

ハイラップ工法の開発（その2）

——拘束鉄板補強重ね継手柱の構造性能実験——

中山 達雄 武田 寿一
脇坂 達也 吉岡 研三

Development of Hi-Lap Splice Method (Part 2)

——Structural Experiments of Columns Using Lap Splice Confined by Steel Plates——

Tatsuo Nakayama Toshikazu Takeda
Tatsuya Wakisaka Kenzoh Yoshioka

Abstract

The Hi-Lap Splice Method for large-diameter deformed bars has been developed to replace conventional joining methods for large-diameter deformed bars such as welded splices and mechanical connections, with the aims being low cost, short construction period, and high quality. In the previous paper (Part 1), fundamental tests were carried out to study the influences of lap length, amount of confining steel plate, confining region, and concrete strength on the structural integrity of reinforced concrete beams using D35 rebars, and the usefulness of the method was confirmed. This time, a test for applying the method to a column was conducted.

This paper describes the discussions of a fundamental idea for design by an experimental study. As a result of tests using columns in which lap splices of large-diameter deformed bars are at the end of a member where stress is largest, it was ascertained that a stable load hysteresis is exhibited up to ductility of 4, and that the full depth of the member cross sections is adequate as the confining region of lap splices by steel plate.

概要

太径異形鉄筋の圧接・溶接あるいは機械継手に代表される従来の継手工法に代え、高品質・工期短縮・コスト低減を意図した、太径異形鉄筋の重ね継手工法 [ハイラップ工法] を開発した。同題（その1）において、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の各種因子の影響を調べる基礎的実験を行ない、本工法の有効性を確認した。今回、この工法を柱部材へ適用するための実験を行なった。

この報告は、[ハイラップ工法] 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。D35 (SD35) 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の実験の結果、塑性率4まで安定した荷重履歴を示すこと、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こと等を確認した。

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上で、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である。一方、現行の学会「RC規準」¹⁾によるとD29以上の異形鉄筋は、通常の場合は、重ね継手を用いないものとされている。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、拘束重ね継手 [ハイラップ工法] を開発した。既に同題（その1）で、D35を主筋に用いた場合の鉄筋コンクリートはりの構造性能に及ぼす各種因子の影響を実験的に調べ、本工法の有効性を示した²⁾。今回、この工法を柱部材へ適用するための実験を行なった。この報告は [ハイラップ工法] 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. 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）」⁴⁾のせん断終局強度式を用いて算定する。

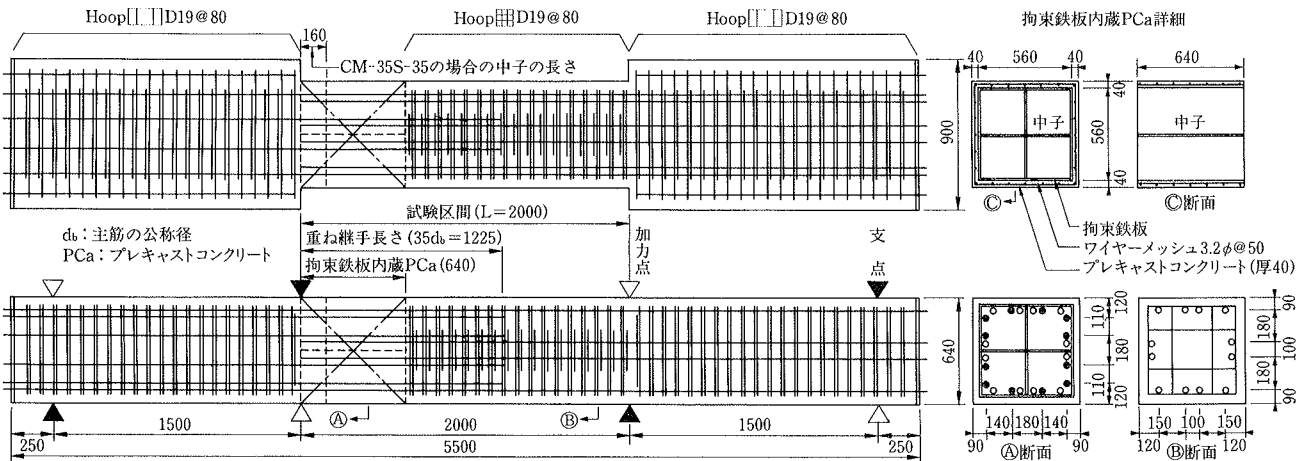
本工法の適用範囲、構造規定、設計フローおよび設計で必要になる諸定数は次報に報告する。

表一 試験体の諸元

加力内容	試験体名	諸元							軸力	
		コンクリートの性質			拘束量および拘束法				N (tonf)	σ_0 (kgf/cm ²)
		σ_B (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	E_c (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)			
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 (E-6.0)	328	80	
	CM-35S-33	301	27.9	2.51	2.00	72.5	田形拘束鉄板 (E-4.5)	328	80	
	CM-35S-34	304	27.0	2.41	2.00	72.5	田形拘束鉄板 (E-4.5)	442	108	
	CM-35S-35	303	18.0	2.37	2.00	72.5	田形拘束鉄板 (E-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 (E-3.2)	0	0	

表二 鉄筋および鉄板の材料試験結果

種類	鉄筋		鉄板		
	SD35		SS41		
品質	D19	D35	E-3.2	E-4.5	E-6.0
呼び名	D19	D35	E-3.2	E-4.5	E-6.0
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	2210	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		

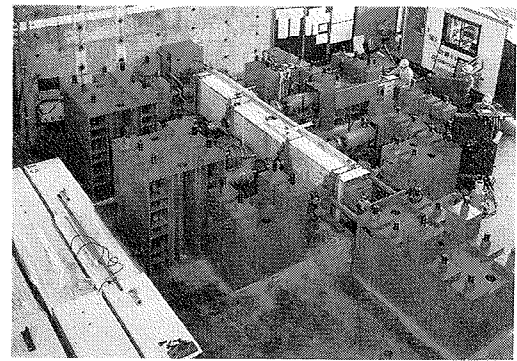


図一 試験体および田形拘束鉄板内蔵 PCa の形状・配筋

3. 実験方法

3.1 試験体の形状・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640×640、主筋量12-D35 (SD35, $p_g=2.80\%$)とした。これは、高層建物の中間階にほぼ相当する。継手位置は柱脚に相当する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。ただし、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□形の閉鎖型のフープ筋を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。コンクリートの設計基準強度 F_c は270 kgf/cm²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）、軸力（0, 0.3 F_c , 0.4 F_c の3種）の2項目である。試験体の諸元を表一に、鉄筋と鉄板の材料試験結果を表二に示す。試験体および田形拘束鉄板を内蔵するPCaの形状・寸法を図一に示す。いずれも曲げ降伏形である。コンクリートの打設方向は、実際の条件に合わせて、縦打ちとした。



写真一 実験状況

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回正負繰り返し載荷した。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。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。実験状況を写真一に示す。

4. 実験結果および考察

4.1 破壊状況と荷重～変形関係

図-2 に荷重～変形関係を、図-3 に最終破壊状況を、表-3 に実験結果を、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 $\delta=54$ mm, 部材角1/37) において安定した荷重～変形関係を示した。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コンクリートの圧壊による。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 (R-6.0) と CM-35S-33 (R-4.5) の比較では、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 ($\sigma_c=80$ kgf/cm²) と CM-35S-34 ($\sigma_c=108$ kgf/cm²) 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)

を比較すると、鉄板拘束の方が、大変形域での繰返しにおいて変形状が若干良い。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。圧縮鉄筋は降伏しない。 $4\delta_y$ ($\delta=50$ mm) において安定した荷重履歴を示した。

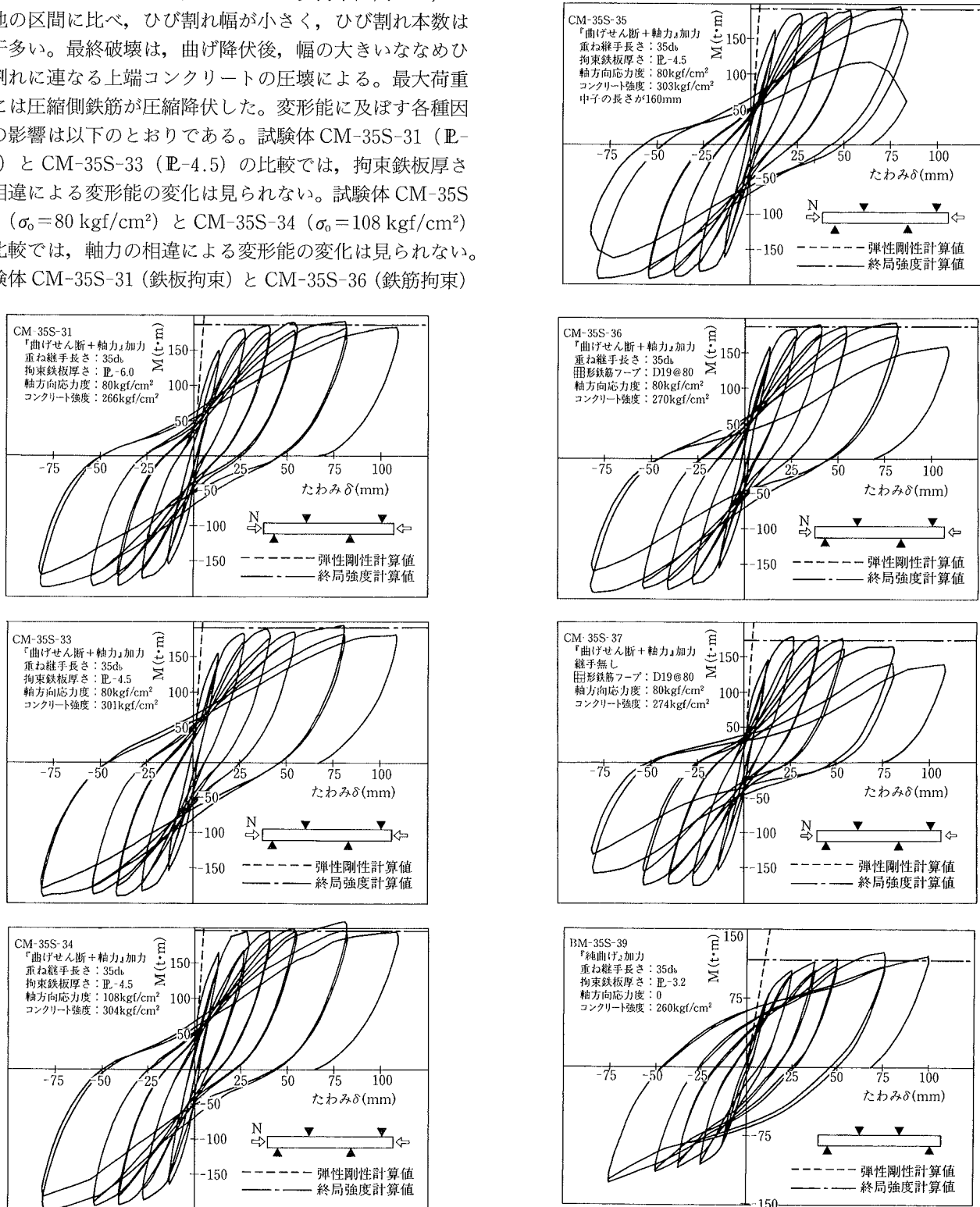


図-2 荷重～変形関係

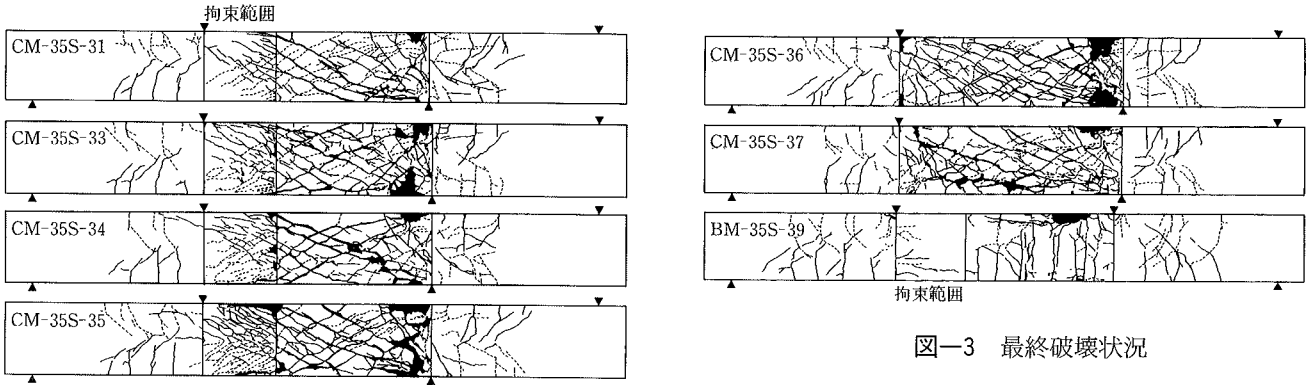


図-3 最終破壊状況

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 tM_{bc} (t·m)	計算値 cM_{bc} (t·m)	tM_{bc} — cM_{bc}	実験値 tM_{sc} (t·m)	計算値 cM_{sc} (t·m)	tM_{sc} — cM_{sc}	実験値 tM_{sy} (t·m)	計算値 cM_{sy} (t·m)	tM_{sy} — cM_{sy}	実験値 tM_u (t·m)	計算値 cM_{u1} (t·m)	計算値 cM_{u2} (t·m)	計算値 cM_{u3} (t·m)	tM_u — cM_{u1}	tM_u — cM_{u2}	tM_u — cM_{u3}
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	—

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, 計算値およびその比を示す。計算値は以下に示す算定式による。

□曲げひび割れ強度 $cM_{cr} = Z_e \cdot (\sigma_t' - \sigma_{oe})$

□せん断ひび割れ強度

$$cM_{sc} = \{k_c(500 + \sigma_B) \frac{0.085}{(M/Qd) + 1.7}\} (1 + \frac{\sigma_{oe}}{150}) B_j L / 2$$

ここで, Z_e = 鉄筋を考慮した断面係数

$$\sigma_{oe} = N / A_e \quad (A_e : \text{鉄筋を考慮した断面積})$$

□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

□曲げ終局強度 $cM_{u1} = e$ 函数法による終局強度

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 $\sigma \sim \epsilon$ 曲線を用いた計算値 (e 函数法計算値) 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。

4.3 拘束コンクリート断面の曲げ終局強度

Richart の先駆的研究⁵⁾ や Shah らの研究⁶⁾ を参考に, 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 $\sigma \sim \epsilon$ の曲線を以下のように定式化した⁷⁾ (図-4 参照)。

$$\sigma(\epsilon) = cc\sigma_B [1 - (1 - \epsilon / cc\epsilon_c)^A] \quad : (\sigma \leq \epsilon \leq cc\epsilon_c)$$

$$\sigma(\epsilon) = cc\sigma_B \cdot \exp[-K(\epsilon - cc\epsilon_c)^{1.35}] : (cc\epsilon_c < \epsilon)$$

ここで, $A = E_c \cdot cc\epsilon_c / cc\sigma_B$

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

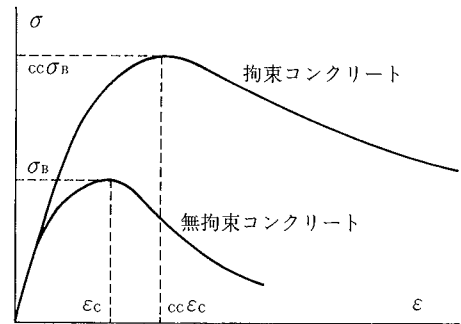


図-4 拘束コンクリートの応力～ひずみ関係

$$cc\epsilon_c = (1.5\sigma_B + 17000f_r / c\sigma_B + 1950) \cdot 10^{-6}$$

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

$$f_s = 0.35f_{sy} \quad (\text{四角鉄筋フープの場合})$$

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

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

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, 四角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 $\sigma \sim \epsilon$ 関係を用いた曲げ解析値の最大荷重計算値 (cM_{u2}) 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 セン断終局強度

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、「終局強度型耐震設計指針(案)」⁴⁾のせん断終局強度式で評価する。

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

ここで、 $\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \cdot \sigma_{wy} / (\nu \cdot \sigma_B)$$

$$\nu = \nu_0$$

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000$$

j_t = 主筋間距離

$\cot \phi$ は次の値の最小のものとする。

$$\cot \phi = 2.0$$

$$\cot \phi = j_t / (D \cdot \tan \theta)$$

$$\cot \phi = \sqrt{\nu \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy} - 1.0)}$$

ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy} \leq \nu \cdot \sigma_B / 2$

$$\sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$$

記号は「同指針(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ため、アーチ作用によるせん断力負担分が零となり、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、実験値は計算値(${}_cM_{us}$)の0.76~0.83(平均0.80)であった。崩壊メカニズムに基づく設計用せん断力の割増し係数は次報に報告する。

4.5 ひずみ性状

図-5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、無拘束コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$ 関係を用いたe函数法計算値に比べ、コンクリートの拘束の影響を考慮した曲げ解析値の方がよい。

図-6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、重ね継手部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、所定軸力(N=328 tonf)による圧縮ひずみ(189~238×10⁻⁶)が両測定値に含まれているので、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。破線は曲げ解析値を表す。継手の有無にかかわらず、引張ひずみ領域での実験値は、圧

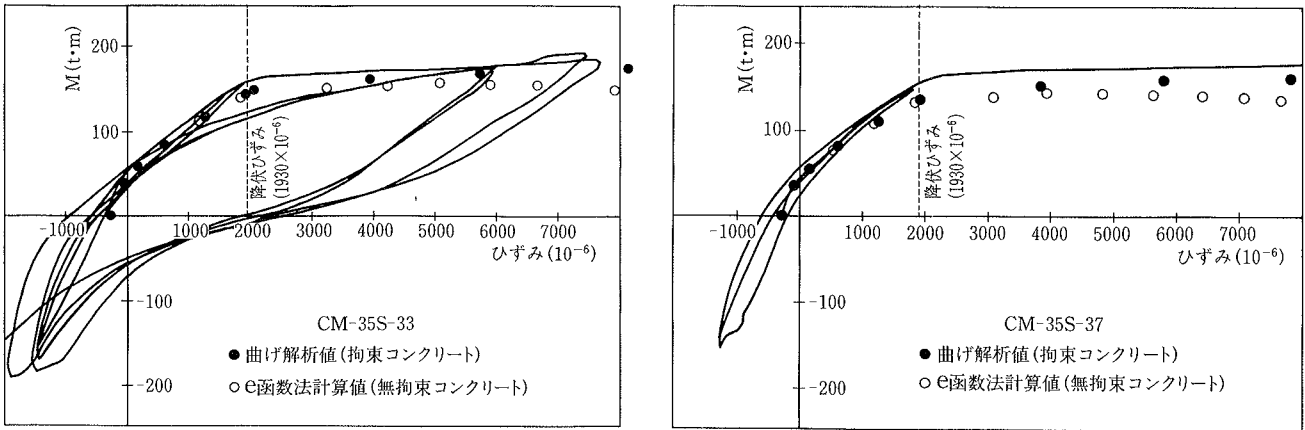


図-5 荷重~主筋のひずみ関係

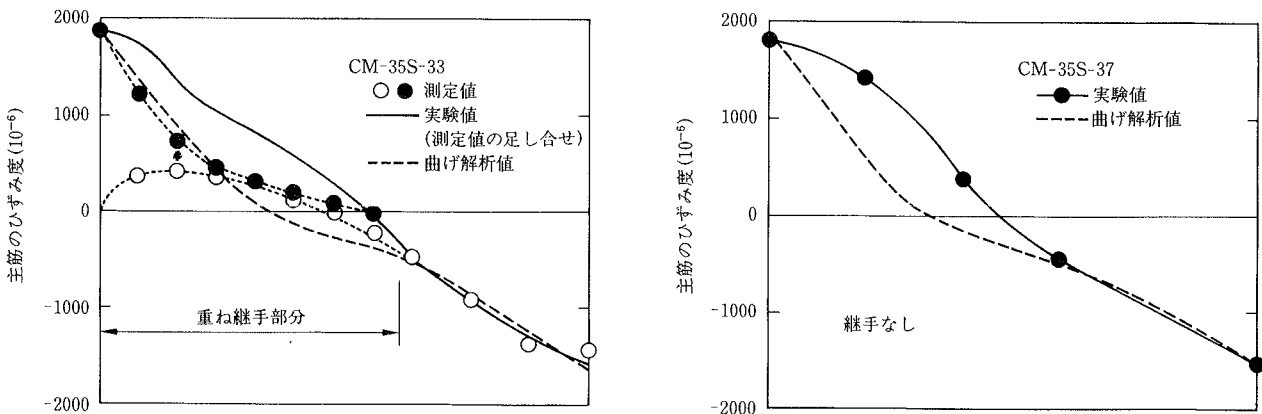


図-6 主筋のひずみ分布(最外縁引張鉄筋降伏時)

縮領域でのそれに比べ、曲げ解析値 (完全付着の仮定) との差が大きい。しかし、全体的には、重ね継手の有る場合とそれの無い場合で主筋のひずみ分布形に差はない。

図-7に、主筋に沿ったひずみ分布の勾配から求めた、最外縁引張鉄筋降伏時の主筋の付着応力度 (τ_b) 分布を示す。付着応力度は下式によって算定した。

$$\tau_b = \frac{a_t \cdot \sigma_{ti}}{\psi \cdot \ell_i}$$

ここで、
 a_t = 主筋一本の公称断面積 (9.57 cm²)
 ψ = 主筋一本の公称周長 (11.0 cm)
 σ_{ti} = 区間 i 両端での主筋の存在応力度の差
 ℓ_i = 区間 i の長さ

鉄板でコアコンクリートを拘束したものは、田形鉄筋フープを用いた場合に比べ、付着応力度分布形が滑らかである。この傾向は拘束区間内で著しい。

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。“純曲げ”加力試験体を除いて、各試験体ごとのフープ筋の最大ひずみは1000~1730×10⁻⁶であった。

5. まとめ

今回の実験の結果、以下のことが分かった。

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 δ_y まで安定した荷重～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大きくなる。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 3.2 mm ($p_w = 1.45\%$, 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。

最後にこの研究は、山口恒雄構造第3研究室長、中根淳建築第2研究室長および井上康夫、増田安彦両研究員の協力のもとに行なったことを付記します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，(1988)，17条2. (4)
- 2) 中山，脇坂，吉岡，増田：ハイラップ工法の開発(その1) —拘束鉄板補強重ね継手の構造性能実験—，大林組技術研究

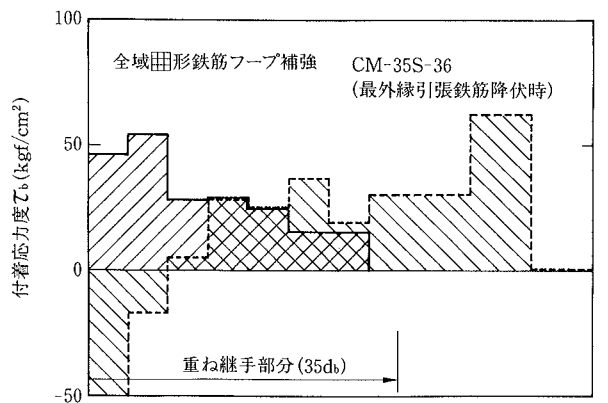
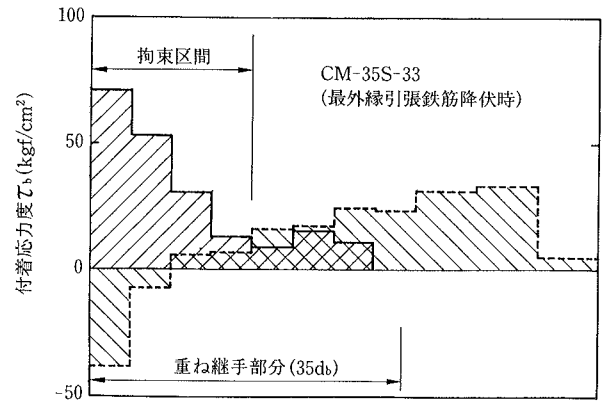


図-7 主筋の付着応力度分布 (最外縁引張鉄筋降伏時)

所報, No. 40, p. 90~95, (1990.2)

- 3) 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)，p. 371~372, (1989. 10)
- 4) 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，第6章 せん断と付着に対する設計，p. 112~154, (1988)
- 5) Richart F. E., Brandtzaeg A. and Brown R. L.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin No. 185, (1928)
- 6) Apostolos Fafitis and Surendra P. Shah: Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations, ACI Journal, Proceedings V. 82, No. 4, p.423~433, (July-August 1985)
- 7) 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)，p. 703~704, (1988. 10)