論文 超高強度スパイラル筋と非閉鎖型補強筋の混用によるRC柱の補強効果

細川 将人*1・佐藤 裕一*2・長友 克寛*3・中村 佳史*4

要旨:本研究では,超高強度スパイラル筋と非閉鎖型補強筋とを混用したRC柱の逆対称曲 げせん断試験を実施した。実験の結果,非閉鎖型補強筋の混用がもたらす効果として,閉鎖 型補強筋と同等の主筋付着強度改善効果,およびトラス機構有効断面積の増加が確認された。 塑性ヒンジが発生する部材については,ヒンジ域補強の必要性を指摘した。 キーワード:超高強度スパイラル筋,非閉鎖型補強筋,付着割裂破壊,RC柱

1. はじめに

RC柱・梁におけるせん断耐力は,主筋付着耐 力の十分な確保が前提となる。付着強度を増大 させる方法として横補強筋の増大が考えられる。 横補強筋は,付着のみならずコアコンクリート 拘束にも有効であるが,塑性ヒンジ領域外また は塑性ヒンジを計画しない部材において,過密 配筋を招く恐れがある。本研究は,過密配筋を避 けつつ,簡易な施工によって主筋付着を改善す るため,付着割裂防止専用の非閉鎖型補強筋(以 下,付着補強筋:Bond-strengthening hookと呼ぶ) を用いて,RC柱の曲げせん断実験を実施した。

2. 実験

試験体は4体であり,10階~20階程度のRC高 層住宅の低層階柱を想定している(Fig.1)。この 種の建物において1300 MPa級スパイラル筋が用 いられるのは,要求せん断補強量 $p_w \sigma_{wy}$ が6MPa 以上,コンクリート強度40 MPa前後,軸力比0.1 ~0.2程度である場合が多く,本実験もこの条件 に合わせている。Fig.1に示す p_b は付着補強筋断 面積比, p_w はスパイラル筋断面積比であり,いず れも有効断面 $b_e x j_e$ に対する比である。H0,H4, H8 は単調載荷,H6Cは繰返し載荷であり,D6付 着補強筋の足数を0本~8本に変化させている。



Fig.1 Specimens							
H6C	0.74		Cyclic	+565 / -625			
H8	0.99	0.55		819			

*1 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 (正会員)

*2 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 助手 工博 (正会員)

*3 高松高等工業専門学校 建設環境工学科 教授 工博 (正会員)

*4 高周波熱錬(株) 大阪営業所 所長 (正会員)



Fig.2 Test setup

900 800 800 600 700 400 Shear force (kN) Shear force (kN) 600 200 500 0 400 -200 300 H0 -400 200 H4 -600 100 H8 H6C -800 0 0 1 2 3 4 5 6 7 -6 -5 -4 -3 -2 0 1 2 3 4 5 6 -1 Drift (%) Drift (%)



試験体は, 付着により決まるせん断耐力計算値 (スパイラル筋および付着補強筋の双方が付着に 有効と仮定)が, せん断により決まる値を下回る 設計とした。H6Cの主筋には普通強度筋を, 他は 高強度筋を用いた。付着補強用D6の降伏応力は 409MPaである(Table 1)。軸力比は0.15であり, Fig.2に示す装置により逆対称曲げせん断加力を 実施した。H6Cは, 変形角0.25%, 0.5%, 1.0%, 2.0%, 3.3%, 5.0%を各2回繰り返した。

3. 実験結果

Fig.3にせん断力~変形角関係を示す。付着補

強量の増大による耐力増加が確認された。H0の せん断力は変形角3.3%以降減少したが,H4とH8 は4%~5%までせん断力の増大が続いた。H6C は,曲げ降伏以降,一定のせん断力を保った。し かし変形角3.3%時に柱脚部かぶりが剥落して, せん断力が急減した。既往実験¹⁾の繰返し試験体 に比べ,H6Cの耐力喪失はやや早かった。

Fig.4 にひび割れ状況を示す。全試験体において主筋に沿う付着割裂ひび割れが確認された。 割裂ひび割れの深さはかぶりの倍(10cm)程度であり,既往実験¹⁾とほぼ同じであった。H0は 変形角3.3%において,H4,H8は5.0%において

Table 1 Materials (a) Concrete

$\sigma_{\rm B}({\rm MPa})$	45.1
$\varepsilon_{\rm c} ({\rm x10}^{-3})$	2.76
$f_{t}(MPa)$	3.41
Max. aggregate size (mm)	15

(b) Steel bars

Bar	D6	U9	D19	H19
A mm ²	32	64	287	287
σ _y MPa	409	1,398	400	860
σ _u MPa	500	1,481	588	966
E _s GPa	168	194	157	159



Fig.4 Crack patterns

Table 2 Bond strength

Specimen		ATT	Notsuran	Test (MPa)		
	AIJ (MPa)	(MPa)	Corner	Inner	Weighed	
		(IVIF a)	(IVIF d)	bar	bar	ave.*
	H0	3.45	4.09	4.95	3.73	4.14
	H4	5.74	5.17	3.24	8.43	6.70
	H8	11.13	6.65	6.80	5.72	6.08
	H6C	7.28	5.66	4.62	6.01	5.55

* Weighed average = [(Corner x 2) + (Inner x 4)] / 6

顕著な付着割裂ひび割れが出現した。

H6Cは,柱脚ヒンジ域の損傷も顕著であり,主筋座屈や,コンクリートの粉体化が観察された。

4. 主筋付着

Table 2 に主筋付着強度計算値および実験値を 示す。計算値は日本建築学会靭性指針式³⁾および 高周波熱錬認定式²⁾による値を併記している。こ こでは,スパイラル筋と付着補強筋の足数がす べて付着補強に有効であると仮定した。

実験値は,主筋ひずみゲージ測定値より算出 した。算出にあたっては,修正 Ramberg-Osgood



Fig.5 Bond stress-drift relationships



Fig.6 Bond slip-drift relationships (H6C)

モデル⁴⁾により主筋応力を求め,ゲージ間応力差 から導いた。表中の値は,試験区間中1200mmの 中で計測された最大値である。実験値は,コー ナー筋,内側筋の値のほか,両者を主筋本数に応 じて加重平均した値も示す。この算定では,付着 応力を試験区間の平均値で評価せず,最大の局 所付着力が生じている断面により評価している。 この手法は靭性指針³⁾が参照した藤井らの研究⁵⁾ において採られた手法である。

Fig.5 に主筋付着応力 ~ 変形角関係を示す。(a) はコーナー筋,(b)は内側筋である。単調載荷実 験において(H0,H4,H8)コーナー筋付着応力 は変形角4%以降一定となった。割裂ひび割れ幅 は増大したが,付着応力の顕著な低下は見られ なかった。一方,繰返し荷重を受けるH6Cの外 側筋付着応力は変形角3.3%において急減した。

内側筋は付着補強筋のみが掛かる。ただし,H0 は補強筋を有せず,変形角2%以降で付着応力が 漸減する。繰返し荷重を受けるH6Cの内側筋付 着応力は1%において最大となり,以降は漸減し た。ただし,コーナー筋ほど急激な低下は見られ ない。このためH6Cのせん断耐力喪失の原因は, 付着補強筋の補強効果喪失ではなく,コーナー 筋の急激な付着劣化が主因であると推定される。

H6Cの主筋付着滑り~変形角関係をFig.6に示 す。試験区間中央部に比べ,劣化の激しかった柱 脚部の主筋滑りが著しく大きい。このため,H6C の主筋付着劣化は,柱脚ヒンジ域から進展した ものと推定される。

5. スパイラル筋応力および付着補強筋応力

Fig.7はスパイラル筋応力σ_w ~ 変形角関係を示 す。ここに示した応力は,試験区間内のスパイラ ル筋応力の最大値である。Fig.7には,スパイラ ル筋降伏応力σ_{wy}も示している。最大応力は,H4, H8のスパイラル筋は降伏し,H0のスパイラル筋 も降伏応力に近い応力が生じている。繰返し荷 重を受けるH6Cのスパイラル筋は弾性範囲内に 収まっていた。







す。ここに示す付着補強筋応力も,試験区間内の 最大値である。Fig.8には,付着補強筋降伏応力 σ_{by}も示している。いずれの試験体の付着補強筋 も降伏応力を下回っている。

6. 付着強度算定

Fig.9 に付着応力実験値と補強筋比合計 p_w+p_b との関係を示す。(a) は2001 年の既往実験¹⁾,(b) は本研究(Hシリーズ)である。また付着応力は, 変形角1%,2%,3.3%時についてプロットして いる。図より,補強量が多いほど,変形角が大き いほど,付着応力が増加することが分かる。しか し,一定以上の補強量に対しては強度増大が頭 打ちとなり,補強限界の存在を示唆している。こ の結果に基づき,付着補強を施した主筋の付着 強度評価法を次のように提案する。

$$\tau_{\rm b} = \tau_{\rm c} + \tau_{\rm s} \tag{1}$$

$$\tau_{c} = \left[0.085 \operatorname{xmin}(b_{si}, b_{ci}) + 0.1 \right] \sqrt{\sigma_{B}}$$
(2)

$$\tau_{s} = [54+45(N_{w}+N_{be})/N_{t}](b_{si}+1)(p_{w}+p_{be}) \quad (3)$$

$$b_{si} = b / (N_t d_{btl}) - 1$$
 (4)

$$\mathbf{p}_{be} = \pi \mathbf{N}_{be} \mathbf{d}_{bb} / (\mathbf{b} \mathbf{s}_{b}) \tag{5}$$

$$N_{be} = \min[N_{b}, b / (15d_{bb})]$$
(6)

$$\mathbf{b}_{ci} = (\mathbf{d}_{c \text{ lateral}} + \mathbf{d}_{c \text{ top}} - \mathbf{d}_{bt1}) \sqrt{2} / \mathbf{d}_{bt1} - 1$$
(7)

ここに d_{bb} = 付着筋径, N_b = 付着筋の足数, N_t = 主筋本数である。本研究の付着補強法は, 靭性



Fig.8 Hook stress-drift relationships

指針³⁾が定義するサイドスプリット型破壊の抑制 を期待しているため,上式はサイドスプリット型 破壊に関する部分のみ修正している。(6)式によ り定義する N_{be} は付着補強筋の有効足数,同式中 の15d_{bb}は補強筋の応力伝達直径である。同式は 応力伝直径に補強筋足数を乗じた値が,試験体 有効幅を超えると,補強効果が頭打ちになると いう仮説に基づいて導かれている。既往研究¹⁾に おいては7.5d_{bb}と仮定したが,今回の結果を考慮 し,15d_{bb}に修正した。(5)式により定義される p_{be} が付着補強における限界補強筋比となる。付着 強度 τ_b の評価値を,Fig.9に実線により示す。

7. トラス機構有効断面積

学会靭性指針³⁾は、トラス機構の応力伝達に有効な部材内断面積 A_{at}を次のように定めている。

$$A_{et} = \lambda b_e j_e$$
(8)

$$\lambda = 1 - s_w / (2 j_e) - b_s / (4 j_e)$$
(9)

(9) 式により定義される有効係数は, せん断補 強筋間隔 s_w やせん断補強筋最大幅 b_s の関数であ る。本研究において用いた付着補強筋も,トラス 有効断面積に何らかの影響をもたらすと考えら れる。そこで実験結果を用いて,以下の手順によ り有効断面積を推定する。

 (1) テンションシフト領域を除く断面において, 軸力と主筋力の釣合いより,コンクリート圧 縮合力C。を算出する。 (2) 主筋付着力とスパイラル筋引張力の釣合いか らトラス角度 cot ゆを次式により求める。

$$\cot \phi = s_w \Sigma \psi \tau_h / (2 A_w \sigma_w)$$
(10)

ここに, s_w = スパイラル筋間隔, Σψ = 主筋 周長合計, τ_b = 主筋付着応力, A_w = スパイラ ル筋1本の断面積, σ_w = スパイラル筋応力で ある。

(3) トラス機構による軸方向コンクリート圧縮力 C,を次式により算定する。

$$C_{tx} = j_e \cot\phi \Sigma \psi \tau_b$$
 (11)

(4) アーチ圧縮応力 σ_aを次式により算定する。

$$\sigma_{a} = 2 \left(C_{c} - C_{tx} \right) / \left(b D \cos \theta \right)$$
(12)

ここに θ = アーチ角度である。

(5) トラス機構有効断面積 A_{et}を算定する。

$$A_{et} = C_t / \left[(\nu \sigma_B - \sigma_a) \cos^2 \phi \right] \le j_e b_e (13)$$

ここにv=靭性指針³⁾によるコンクリート圧 縮強度有効係である。

上記のA_{et}の値と,付着補強筋比p_bとの関係を Fig.10 に示す。A_{et}は付着補強のない試験体の有 効断面積A_{et0}により除して無次元化している。(a) は変形角 1.0% 時,(b)は 2.0% 時,(c) は 3.3% 時



Fig.9 Relationships between bond strength and lateral reinforcement ratio



Fig.10 Relationships between effective cross-sectional area and bond reinforcement ratio

である。ほとんどの場合,補強された試験体の A_{et} は無補強試験体の A_{et0} を上回っており,付着補強 が有効断面積を増大させることを示している。 しかし, p_b が大きいほど,また変形角が増大する ほど A_{et} が減少する傾向が見られる。また,付着 補強筋長の短いHシリーズの有効断面積は, 2001年実験のそれよりも小さい。その結果,限 界補強量を上回るH8は,変形角3.3%において A_{et0} を下回った。ただし,限界補強量以内の付着 補強筋量であれば, A_{et0} は確保されている。

以上の結果より,付着補強筋はトラス機構有 効断面積を増大させる効果があると言える。た だし,安全側のせん断強度評価を与えるために は,(9)式により定義される有効断面係数 λ をそ のまま用いることが望まれる。

7. まとめ

- (1) 付着補強筋により,主筋付着強度が増大し, 部材せん断耐力が増加した。
- (2) 付着補強筋には補強限界が存在すると考えられる。この補強限界は,付着補強筋径×補強筋足数に15を乗じた長さが,部材幅に一致した時の補強量に相当すると考えられる。
- (3) 繰返し荷重を受ける試験体の耐力喪失は、付 着補強筋の補強効果喪失ではなく、柱脚ヒン ジ領域の大損傷による外側主筋の付着劣化の 進展が主因と考えられる。
- (4) 付着補強により、トラス機構の有効断面積が

増大する。ただし,安全側のせん断耐力評価 を行なうためには,既往の靭性指針に基づい て有効断面積を算定することが推奨される。

なお,(1)付着補強筋の幅,および足長の影響, および(2)繰返し載荷の影響について,今後詳細 な検討を加える予定である。

実験にあたり,高周波熱錬,京都大学工学研究 科の辻文三教授,西山峰広助教授,仁荷工業専門 大学の高勲模助教授より多大なご支援をいただ いた。ここに深く謝意を表する。

参考文献

- 神谷一彰ほか:RC梁の主筋付着割裂破壊に 対する非閉鎖型補強筋,日本建築学会大会学 術講演梗概集 C-2, pp.289-292, 2002.8.
- 高周波熱錬株式会社:鉄筋コンクリート造は り,柱のせん断補強筋として PC 鋼棒ウルボ ンを使用する工法:設計指針・同解説,BCJ-C1166(追),1999.3.
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭 性保証型耐震設計指針・同解説,pp.138-192, 1999.8.
- F. J. Vecchio. "Towards Cyclic Load Modeling of Reinforced Concrete," ACI Structural Journal, Vol.96, No.2, ,pp.193-202, March-April, 1999.
- 5)藤井栄ほか:割り裂き付着強度算定式の評価;日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.197-204,1981.6.