論文 超高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能

根本 和之*1・今井 弘*2・カストロ ホワン ホセ*3

要旨:本研究では横補強筋に超高強度鉄筋 (USD1275)を用いた柱部材の実験を行い,その耐 震性能を把握する。横補強筋に直角フック二重定着方法を用いた柱と溶接閉鎖型筋を用いた 柱を製作し、コンクリート強度を変えて、耐震性能の相違について調べた。ひび割れ状況や ひずみの進展などにおいて、横補強筋の定着方法による相違はほとんど認められなかった。 二重定着横補強筋を用いた柱の最大耐力は、12d (d;横補強筋径)以上確保することで、溶 接閉鎖型筋のものと、ほぼ同等の値を示すことが確認された。

キーワード:超高強度横補強筋,高強度コンクリート,直角フック二重定着法

1. はじめに

従来の 135° フック定着法や溶接閉鎖型筋で は、配筋性、打設性、溶接性、あるいは、コス ト面で問題がある。溶接閉鎖型筋では、鉄筋が 超高強度になると、その問題がさらに厳しくな る。これらの問題を解決するために、直角フッ ク二重定着法(図—1)を提案してきた¹⁾。この 定着方法を用いた横補強筋(以下 二重定着筋) の特徴は、連続した一本の鉄筋を柱の辺にある 主筋の位置で直角フックで2回折り曲げて定着 するものである。溶接が不要であることから、

利点が大きい。本研究では,横補強 筋に超高強度鉄筋を使用し,二重定 着筋と溶接閉鎖型筋を用いた柱の耐 震性能を比較する。

特に超高強度鉄筋を利用する場合,



2. 試験体概要

表-1 に試験体の一覧を,図-2 に試験体概 略図を示す。試験体の総数は23体で,曲げ破壊 型5体,せん断破壊型18体である。2000年度 までに行った実験内容については,昨年報告し てある²⁾。

柱の断面は 450mm x 450mm で,内法高さは, せん断破壊型では 1350mm であり,曲げ破壊型 では 1800mm である。コンクリート強度 Fc は, 24, 36, 45, 60N/mm²の4種類である。

実験 年度 小/0D 連載 主筋 横補強筋 Fc (N/m ²) 年度 C3W 000 破壊型 鋼種 Pg (%) 鋼種 横補強筋比 PW (%) 定着余長 PW (%) mm mm 1999 C3SS C3M 2 曲げ 12-D19 SD345 1.70 0.36 40(6d) 100(15d) 24 C4W C4W 1.5 せん断 12-D19 SD685 1.70 0.21 潜接閉鎖 40(6d) 24 C9W C9W 2 曲げ 12-D22 SD345 4-U7.1 0100 0.27 溶接閉鎖 100(15d) 45	軸力比
転換体名 M/00 破壊型 鋼種 Pg (%) 鋼種 横補強筋比 PW (%) 定着余長 mm (N/m² 1999 C3W C3W C4W C4W C4W C4W C4W C4W C4W C4W C4W 2 曲げ 12-D19 SD685 1.70 4-U7.1 (0100 0.36 40(6d) 100(15d) 24 1.5 せん断 12-D19 SD685 1.70 0.21 潜接閉鎖 40(6d) 24 0.00(15d) 100(15d) 12-D19 SD685 1.70 0.21 潜接閉鎖 100(15d) 24	TH /J /L
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	N/bDFc
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	
C33 2 Imity SD345 @100 0.00 40.00// 100(15d) 24 1999 C3W C4W 1.5 世ん断 12-D19 1.70 1.70 100(15d) 24 C4W C4SS 1.5 世ん断 12-D19 1.70 0.21 240(6d) 24 C4W C4W 1.5 世ん断 12-D19 1.70 0.21 240(6d) 24 C4W C4W 1.5 世ん町 12-D12 4-U6.4 0.27 100(15d) 24 C9W 2 曲(f) 12-D22 4-U6.4 0.27 100(15d) 45	
1999 Cdw 1.5 せん断 12-D19 1.70 福祉 福祉 124 C4W C4SS 1.5 せん断 12-D19 12-D19 0.21 40(6d) C4W C4W 12-D22 4-U6.4 0.27 126月鎖 C9W 2 曲げ 12-D22 4-U6.4 0.27 126月鎖 C9M 2 曲げ 12-D22 4-U6.4 0.27 100(15d)	
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	
C4M C4M SU685 @170 D00 (15d) C9W 2 曲/f 12-D22 4-U6.4 0.27 溶接閉鎖 45	
CSW 2 曲げ 12-D22 4-U6.4 0.27 溶接閉鎖 100(15d) 45	
C9M 2 HIT SD345 @100 0.27 100(15d) 45	0.15
	0. 15
C10W 溶接閉鎖	
2000 C10M 2 20 100 (15d) 36	
C10L 1 5 ++ 4 MG 12-D22 2.29 4-U6.4 0 16 150 (24d)	
、 C11W ^{1.3} 2708 SD685 @170 ^{0.10} 溶接閉鎖	1
) C11M 100(15d) 45	
C11L 150 (24d)	
C12W 4-U7.1 0.25 溶接閉鎖	
@140 01 06 (15d)	
	0.25
	(0. 19)
2001 0144 1.5 ぜん断 (種1号 2.29) 浴送閉鎖	
4-U7.1 0.6 15d)	
	十中時位
	よ天歌胆
014m3	

表—1 試験体一覧

*1 筑波大学大学院 システム情報工学研究科構造エネルギー工学専攻 (正会員)

*2 筑波大学教授 機能工学系 工博 (正会員)

*3 株木建設(株) 建築本部 技術研究所 課長 (正会員)

横補強筋には超高強度鉄筋(細径異形 PC 鋼 棒 SBPD1275/1420, 以下 USD1275 と呼ぶ)を 用いた。横補強筋の種類には,溶接閉鎖型筋(W), マルチスパイラル筋 (MS),及び5種類の二重 定着筋 (SS, S, M, L, R90) がある。SS, S, M, L は、定着余長の長さで分けてあり、それ ぞれ 40mm, 85mm, 100mm, 及び 150mm であ る。端部の位置は、危険側を想定し、原則とし て加力方向に対して垂直な面に揃えて配筋した。 また、端部位置の影響を確認するために、端部 を 90°回転させ, R90 では, 加力方向に対して 平行な面に配筋した。主筋は、曲げ破壊型には 普通強度鉄筋 (SD345) を, せん断破壊型には, 2 種類の高強度鉄筋(SD685, C 種 1 号)を使用 した。試験体に使用した材料の力学的特性を表 ---2 に示す。Fc=60N/mm²に関しては、予想以上 に強い結果を得た。

3. 加力方法

一定の軸力下で逆対称曲げモーメントをなる ように,正負交番繰り返しの静的せん断力を与 えた。加力履歴は,部材変形角 R (= δ /h) =1/800 を1回,1/400~1/25 を各2回行い,曲げ破壊型 の柱では,さらに1/18を正負1回行った。部材 変形角 R とは,上下スタブの相対水平変位 δ を 柱の内法長さhで除したものである。

4. 実験結果

4.1 ひび割れ状況

試験体 C12 の部材変形角 R=1/100 と 1/50 にお けるひび割れ状況を,図-3 に示す。

初期ひび割れは, R=1/800~1/400 のサイクル で柱とスタブの接合部付近で発生した。 R=1/200 で小さなせん断ひび, R=1/00 で柱頭か ら柱脚にかけて大きなせん断ひびが発生した。 R=1/50 のサイクルでは,主筋に沿って付着ひび 割れが発生し,かぶりコンクリートの剥離が見 られた。また,端部位置を90°回転させた試験 体 (C14R90) についても,ひび割れ状況に大き な差は見られず,端部の抜け出しも認められな



図—2 試験体概略図

表---2 材料の力学的特性

(a) 鉄筋									
実験	径	相格	降伏点	引張強度	備考				
年度	H	7 3 010	(N/mm^2)	(N/mm ²)					
1999	D19	SD345	401	562	C3 (主筋)				
	D19	SD685	732	946	C4(主筋)				
	U7. 1	USD1275	1448	1479	C3 , 4 (横筋)				
2000	D22	SD345	400	527	C9(主筋)				
	D22	SD685	722	930	C10,11(主筋)				
	U6.4	USD1275	1516	1537	C9,10,11(横筋)				
2001	D22	C種1号	1150	1262	C12, 13, 14(主筋)				
	U7. 1	USD1275	1444	1483	C12, 13, 14(横筋)				

(b) コンクリート									
計時休夕	Fc	圧縮強度	割裂強度	ヤング率					
武殿14-10	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	$(\times 10^{3} \text{N/mm}^{2})$					
C3	24	26.6	2.3	27.5					
C4	24	24.4	2.6	23.8					
C9	45	39.7	2.9	22.8					
C10	36	33.9	2.8	24.2					
C11	45	41.5	3.0	25.1					
C12	60	80.6	5.1	36.7					
C13	60	79.9	6.1	35.0					
C14	60	78.0	61	35.1					



図—3 ひび割れ状況(せん断破壊型)

かった。他の試験体においても同様であり,定 着方法による相違は認められない。

4.2 荷重変形曲線

表-3 に最大耐力の実験値と理論値の比較を, 図-4 に荷重変形曲線を既往の耐力式の計算結 果と共に示す。最大耐力の比較は,2001年度の 実験の比較のみを示す。曲げ耐力 Q_{mu}, せん断 耐力 Qsu,及び付着耐力 Qbu は,それぞれ,日本 建築センター式,日本建築学会A法,及び角式 ³⁾で算出した。最大耐力の実験値は、付着耐力 の理論値と比較した。全ての試験体において, 理論値を上回り、概ね良く対応している。

曲げ破壊型試験体では,定着方法と定着余長 による荷重変形曲線の相違は認められなかった。

せん断破壊型試験体では、Fc=24N/mm²の場 合,溶接閉鎖型筋の柱(C4W)に対し,二重定 着筋の柱(C4SS, C4M)の最大耐力が1割程度 低くなっている。これは、コンクリートの破壊 が進行後、十分に定着強度を確保できなかった ことが原因であると考えられる。しかし, Fc が 36N/mm²以上になると定着方法での荷重変形曲 線の相違は認められない。

定着余長が 6d の試験体では端部の抜け出し が認められたが、12d 以上確保することで抜け 出しがなくなり、十分な定着強度を得られると 考えられる。また、マルチスパイラル筋を用い た試験体(C14MS)との比較において、二重定 着筋を用いた試験体と相違は認められず、余長 が 15d の試験体 (C14M) においては、最大荷 重で上回る結果を得た。

4.3 包絡線

図-5 に荷重変形曲線の包絡線を示す。コン クリート強度が低い C4 では、溶接閉鎖型筋の 柱は, R=1/50 のサイクルで最大耐力を迎えてい るのに対し、二重定着筋の柱は、R=1/100 のサ イクルであり、その後の耐力向上は見られなか った。また、定着余長が 6d の C4SS は、その後 の耐力低下が大きい。コンクリートの低強度に 加え、定着余長が十分でなかったことが原因と 考えられる。一方, Fc を 36N/mm² 以上とした 試験体では, 定着方法や定着余長によるによる 大きな相違は認められない。

定着余長が15dの二重定着筋の柱について比 較する。軸力比 noが 0.15 の試験体について、 コンクリート強度の違いによる包絡線の比較で は、コンクリート強度の上昇と共に最大耐力の





向上が認められた。しかし、その後の耐力低下 が激しく、大変形時の耐力は、ほぼ同等の値に なっている。これは、横補強筋比が 0.16%と低 いために変形能力が確保出来なかったことが原

表—3 最大耐力の比較

因であると考えられる。

軸力比_{η0}が 0.19 の試験体では, 横補強筋比 pw の増加により最大耐力後の耐力低下を抑制 出来ていることが確認できる。

5. 付着耐力

横補強筋端部の定着方法の違いが部材の付着 強度に与える影響を調べる。二重定着筋の端部 が配置されている側(定着部側)とされていな い側(非定着部側)に分けて,せん断破壊型の 試験体に対して,それぞれ主筋の付着耐力の実 験値を式(1)で求めた。

$$\tau = \frac{aE\Delta\varepsilon}{\phi L} = \frac{aE}{\phi} \frac{\Delta\varepsilon}{L} = \frac{aE}{\phi} \alpha \tag{1}$$

a:主筋の断面積 E:ヤング率 φ:主筋の周長 Δε:主筋のひずみ差 α:主筋のひずみの勾配 L:付着長さ(柱の高さ1350mmの内,上下端あ わせて40%を除いた60%の中央部分,図-6)



図-7 に付着耐力実験値と計算値の比較 を示す。付着耐力の計算値は角式³⁾を用い て算出した。また,実験値は,正側加力と



負側加力の平均とした。

定着部側と非定着部側において大きな差はな く,横補強筋端部の影響はほとんどないものと 判断される。また,計算値とも良い対応をして おり,溶接閉鎖型筋と比較しても相違は認めら れなかった。

6. ひずみ分布

6.1 横補強筋のひずみ

横補強筋のひずみの進展とゲージ位置を図— 8 に示す。ゲージを貼り付けた横補強筋は、曲 げ破壊型の試験体で柱頭柱脚に2枚づつ、せん 断破壊型の試験体で中段部に4枚配筋した。図 中の位置のものを平均して、柱全体の横補強筋 のひずみとした。

曲げ破壊型の試験体において、R=1/18 に至る まで、定着方法によるひずみの進展には相違は 認められなかった。

せん断破壊型の試験体においても同様であり, 相違は認められなかった。また,端部位置を 90°回転させた C14R90 においても,ひずみの 進展に相違は認められなかった。



二重定着筋について比較する。C10 と C11 の 間で,定着余長によるひずみの進展に多少の相 違があるが,コンクリート強度による相違は認 められない。これは,包絡線と同様で,横補強 筋比が低いためだと考えられる。C12,C13,及 び C14 の横補強筋で比較すると,横補強筋比の 増加に伴い応力が減少し,ひずみの進展が少な いことが確認できる。

試験体 C12M において, R=1/25 へのサイクル で端部の抜け出しが無く横補強筋が破断したこ とから,定着が十分にとれていたと判断できる。 また,その他の試験体の横補強筋においては, 降伏に至らなかった。2000 年までの試験体は, コンクリート強度が低く,降伏以前にコンクリ ートが破壊したこと,2001 年の試験体では,横 補強筋比が大きかったことが降伏に至らなかっ た原因と考えられる。

6.2 定着端部のひずみ

図-9 に定着端部のひずみの進展を示す。ひ ずみは同じ位置に貼り付けたゲージのひずみの 平均値である。

全ての試験体において、曲げ終了部のひずみ



の進展が小さく,柱中央部と曲げ開始部のひず みが大きくなっている。また,定着方法による ひずみの進展の相違は,ほとんど認められない。

二重定着筋を用いた試験体においては,余長 を12d確保すれば,定着余長による影響は無い ことが確認できた。

試験体中央部のひずみにおいて, R=1/25 に至ると, 試験体ごとにばらつきが見られるが, 測定不能になるゲージが少なくないため, 信頼性は低い。

7. 横補強筋の負担せん断力

式(2)よりトラス機構の負担せん断力を求め, その推移を図—10に示す。また,建築学会A法 を用いて,全せん断力からトラス機構の負担せ ん断力を差し引いたものをアーチ機構の負担せ ん断力と仮定した。

 $V_t = b j_t p_w \sigma_w \cot \phi$ (2)

ここで、 $\sigma_w = E \varepsilon_w \ge L$ 、 $\varepsilon_w \ge \varepsilon_{wy}$ のときは $\sigma_w = \sigma_{wy} \ge t$ る。また、 $\cot \phi = 2.0 \ge G$ 定する。

図-10 (a) ~ (c) より, R=1/200 までは, ひび割れが少なく, コンクリートの引張斜応力 とアーチ機構でせん断力を負担しており, 横補 強筋によるトラス機構の負担は少ない。 R=1/100 以降は, ひび割れの増加とコンクリー トの劣化に伴いアーチ機構の負担が減少し, 横 補強筋の応力が大きくなり, トラス機構の負担 が急激に増加する。また, 定着方法による相違 は認められない。

図—10(d)より,横補強筋比の増加により, 最大耐力と,その後の耐力保持能力が向上して いるのが確認できる。トラス機構の負担分は, R=1/50付近までは,ほぼ同じ推移を示している。 これは,横補強筋比が小さい柱は,コンクリー トの破壊が進み横補強筋のひずみが増大するた めだと考えられる。横補強筋比を大きくすると, R=1/50付近までアーチ機構がせん断力を負担 していることから,コアコンクリートを十分に 拘束できていることが確認できる。また, R=1/25に至り,せん断力が,ほぼトラス機構に 移ると、横補強筋比の大きい C14 のトラス機構 負担分が大きいことが確認できる。

コンクリート強度 σ_B , 横補強筋比 p_w , 及び横 補強筋の負担応力 σ_w の関係を図—11 に示す。

コンクリート強度の低い柱では、 $\sigma_w/\sigma_B=35$ ~25の範囲にある。これは、コンクリート強度 が低くいことと、横補強筋比が小さいことから、 鉄筋のひずみが大きくなったためであると考え られる。横補強筋の応力 σ_w では、コンクリー ト強度の違いによる差は明確には見られないが、 横補強筋比を考慮した応力 $p_w\sigma_w$ では、コンク リート強度が大きくなることで上昇している傾 向が見られる。コンクリート強度の上昇の影響 として、アーチ機構の負担せん断力の向上が見 られるが、トラス機構へはほとんど影響が見ら れない。

8. 結論

超高強度鉄筋 USD1275 を二重定着横補強筋 で横補強した柱について,以下の知見を得た。

曲げ破壊型試験体では

- 二重定着筋の余長は40mm(6d)のもの
 でも,溶接閉鎖型筋を用いた試験体と同
 等の耐震性能を示す。
- ・ せん断破壊型試験体では
- (1) 定着余長 40mm (6d) では、端部がゆる み、横補強筋の性能を十分に発揮することは出来ない。
- (2) コンクリート強度を 80N/mm² とすることで、定着余長を 85mm (12d) 確保すれば、十分な定着強度が得られ、溶接閉鎖型と同等の耐震性能を発揮する。
- (3) コンクリート強度が 36~45N/mm² 程度の時は、定着余長を 150mm (24d) と長くしても、100mm (15d)のものと性能は変わらない。
- (4) 端部位置を 90°回転しても,同じ耐震性能を示した。



図—11 コンクリート強度, 横補強筋比, 及び横補強筋の応力の関係

参考文献

1) 中谷庄悟, 今井弘: 定着方法の異なる横補 強筋を持つ RC 柱の耐震性能に関する研究, コ ンクリート工学年次論文集, 第22巻, 第3号, pp.47-55, 平成10年6月

2)加納直樹, 今井弘: 超高強度二重定着横補 強筋で補強された RC 柱の耐震性能, コンクリ ート工学年次論文集, 第 24 巻, 第 2 号, pp.769-774, 平成 14 年 6 月

 3)角徹三,張建東,飯塚信一,山田守:高強 度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の 付着割裂強度算定式の提案,コンクリート工学 論文集,第3巻,第1号,pp.97-108,1992