

論文

[2162] 曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼす
せん断補強筋の加工形式の影響

正会員○中岡章郎 (長谷工コーポレーション 技術研究所)
 入江貴弘 (長谷工コーポレーション 技術研究所)
 河本 純 (長谷工コーポレーション エンジニアリング 事業部)
 正会員 益尾 潔 (日本建築総合試験所 構造物試験室)

1. はじめに

高層鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性を確保するためには、高軸力および高せん断力が作用する部材に、十分な強度と変形性能を保有させることが要求される[1]。これにともない、高強度せん断補強筋が開発され[2]、また、外周筋と中子筋を組み合わせる配筋方法の有効性が示されている[3,4]。しかしながら、高強度筋で中子筋の配筋を行うことは施工上かなり手間がかかることから施工の効率化および省力化を図るとともに、高強度鉄筋の補強効果を十分に発揮させるために、8000kgf/cm²級高強度筋を溶接閉鎖型にしたせん断補強筋[5] および13000kgf/cm²級高強度筋を一筆書き状に折れ曲げ加工したせん断補強筋[6]が開発された。

本報は、以上のような背景から上記2種類のせん断補強筋(8000kgf/cm²級溶接閉鎖型せん断補強筋と13000kgf/cm²級一筆書き型せん断補強筋)に注目し、このように加工形式(材質)が異なるせん断補強筋が、曲げ降伏型の柱およびはりの変形性能に及ぼす影響を検討し、設計の基礎資料を得ることを目的としたものである。

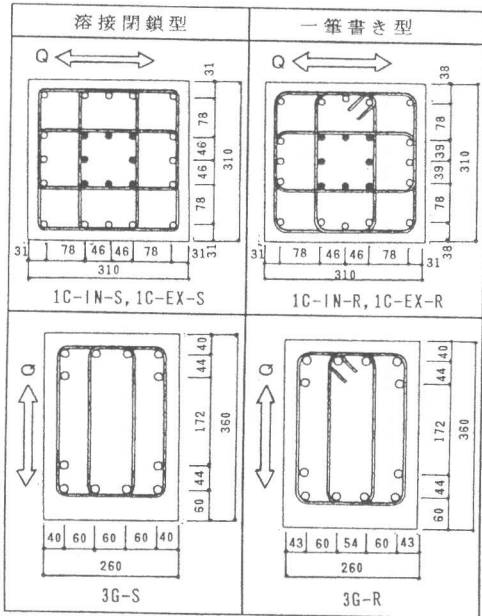
2. 試験体および実験方法

本実験では、一定軸力および変動軸力を受ける柱試験体とはり試験体の3種類で、各々溶接閉鎖型および一筆書き型のせん断補強筋を用いた試験体を計画した。なお、柱試験体およびはり試験体は、せん断補強筋の加工形式に関わらず、それぞれ補強筋比(p_w)をほぼ等しくし、いずれも曲げ降伏型になるように計画した。また、一筆書き型せん断補強筋は、柱試験体ではフック位置を回転させて、はり試験体では上端主筋側でフック位置が左右交互になるように配筋した。試験体の一覧を表-1に、断面形状を表-2に、溶接閉鎖型および一筆書き型せん断補強筋の加工形状を図-1に示す。また使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。

表-1 試験体一覧

試験体	主筋 配筋	せん断補強筋		軸力 N (tonf)	軸力比 N/σ _B BD	部材長さ l ₀ (cm)	部材長さ比 l ₀ /D		
		配筋	P _w (%)					P _w ・σ _{wy} (kgf/cm ²)	
柱	1C-IN-S	16-D13	4-S5 @40	0.632	55.5	121	0.28	148.8	4.80
	1C-IN-R	($p_g=2.11\%$)	4-R5 @40	0.645	83.2				
	1C-EX-S	16+8-D13	4-S5 @40	0.632	55.5	-85	-0.19		
	1C-EX-R	($p_g=3.17\%$)	4-R5 @40	0.645	83.2	272	0.61		
はり	3G-S	上, 下とも 6-D16 ($p_t=1.50\%$)	4-S5 @55	0.548	48.1	—	—	168.0	4.67
	3G-R		4-R5 @55	0.559	72.1				

表-2 断面形状



註) 柱断面において芯筋(●印)は、1C-EX-Sおよび1C-EX-Rのみに配筋。

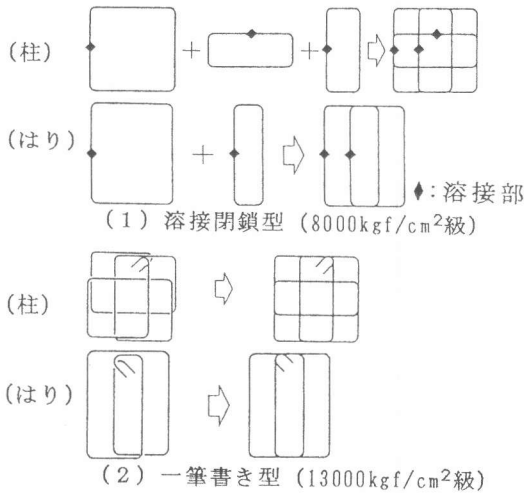


図-1 せん断補強筋の加工形状

表-3 材料試験結果

(1) 鉄筋

	呼名	σ_y kgf/cm ²	ϵ_y $\times 10^{-3}$	σ_u kgf/cm ²	伸び %
主筋	D13	4470	2.13	6350	21.1
	D16	4630	2.20	6430	21.7
せん断補強筋	S5	8780*	4.39	9480	16.6
	R5	12900*	6.45	14230	10.3

註) *: 0.2%永久伸びに対する応力度

(2) コンクリート

試験体	σ_B kgf/cm ²	ϵ_{c0} $\times 10^{-3}$	E_c tf/cm ²	σ_t kgf/cm ²
1C-IN-S, R 1C-EX-S, R	464	2.59	272	32.4
3G-S, R	447	2.54	272	33.0

註) σ_B : 圧縮強度
 ϵ_{c0} : 圧縮強度時ひずみ度
 E_c : ヤング係数 ($1/3 \sigma_B$)

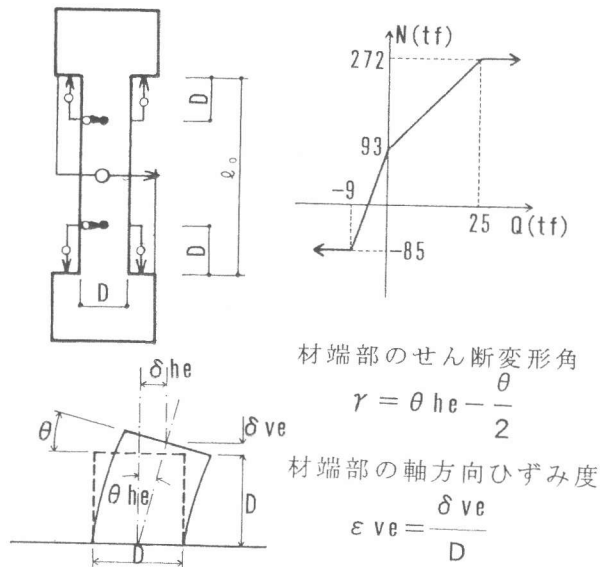


図-2 変位の測定方法と変動軸力の設定値

実験は、建研式逆対称加力装置を用いて、変形制御による正負交番繰り返し加力により行った。図-2に変位の測定方法と変動軸力の設定値を示す。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊性状

各試験体の荷重-変形関係を図-3に、実験結果の一覧を表-4に示す。

一定軸力を作用させた柱試験体1C-IN-S, 1C-IN-Rでは、両試験体とも $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰り返し加力の段階までほぼ同様の性状を示し、それぞれ材端部の曲げひび割れ、斜めひび割れの発生および端部コンクリートの圧壊ならびに主筋の引張降伏後、部材角 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad.}$ にて最大耐力に達した。その後、両試験体ともP- Δ 効果に伴う荷重低下を起こしたが、溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体1C-IN-Sでは、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ にて主筋が座屈し始め、 $R=50 \times 10^{-3}$

rad.の繰り返し加力時には、材端部ヒンジ領域におけるコアコンクリートの損傷が進展するとともに著しく耐力低下を起こしたのに対し、一筆書き型のせん断補強筋を用いた試験体 1C-IN-Rでは、 $R=50 \times 10^{-3}$ rad.の繰り返し加力時に主筋の座屈が見られたものの、1C-IN-Sほど耐力低下は大きくならなかった。

また、変動軸力を作用させた柱試験体1C-EX-S, 1C-EX-Rでは、両試験体とも正加力（圧縮軸力）時においては、 $R=30 \times 10^{-3}$ rad.の繰り返し加力の段階までほぼ同様の性状を示し、それぞれ曲げひび割れの発生、主筋の圧縮降伏、材端部コンクリートの圧壊および斜めひび割れの発生後、 $R \approx 16 \times 10^{-3}$ rad.にて最大耐力に達した。その後、両試験体とも材端部ヒンジ領域におけるコアコンクリートの損傷が進展するとともに耐力低下を起こし、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad.の第1サイクルにて主筋が座屈したが、溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体 1C-EX-Sでは、それにとともにさらに耐力低下を起こしたのに対し、一筆書き型せん断補強筋を用いた試験体 1C-EX-Rでは、1C-EX-Sほど耐力低下は大きくならなかった。負加力（引張軸力）時には、両試験体とも主筋の引張降伏後、部材角が増えるにつれ荷重も徐々に増大した。

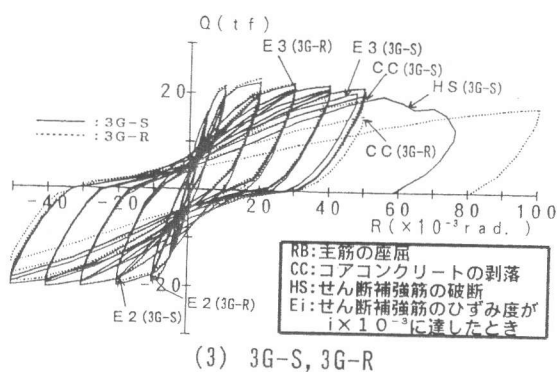
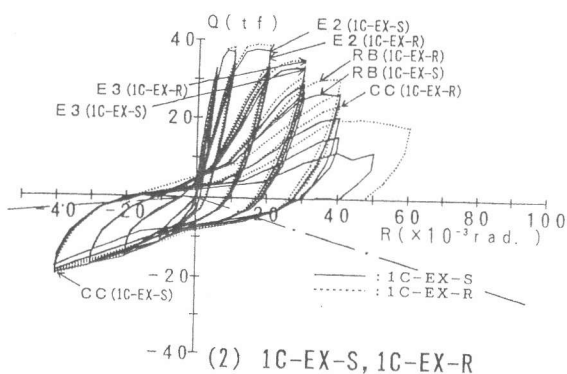
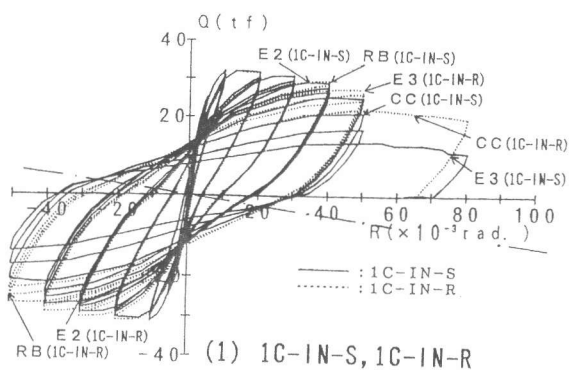


図-3 荷重-変形関係

表-4 実験結果の一覧

単位: Q (tonf), R ($\times 10^{-3}$ rad.)

		最大耐力時		限界変形		終局強度計算値				
		Q _{max}	R	Ru1	Ru2	Q _{fu}	Q _{su1}	Q _{su2}	Q _{su3}	
柱	1C-IN-S	32.2	10.1	40	40	29.1 (1.11)	72.8 (0.44)	25.1 (1.28)	29.3 (1.10)	
	1C-IN-R	32.1	10.2	50	66	29.1 (1.10)	79.2 (0.41)	28.5 (1.13)	29.4 (1.09)	
	1C-EX-S	正	37.8	16.3	30	30	29.6 (1.28)	72.8 (0.52)	25.1 (1.51)	29.3 (1.29)
		負	19.4	40.0	—	—	9.2 (2.11)	全補強式 33.6 (0.58)		
	1C-EX-R	正	39.2	16.4	30	40	29.6 (1.34)	79.2 (0.49)	28.5 (1.38)	29.4 (1.33)
		負	19.8	40.1	—	—	9.2 (2.15)	全補強式 50.4 (0.39)		
はり	3G-S	22.2	20.1	63	100以上	18.3 (1.21)	53.4 (0.42)	21.9 (1.01)	23.0 (0.97)	
	3G-R	23.0	20.1	50	54	18.3 (1.26)	58.2 (0.40)	24.7 (0.93)	23.1 (1.00)	

註) Ru1: $0.8 \cdot$ 最大耐力時部材角 (第1サイクル), Ru2: $0.6 \cdot$ 最大耐力時部材角 (第3サイクル)
 Q_{fu}: e 関数法 ($\epsilon_{cu}=0.3\%$), Q_{su1}: A法 ($R_p=0$), Q_{su2}: 荒川min.式
 Q_{su3}: K S S式[7], 全補強式: $Q_{su}=0.8 \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot j$
 () 内数字は終局強度計算値に対する最大耐力実験値の比率

一方、はり試験体3G-S, 3G-Rでは、両試験体とも $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰り返し加力の段階までほぼ同様の性状を示し、それぞれ材端部の曲げひび割れ、斜めひび割れの発生、主筋の引張降伏および材端部コンクリートの圧壊後、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ にて最大耐力に達した。その後、両試験体とも $R=50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰り返し加力の段階には、材端部ヒンジ領域におけるコアコンクリートの斜めひび割れの進展が著しくなったが、溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体3G-Sでは、それほど耐力低下は大きくならず、最終的には材端部ヒンジ領域内のせん断補強筋が破断し著しく耐力低下を起こしたのに対して、一筆書き型せん断補強筋を用いた試験体3G-Rでは耐力低下が著しくなり、最終的にはせん断補強筋の末端部のフックがはじけるとともに抜け出した。

以上より、柱試験体はいずれも曲げ圧縮破壊、はり試験体は曲げ降伏後の材端部せん断破壊であり、各試験体の最大耐力はe関数法による終局曲げ強度に対し、一定軸力を受ける柱試験体では約1.1倍、変動軸力を受ける柱試験体では、圧縮側で約1.3倍、引張側で約2倍、はり試験体では約1.2倍の値を示した。なお、変動軸力を受ける柱試験体の引張側で実験値が計算値の約2倍となったのは、P-Δ効果による付加モーメントの影響のためと考えられる。

3.2 限界部材角

荷重-変形関係において、第1サイクルが最大耐力の8割になった時点の部材角を限界部材角 R_{U1} 、また第3サイクルが最大耐力の6割になった時点の部材角を限界部材角 R_{U2} と定義して、最大耐力時部材角とともに図-4に示す。

いずれの試験体も、溶接閉鎖型と一筆書き型せん断補強筋を用いた場合では、最大耐力時部材角に差はみられない。限界部材角については、一定軸力を受ける柱試験体で、 R_{U1} および R_{U2} ともに溶接閉鎖型よりも一筆書き型せん断補強筋を用いた方が大きくなっているのに対して、はり試験体では、一筆書き型よりも溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた方が R_{U1} および R_{U2} ともに大きくなっている。

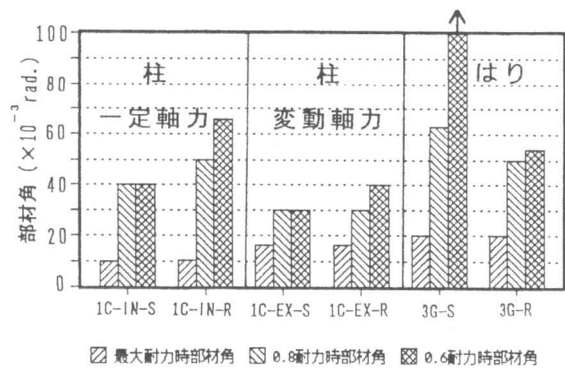


図-4 最大耐力時部材角と限界部材角

3.3 せん断補強筋のひずみ

試験体の材端部約1D (D:断面せい) 区間に配筋されたせん断補強筋の平均ひずみ度を溶接閉鎖型と一筆書き型とで比較すると、柱試験体についてはあまり差は認められなかったが、はり試験体の場合は、図-5に示すように一筆書き型せん断補強筋の加力方向に直交する中子筋のひ

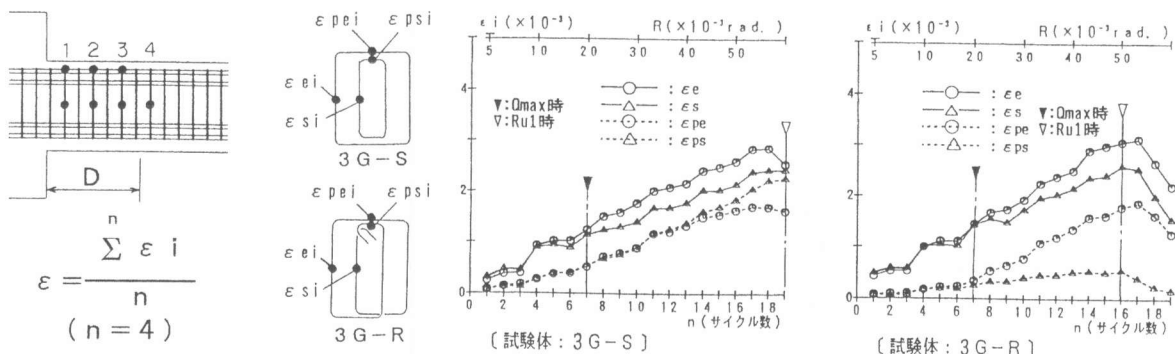


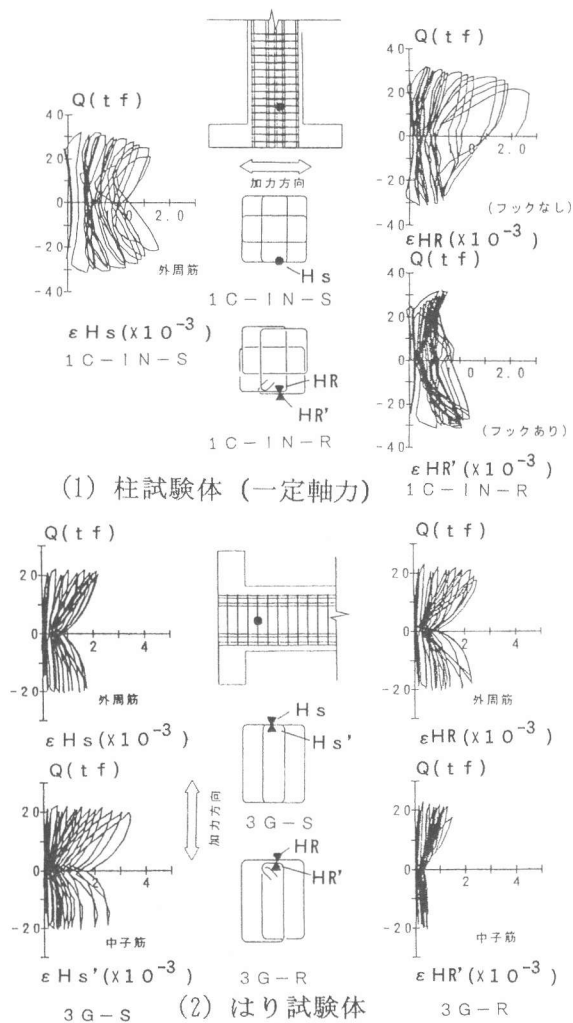
図-5 はり試験体の材端部せん断補強筋の平均ひずみ度とサイクルの関係

ずみ度が、溶接閉鎖型に比べてかなり小さな値となっている。そこで、一定軸力を受ける柱試験体およびはり試験体について、溶接閉鎖型と一筆書き型せん断補強筋のひずみ度を比較してみると、図-6に示すように柱試験体では、一筆書き型を用いた場合の 135° フックに隣接したせん断補強筋のひずみ度の値は、これと対応する位置の溶接閉鎖型せん断補強筋のひずみ度よりやや小さくなっているのに対し、はり試験体では一筆書き型せん断補強筋における 135° フックに隣接した加力方向に直交する中子筋のひずみ度の値は、これと同位置の溶接閉鎖型せん断補強筋のひずみ度の値よりもかなり小さくなっており、一筆書き型における 135° フックの影響が現れているものと思われる。

3.4 材端部の変形性状

各試験体の材端部1D区間におけるせん断変形および軸方向ひずみ度の推移を図-7および図-8にそれぞれ示す。なお、せん断変形角および軸方向ひずみ度は、図-2に示す方法で求めた。柱試験体の材端部のせん断変形角は、溶接閉鎖型と一筆書き型せん断補強筋を用いた場合で明瞭な差は見られないが、材端部の軸方向ひずみ度は、限界部材角以降、溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた柱試験体の方が、一筆書き型を用いた場合に比べて、ひずみ度が圧縮方向に増加する傾向がある。これは、溶接閉鎖型に比べて一筆書き型せん断補強筋を用いた試験体の方が限界部材角が大きくなっていることと対応していると考えられる。

一方、はり試験体では、 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以降、一筆書き型せん断補強筋を用いた試験体の材端部のせん断変形角が、溶接閉鎖型を用いた場合に比べて増大しているとともに、材端部の軸方向ひずみ度が、溶接閉鎖型を用いた場合にさほど変化がみられないのに対して、一筆書き型を用いた場合では、ひずみ度の増分が引張から圧縮方向に反転している。これは、一筆書き型せん断補強筋を用いた試験体では、 $R=50 \times$



(1) 柱試験体 (一定軸力)

(2) はり試験体

図-6 せん断補強筋のひずみ度 (溶接閉鎖型と一筆書き型の比較)

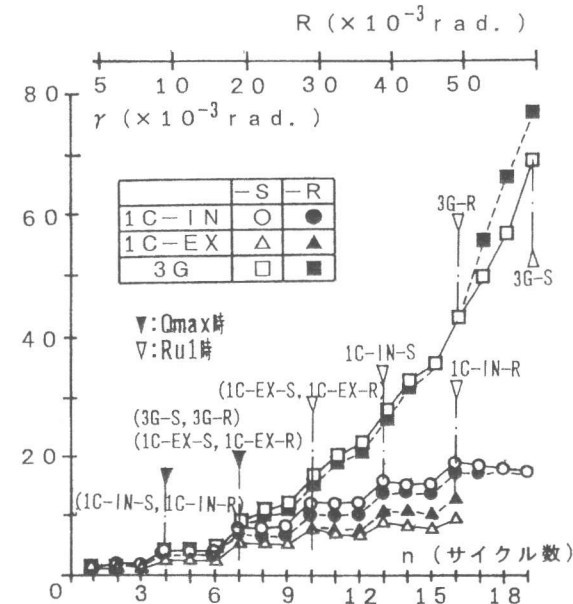


図-7 材端部のせん断変形

10^{-3} rad.の繰り返し加力以降、 135° フックの緩みにより材端部ヒンジ領域のコアコンクリートのせん断破壊が促進されたためと考えられる。

以上より、曲げ圧縮破壊した柱試験体は、変形性能に及ぼす一筆書き型せん断補強筋の 135° フックの影響はさほど認められず、溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた場合よりも変形性能は改善されたが、曲げ降伏後に材端部ヒンジ領域でせん断破壊したはり試験体では、一筆書き型せん断補強筋の 135° フックの影響が認められ、フックのない溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた場合に比べて変形性能が改善されなかった。すなわち、材端部ヒンジ領域の曲げ圧縮破壊とせん断破壊の破壊モードの相違によって、せん断補強筋の加工形式による影響の現れ方が異なるものと考えられる。

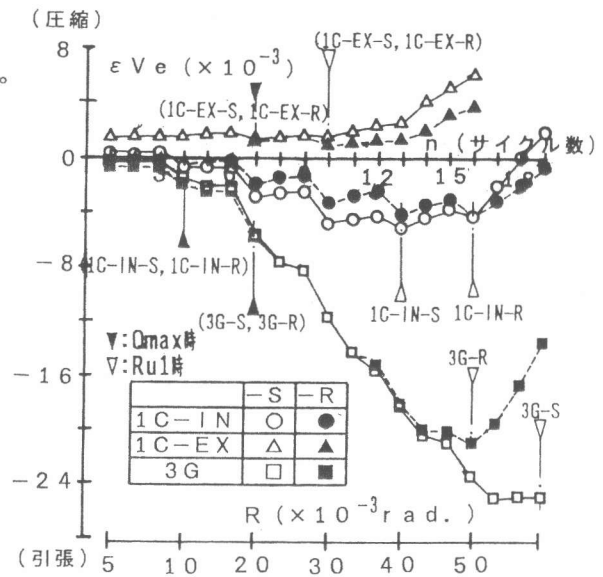


図-8 材端部の軸方向ひずみ度

4. まとめ

曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式(8000kgf/cm²級溶接閉鎖型, 13000kgf/cm²級一筆書き型)の影響を実験的に調べた結果, 以下の知見を得た。

- ① 圧縮軸力を受ける柱試験体では, 8000kgf/cm²級の溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた場合に比べ, 13000kgf/cm²級の一筆書き型せん断補強筋を用いた場合の方が変形性能は改善された。
- ② はり試験体では, 8000kgf/cm²級の溶接閉鎖型せん断補強筋を用いた場合に対して, 13000kgf/cm²級の一筆書き型せん断補強筋を用いた場合に変形性能は改善されなかった。
- ③ 一筆書き型せん断補強筋の 135° フックに隣接する位置のひずみ度が, 他の位置に比べて小さくなる傾向がみられ, 特にはりに用いた場合にその傾向は顕著であった。

なお本報では, 変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響を検討し, 上述の知見を得たが, せん断耐力には 135° フックの影響が顕著にみられなかったという報告もされている[2]。

参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990年11月
- [2] 福原正志, 黒正清治：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究(はりの曲げせん断実験), 日本建築学会論文報告集, 320号, pp.12-20, 1982.10
- [3] Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M.: Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, ASCE, Vol.106, ST5, pp.1079-1102, May, 1980
- [4] 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究—第3報 大変形を与えるためのせん断補強に関する検討—, 日本建築学会論文報告集, 第279号, pp.53-63, 1979年5月
- [5] 唐津敏一, 鮎子多浩一, 益尾潔ほか：8000kgf/cm²級高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断耐力と曲げじん性(その1. 実験概要, その2. 曲げじん性の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.689-692, 1989年10月
- [6] 中澤淳, 三原重郎, 益尾潔, 南宏一：高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, 第13巻, 第2号, pp.445-450, 1991年
- [7] 住友電気工業(株)：鉄筋コンクリート造梁, 柱に用いる高強度せん断補強筋スミフープの設計施工指針・同解説, 1991.1