

論文

[2085] 太径異形鉄筋の拘束重ね継手工法の開発

正会員○中山達雄（大林組技術研究所）

脇坂達也（大林組技術研究所）

正会員 吉岡研三（大林組技術研究所）

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート構造物の高層化や大型化に伴い、高強度太径鉄筋の簡便な継手方法の開発が望まれている。高品質・工期短縮・コスト低減を意図した施工の合理化を考えるうえで、重ね継手は、主筋・フープ筋を鉄筋籠にあらかじめ加工する組立鉄筋工法に有効な継手方法である。ところで、現行の日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」によるとD29以上の異形鉄筋は、通常の場合、重ね継手をを用いないものとされている。そのため、太径異形鉄筋の継手は圧接・溶接あるいは機械継手によっている。しかし、これらの継手方法は熟練を要すること、火器を使用するものは雨天時に施工できないなど、施工の効率化や省力化を意図した工法にとって品質管理・工期・コスト面で適さない。

このような現状を考え、D29以上の太径異形鉄筋にも重ね継手で対処できるよう、重ね継手部を鉄板で被覆して、主筋とコンクリートを拘束する『拘束重ね継手』工法を開発した。筆者らはD35を主筋に用いた鉄筋コンクリートはりの構造性能に及ぼす重ね継手長さ、拘束鉄板量、拘束長さ、コンクリート強度など各種因子の影響を調べる基礎的実験を行ない、本工法の有効性を既に確認した¹⁾。今回、この工法の柱部材への適用を考え、軸力レベルおよび拘束鉄板量の鉄筋コンクリート柱の構造性能に及ぼす影響を解明するための実験を行なった。この報告は、『拘束重ね継手』工法の設計の基本的考え方を実験によって検討したものである。

2. 『拘束重ね継手』工法の概要と設計の基本的考え方

この工法の特徴は、施工の合理化を意図して柱脚（応力の大きい材端）に継手を設けること、割裂破壊防止のため重ね継手部の主筋とコンクリートを鉄板で拘束すること、この拘束鉄板にせん断補強効果を兼ねさせること、の3点にある。本工法の基準サイクル施工手順例を図-1に示す。まず、所定の位置に拘束鉄板を内蔵するプレキャストコンクリート（PCa）または拘束鉄板を据付ける。これは型枠兼用にもなりうる。つぎに、先組した柱の組立鉄筋を建込む。これは、床スラブ上に置かれるので、自立する。型枠工事後、はりの組立鉄筋、スラブ筋を建込む。そのあと、コンクリート打設工事と続く。『拘束重ね継手』工法は、このように現場作業を簡略化することによって、施工の効率化・省力化を計ることができる。

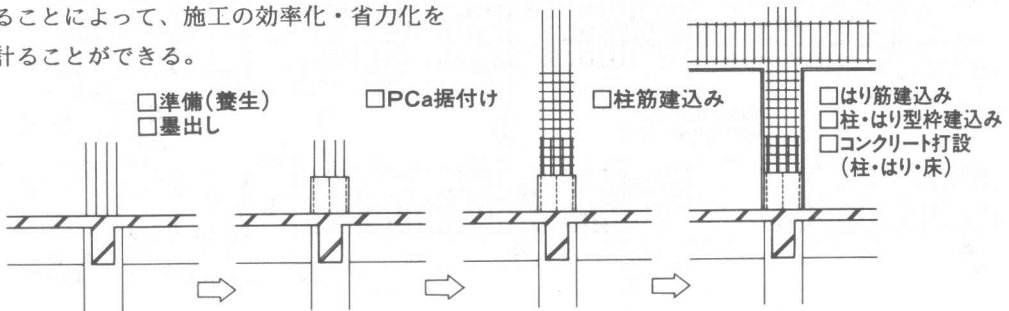


図-1 『拘束重ね継手』工法の基準サイクル施工手順例

本工法は、塑性ヒンジを計画する部位にも使用する。高層RC建物の設計では、柱の設計クライテリアは、通常、塑性率2としている。ここでは安全性を考え、塑性率4以上の靱性を確保することにする。コアコンクリートを拘束した断面の曲げ終局強度は、拘束の影響を考慮したコンクリートの応力～ひずみ関係を用いて評価する。拘束補強量（せん断補強を兼ねる）は日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説（1988）」²⁾に示されているせん断終局強度式を用いて算定する。本工法の適用範囲、構造規定、設計フローおよび設計が必要になる諸定数は今後さらに検討する。

3. 実験方法

3. 1 試験体および田形拘束鉄板内蔵PCaの形状・配筋

試験体は、実大の“純曲げ”加力試験体(1体)と“曲げせん断+軸力”加力試験体(6体)からなる。試験区間は、断面 640×640mm、主筋12-D35(SD35、 $p_g=2.80\%$)とした。これは、高層建物の中間階にはほぼ相当する。継手位置は柱脚に相当する曲げ応力の大きい加力点に寄せた。重ね継手長さを $35d_b$ とし、継手端部を田形拘束鉄板内蔵のPCaで被覆した。拘束範囲は部材断面全せい(640mm)である。但し、試験体 CM-35S-35の拘束鉄板の中子のみ長さを160mmに縮めた。その他の区間は、□形と⊠形および⊞形の閉鎖型フープ筋を3個組合せた田形鉄筋フープを80mmピッチ($p_w=2.24\%$ 、 $p_w \cdot \sigma_y = 81.8 \text{ kgf/cm}^2$)に配筋した。これは拘束鉄板量にほぼ等しい。比較のため、田形鉄筋フープで試験区間全域を補強した継手のあるものと継手のないものもある。

表-1 試験体の諸元

加力内容	試験体名	諸元								
		コンクリートの性質			拘束量および拘束法			軸力		
		σ_B kgf/cm ²	σ_t' kgf/cm ²	$E_c \cdot 10^5$ kgf/cm ²	P_w %	$P_w \cdot \sigma_y$ kgf/cm ²	備考 (鉄板厚または鉄筋径)	N tonf	σ_o kgf/cm ²	
軸力+曲げせん断	CM-35S-31	266	25.7	2.19	2.63	83.2	田形拘束鉄板(⊠6.0)	328	80	
	CM-35S-33	301	27.9	2.51	2.00	72.5	田形拘束鉄板(⊠4.5)	328	80	
	CM-35S-34	304	27.0	2.41	2.00	72.5	田形拘束鉄板(⊠4.5)	442	108	
	CM-35S-35	303	18.0	2.37	2.00	72.5	田形拘束鉄板(⊠4.5)	328	80	
	CM-35S-36	270	24.1	2.25	2.24	81.8	試験部分全域 田形鉄筋フープ (D19@80)	継手あり	328	80
	CM-35S-37	274	25.4	2.15	2.24	81.8		継手なし	328	80
純曲げ	BM-35S-39	260	23.3	2.26	1.45	50.3	田形拘束鉄板(⊠3.2)	0	0	

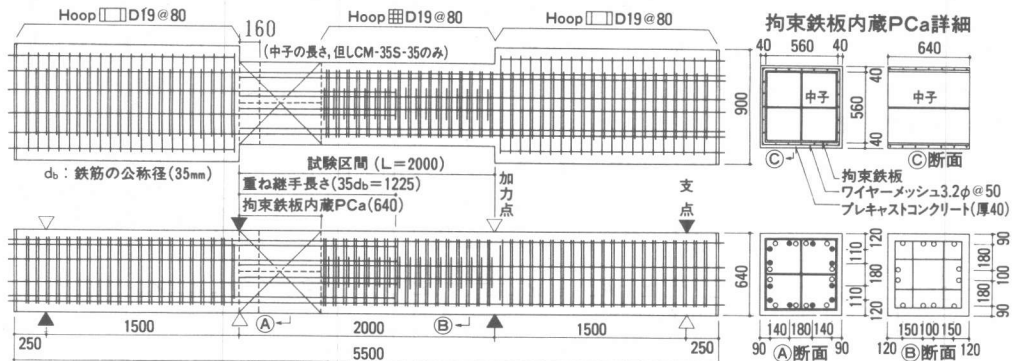


図-2 試験体および田形拘束鉄板内蔵PCaの形状・配筋 (単位:mm)

コンクリートの設計基準強度 F_c は 270kgf/cm^2 とした。実験変数は拘束鉄板厚さ (E-3.2、E-4.5、E-6.0の3種) と軸力 (0、 $0.3F_c$ 、 $0.4F_c$ の3種) の2項目である。試験体の諸元を表-1に、試験体および田形拘束鉄板を内蔵する PC_a の形状・寸法を図-2に示す。いずれも曲げ降伏形である。鉄筋と鉄板の材料試験結果を表-2に示す。コンクリートは縦打ちとした。

表-2 鉄筋および鉄板の材料試験結果

種類 品質	鉄筋		鉄板		
	SD35		SS41		
呼び名	D19	D35	E3.2	E4.5	E6.0
公称断面積 または実測板厚	2.87 cm^2	9.57 cm^2	3.10 mm	4.27 mm	5.62 mm
降伏応力度 σ_y kgf/cm^2	3650	3800	3480	3620	3160
降伏ひずみ度 ϵ_y 10^{-6}	1970	1930	1670	1740	1490
引張強度 σ_{\max} kgf/cm^2	5720	6150	4660	4400	4480
弾性係数 E_s 10^6 kgf/cm^2	1.93	1.97	2.14	2.12	2.13
伸び率 %	18.0	24.5	21.0	23.9	26.7
用途	フープ筋 主筋		拘束鉄板		

3.2 加力および測定方法

大型の試験体を寝かして実験するため、鋼製反力ブロックを試験床に固定して加力装置を組立てた。載荷には、一つの油圧源に4台の油圧ジャッキを接続し、2点等荷重による正負の純曲げまたは逆対称曲げを与えた。一定軸力は定荷重保持装置で制御した。支点、加力点にはすべり支承、回転支承を設けた。最外縁引張鉄筋降伏時変形 (δ_y) を基準に、整数倍の変位で各2回正負繰返し載荷した。試験区間の相対たわみ (曲げせん断加力の場合)、支点に対するスパン中央の相対たわみ (純曲げ加力の場合) を電気式変位計で求めた。荷重をロードセルで、鉄筋および鉄板のひずみを抵抗線ひずみゲージで測定した。

4. 実験結果および考察

4.1 破壊状況と荷重～変形関係

表-3に実験結果を、図-3に最終破壊状況を、図-4に荷重～変形関係を、それぞれ示す。“曲げせん断+軸力”加力試験体は、 $4\delta_y$ (たわみ $\delta = 54\text{mm}$ 、部材角1/37) において安定した荷重履歴を示した。拘束区間では、その他の区間に比べ、ひび割れ幅が小さく、ひび割れ本数は若干多い。最終破壊は、曲げ降伏後、幅の大きいななめひび割れに連なる上端圧縮側のコンクリー

表-3 実験結果

試験体名	実験結果 (正荷重時)															
	曲げひび割れ荷重			せん断ひび割れ荷重			最外縁引張鉄筋降伏荷重			最大荷重						
	実験値 tMbc t·m	計算値 cMbc t·m	tMbc — cMbc	実験値 tMsc t·m	計算値 cMsc t·m	tMsc — cMsc	実験値 tMsy t·m	計算値 cMsy t·m	tMsy — cMsy	実験値 tMu t·m	計算値 cMu1 t·m	計算値 cMu2 t·m	計算値 cMu3 t·m	tMu — cMu1	tMu — cMu2	tMu — cMu3
CM-35S-31	48.2	48.8	0.99	84.1	60.9	1.38	150.8	137.4	1.10	192.5	148.4	187.1	231.7	1.30	1.03	0.83
CM-35S-33	54.4	49.6	1.10	84.5	63.7	1.33	153.9	140.0	1.10	195.7	156.3	192.4	254.3	1.25	1.02	0.77
CM-35S-34	66.5	62.3	1.07	83.9	64.3	1.31	172.0	154.2	1.12	210.8	161.0	198.6	255.9	1.31	1.06	0.82
CM-35S-35	54.2	49.6	1.09	90.2	63.9	1.41	156.1	139.7	1.12	197.6	157.1	192.7	255.5	1.26	1.03	0.77
CM-35S-36	54.3	48.9	1.11	75.3	61.2	1.23	160.1	137.8	1.16	193.8	148.8	187.8	234.3	1.30	1.03	0.83
CM-35S-37	54.3	49.0	1.11	66.4	61.6	1.08	156.8	129.8	1.21	180.9	143.0	173.5	236.9	1.26	1.04	0.76
BM-35S-39	15.6	12.3	1.27	—	—	—	80.9	83.0	0.97	125.1	116.1	181.2	—	1.08	0.69	—

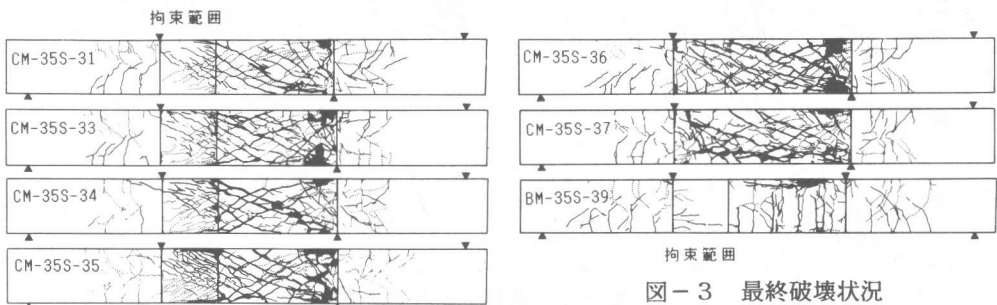


図-3 最終破壊状況

トの圧壊による。最大荷重時には圧縮側鉄筋が圧縮降伏した。変形能に及ぼす各種因子の影響は以下のとおりである。試験体CM-35S-31($\rho=6.0$)とCM-35S-33($\rho=4.5$)の比較で、拘束鉄板厚さの相違による変形能の変化は見られない。試験体CM-35S-33($\sigma_c=80\text{kgf/cm}^2$)とCM-35S-34($\sigma_c=108\text{kgf/cm}^2$)の比較では、軸力の相違による変形能の変化は見られない。試験体CM-35S-31(鉄板拘束)とCM-35S-36(鉄筋拘束)の比較で、鉄板拘束の方が、大変形域での繰返して変形性状が若干良い。いずれの試験体も、 $4\delta_y$ の範囲内では継手主筋のすべり現象は特に観察されなかった。“純曲げ”加力試験体は、最外縁鉄筋が引張降伏した後、上端圧縮側のコンクリートが圧壊した。圧縮鉄筋は降伏していない。 $4\delta_y$ ($\delta=50\text{mm}$)時に安定した荷重履歴を示した。

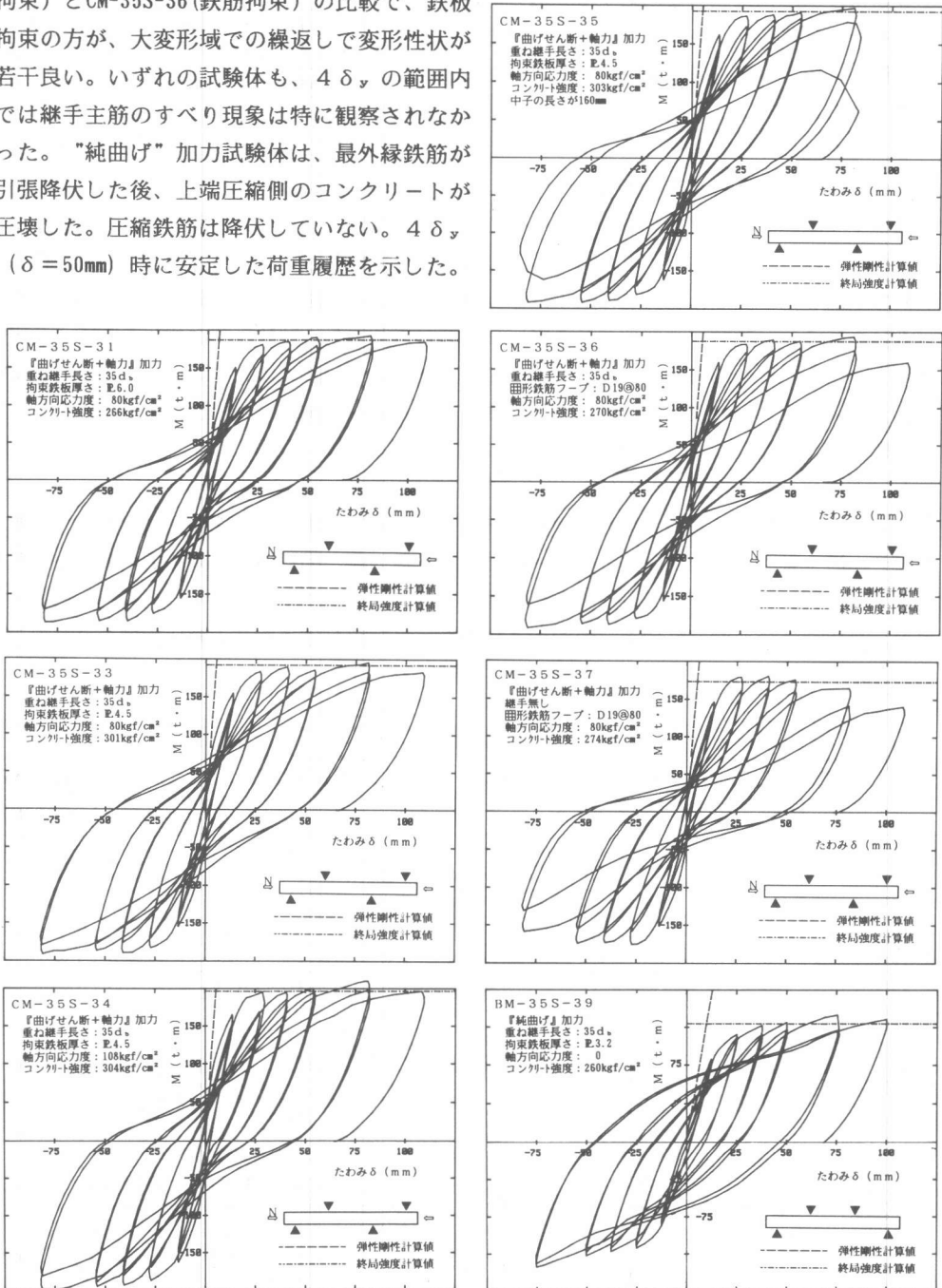


図-4 荷重～変形関係

4. 2 無拘束コンクリート材としての諸荷重

表-3に諸荷重の実験値と計算値を示す。計算値は以下に示す算定式による。軸力が作用する場合、最大荷重実験値は、無拘束コンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線を用いた計算値(以後、e函数法計算値と呼称)に比べ、25~31%高い。コアコンクリートの拘束の影響を考慮し、コンクリート強度を見掛け上高くする必要がある。

□曲げひび割れ強度	$cM_{cr} = Z_o(\sigma_t' - \sigma_{oe})$	ここで、	$Z_o = 54500 \text{ cm}^3$
□せん断ひび割れ強度	$cM_{sc} = \left\{ k_c (500 + \sigma_B) \frac{0.085}{(M/Qd) + 1.7} \right\} \left(1 + \frac{\sigma_{oe}}{150} \right) B_j L / 2$		$\sigma_{oe} = N / A_o$
□曲げ降伏強度	$cM_{sy} = e$ 函数法による最外縁引張鉄筋降伏強度		$A_o = 4920 \text{ cm}^2$
□曲げ終局強度	$cM_{u1} = e$ 函数法による終局強度		$j = 7d/8, d = 560 \text{ mm}$
			$k_c = 0.72, B = 640 \text{ mm}$

4. 3 コアコンクリートの拘束の影響を考慮した曲げ終局強度

Richart の先駆的研究³⁾やShahらの研究⁴⁾を参考に、吉岡は拘束柱の終局曲げ挙動を解析するため、拘束コンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線を以下のように定式化した⁵⁾(図-5参照)。

$$\sigma = c_c \sigma_B [1 - (1 - \varepsilon / c_c \varepsilon_c)^A] : (0 \leq \varepsilon \leq c_c \varepsilon_c)$$

$$\sigma = c_c \sigma_B \cdot \exp[-K (\varepsilon - c_c \varepsilon_c)^{1.35}] : (c_c \varepsilon_c < \varepsilon)$$

ここで、

$$A = E_c \cdot c_c \varepsilon_c / c_c \sigma_B$$

$$f_r = \rho_s \cdot f_{sy}$$

$$f_s = 0.35 f_{sy} \quad (\text{田形鉄筋フープの場合})$$

$$K = 0.5 \sigma_B \cdot \exp(-0.01 f_r)$$

$$c_c \sigma_B = \sigma_B + 2.05 \rho_s \cdot f_s$$

$$c_c \varepsilon_c = (1.5 \sigma_B + 17000 f_r / \sigma_B + 1950) \cdot 10^{-6}$$

E_c : 無拘束コンクリートのヤング係数
 f_{sy} : フープ筋の降伏点
 ρ_s : 体積比で表わしたフープ筋比

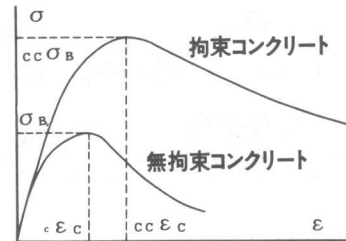


図-5 拘束コンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 関係

試験区間全域にわたって、拘束量は必ずしも一様でない。ここでは、田形鉄筋フープ量によって拘束効果を考慮した。軸力が作用する場合、実験値は拘束コンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 関係を用いた計算値(cM_{u2} 、以後 曲げ解析値と呼称)とほぼ一致した。軸力が作用しない場合には、コンクリートの拘束の影響を考慮しない方がよい。

4. 4 せん断終局強度

拘束コンクリート部材のせん断終局強度に関しては、現在のところ適切な推定式が提案されていない。ここでは、下式の「終局強度型耐震設計指針(案)」²⁾のせん断終局強度式で評価する。

$$cM_{u3} = \{ b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \} L / 2$$

記号は「指針(案)」を参照されたい。本式は、右辺第1項がトラス作用によるせん断力負担分、第2項がアーチ作用によるせん断力負担分である。今回の試験体の場合、コンクリート強度に比べ、相対的にせん断補強量が多い。そのため、アーチ作用によるせん断力負担分がゼロとなり、すべてトラス作用によるせん断力負担となる。表-3に示すように、曲げ降伏形であるため、実験値の計算値(cM_{u3})に対する比は0.76~0.83(平均0.80)であった。

4. 5 ひずみ性状

図-6に、軸力が作用する試験体の荷重~主筋のひずみ関係の代表例を示す。図は応力の最も大きい加力位置(危険断面位置)で得られたものである。降伏後の測定値との適合性は、e函数法計算値に比べ、曲げ解析値の方がよい。

図-7に、最外縁引張鉄筋降伏時の材軸に沿った主筋のひずみ分布を示す。測定値は、軸力導入直前からの変化量である。重ね継手のある場合、実験値（実線）は、重ね継手主筋の一对のひずみ値（●と○印）を足し合わせたものである。この際、一方の測定値は初期の軸方向ひずみを取り除いた水平力によるひずみ値のみを考慮した。破線が曲げ解析値である。重ね継手の有る場合とそれの無い場合とも、圧縮ひずみ領域に比べ、引張ひずみ領域での実験値は曲げ解析値（完全付着の仮定）と差が大きい。しかし、総体的には、実験での両者の主筋のひずみ分布形に差はない。今回、いずれの試験体も、フープ筋と拘束鉄板は降伏していない。

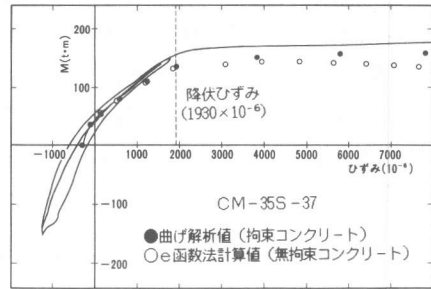


図-6 荷重～主筋のひずみ関係

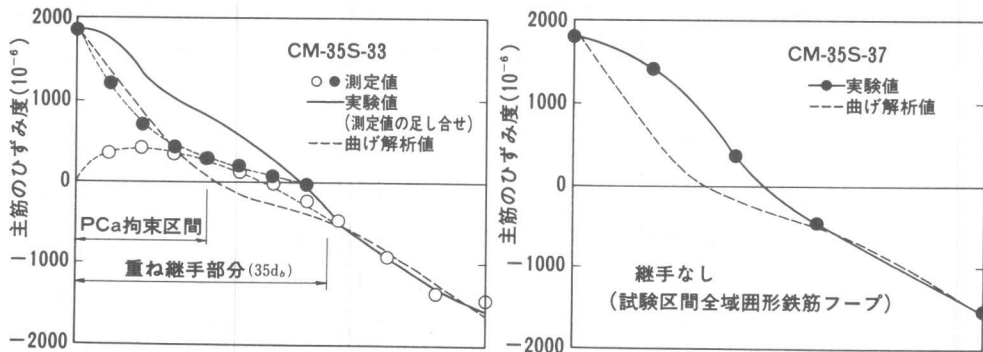


図-7 主筋のひずみ分布（最外縁引張鉄筋降伏時）

5. まとめ

- (1) D35の太径異形鉄筋の重ね継手を応力の最も大きい材端に用いた柱も、適切に拘束補強することによって、 $4\delta_y$ において安定した荷重～変形関係を得ることができる。
- (2) コアコンクリートを拘束補強した鉄筋コンクリート柱は、通常の柱の曲げ終局強度よりも高くなる。軸力のある場合、コンクリートの拘束効果を考慮した応力度～ひずみ度関係を用いれば、曲げ終局強度をほぼ推定できる。
- (3) 純曲げ試験の結果、大きな変形能を保有させる最少拘束量として、鉄板厚3.2mm ($p_w = 1.45\%$ 、幅厚比90以下)まで確認された。
- (4) 重ね継手部の鉄板による拘束範囲は、部材断面の全せいで十分である。
- (5) 設計の基本的考え方をまとめることができた。設計の詳細手順および諸定数などは、今後さらに検討を加え、実用化に供したい。

<参考文献>

- 1) 中山、脇坂、吉岡、増田「太径異形鉄筋の重ね継手に関する研究 その1 拘束鉄板補強継手工法の開発」日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）1989年10月 pp.371～372
- 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（案）同解説」（1988）第6章 せん断と付着に対する設計（pp.112～154）
- 3) Richart F.E., Brandtzaeg A. and Brown R.L. 「A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses」 Bulletin No.185, Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, 1928
- 4) Apostolos Fafitis and Surendra P. Shah 「Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations」 ACI Journal, Proceedings V.82, No.4, July-August 1985, pp.423-433
- 5) 吉岡、武田、永原「超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の挙動」日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）昭和63年10月 pp.703～704