

論文 カプラー上にせん断補強筋を配さない RC 柱のせん断性能に及ぼす補強筋比の影響に関する実験的研究

片川 和基^{*1}・真田 靖士^{*2}・倉本 洋^{*3}・足立 智弘^{*4}

要旨：近年、鉄筋コンクリート造建物において、機械式継手（カプラー）が数多く使用されており、カプラー上にせん断補強筋を配さない工法（本工法）を開発すれば設計、施工上の利点が多い。本論では、試験体の変動因子をせん断補強筋比 0.3%, 0.6%, 1.2%とし、著者らの先行研究により提案した継手詳細を考慮したせん断強度算定式を準用し、既往のせん断強度算定式の適用性を明らかにする。せん断性能への影響を実験的に評価するとともに、とくにせん断強度の実験値と計算値を比較する。全試験体のせん断強度は既往の算定式により安全側に評価できることが確認された。

キーワード：鉄筋コンクリート、機械式継手、ねじ節鉄筋、せん断強度、性能評価、構造実験

1. はじめに

近年、中高層の鉄筋コンクリート（以下、RC）建物において、柱主筋の高強度太径化、配筋の高密度化に伴って主筋の継手工法に機械式継手（以下、カプラー¹⁾）を採用する事例が一般的になっている。カプラーを有する RC 部材では下記のような問題が生じるため、図-1 のようにカプラー上にせん断補強筋を配さない工法（以下、本工法）の開発が複数の組織で進められている²⁾⁻⁵⁾。

- ・施工上の問題：カプラー上にせん断補強筋を配する場合、補強筋の外形を主筋部分より拡大する必要がある。
- ・設計上の問題：カプラー上にせん断補強筋を配する場合、最小かぶり厚さの規定を考慮すると、カプラーの存在により主筋をより内側に配筋する必要がある。従って、曲げ設計の合理性を欠き、主筋上のかぶり厚さも過大になる。

これまで筆者らは、本工法を RC 梁に適用した場合について、一連の検証実験を行い⁶⁾⁻⁷⁾、各種せん断強度に関する既往の設計式にカプラー周りの構造詳細を考慮する方法を提案した⁷⁾。

そこで本論では、引き続き本工法の柱への適用性を検証するため、カプラーの有無とせん断補強筋比をパラメータとする静的載荷実験を行った結果について報告する。また、本工法がせん断性能に与える影響を実験的に評価するとともに、カプラー周りの構造詳細を考慮した各種設計式の適用性も検証する。

2. 各種設計式

2.1 RC 規準⁸⁾に基づく短期許容せん断力算定式

継手にカプラーを使用し、本工法を適用した RC 柱部

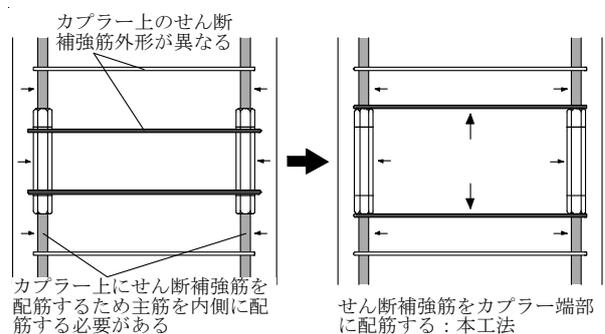


図-1 従来工法と本工法のせん断補強筋の配筋方法

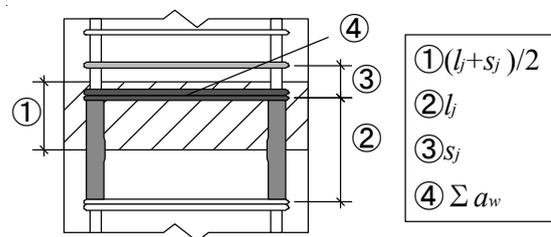


図-2 式(3)の p_{wj} の評価区間

材の短期許容せん断力は、筆者らの先行研究⁶⁾における RC 梁の評価方法を準用し、一般部（継手がない RC 部分）では式(1)の Q_{AS} ⁸⁾、カプラー部では式(2)の Q_{ASj} とする。なお、式(2)中の p_{wj} は式(3)により定義する。（図-2 参照）

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} af_s + 0.5 w_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (1)$$

$$Q_{ASj} = bj \left\{ \frac{2}{3} af_s + 0.5 w_w f_t (p_{wj} - 0.002) \right\} \quad (2)$$

*1 豊橋技術科学大学 工学部建築・都市システム学課程 学部4年 (学生会員)

*2 大阪大学大学院工学研究科准教授 博(工) (正会員)

*3 大阪大学大学院工学研究科教授 博(工) (正会員)

*4 東京鐵鋼株式会社 開発部製品開発課 修(工) (正会員)

$$p_{wj} = \frac{\sum a_w}{b \cdot (l_j + s_j)/2} \quad (3)$$

ここで、 Q_{As} ：一般部の短期許容せん断力、 Q_{Asj} ：カプラー部の短期許容せん断力であり、式(1)、(2)中のその他の記号は文献⁸⁾を参照されたい。また、式(3)中の記号は、 p_{wj} ：カプラー部のせん断補強筋比、 $\sum a_w$ ：カプラー端部（片側）に配筋されたせん断補強筋の断面積、 l_j ：カプラー両端に配筋されたせん断補強筋の間隔、 s_j ：カプラー端部に配筋されたせん断補強筋とそれに隣接する一般部のせん断補強筋の間隔である。

2.2 技術基準解説書⁹⁾に基づくせん断強度算定式

継手にカプラーを使用し、本工法を適用した RC 柱部材のせん断強度は、一般部では式(4)の Q_{su} ⁹⁾、カプラー部では式(5)の $Q_{su j}$ とする。

$$Q_{su} = \left\{ \left(\frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \right) + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (4)$$

$$Q_{su j} = \left\{ \left(\frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \right) + 0.85 \sqrt{p_{wj} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (5)$$

ここで、 Q_{su} ：一般部のせん断強度、 $Q_{su j}$ ：カプラー部のせん断強度であり、式中の記号は文献⁹⁾を参照されたい。

2.3 靱性指針せん断強度式¹⁰⁾に基づくせん断強度の評価

本工法を適用した試験体の靱性指針によるせん断強度は文献⁷⁾に従って算出した。この方法では、図-3に示すように、カプラーを含む $j_e \cot \phi$ の区間をカプラー区間としてせん断強度を算出した。本工法の構造詳細は以下の通り考慮した。

(1) せん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮する方法

本工法では、カプラー上にせん断補強筋を配さないため、式(6)に示すようにトラス機構の有効係数 λ のせん断補強筋間隔 s をカプラー端部に配筋したせん断補強筋の間隔 s' に置き換えて算出した。

(2) カプラー小口の支圧強度を付着強度とみなす方法

本工法の付着抵抗機構は、図-3に示すようにカプラー小口の支圧強度 F_b 、カプラー表面の付着強度、異形鉄筋表面の付着強度の3つの機構であると仮定し、式(7)に示すようにそれらの合計値がカプラーを含む区間の付着強度 T_{Xj} とみなした。ただし、カプラー表面の付着強度は、一般に異形鉄筋表面の付着強度より小さいため、考慮せず安全側の評価とした。

$$\lambda_j = 1 - \frac{s'}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (6)$$

ここで、 λ_j ：せん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮したトラス機構の有効係数、 s' ($=l_j$)：カプラー両端に配筋されたせん断補強筋の間隔、 j_e ：トラス機構に関与する断面の有効せい、 b_s ：せん断補強筋の断面方向の最大間隔である。

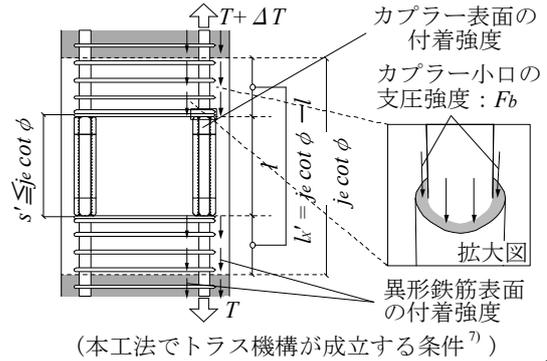


図-3 カプラー区間の構造詳細

$$T_{Xj} = \frac{(\tau_{bu1} \sum \psi_1 + \tau_{bu2} \sum \psi_2) l_X' + F_b}{j_e \cot \phi} \quad (7)$$

ここで、 T_{Xj} ：カプラー小口の支圧強度を考慮した部材単位長さあたりに負担できる付着強度、 τ_{bu1} 、 τ_{bu2} ：柱の1、2段目主筋の付着強度、 $\sum \psi_1$ 、 ψ_2 ：1、2段目主筋の周長の合計、 ϕ ：トラス機構の圧縮束の角度、 l_X' ：カプラーを除いた異形鉄筋の付着長さ、 l ：カプラー長さ、 F_b ：カプラー小口の支圧強度である。

3. 実験計画

3.1 試験体計画

研究で想定する建物は、地上7階、高さ約28mの鉄筋コンクリート造の事務所ビル⁸⁾とした。研究対象は1階柱であり、柱高さ3050mm、柱断面850×850mm、主筋SD390、せん断補強筋SD295A、 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、 $M/(QD)=2.0$ 、せん断余裕度=1.25、曲げ破壊型である。

図-4に試験体配筋図、断面図、表-1に試験体構造詳細、表-2に材料試験結果を示す。せん断強度を評価するため、主筋は高強度鉄筋USD785を使用し、予測破壊モードをせん断破壊型とした。試験体のせん断スパン比は1.5で、パラメータはカプラーの有無及びせん断補強筋比とし、試験体名はせん断補強筋比0.3%、0.6%、1.2%で通常配筋したものをそれぞれN-1.5-0.3、N-1.5-0.6、N-1.5-1.2、本工法を適用したものをそれぞれM-1.5-0.3、M-1.5-0.6、M-1.5-1.2と称する。継手施工方法は主筋をカプラー中央で突き合わせ、両端からロックナットでトルクを入れて締め、固定した後エポキシ樹脂のグラウト材を注入して結合した。カプラー形状、ねじ筋鉄筋形状、カプラー部拡大図を図-4にあわせて示す。

3.2 荷重計画

図-5に荷重装置と荷重計画を示す。荷重方法は水平方向への静的な正負交番繰り返し荷重とした。軸力比は0.2(1301kN)で一定とし、水平荷重は原則として、短期許容せん断力(2.1節)、 $R=0.125\%$ まで正負各1回、 $R=0.25\%$ 、 0.375% 、 0.5% 、 0.75% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0% 、 3.0% まで正負各2回ずつ繰り返した。ただし、最終サイ

表-1 試験体構造詳細

試験体名	N-1.5-0.3	M-1.5-0.3	N-1.5-0.6	M-1.5-0.6	N-1.5-1.2	M-1.5-1.2
断面(mm)	425×425					
柱長さ(mm)L	1275					
M/Qd	1.5					
カプラー継手	×	○	×	○	×	○
軸力比	0.20					
Fc(N/mm ²)	36					
主筋	USD785 22-D16 pt=1.14%					
せん断補強筋	SD295A D6-  @100		SD295A D10-  @100		SD295A D10-  @50	
p _v (p _{wj})	0.30	(0.25)	0.67	(0.56)	1.34	(1.25)

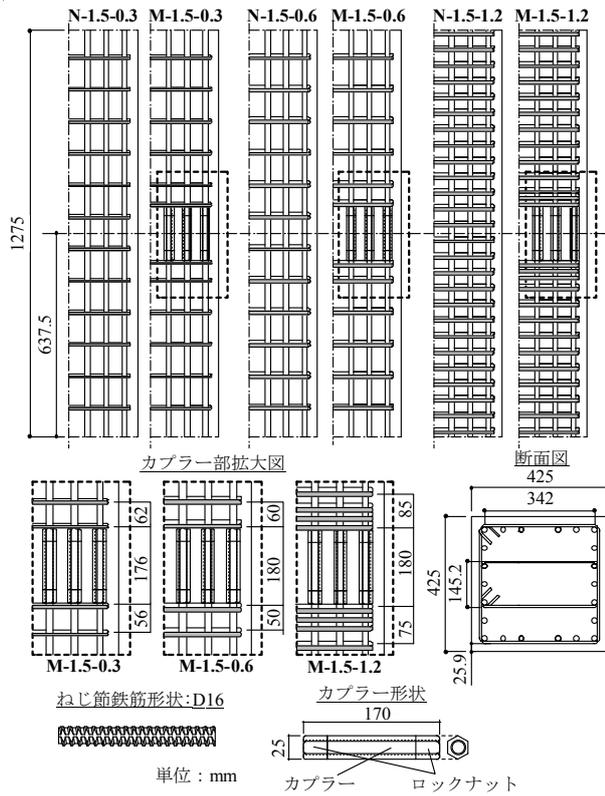


図-4 試験体配筋図、断面図

クルまでに耐力が最大耐力の80%に低下した時点で載荷を終了した。荷重は水平ジャッキに取り付けられたロードセルから計測し、上スタブ下面における水平変位により制御した。また、ひずみゲージによりせん断補強筋のひずみを計測した。載荷サイクルピークおよび除荷時に、柱に生じたひび割れ幅をクラックスケールを用いて目視により観測した。

4. 荷重変形角関係と破壊経過

ここでは、荷重変形角関係と破壊経過を整理する。各試験体の荷重変形角関係を図-6、最大耐力時のひび割れ状況とせん断補強筋ひずみ分布を図-7に示す。

4.1 せん断補強筋比 0.3%

R=0.125%載荷中に両試験体で部材端部に初期曲げひび割れ、R=0.25%に曲げせん断ひび割れ、R=0.375%でせん断ひび割れが発生した。これ以降両試験体に違いが見られ、R=0.5%で N-1.5-0.3 は最大耐力を記録し、

表-2 材料試験結果

試験体名	コンクリート			せん断補強筋		
	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]	降伏応力度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
N-1.5-0.3	34.1	3.4	2.69×10 ⁴	342	513	1.91×10 ⁵
M-1.5-0.3	36.0	3.4	2.71×10 ⁴			
N-1.5-0.6	30.3	3.0	2.37×10 ⁴	373	491	1.71×10 ⁵
M-1.5-0.6	31.7	2.7	2.43×10 ⁴			
N-1.5-1.2	30.3	3.1	2.49×10 ⁴	373	491	1.71×10 ⁵
M-1.5-1.2	32.9	3.0	2.48×10 ⁴			

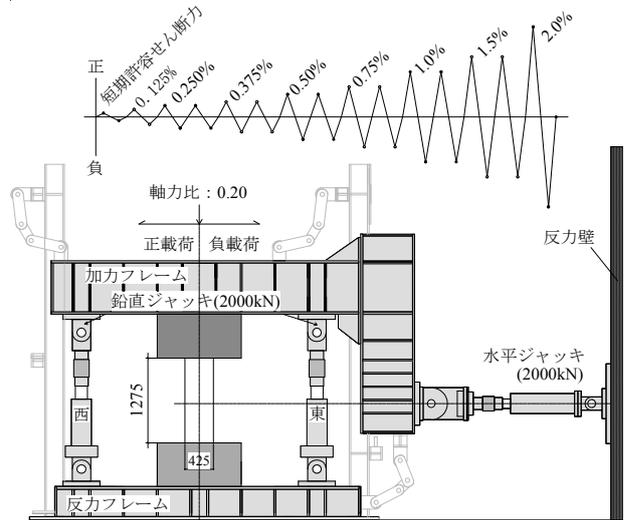


図-5 載荷装置と載荷計画

M-1.5-0.3 はせん断補強筋の初降伏を確認した。続くR=0.75%載荷中にN-1.5-0.3は柱中央に部材を横切るせん断ひび割れが発生し耐力が低下した。この時、せん断補強筋の降伏を確認した。M-1.5-0.3 では同変形角で耐力低下せず、最大耐力を更新した。その後両試験体はせん断破壊が進行したが、M-1.5-0.3のほうが緩やかな耐力低下となった。最大耐力時の状況を比較すると、N-1.5-0.3は柱部材を横切る大きなせん断ひび割れが確認でき、M-1.5-0.3は柱中央部よりやや下にせん断ひび割れと部材中央部にカプラー部に沿った細かなひび割れが確認された。(図-7参照)

4.2 せん断補強筋比 0.6%

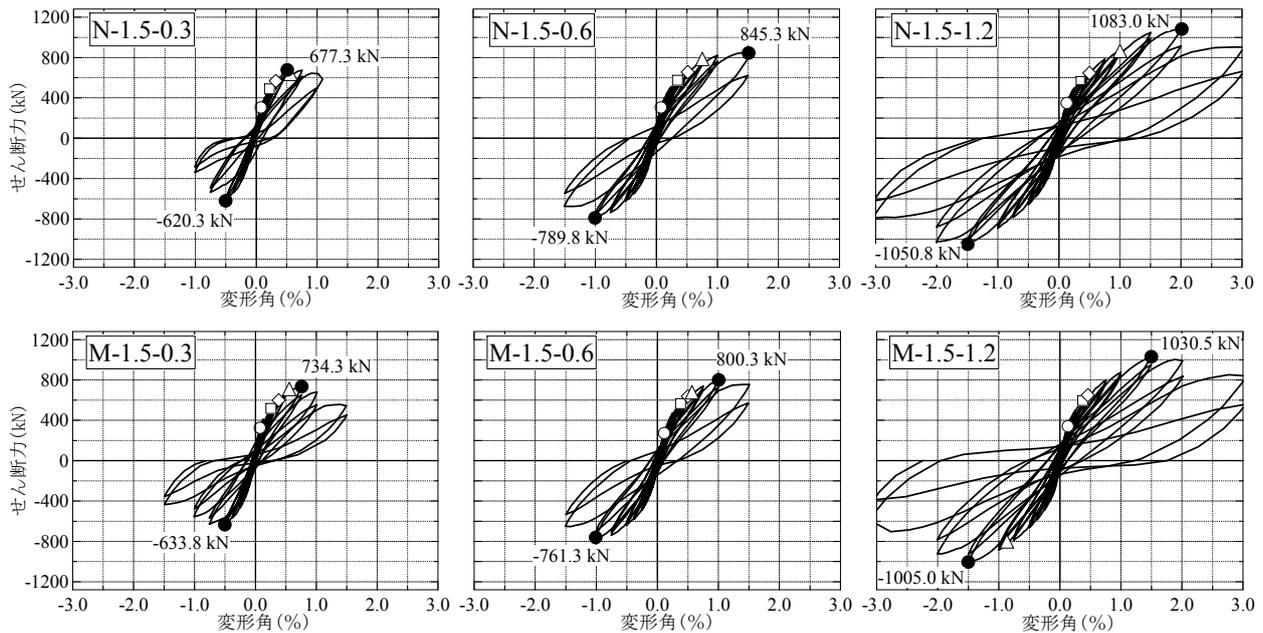
両試験体とも R=0.125%で初期曲げひび割れ、R=0.375%で曲げせん断ひび割れ、R=0.5%でせん断ひび割れが発生した。R=0.75%載荷中に、両試験体とも補強筋の初降伏を確認した。これ以降違いが見られ、R=1.5%の1サイクル目でN-1.5-0.6は正側最大耐力を記録したが、同変形角の2サイクル目で柱端部の圧縮破壊と柱頭から柱脚を結ぶせん断ひび割れの拡幅により、耐力が大幅に低下した。一方、M-1.5-0.6はR=1.0%の変形角で最大耐力を記録し、R=1.5%のサイクルでは柱頭柱脚それぞれのせん断ひび割れの拡幅、および柱両端部の圧縮破壊により耐力の低下が見られた。最大耐力時の状況を比較すると、両試験体でせん断ひび割れと柱両端部の

表-3 各種設計式の計算結果一覧

試験体名	短期許容せん断力 $Q_{AS}(Q_{AS})$	曲げ強度 Q_{mu}	せん断終局強度 $Q_{su}(Q_{su})$	せん断余裕度	靱性指針によるせん断強度 V_u			
				Q_{su}/Q_{mu} (Q_{su}/Q_{mu})	V_{u1}	V_{u2}	V_{u3}	V_{bu}
	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	kN
N-1.5-0.3	195	964	501	0.51	457	614	932	646
M-1.5-0.3	185	987	491	0.51	450	611	837	536
N-1.5-0.6	270	939	538	0.57	779	716	879	835
M-1.5-0.6	248	944	529	0.58	779	651	781	757
N-1.5-1.2	379	913	628	0.67	1559	897	955	1291
M-1.5-1.2	340	948	618	0.66	1559	794	802	960

*1 計算値には表-2を用いた。*2 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 R_p は0とした。

*3 V_{u1} :せん断補強筋が降伏する場合 V_{u2} :せん断補強筋の降伏とコンクリート(トラス機構)の圧縮破壊が同時に生じる場合 V_{u3} :コンクリート(トラス機構)が圧縮破壊する場合 V_{bu} :主筋やカプラーに沿って付着割裂破壊する場合である。灰色は最小値を示す。



(○:初期曲げひび割れ, □:曲げせん断ひび割れ, ◇:せん断ひび割れ, △:せん断補強筋の初降伏, ●:最大耐力)

図-6 全試験体の荷重変形角関係

圧縮破壊が顕著に見られ、耐力低下につながった。(図-7 参照)

4.3 せん断補強筋比 1.2%

R=0.5%までは両試験体で補強筋比 0.6%と同様のひび割れが発生し、R=0.75%で M-1.5-1.2 は柱脚に付着割裂ひび割れが発生し、R=1.0%で M-1.5-1.2 は柱両端部で圧縮破壊し、続く R=1.5%で最大耐力を記録した。R=2.0%で N-1.5-1.2 も柱両端部で圧縮破壊し、最大耐力を記録した。最大耐力時の状況を比較すると、N-1.5-1.2 は部材中央にせん断ひび割れと柱両端部の圧縮破壊が顕著である。M-1.5-1.2 では、集約した補強筋の降伏が見られ、せん断ひび割れが拡幅し、耐力が低下した。また、柱頭、柱脚に主筋に沿った付着割裂ひび割れが顕著であった。(図-7 参照)

5. カプラーに関わる変動因子の影響

せん断補強筋比 0.3%について、本工法の適用に関わらず両試験体ともせん断補強筋が降伏し、せん断ひび割

れの発生により耐力が低下した。よって両試験体の破壊メカニズムとして、せん断ひび割れが卓越したことから、表-3の靱性指針式により推定される破壊機構 V_{u1} (想定機構:せん断補強筋の降伏)と整合した結果となった。

せん断補強筋比 0.6%について、最大耐力時で大きなひび割れは発生しなかったが、図-7より、両試験体でおよそ同じ位置のせん断補強筋が降伏した。また、最大耐力時に柱端部の圧縮破壊が見られる。よって、両試験体の破壊メカニズムとして、せん断補強筋の降伏と端部の圧縮破壊が顕著であることから表-3の靱性指針式により推定される破壊機構 V_{u2} (想定機構:せん断補強筋の降伏とコンクリートの圧縮破壊)であり、実験結果と整合した結果となった。

せん断補強筋比 1.2%についても補強筋比 0.6%と同様、最大耐力時では卓越したせん断ひび割れは確認できなかったが、せん断補強筋は降伏していた。また、M-1.5-1.2 では N-1.5-1.2 より柱端部の圧縮破壊と主筋に沿った付着割裂ひび割れの損傷が大きかった。よって、

表-4 実験値と計算値の比較

試験体名		N-1.5-0.3	M-1.5-0.3	N-1.5-0.6	M-1.5-0.6	N-1.5-1.2	M-1.5-1.2	
実験値	+Q _{max}	kN	677.3	734.3	845.3	800.3	1083.0	1030.5
	-Q _{max}	kN	-620.3	-633.8	-789.8	-761.3	-1050.8	-1005.0
荒川 mean 式に基づくせん断終局強度	Q _{su} (Q _{stj})	kN	501	501(491)	538	538(529)	617	617(585)
靱性指針式に基づくせん断終局強度	V _u (V _{uj})	kN	457	457(450)	716	716(651)	897	897(794)
実験値/荒川 mean 式に基づくせん断終局強度	+Q _{max} /Q _{su} (Q _{stj})		1.35	1.47(1.50)	1.55	1.49(1.51)	1.75	1.67(1.76)
	-Q _{max} /Q _{su} (Q _{stj})		1.24	1.26(1.29)	1.45	1.42(1.44)	1.70	1.62(1.72)
実験値/靱性指針式に基づくせん断終局強度	+Q _{max} /V _u (V _{uj})		1.48	1.61(1.63)	1.18	1.12(1.23)	1.21	1.10(1.30)
	-Q _{max} /V _u (V _{uj})		1.36	1.39(1.41)	1.10	1.06(1.17)	1.17	1.12(1.27)

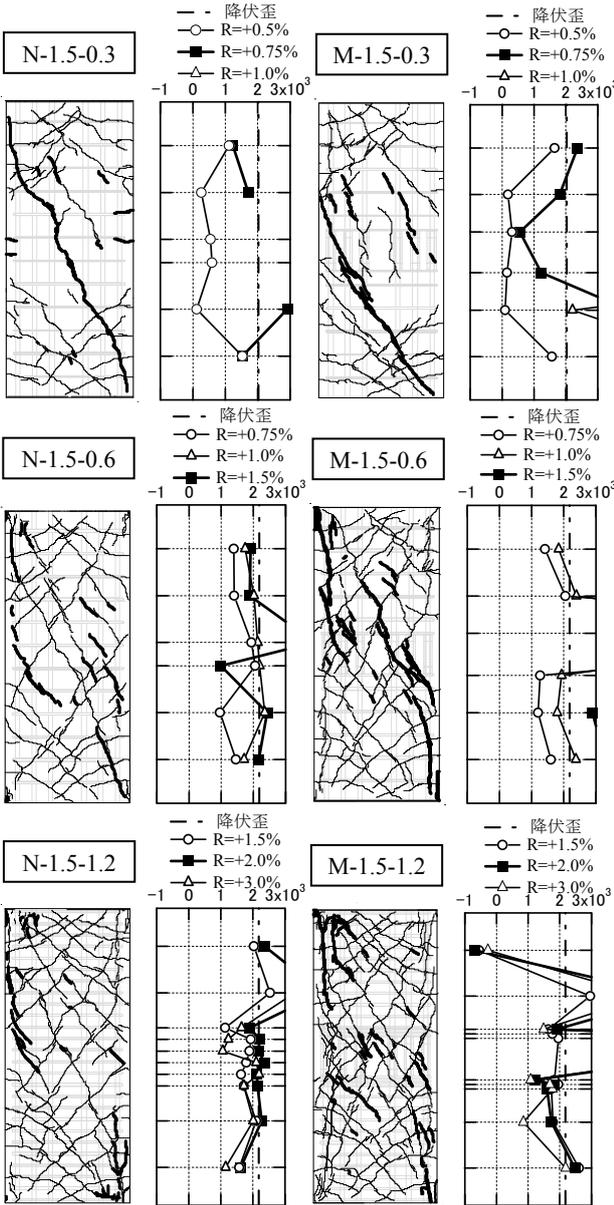


図-7 最大耐力時のひび割れ状況と補強筋の歪分布

両試験体の破壊メカニズムは、表-3の靱性指針式の計算値の破壊機構 V_{u2} と整合することが確認できた。

通常配筋した試験体の破壊傾向としては、補強筋比の増大に従い、柱頭から柱脚に至る一つのせん断ひび割れの拡幅から、全域でのせん断ひび割れと柱端部の圧縮破

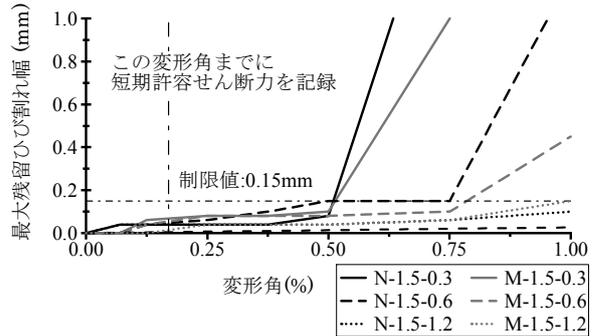


図-8 最大残留ひび割れ幅の推移

壊の発生へと移行した。一方、本工法を適用した試験体では、柱頭から柱脚にかけて部材を横切るせん断ひび割れは確認できず、部材端部に発生したせん断ひび割れが最終的に拡幅する傾向や、カプラー上の付着ひび割れの損傷が相対的に大きい傾向が見られた。

6. 各種設計式の適用性の検証

6.1 短期許容せん断力時の残留ひび割れ幅の検証

ここでは短期許容せん断力を記録した荷重サイクルにおける各試験体の最大残留ひび割れ幅を確認する。図-8に最大残留ひび割れ幅の推移を示し、RC規準⁸⁾に基づく残留ひび割れ幅の制限値と比較する。短期許容せん断力を記録した変形角における各試験体の最大残留ひび割れ幅は、制限値 0.3mm に試験体の縮尺 1/2 を乗じた値 (0.15mm) 未満であった。なお、RC規準⁸⁾に基づく残留ひび割れ幅の制限値はせん断ひび割れに対するものであるが、短期許容せん断力を記録した変形角ではせん断ひび割れは発生せず、柱端部の曲げひび割れのみであったため、最大残留ひび割れ幅の実験値は曲げひび割れの値である。また、文献¹¹⁾に基づく使用限界状態におけるひび割れ幅の制限値 0.2mm (試験体では 0.1mm) 以下であることも確認した。

6.2 せん断強度式の適用性の検証

表-4と図-9にせん断強度に関する実験値と計算値(表-3)の比較を示す。なお、図-9では安全側の評価のため実験値は正負最大耐力の最小値(すべて負側)を用いた。

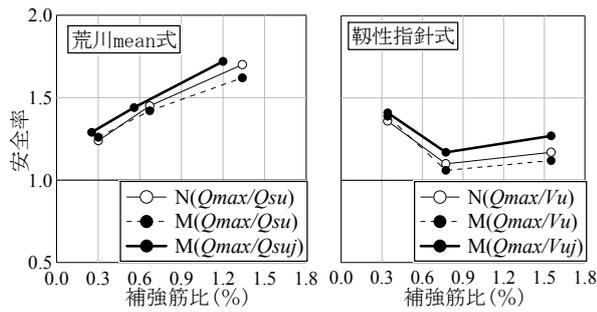


図-9 各種設計式における安全率の分布

荒川 mean 式では、すべての試験体で 20%以上安全側に評価することができた。また、せん断補強筋比が高いほど安全率が相対的に上昇する傾向が見られた。せん断補強筋比 0.6%、1.2%の試験体では本工法を適用した試験体のほうが通常配筋した試験体よりも耐力が低下したが、十分に安全側に評価することが可能である。また、式(3)のカプラー部のせん断補強筋比 p_{wj} を用いて Q_{su} を評価することによって、通常配筋した試験体の安全率を下回ることなく、せん断強度を評価することができた。

靱性指針式でも同様に、すべての試験体で安全側に評価できた。せん断補強筋比が 0.6%、1.2%の場合は 10%以上の安全率で評価したが、0.3%の場合は 30%以上の安全率で評価した。また、カプラー端部配筋を考慮したトラス機構の有効係数 λ_j (式(6)) を用いることで通常配筋した試験体の安全率を下回ることなくせん断強度を評価した。

7. 結論

本論文ではカプラー上にせん断補強筋を配さない工法の柱への適用性を検討するため、せん断補強筋比とカプラーの有無を変動因子として構造実験を実施した。せん断強度に関する実験結果を既往のせん断強度算定式と比較し、設計式の適用性を検証した。本研究より得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 本工法を適用した試験体は一般の柱試験体に比べ、カプラー上の付着ひび割れの損傷が相対的に大きい傾向にあった。また、全ての試験体は、補強筋比が大きくなるにつれてせん断ひび割れが分散し、柱端部の圧縮破壊と主筋やカプラー上の損傷がより顕著に見られた。本工法を適用した試験体の最大耐力は一般の試験体よりも低下する傾向にあった。
- 2) 本工法を適用した試験体について、RC 規準に基づく短期許容せん断力時の残留ひび割れ幅は、ひび割れ幅制限値以下であった。また、耐震性能評価指針に対しても同様、ひび割れ幅制限値以下であった。
- 3) 本工法を適用した試験体のせん断強度について、荒川 mean 式では 20%以上安全側に評価し、靱性指

針式でも安全側に評価した。荒川 mean 式では、補強筋比の増大により安全率がやや過剰になった。また、各種設計式において、本工法の構造詳細を考慮した低減率を用いることで荒川 mean 式、靱性指針式ともに通常配筋した試験体と同等以上の安全率を確保できた。

参考文献

- 1) 日本鉄筋継手協会：鉄筋継手工事標準仕様書機械式継手，2009
- 2) 小山明男，狩野芳一，高木仁之：機械式スリーブ継手を有するPCa部材のせん断補強法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.639-644，1997.6
- 3) 篠井文隆，小林克巳，阿瀬正明，虻川真大：モルタル充填式継手を用いたPCa部材における集約せん断補強筋の付着割裂耐力向上効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.931-936，2000.6
- 4) 青山将也，山元雄亮，杉崎一哉，阿瀬正明，杉山智昭，松崎育弘：せん断補強筋を集約配筋したモルタル充填式継手を有するRC梁部材のせん断性状に関する実験的研究(その1 実験概要および実験結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造IV，pp.69-70，2005.9
- 5) 市岡有香子，田川浩之，足立将人，益尾潔：横補強筋を配置しないカプラー方式主筋継手を用いたRC梁の付着性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.265-270，2011.6
- 6) 小西大介，真田靖士，足立智弘，笠原崇佑，Nguyen Khanh，村山峻一郎：カプラー上にせん断補強筋を配さないRC梁に対する実用せん断設計式の適用性の検証，日本建築学会技術報告集，第40号，pp.929-933，2012.10
- 7) 小西大介，真田靖士，足立智弘，村山峻一郎：カプラー上にせん断補強筋を配さないRC梁工法の開発-靱性保証型耐震設計指針せん断強度式の適用性の検証，日本建築学会構造計論文集，第682号，pp.1905-1914，2012.12
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.150-154，2010
- 9) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.357-359，2007
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.142-144，1999
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，pp.74，2006