	0	0	140
K3	0.79	0.17 (CF)	436	150
K4	0.79	0.18 (PAF)	74	150

Fig.1 Specimens

*1 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 助手 工博 (正会員)

*2 仁荷工業専門大学 工学部建築学科 助教授 工修 (正会員)

*3 大成建設(株) 工修 (正会員)

*4 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 (正会員)

Table 1 Materials

(a) Concrete

Bar	D10	U9	D19
A_s (mm ²)	71	64	287
f_y (MPa)	360	1,398	400
f_u (MPa)	504	1,481	588
E_s (GPa)	167	194	157

(b) Steel bars

f_c (MPa)	37.0
ϵ_c ($\times 10^{-3}$)	2.59
f_t (MPa)	3.10
Max. aggregate size (mm)	15

(c) FRP sheets

Fiber	CF	PAF
t_f (mm)	0.33	0.368
f_u (MPa)	4,340	1,900
E_F (GPa)	261	40

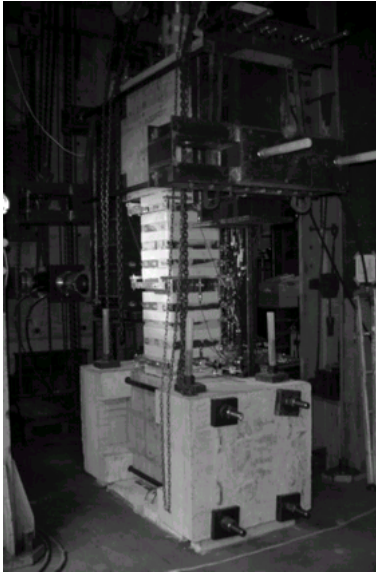


Fig.2 Test setup

2. 実験

本研究においては、断面 400mm 角、スパン 1200mm の RC 柱試験体を 4 体作成した (Fig.1)。実験パラメータはせん断補強筋量と種類である。K1 試験体は超高強度スパイラル筋を、K2 試験体は普通強度鉄筋を用いている。両者とも $p_w \sigma_{wy}$ は約 6MPa である。K3, K4 試験体は普通強度フープ鉄筋に加え、連続繊維シートの巻付けを行っている。K3 は炭素繊維 (CF) シートを巻き付けており、AIJ 繊維補強指針⁵⁾による $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ が約 6MPa となるよう補強した。K4 は低弾性のポリアセタール繊維 (PAF) を巻きつけている。シート施工の都合から、 $\Sigma p_w \sigma_{wy} = 6\text{MPa}$ となる補強量の確保は困難であるため、主として主筋座屈抑制効果とかぶり剥落防止効果の観察に重点を置いた試験体である。なお、K3 の CF シートの貼付けにあたっては面取りを行なったが、K4 の PAF シートは塑性変形能を有するため、面取りを行っていない。Table 1 に使用材料の性質を示す。載荷は軸力比 0.15 の鉛直荷重を維持しつつ、

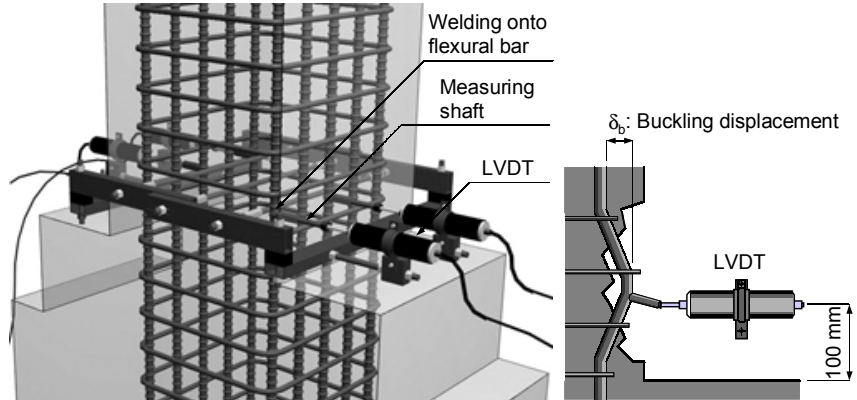


Fig.3 Measuring buckling deflection

逆対称せん断曲げ変形を加えた (Fig.2)。変形角 0.25%, 0.5%, 1.0%, 2.0%, 3.3%, 5.0% において各 2 回のサイクルを繰り返した後、最後に 6.7% 以上の変形角により押し切った。

断面内 10 本の主筋のうち 4 本において、ひずみと座屈変位の計測を行なった。これらの計測対象主筋の部材挙動への影響の把握を容易にするため、敢えて中間筋は設けていない。

柱のせん断変形は、試験区間上下の相対変位として定義している。主筋応力は、ひずみ計測値を、Vecchio による修正 Ramberg-Osgood モデル⁶⁾により応力換算した。Fig.3 に座屈変位計測法を示す。試験区間端部より 100mm 内側において、主筋に M8 高ナットを溶接し、これらに標点治具を取付けて測定した。このため、計測された変位は必ずしも座屈変位の最大値とはなっていない。

3. 実験結果

Fig.4 にせん断力～変形角関係を示す。せん断力は P-δ 効果の補正済みである。靱性能は K2 が最も高く、K3 がそれに続いた。ただし、両者とも変形角が 6% を超えると柱脚部コンクリートの圧壊が顕著となり、耐力が大幅に低下した。一

方, K1とK4は, 変形角が2%を超えた時点で主筋の付着割裂破壊を生じ, 早期に耐力低下した。さらに大きな変形下において, K1は柱脚部のコンクリート圧壊と主筋座屈が進展した。しかし, PAFシートを巻いたK4においては, K1ほどの顕著な柱脚部劣化は観察されなかった。

Fig.5 に各試験体の载荷後の状況を示す。K1,

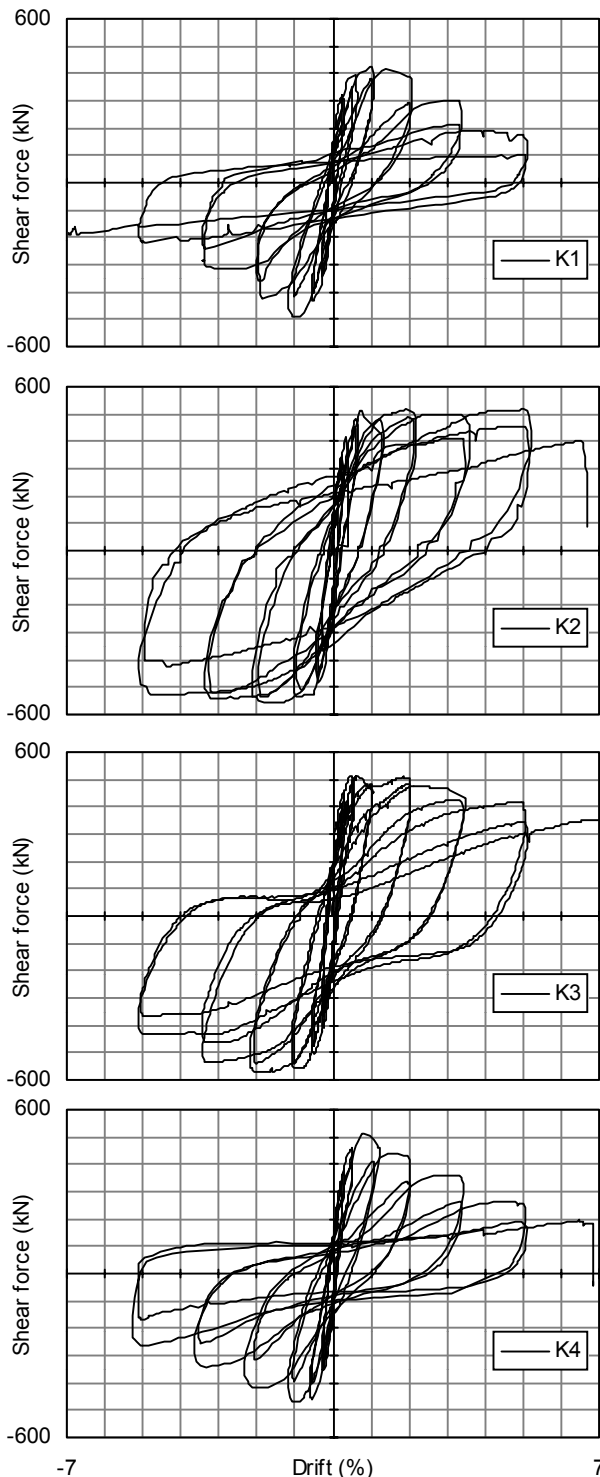


Fig.4 Shear force-drift relationships

K4に見られた顕著な付着割裂ひび割れは, K2, K3においてほとんど見られない (Fig.6)。K1, K2はかぶりが剥落し, 主筋座屈が観察された。座屈長さは, K1が280mm, K2が140mmであった。一方, シートを巻いたK3, K4は, かぶり剥落がほとんど生じなかった。このため主筋は実験終了まで露出せず, 座屈長さを直接計測することができなかった。ただし両者とも柱脚部に主筋座屈が原因と推定されるかぶり部の盛上がりが見観察されており, 座屈長さは150mmと推定された。

K3のCFシートの最大ひずみは0.3%強, K4のPAFシートの最大ひずみは1.5%強であった。K3の柱脚部シートにおいては, 幅20mm程度の局所的な破断が観察された。またK4は, 試験区間中央付近においてシート重ね接着部が剥離した。

4. 主筋座屈

Fig.7に柱脚部主筋座屈変位～変形角関係を示す。Fig.8は各変形角ピーク時のみの座屈変位を抽出し, 試験体ごとに比較している。いずれの試験体も, 当初は座屈変位が緩い勾配で増加する。

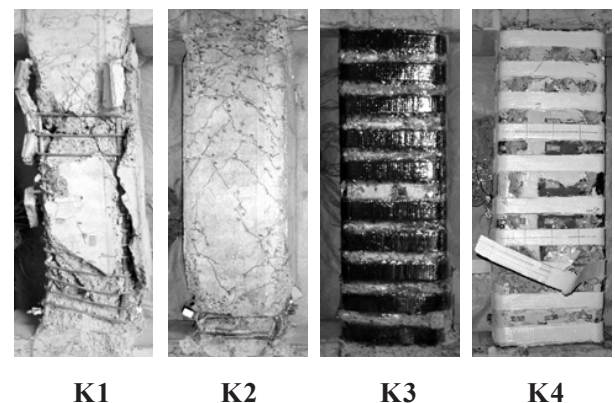


Fig.5 Fracture conditions

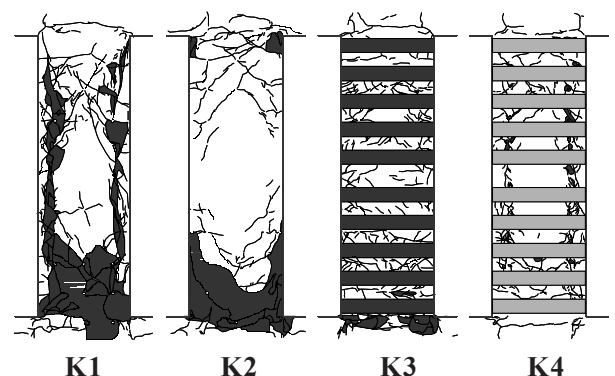


Fig.6 Crack patterns at drift = 5.0 %

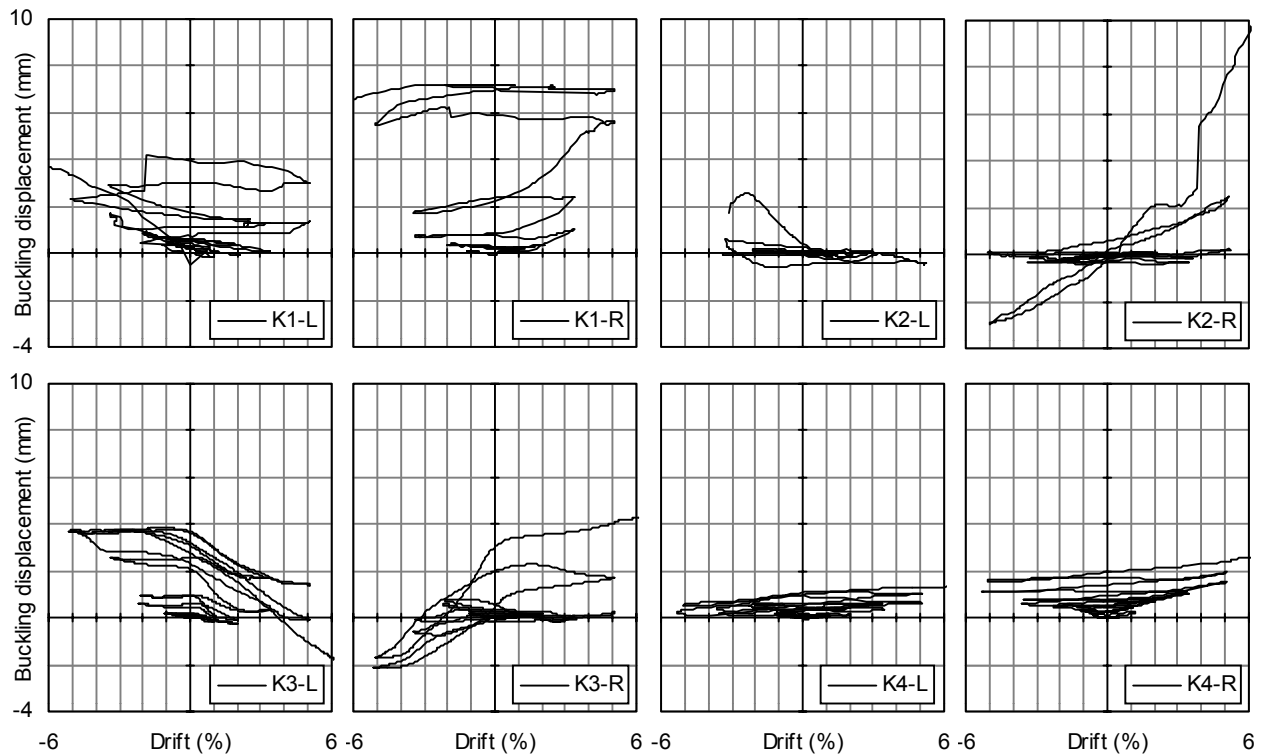


Fig.7 Relationships between buckling displacement and drift

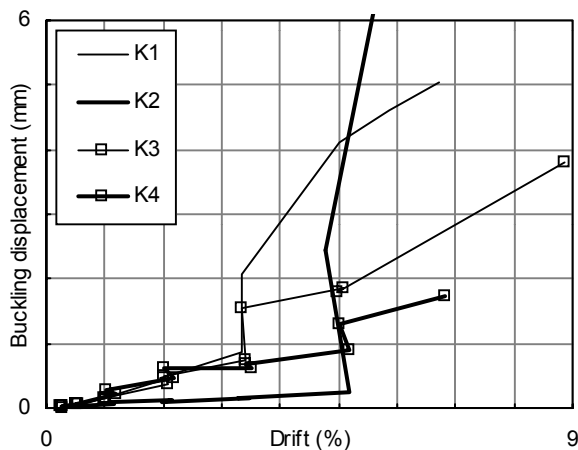


Fig.8 Buckling displacement at peak drift

K1, K3, K4の勾配はほぼ同じであるが、せん断補強鉄筋量の最も多いK2の勾配は、他の3体に比べてかなり低い。しかし変形角3.3%以上において、座屈変位が急増する。座屈変位の増加は、シート補強のないK1, K2において特に顕著である。逆にシート補強されたK3, K4の場合、座屈変位の急増は見られるものの、かなり抑制されている。このため、繊維シートは、主筋座屈の急激な進展を抑制する効果があると考えられる。

主筋座屈モードが、どの時点において確定するかを探るため、圧縮側主筋の残存圧縮応力と

座屈変位の関係を調査した。ここに主筋の残存圧縮応力とは、半サイクルの間に圧縮側座屈主筋が経験する最大圧縮応力と定義する。本実験の場合、座屈はもっぱら柱脚において発生していたため、主筋応力は柱脚・スタブ境界位置のひずみゲージより算定している。主筋座屈が0.1mm, 0.3mm, 0.6mm, 1.0mm, 2.0mmを初めて超えた時の残存圧縮応力をプロットしたものが、Fig.9である。(a)はコーナー主筋、(b)は内側主筋である。Fig.9より、残存応力は座屈変位0.6mm程度において一定値に漸近する傾向が読み取れる。ただし、コーナー主筋に比べて、内側主筋の残存応力は小さい。またK3のみは、座屈進展にともなって応力が増大を続ける。これは、CFシートが、座屈にともなう圧縮負担能力の減少を抑制していることを示唆している。

Fig.10は、せん断補強材(フープおよびシート)による拘束応力と座屈変位の関係を示す。ここに拘束応力とは、補強筋(連続繊維シートを含む)応力に補強筋比を乗じた値の総和 $\Sigma p_w \sigma_w$ である。補強筋応力は、座屈発生域の変位計により計測された平均ひずみより算定している。K3を除

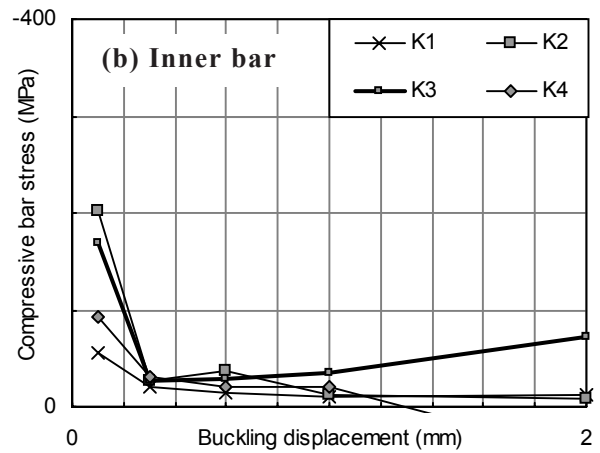
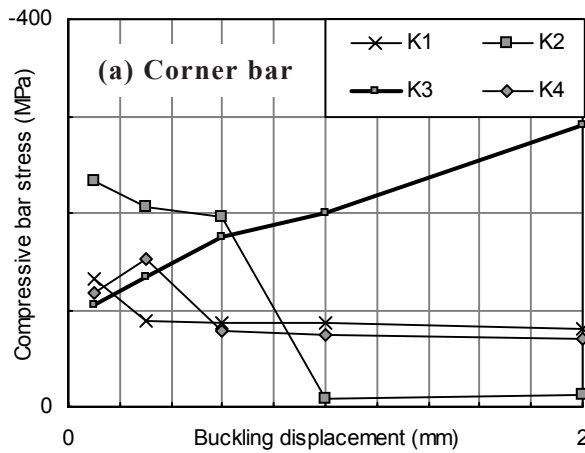


Fig.9 Relationships between compressive bar stress and buckling displacement

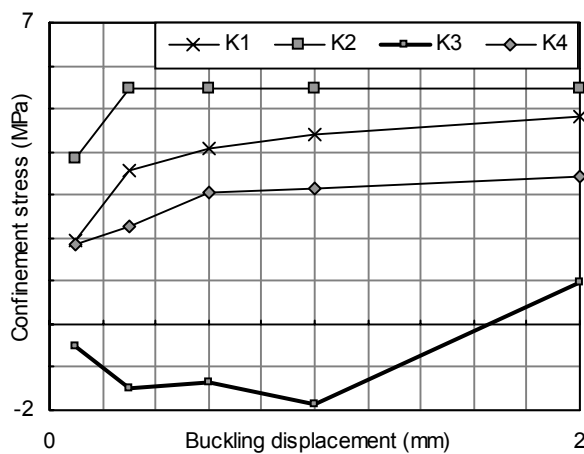


Fig.10 Relationships between confinement stress and buckling displacement

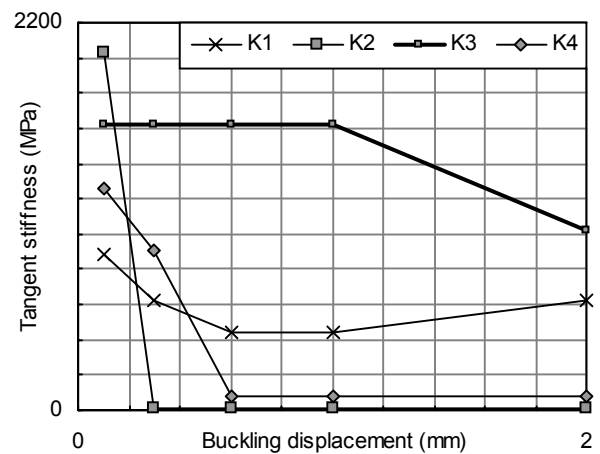


Fig.11 Relationships between tangent stiffness of shear rebar and buckling displacement.

くと、0.6mm以上の座屈変位において、拘束応力はほぼ一定となる。K3以外の座屈主筋が、圧縮負担能力を半ば失っている事実を考慮すると、大変形下におけるフープの拘束応力は、主としてコンクリートの拘束に用いられ、主筋座屈の抑制にはほとんど寄与していないと推定される。

Fig.11は、せん断補強材の接線剛性と座屈変位を示す。フープ鉄筋の場合、接線剛性は降伏と同時にゼロになる。ただし、各主筋が必ずしも同時に同じ座屈変位に達する訳ではないため、同じ座屈変位においても、弾性範囲内の剛性と降伏後の剛性が混在している。Fig.11には、これらの剛性を加重平均した値を示している。K3を除くと、接線剛性は座屈変位 0.6mm まで急速に減少し、その後はほぼ一定の値で推移する。この挙動は、座屈主筋の残存圧縮応力の推移とほぼ対応

している。Dhakar による座屈長さ評価法においては、降伏したせん断補強筋の寄与を無視しており、本実験結果と整合している。

以上の観察は、主筋座屈の抑制には、せん断補強材強度を増やすよりも、その剛性を増加させる方が、より効果的であることを示唆している。

5. 主筋座屈判定

曲げ解析やFEM解析において主筋座屈挙動をモデル化する場合、中村ら³⁾やDhakarら²⁾による座屈鉄筋の履歴モデルの活用が望まれる。これらのモデルにおいては、座屈開始の判定が問題となる。主筋応力がEulerやEngesserなどによる理論座屈応力に達していても、周辺のコンクリートやせん断補強材が比較的健全であれば、座屈は生じ得ない。そこで、主筋周囲の材料の劣化状

態を判断するための指標として、「座屈長さに対するせん断補強材の降伏区間比 r_{by} 」を導入する。

いま、主筋座屈区間において、せん断補強材が降伏している区間の長さを l_{by} とする。降伏区間比 r_{by} は、座屈長さ l_b に対する l_{by} の比として定義する（Fig.12）。Dhakar ら²⁾は主筋座屈時の降伏区間比 r_{by} を0.33～0.5と推定している。

Fig.13 は主筋残存圧縮応力と降伏区間比との関係を示す。CFシートにより補強されたK3試験体を除くと、降伏区間比が0.2～0.6の間で残存圧縮応力が一定値に収斂しており、Dhakar らの推定と整合している。

6. まとめ

- (1) シート補強のない柱では、主筋の圧縮負担能力は、座屈変位増加にともなって減少する。
- (2) 一方、炭素繊維のような高弾性シートにより補強された柱の場合は、座屈変位の増大にも

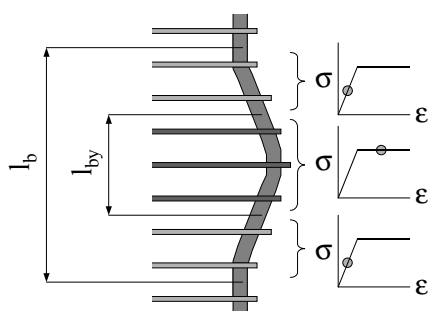


Fig.12 Yield portion of shear reinforcement along buckling region

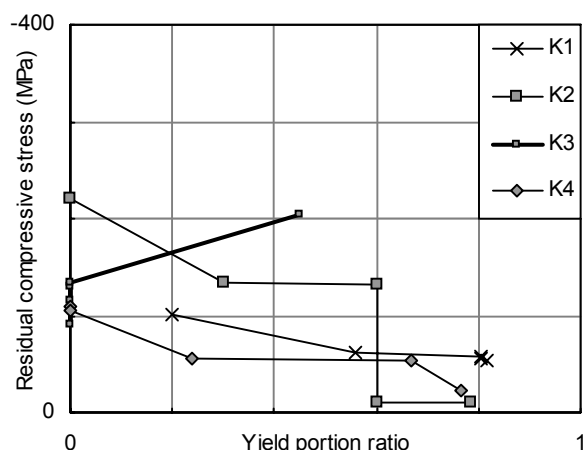


Fig.13 Relationships between residual compressive bar stress and yield portion ratio

かわらず主筋圧縮力が増大を続ける。

- (3) 降伏後のせん断補強材の応力は、主としてコンクリートの拘束に用いられ、主筋座屈の抑制にはほとんど寄与しないと推定される。
- (4) 拘束応力を増やすよりも、拘束剛性を増加させる方が、座屈抑制に効果的である。
- (5) 本実験において観察された「座屈長さに対するせん断補強材の降伏区間比 r_{by} 」は0.2～0.6であった。

超高強度スパイラル筋は高周波熱錬より、炭素繊維は日鉄コンポジットおよび東邦アステックより、ポリアセタール繊維は旭化成より提供を受けた。また実験の遂行にあたり、京都大学工学研究科の辻文三教授、西山峰広助教授、高松工業高等専門学校の長友克寛教授より多大なご支援をいただいた。ここに深く謝意を表する。

参考文献

- 1) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No.682，I-56，pp.177-194，2000.7.
- 2) R. P. Dhakar and K. Maekawa. "Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforcement Concrete Members," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.128, No.10, pp.1253-1262, Oct., 2002.
- 3) 田上和也，中村光，斉藤成彦，檜貝勇：座屈を考慮した鉄筋の繰返し履歴モデル，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.223-228，2002.7.
- 4) 衣笠秀行，高柳美佐子：低軸力を受けるRC柱部材の大変形繰返し載荷下の破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.223-228，2000.7.
- 5) 日本建築学会：連続繊維補強コンクリート系構造設計指針案，2001.3，pp.288-294
- 6) F. J. Vecchio. "Towards Cyclic Load Modeling of Reinforced Concrete," ACI Structural Journal, Vol.96, No.2, pp.193-202, March-April, 1999.