

論文

[2103] 高強度材料による RC 柱に関する実験的研究

仲地 唯治*1 伊藤 倫顕*2 飯田 智浩*2 戸田 哲雄*3

1. はじめに

超高層 RC 造建物に関して、近年、多くの研究開発がなされ、より高強度の材料を用いた RC 部材について研究が進められている [1]。本研究では、圧縮強度 600 kgf/cm^2 のコンクリート、SD490 の主筋および降伏強度 13000 kgf/cm^2 級の高強度横補強筋を用いた RC 柱に関する加力実験を行い、そのせん断性状および曲げ性状に関して、主に軸力、横補強筋量が及ぼす影響を調べた。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体配筋図を図-1に、試験体一覧を表-1に示す。試験体は45階程度の超高層 RC 造建物の下層階柱を約1/3に縮小したモデルで計6体である。試験体断面はいずれも300mm角で、NO.3およびNO.6は内法高さ750mm、せん断スパン比1.25でせん断破壊型、NO.1,2,4,5は内法高さ1200mm、せん断スパン比2.0で曲げ降伏先行型である。NO.1,2,3は内柱を対象として軸力 N を $0.4Nuc$ ($Nuc = bDfc + (\sigma_y - fc) \cdot ag$, σ_y : 縦筋降伏強度, ag : 縦筋断面積) とし、NO.4,5,6は外柱を対象として軸力を $0.6Nuc$ とし、芯鉄筋を配筋した。曲げ降伏先行型試験体については、内柱、外柱対象試験体それぞれに、横補強筋比の異なる試験体を設定した。主筋はSD490、横補強筋は 13000 kgf/cm^2 級の高強度鉄筋を用いた。表-2、3に鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を示す。

2.2 実験方法

図-2に加力装置を示す。加力は、水平力をアクチュエータにより载荷した。試験体は一端を反力床に固定し、他端の回転変位を2台の鉛直方向アクチュエータにより拘束し、試験体に逆対称モ

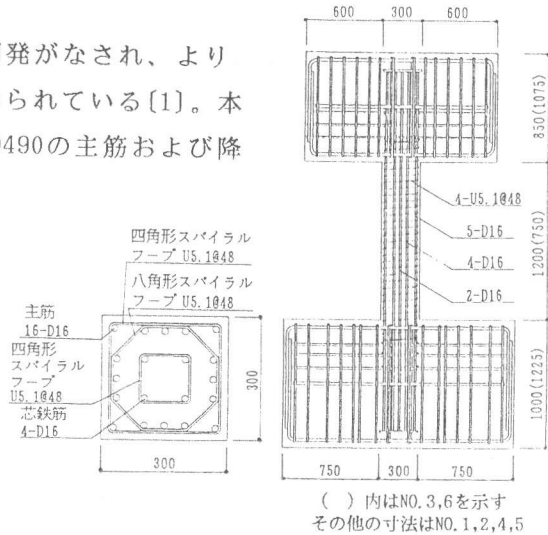


図-1 試験体配筋図(NO.4)

表-1 試験体一覧

試験体	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6
断面						
b x D (mm)	300 x 300					
内法高さ h (mm)	1200		750	1200		750
M/QD	2.0		1.25	2.0		1.25
Fc (kg/cm ²)	600					
主筋	16-D16					
芯鉄筋	—		4-D16			
Pg (%)	3.54		4.42			
横補強筋	4-U5.1 Ø66 0.40	4-U5.1 Ø48 0.55	4-U5.1 Ø100 0.27	4-U5.1 Ø48 0.55	4-U5.1 Ø38 0.70	4-U5.1 Ø100 0.27
軸力	0.4Nuc			0.6Nuc		
柱位置	内柱			外柱		

表-2 鉄筋材料試験結果

呼び名	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	伸び (%)
D16	5835	7498	2.08	18.1
U5.1	13600	14104	2.02	7.8

表-3 コンクリート材料試験結果

試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
NO.1	603	3.67	38.7
NO.2	618	3.75	42.6
NO.3	551	3.28	34.2
NO.4	659	3.58	43.6
NO.5	683	3.76	41.0
NO.6	594	3.41	35.3

*1 榊間組 技術研究所・技術研究部・第2研究室、工修 (正会員)

*2 榊間組 技術研究所・技術開発部・建築技術開発室

*3 榊間組 技術研究所・技術開発部・建築技術開発室、室長 (正会員)

ーメントを与えた。軸力はL字型治具を介して試験体上方に取り付けた1000tonジャッキにより載荷した。加力は変位制御とし、部材角2/1000 (rad.) (1回)、3.3/1000 (1回)、5,7.5,10/1000 (各2回)、15/1000 (1回)、20/1000 (2回)における、一定軸力下の正負交番繰り返し加力とした。図-3に変位の計測方法を示す。変位はスタブ間の水平方向相対変位および軸方向伸縮量、軸方向に分割した各区間の伸縮量等を高感度変位計により計測した。鉄筋の歪はストレインゲージで計測した。

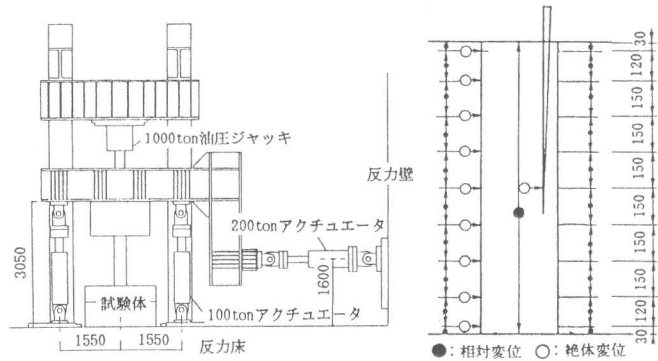


図-2 加力装置

図-3 変位計測方法

3. 実験結果

3.1 破壊経過

表-4に実験結果一覧を、図-4に試験体正面のひび割れ状況を示す。実験結果一覧の値はすべて正加力時の値である。また、表中、NO.4,5のせん断ひび割れは、試験体正面中間主筋沿いの付着割裂ひび割れを示す。せん断破壊型で軸力比 $N/N_{uc}=0.4$ のNO.3は3.3/1000のサイクルで曲げひび割れが発生し、続いて同サイクルで柱頭から対角方向柱脚に至るせん断ひび割れが発生した。5/1000のサイクルにおいて圧壊が始まり、7.5/1000のサイクルで側面(加力面)に、主筋に沿った付着割裂ひび割れが発生した。軸力比0.6のNO.6は2/1000のサイクルで圧壊が始まり、3.3/1000のサイクルで正面の中間主筋に沿った付着割裂ひび割れが発生した。NO.3,6共、最終的に付着割裂破壊を示した。

曲げ降伏先行型で軸力比0.4のNO.1,2はいずれも3.3/1000のサイクルで曲げひび割れが発生し、5/1000のサイクルで圧壊が始まった。その後、NO.1では10/1000のサイクルで、NO.2では最大耐力時の直後にせん断ひび割れが生じた。さらに10/1000のサイクルで正面のコーナー主筋および側面(加力面)の主筋沿いに付着割裂ひび割れが生じた。軸力比0.6のNO.4,5はいずれも2/1000のサイクルで圧壊が始まり、5/1000のサイクルで曲げひび割れが発生した。その後、NO.4,5共、7.5/1000のサイクルで正面の中間主筋および側面の主筋沿いに付着割裂ひび割れが生じた。

3.2 最大耐力

最大耐力はせん断破壊型試験体においては、軸力比の高いNO.6がNO.3に対しわずかに低い値となった。また、学会終局強度型指針A法[2]による計算値は実験値よりやや高い値となった。

曲げ降伏先行型の試験体では横補強筋量の等しいNO.2とNO.4とでは、軸力比の高いNO.4の方が低く、軸力比0.4のNO.1,2、軸力比0.6のNO.4,5をそれぞれ比べると、横補強筋量の多いNO.2およ

表-4 実験結果一覧

試験体	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	NO. 5	NO. 6
初期剛性	1.07	1.27	1.91	1.19	1.23	1.93
曲げ	荷重 30.6	荷重 20.6	荷重 43.4	荷重 43.0	荷重 50.0	—
ひび割れ	部材角 2.6	部材角 1.6	部材角 2.5	部材角 4.4	部材角 5.1	—
せん断	荷重 48.8	荷重 47.8	荷重 53.4	荷重 45.1	荷重 51.6	荷重 49.5
ひび割れ	部材角 8.8	部材角 7.1	部材角 3.4	部材角 5.6	部材角 7.6	部材角 2.4
主筋降伏	荷重 49.9	荷重 48.4	—	荷重 34.9	荷重 38.4	荷重 31.8
	部材角 6.5	部材角 6.0	—	部材角 3.2	部材角 3.4	部材角 7.0
最大耐力	荷重 51.6	荷重 51.7	荷重 53.8	荷重 45.9	荷重 51.6	荷重 50.9
	部材角 7.2	部材角 7.5	部材角 7.0	部材角 6.8	部材角 7.2	部材角 3.2
	計算値 46.9	計算値 47.5	計算値 55.5	計算値 34.7	計算値 35.5	計算値 56.0
	実/計 1.10	実/計 1.09	実/計 0.97	実/計 1.32	実/計 1.45	実/計 0.91

単位：初期剛性 $\times 10^5 \text{kgf/cm}$, 荷重 tonf, 部材角 $\times 1/1000 \text{rad}$.
 計算値 $N_u = [0.5\alpha_0 \cdot \sigma_v \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c] \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right)$
 主筋降伏は最外縁の鉄筋降伏をしめす

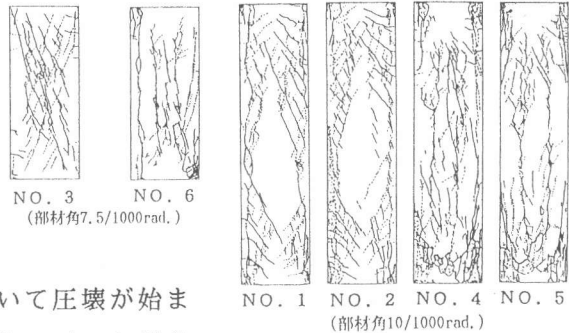


図-4 ひび割れ状況

びNO.5が高い値となった。既往の曲げ耐力式〔3〕による計算値は、実験値より低い。

3.3 荷重-変形関係

図-5に試験体の荷重-変形関係を示す。せん断破壊型では、軸力比0.4のNO.3は7.0/1000で最大耐力を示し、7.5/1000の繰り返しのサイクルで耐力低下し、その後、部材角の増加と共にさらに低下した。軸力比0.6のNO.6は3.2/1000で最大耐力を示し、その後急激に耐力低下し、NO.3より脆性的な性状を示した。

曲げ降伏先行型試験体はいずれも7.5/1000のサイクルで最大耐力を示した。その後、NO.1,2は10/1000の繰り返して、NO.4,5は7.5/1000の繰り返してそれぞれ耐力が低下し、軸力比の高い方が小さい部材角で耐力低下を示した。最大耐力以後の耐力低下は、いずれの軸力比でも、横補強筋量の多い方がやや少ない傾向を示した。履歴ループは曲げ降伏先行型試験体において軸力比0.6のNO.4,5が軸力比0.4のNO.1,2に対して顕著な紡錘形を示した。

4. 実験結果の検討

4.1 変形状

図-6に部材の全体変形を曲げ変形とせん断変形に分離したときの、全体変形に対するせん断変形の割合と部材角の関係を示す。ここで、曲げ変形は材軸方向変位から区間の平均曲率を算出して求め、せん断変形は全体変形から曲げ変形を差し引いた値とした。せん断変形の割合は、曲げ降伏先行型のNO.1,2,4,5では最大耐力時の部材角(6.8~7.5/1000)付近までは4体ともほぼ同程度の値で、部材角の増大とともにやや減少する傾向を示した。これは、この部材角においては曲げひび割れの発生進展が顕著なためと考えられる。部材角7.5/1000以降、20/1000に至るまで、せん断変形の割合は、軸力比0.4のNO.1,2に比較して、軸力比0.6の方が少ない増大となった。

せん断破壊型のNO.3,6におけるせん断変形の割合は、最終に至るまで上昇を示した。軸力比0.4のNO.3と軸力比0.6のNO.6は、5/1000までは同程度のせん断変形の割合を示したが、それ以降はNO.6の方が増大は大きく、軸力比の影響が認められた。

曲げ降伏先行型のNO.1,2,4,5の材端部1D(D:柱せい)をヒンジ領域とし、ヒンジ領域での、全体変形に対するせん断変形の割合と部材角の関係を図-7に示す。部材角7.5/1000以降、20/1000に至るまで、せん断変形の割合は、軸力比0.4のNO.1,2ではやや上昇、軸力比0.6のNO.4,5はやや低下した。部材全高さでの、全体変形に対するせん断変形の割合がNO.1,2において顕著に上昇、NO.4,5においてやや上昇(図-6)していたことから、最大耐力以降のせん断変形は主に、材端部以外で生じたと考えられる。また、最大耐力以降、部材全高さ、ヒンジ領域とも、軸力比の高いNO.4,5の方がせん断変形は少なかった。

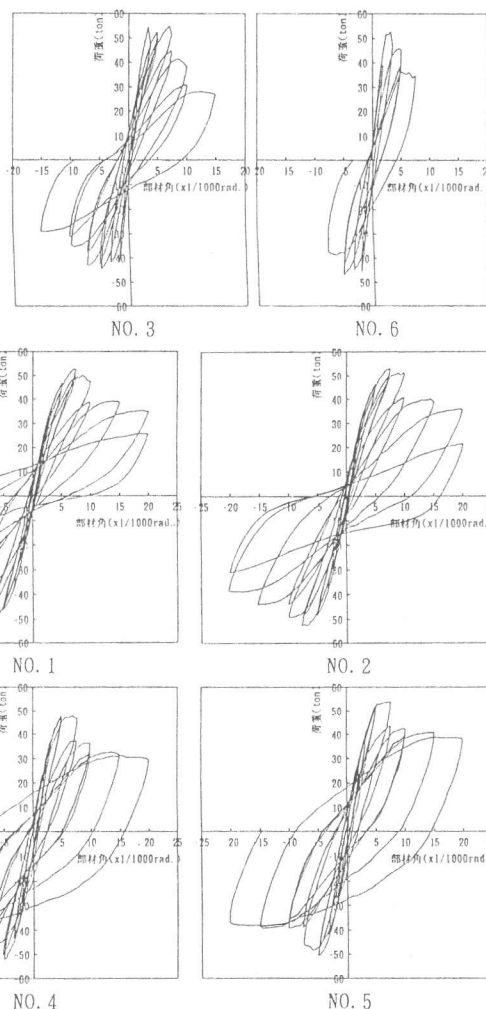


図-5 荷重-変形関係

4.2 軸方向変形

図-8に各試験体の軸方向変形と部材角の関係を示す。ここで軸方向変形は、各部材角レベルにおける縮み量（軸力導入前の軸方向長さを基準とし、その時点からの縮み量）を柱高さ（NO.1,2,4,5:1200mm, NO.3,6:750mm）で除したものである。また、図-8、9における軸方向変形は、各ピークに達した後、水平変形0に戻ったときの値で、ここで述べる部材角は最大経験部材角とする。

図-8より、曲げ降伏先行型のNO.1,2,4,5では、軸力比0.6のNO.4,5は軸力比0.4のNO.1,2に比較して、各部材角における縮み量が大きく、また、繰り返しによる縮み量増大も大きい。NO.4,5においては、最大耐力時の部材角（6.8~7.2/1000rad.）以降の縮み量増大が顕著である。横補強筋量の影響については、軸力比0.6の場合、横補強筋量の少ないNO.4の方がNO.5に比べてやや大きい値となった。

せん断破壊型のNO.3,6においても軸力比の影響が認められ、軸力比0.6のNO.6が軸力比0.4のNO.3に比べて、軸方向変形増大が大きかった。

図-9に曲げ降伏先行型のNO.1,2,4,5における、柱全高さ（1200mm）での軸方向変形に対する、ヒンジ領域（部材両端1Dずつ計2D,600mm）での軸方向変形の割合と部材角の関係を示す。ただし、ここでの軸方向変形は、軸力導入後、部材角0における軸方向長さを基準とし、その時点からの縮み量を示す。ヒンジ領域での軸方向変形の割合は、NO.4を除き、最大耐力時部材角付近で少し減少するが、部材角20/1000に至るまで、全体的に増大の傾向にある。部材角20/1000においてはその割合は1に近づき、軸方向変形が、部材角の増大と共にヒンジ領域に集中していくことを示している。

4.3 主筋のひずみ分布

図-10に各部材角における主筋の柱内法高さ内のひずみ分布を示す。図中の一点鎖線は主筋の降伏ひずみ（2933 μ ）を示す。

せん断破壊型で軸力比0.4のNO.3は7.5/1000rad.までは材端付近に引張が生じるが、10/1000以降、全長にわたって圧縮となった。最終の15/1000に至るまで降伏は生じなかった。NO.3に対し、軸力比0.6のNO.6は、いずれの部材角においても引張は生じず、耐力が急激に低下した、最終部材角7.5/1000において、材端から0.5Dの位置で圧縮降伏した。

曲げ降伏先行型で軸力比0.4のNO.1,2はそれぞれ6.5, 6/1000で圧縮降伏した。最大耐力時（7.5/1000）においては、引張側は降伏ひずみの約1/3となり、圧縮側は材端から0.5Dまでが降伏した。

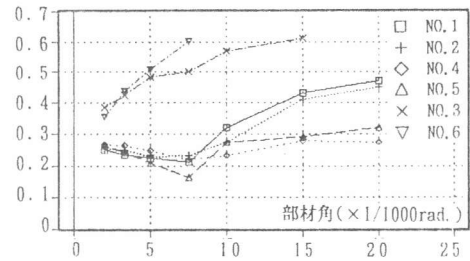


図-6 全体変形に対するせん断変形の割合

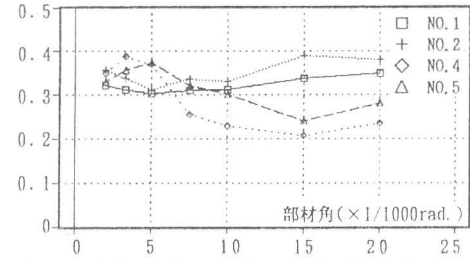


図-7 全体変形に対するせん断変形の割合 (ヒンジ領域)

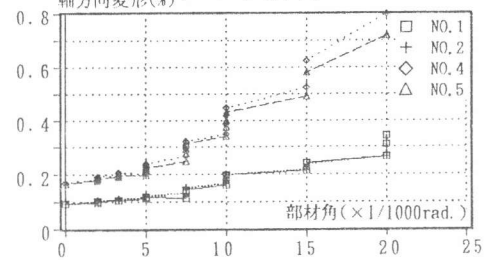


図-8 a 軸方向変形 (NO.1,2,4,5)

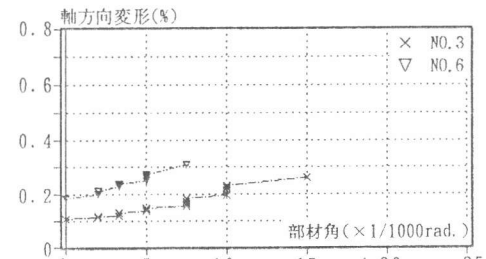


図-8 b 軸方向変形 (NO.3,6)

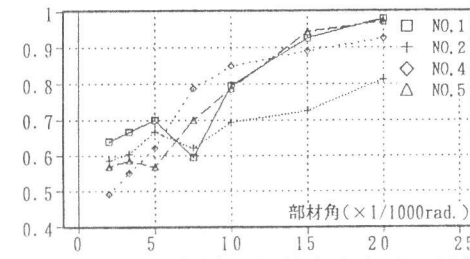


図-9 ヒンジ領域での軸方向変形の割合

軸力比0.6のNO.4,5は約3.3/1000で圧縮降伏した。NO.4,5とも7.5/1000で材端にわずかに引張が生じるが、それ以外はすべて圧縮となった。圧縮降伏は、5/1000の時点で、材端から0.5Dまで生じているが、圧縮ひずみは材端よりも材端から0.5Dの位置の方が大きくなる傾向にあり、圧縮降伏も先に0.5Dの位置で生じた。

4.4 横補強筋のひずみ分布

図-11に各部材角における正方形横補強筋の材軸方向ひずみ分布を示す。横補強筋の降伏ひずみは8641 μ である。八角形横補強筋のひずみは正方形横補強筋での測定位置に対応する間近の位置で測定したが、いずれの試験体においても、各部材角、各測定位置において、対応する正方形横補強筋測定位置のひずみとほぼ同じであった。ひずみの測定位置は、加力方向と加力直交方向のそれぞれ中央付近とした。

せん断破壊型のNO.3,6において、加力方向のひずみは、軸力比0.4のNO.3では2/1000から5/1000の間で、軸力比0.6のNO.6では7.5/1000から10/1000の間で急増しており、軸力比の高いNO.6の方がより小さい部材角でひずみ増大が生じている。ひずみ急増後のひずみ分布は、いずれも部材中央付近をピークとするが、NO.3の方がより材端部近くまで、大きい値となっている。これは図-4のひび割れ状況で認められる柱頭から対角方向柱脚に至るせん断ひび割れによるものと考えられ、NO.3とNO.6の軸力差による破壊性状の差の影響と考えられる。

NO.3,6の加力直交方向のひずみは、加力方向に比べ、材端部近くまでひずみが大きい。これは図-11mに示すように、図-11bと同じ測定位置での逆方向の加力時において材端部近くでのひずみがより小さいことから、曲げモーメントの増大する端部付近で拘束効果が増大しているためと考えられる。

曲げ降伏先行型で軸力比0.4のNO.1,2は、加力方向においては、材端から1Dの付近にピークがあり、各部材角における値は、横補強筋比の小さいNO.1の方が大きな値となっている。加力直交方向では、加力方向に比べ、より端部近くまでひずみが大きい。これは、せん断破壊型の場合に示したのと同様に、逆方向加力時のひずみ分布(図-11n:図-11hに対応)を考慮すると、曲げモーメントに対する拘束効果を示すと考えられる。

曲げ降伏先行型で軸力比0.6のNO.4,5は軸力比0.4のNO.1,2に比較して、各部材角におけるひず

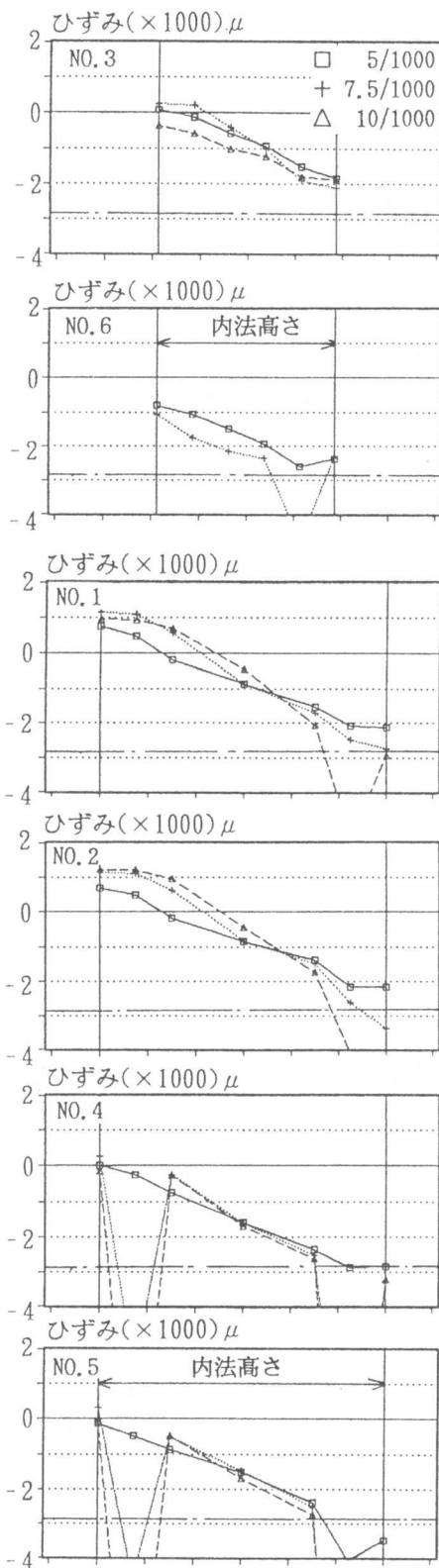


図-10 主筋のひずみ分布

みは大きい傾向にある。分布形状としては、NO.1,2に対し、部材中央での値が大きく、特に、横補強筋比の小さいNO.4においてこの傾向は顕著である。

5. まとめ

圧縮強度 600kgf/cm^2 のコンクリート、SD490の主筋および降伏強度 13000kgf/cm^2 級の高強度横補強筋を用いたRC柱について加力実験を行い、以下の事項が明かになった。

- 1) 軸力比 $N/N_{uc}=0.4, 0.6$ の高軸力下においても、曲げ降伏先行型柱では $20/1000\text{rad}$.程度までの変形性能および軸力保持能力を有することが示された。
- 2) せん断破壊型および曲げ降伏先行型のいずれの場合も、軸力が変形性能、変形性状、軸方向変形等に及ぼす影響が認められた。
- 3) 曲げ降伏先行型柱において、横補強筋量が変形性能、変形性状、軸方向変形等に及ぼす影響が認められた。

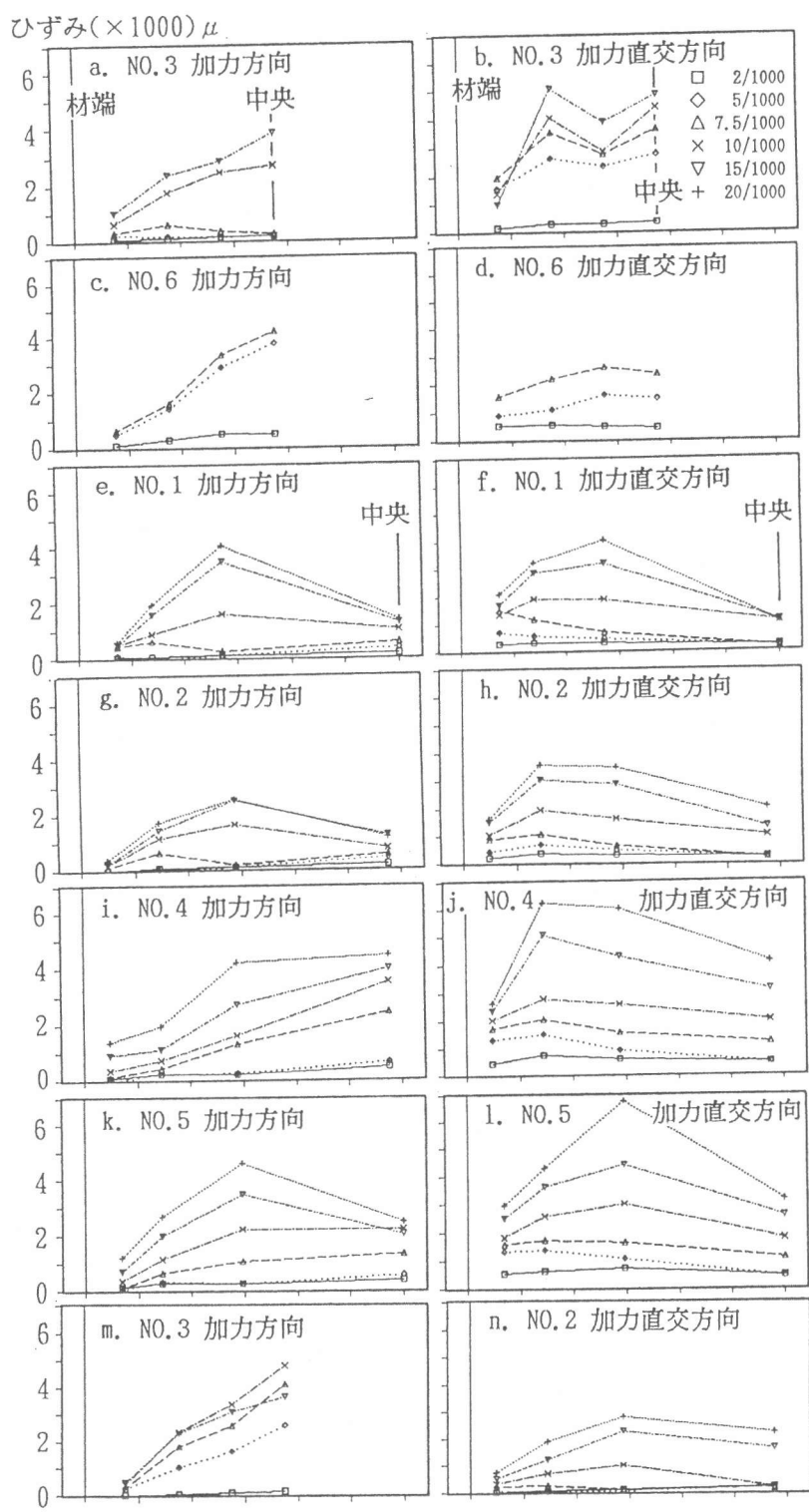


図-11 横補強筋のひずみ分布

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度 New RC 研究開発概要報告書、1993
- 2) 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、1990
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990