

1. 二方向曲げせん断を受ける矩形鉄筋コンクリート造柱の 曲げ降伏後の挙動に関する研究

佐藤 尚隆
福本 昇

要 旨

二軸曲げ応力下での柱の挙動に関する基礎的な資料を得るために、十分に横補強した矩形断面鉄筋コンクリート造柱部材に対して、柱断面の主軸方向に水平力を与える場合と、柱断面の対角線方向に水平力を与える場合にわけて軸力と繰り返し水平力を載荷する実験を行った。実験結果から、曲げ降伏後の変形では、後者の柱端部ヒンジ領域内のコンクリートの圧縮縁ひずみおよび軸方向ひずみは、前者より大きくなることがわかった。

キーワード

鉄筋コンクリート造柱／二方向曲げ／対角線方向／軸方向ひずみ

目 次

1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果
4. ま と め

1. BEHAVIOR OF SQUARE REINFORCED CONCRETE COLUMN SECTIONS SUBJECTED TO BIAXIAL BENDING AFTER YIELDING

Hisataka Sato
Noboru Fukumoto

Abstract

To investigate the behavior of the columns subject to biaxial bending, experimental tests on square reinforced concrete columns, containing transverse reinforcement for confinement, subject to axial load and cyclic lateral load acting along a principal axis, and along a section diagonal, are conducted. The test results indicate that the strain in the extreme compression fiber and the axial strain of the concrete in the plastic hinge regions of this is significantly higher than that.

1. はじめに

地震時に、建築物はあらゆる方向から地震力を受ける。したがって、部材設計時においては、断面が矩形の柱部材の場合は二方向から地震力を受けるときの検討を行わなければならない。しかし、二方向曲げせん断を受ける柱の曲げ降伏後の挙動に関する資料は少ない。そこで、二方向曲げせん断を受ける矩形鉄筋コンクリート造柱（以下、矩形RC柱とする。）の挙動の基礎的な資料を得るために、十分に横補強した矩形RC柱部材に一定軸力を与え、主軸方向に水平力を与える場合と柱断面の対角線方向に水平力を与える場合について矩形RC柱の曲げせん断実験を行った。

本報告書では、曲げ降伏後の柱ヒンジ領域内におけるコアコンクリート、主筋および横補強筋のひずみに関する実験結果を述べる。

2. 実験概要

2.1 供試体

供試体の寸法および配筋を図-1に、供試体の諸元を表-1に示す。供試体は加力方向が柱断面の主軸方向になるCFPR405と、加力方向が柱断面の対角線方向になるCFDI405の合計2体である。変動因子は水平力を与える方向の違いだけで、その他の因子はすべて同一である。柱の断面寸法(柱幅 b ×柱成 D)は316mm×316mmで、シアスパン比(M/QD)は2.5である。主筋は16-D13、主筋比(P_g)は2.05%、主筋の降伏点強度(σ_y)は4,061kgf/cm²である。横補強筋は囲型のマルチスパイラルと断面中央にタイバーを加えた形状で配筋は5- ϕ 6.4、ピッチ(S)は43mm、横補強筋比(P_w)は1.08%、横補強筋の降伏点強度(σ_{wy})は14,590kgf/cm²である。CFDI405はスタブ側面と柱側面を45°傾けて製作した。

2.2 使用材料

各供試体に使用したコンクリートの調合および ϕ 10cm×20cm円柱供試体の圧縮試験結果を表-2、表-3に示すとともに、鉄筋の引張試験結果を表-4に示す。

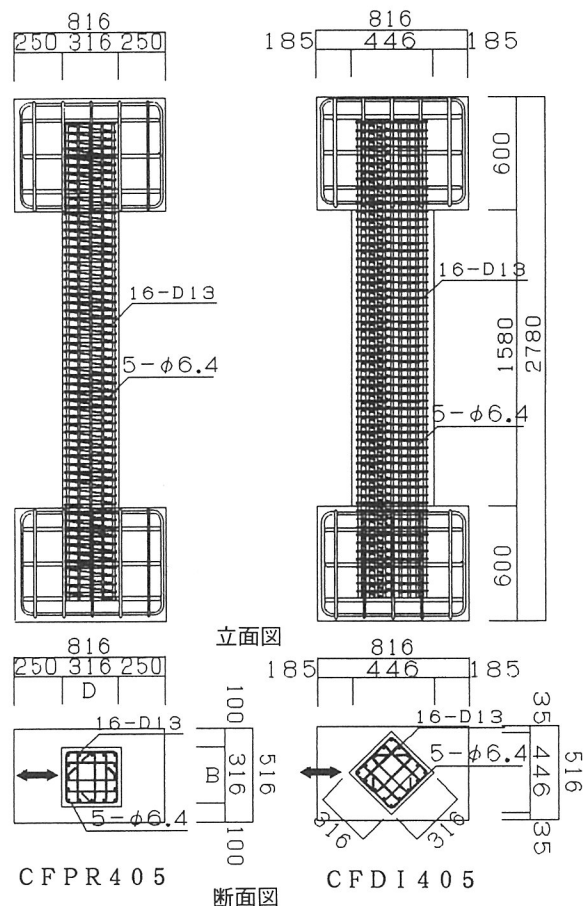


図-1 供試体

表-1 柱供試体諸元一覧

供試体名		CFPR405	CFDI405
b×D (mm×mm)		316×316	
主筋	配筋	16-D13	
	P_g (%)	2.05	
	P_t (%)	0.64	
	σ_y (kgf/cm ²)	4,061	
横補強筋	配筋	5- ϕ 6.4	
	ピッチ (mm)	43	
	P_w (%)	1.08	
	σ_{wy} (kgf/cm ²)	14,590	
M/QD		2.5	
加力方向		主軸方向	対角線方向

表－２ コンクリートの配合表

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	セメント (kgf/m ³)	水 (kgf/m ³)	細 骨 材		粗骨材 砕 石 (kgf/m ³)	混和剤 (kgf/m ³)
				山 砂 (kgf/m ³)	砕 砂 (kgf/m ³)		
41.0	48.0	427	175	559	249	906	6.832

- 配合強度 $F_c=420\text{kgf/cm}^2$
- 普通ポルトランドセメント
- 粗骨剤最大寸法10mm
- 高性能AE減水材ボゾリスSP－9N

表－３ コンクリートの圧縮試験結果

供試体名	配合強度 F_c (kgf/cm ²)	圧縮強度 σ_B (kgf/cm ²)	ヤング係数 $E_c(\times 10^5)$ (kgf/cm ²)	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)
CFPR405	420	386	2.74	28.8
CFDI405	420	390	2.73	31.0

* 表－３の値は、現場封緘養生したテストピースを
実験直前に圧縮試験した時の値である。

表－４ 鉄筋の引張試験結果

呼び名	降伏強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_{su} (kgf/cm ²)	伸び率 (%)
D13	4,061	5,632	18.0
φ6.4	14,590	15,190	9.0

2.3 載荷方法

実験での載荷方法を図－２に示す。供試体は建研式
逆対称加力装置にグラウト材およびPC鋼棒用いて固
定した。水平力は200 t 油圧ジャッキを、軸力は300 t
油圧ジャッキを用いて加力した。水平変位の載荷履歴
は、図中に示すように柱頭の水平方向変位 (δ) とク
リアスパン長Lによる部材角 ($R = \delta/L$) が $R = 5/1$
000, 10/1000, 20/1000, 30/1000, 40/1000 になるように全
体変位 (δ) を制御し、各々3サイクルずつ正負交番
繰り返し載荷を行い、最終サイクルは $R = 50/1000$ ま
で変形させた。また、軸力を $N/bD \sigma_B = 0.5$ (σ_B :
封緘養生したコンクリートテストピースの実験直前
での最大圧縮強度) となるように一定に保った。

2.4 計測方法

変位計測位置を図－３に示す。同図に示すように、
全体変形および全体軸縮みはL型計測用治具に取り付
けた変位計で、柱両端部1/2D間での曲率および軸方
向ひずみは計測用埋め込みボルト間にユニバーサルジョ
イントを介して取り付けられた変位計で計測した。また、
柱主筋および横補強筋のひずみは、図－４に示した位
置に貼付したワイヤーストレインゲージ (以下W.S.
G.、検長：2 mm) を用いて計測した。なお、計測点
には1箇所につき2枚のW.S.G.を貼付し、ひずみは
この2枚のW.S.G.の読みの平均値とした。

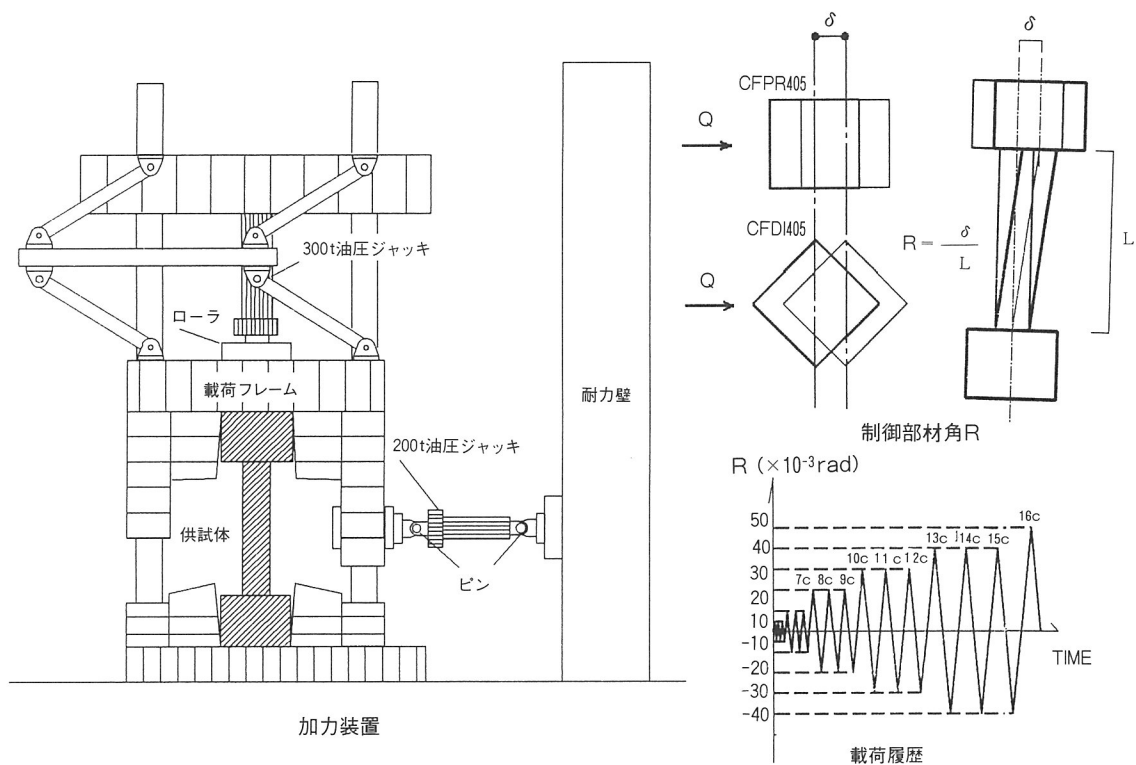


図-2 荷重方法

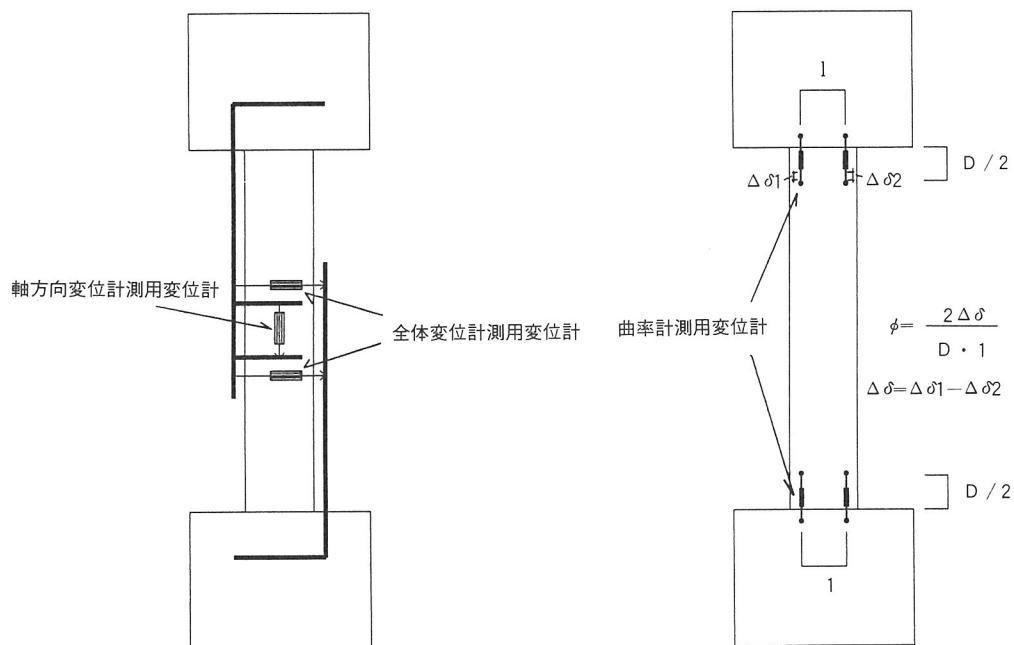


図-3 変位計測位置

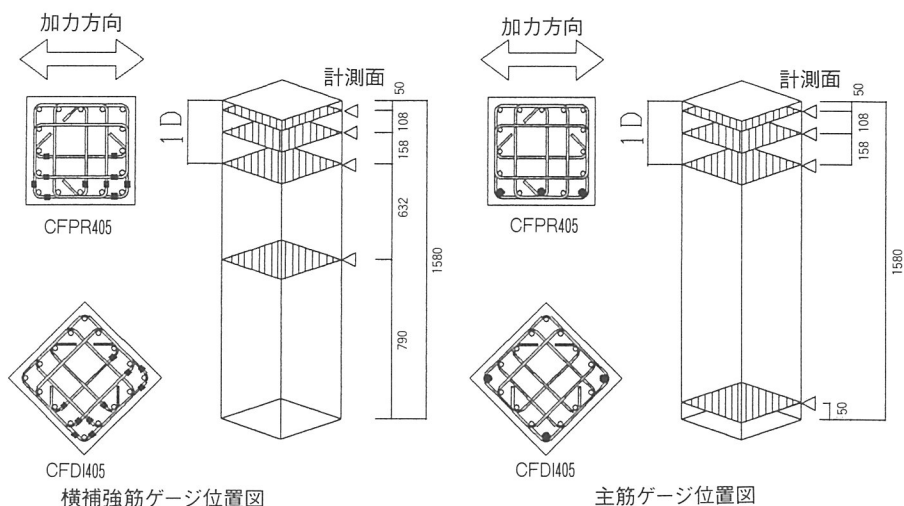


図-4 ゲージ位置

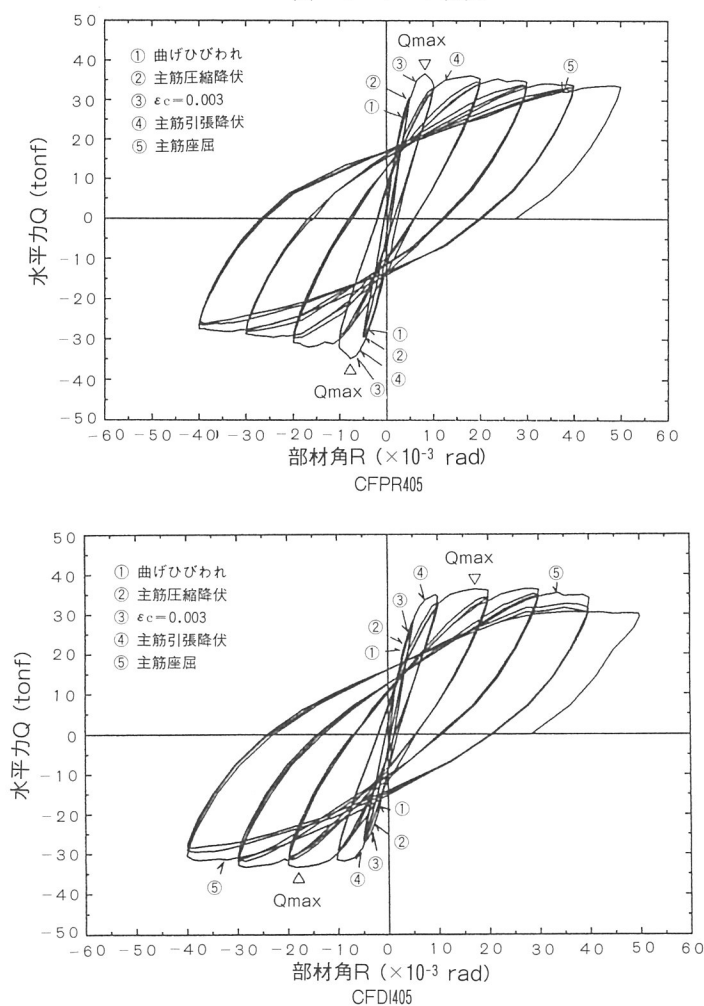


図-5 Q-R関係図

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係

図-5に水平力(Q)と部材角(R)との関係を示す。

R=5/1000の変形では、両供試体とも曲げひび割れが生じて主筋が圧縮降伏した。また、CFDI405では1サイクル目のピークに達するまでにコンクリート圧縮緑ひずみ(ϵ_c :柱頭部D/2内で平面保持を仮定¹⁾して、測定した平均曲率より求めたコンクリート圧縮緑ひずみ)は0.003になった。

R=10/1000の変形では、CFPR405は4サイクル目で ϵ_c が0.003になり、その後最大耐力($Q_{max}=36.70\text{tonf}$)に達し、直後に圧縮側のカバーコンクリートが圧壊して急激に耐力が低下した。

R=20/1000の変形では、CFPR405は耐力がやや低下した。CFDI405は7サイクル目でさらに荷重が大きくなり最大耐力($Q_{max}=36.41\text{tonf}$)に達した。両供試体ともに、繰り返し载荷の影響による耐力の低下は小さかった。

R=30/1000の変形では、CFPR405は耐力がやや低下するが安定した挙動を示した。CFDI405は、耐力低下がほとんどなく、安定した挙動を示した。

R=40/1000の変形では、CFPR405は耐力がやや低下するが安定した繰り返しの挙動を示した。その後15サイクル目の正加力ピーク時に圧縮側主筋が緩やかな座屈を起こした。CFDI405は、13サイクル目で圧縮側の主筋が座屈し、14サイクル目および15サイクル目で、耐力および剛性が著しく低下した。

R=50/1000の変形では、CFPR405は耐力の低下は少なく、ピーク時の耐力は最大耐力の約90%であった。CFDI405は、耐力と剛性はやや低下し、ピーク時の耐力は最大耐力の約85%であった。

3.2 軸方向ひずみの推移

図-6に両供試体の柱頭部D/2間で、平面保持を仮定し求めた平均曲率と材軸上の軸方向ひずみの関係を示す。両供試体では、R=20/1000の変形まではほぼ同様の軸方向ひずみが進展した。しかし、それ以降の変形では、CFPR405は柱頭部の曲率が増加しても軸方向ひずみの戻りが生じたが、CFDI405は軸方向ひずみの戻りが徐々に減少しR=40/1000の変形ではほとんど戻りはなくなった。この部材角でCFDI405の軸方向ひずみは、CFPR405のものと比べると2倍以上進展した。

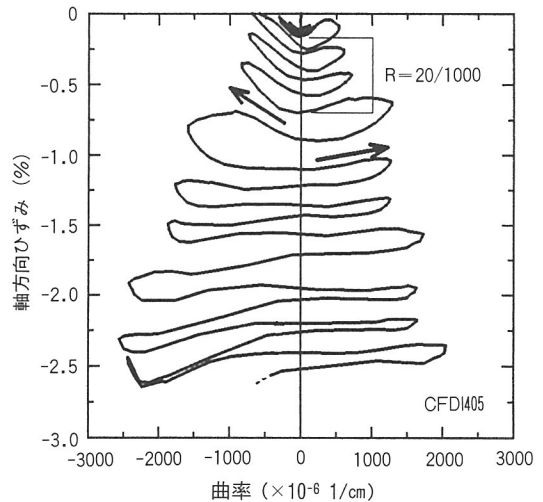
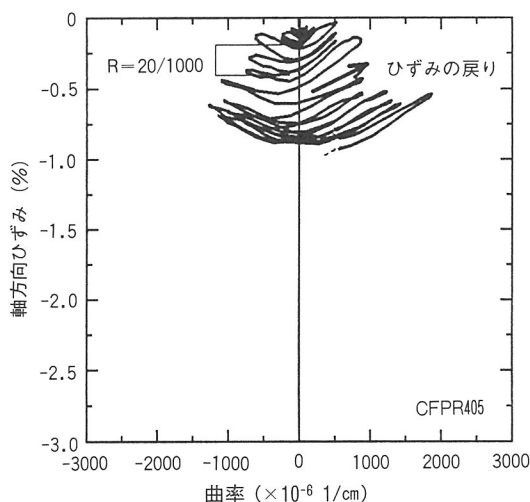


図-6 軸方向ひずみ-曲率関係(柱頭部D/2間)

3.3 曲率増減と軸方向ひずみの関係

図-7に横軸に正加力時の各サイクルのピーク時における曲率と各ステップでの曲率との差を、縦軸に軸方向ひずみを表す。曲線は、 $R=20/1000$ の各サイクル(7サイクル～9サイクル)と $R=30/1000$ の最初のサイクル(10サイクル)との正加力時のものである。CFPR405では、9サイクル目まで左右対称の山形の形状を示し、10サイクル目では除荷時の軸方向ひずみが大きくなった。一方、CFDI405では、載荷時のグラフの勾配は緩やかであるが、8サイクル目以降除荷時後の勾配は二次曲線的に大きくなった。また、軸方向ひずみも大きく進展した。

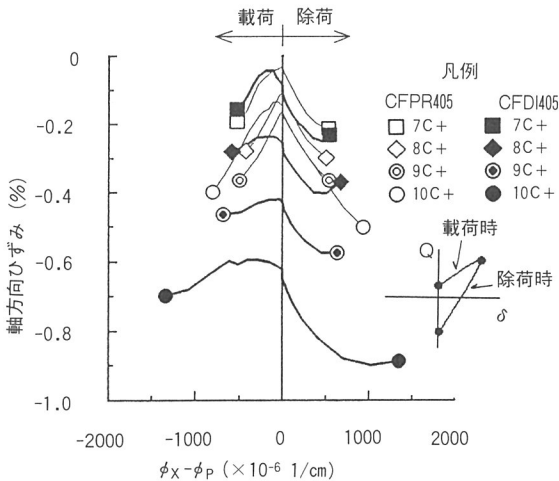


図-7 ピーク時前後の軸方向ひずみ

3.4 圧縮緑ひずみの推移

図-8に両供試体の柱頭部D/2間で計測した曲率からコアコンクリートの緑ひずみを求め、4サイクル、7サイクル、10サイクル、13サイクルのピーク時の緑ひずみの推移を示す。CFPR405では、圧縮緑ひずみは徐々に増加し、安定した経過を示した。CFDI405では、7サイクル目で $\varepsilon_c = -30,000 \mu$ に達してそれ以降、変形が進むにつれて圧縮ひずみは著しく進展し、同時に圧縮ひずみが重複する領域²⁾も広がった。

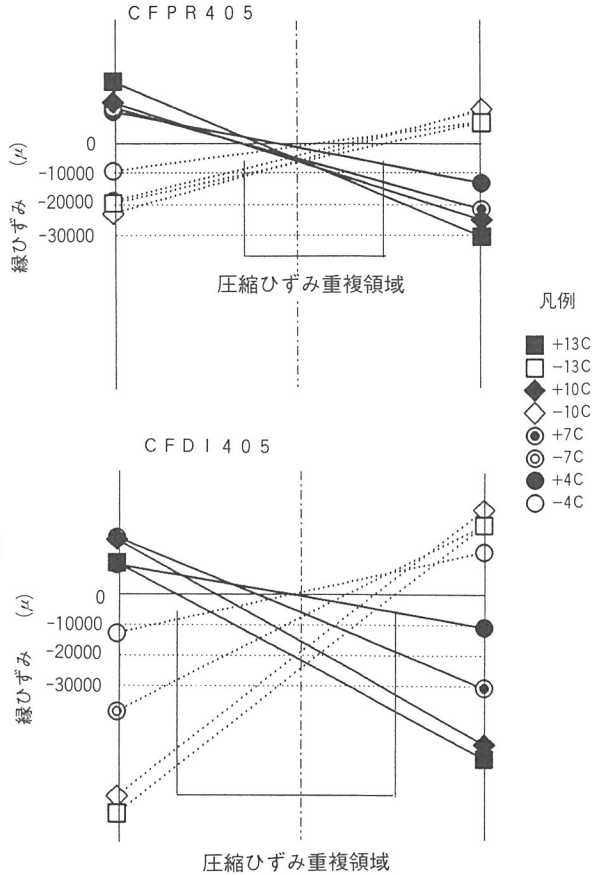


図-8 コアコンクリートの緑ひずみ

3.5 曲げ降伏後の横補強筋のひずみ

図-9に両供試体の横補強筋のひずみ測定位置とひずみ分布を示す。ひずみ分布図では上段から7サイクル目、10サイクル目、13サイクル目、および15サイクル目のものを示す。両供試体ともに断面の縁近くに配した横補強筋のひずみは、正負に繰り返すごとに、ひずみが大きく変化している。しかし、ひずみの大きさは10サイクル目以降では変わらなかった。CFDI405の材中央部付近に配した横補強筋のひずみは、7サイクル目と、それ以降のサイクルを比較するとひずみは大きくなった。

3.6 主筋座屈時のひずみ変化

図-10に、CFDI405の座屈した主筋のひずみと部材角との関係および、座屈状態とW.S.G.の位置との関係を示す。負加力時には主筋が圧縮されるにもかかわらず、負荷サイクルが進むにつれてその圧縮ひずみが後退して引張ひずみに至った。また、正加力時には主筋が引張られるにもかかわらず、負荷サイクルが進むにつれて引張ひずみが後退した。

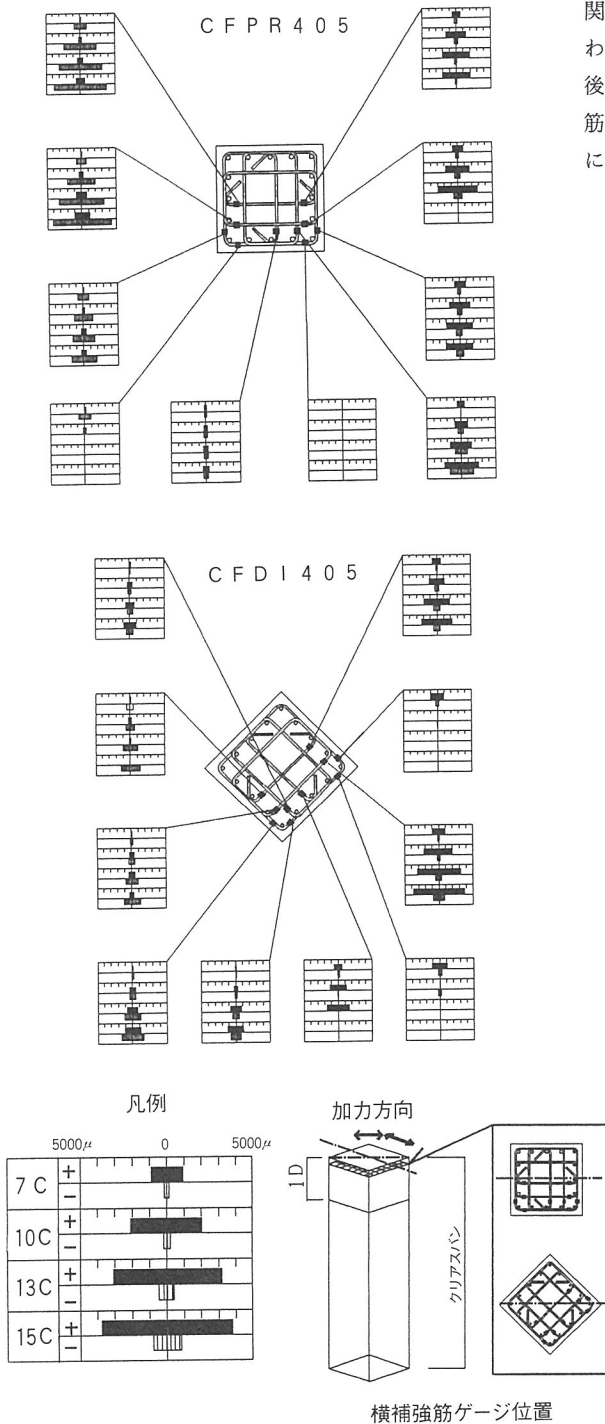


図-9 横補強筋のひずみ

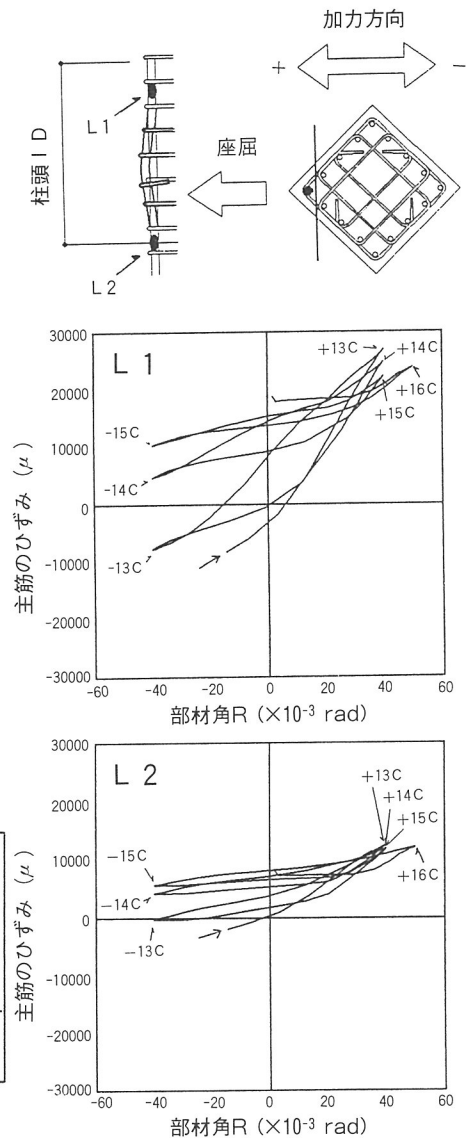


図-10 主筋座屈時の主筋のひずみ

4. まとめ

実験結果から、次のことが確認された。

- ①軸力比($N/bD\sigma_B$)が0.5のとき主軸方向に水平力を与えたCFPR405と柱断面の対角線方向に水平力を与えたCFDI405の最大耐力に差はなかった。
- ②両供試体は $R=20/1000$ の変形までは荷重－変形関係および軸方向ひずみの挙動は安定していた。
- ③主筋が座屈すると座屈箇所の上下のひずみが急に後退した。
- ④CFDI405のコアコンクリートの圧縮縁ひずみが $-30,000\mu$ 程度を越えると、その軸方向ひずみが進展した。特に、各サイクルのピーク以降の除荷時での軸方向ひずみの進展が著しかった。
- ⑤CFDI405供試体のヒンジ領域内で、 $R=20/1000$ 以降、断面中央付近の横補強筋ひずみが大きくなった。

参考文献

- 1) Park, Robert, and Paulay, Thomas, Reinforced Concrete Structures, Wiley Interscience, New York, 1975, pp48-52
- 2) 稲井、平石：繰り返し载荷を受ける鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の安定性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992, pp575-578