

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せん断スパン比の影響

村山 峻一朗*1・真田 雄介*2・真田 靖士*3・倉本 洋*4

要旨：近年、鉄筋コンクリート造建物において、機械式継手が数多く使用されており、機械式継手上にせん断補強筋を配さない工法を開発すれば設計、施工上の利点が多い。本論では、本工法を用いた柱に対する既往のせん断強度算定式の適用性を明らかにする。変動因子を機械式継手の有無とせん断スパン比 ($M/(QD)$) 1.0, 1.5, 2.0 とし、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部材ではカプラー位置にせん断補強筋を配する必要がある場合、カプラー位置でのせん断補強筋外形が主筋に対するせん断補強筋外形と異なる。また、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ため、曲げ設計の合理性を欠き、主筋部分のかぶり厚さも過大になる。以上の背景から、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⁾。

これまで筆者らは、本工法をRC柱に適用したパイロット実験を行い、RC梁の開発研究⁶⁾⁻⁷⁾で提案したカプラー周りの構造詳細を考慮する方法を適用できる可能性を確認した⁸⁾。

そこで本論では、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スパン比をパラメータとする静的載荷実験を行い、せん断性能に与える影響を実験的に評価する。また、カプラー周りの構造詳細を考慮した既往の設計式の適用性も検討する。

2. 既往の設計式

2.1 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規準⁹⁾に基づくRC梁の短期許容せん断力(Q_{AS})の評価方法を準用した。この方法ではカプラー部のせん断補強

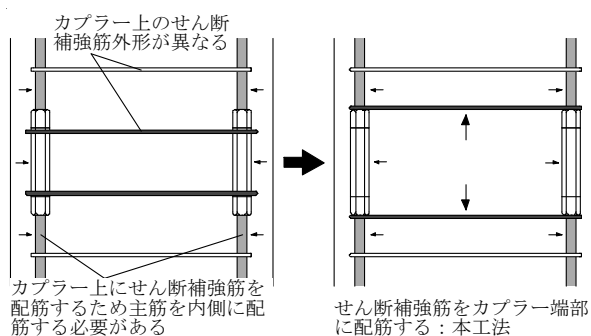


図-1 従来工法と本工法のせん断補強筋の配筋方法

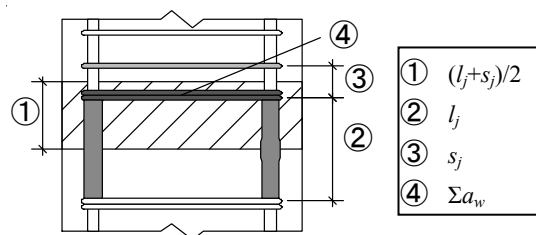


図-2 式(1)の p_{wj} の評価区間

筋比 p_{wj} (式(1)) を図-2 に示すように定義している。本論では p_{wj} に基づく短期許容せん断力を Q_{ASj} と表記する。

$$p_{wj} = \frac{\sum a_w}{b \cdot (l_j + s_j) / 2} \tag{1}$$

ここで、式(1)中の記号は、 $\sum a_w$ ：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 せん断終局強度算定式（実験式）

継手にカプラーを使用し、本工法を適用したRC柱部材の技術基準解説書¹⁰⁾に基づくせん断終局強度（実験

*1 東京鐵鋼株式会社 開発部製品開発課 修（工）（正会員）

*2 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生（非会員）

*3 大阪大学大学院工学研究科准教授 博（工）（正会員）

*4 大阪大学大学院工学研究科教授 博（工）（正会員）

式) は、筆者らの先行研究⁶⁾を準用し、一般部では式(2)の Q_{su} ¹⁰⁾、カプラー部では式(3)の Q_{suj} とする。

$$Q_{su} = \left\{ \left(\frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \right) + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j \quad (2)$$

$$Q_{suj} = \left\{ \left(\frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \right) + 0.85 \sqrt{p_{wj} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j \quad (3)$$

ここで、 Q_{su} ：一般部のせん断終局強度、 Q_{suj} ：カプラー一部のせん断終局強度であり、式中の記号は文献 10)を参照されたい。

2.3 せん断終局強度算定式 (理論式)

本工法を適用した試験体の靱性指針¹¹⁾に基づくせん断強度 (理論式) は筆者らの先行研究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終局強度を算出している。本論ではカプラー区間のせん断終局強度を V_{uj} と表記した。本工法の構造詳細は以下の通り考慮した。

$$V_{uj} = \min(V_{u1j}, V_{u2j}, V_{u3j}, V_{buj}) \quad (4)$$

$$V_{u1j} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda_j} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (5)$$

$$V_{u2j} = \frac{\lambda_j v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (6)$$

$$V_{u3j} = \frac{\lambda_j v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (7)$$

$$V_{buj} = T_{Xj} j_e + \left(v \sigma_B - \frac{2.5 T_{Xj}}{\lambda_j b_e} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (8)$$

(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(9)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に換算する方法

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(10)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。

$$\lambda_j = 1 - \frac{s'}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (9)$$

$$T_{Xj} = \frac{(\tau_{bu1} \sum \psi_1 + \tau_{bu2} \sum \psi_2) l_X' + F_b}{j_e \cot \phi} \quad (10)$$

ここで、 λ_j ：せん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮

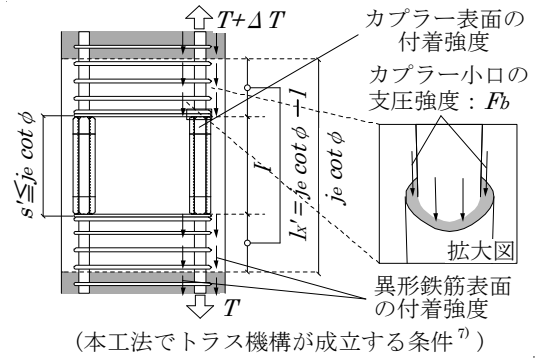


図-3 カプラー区間の構造詳細

したトラス機構の有効係数、 $s' (=l)$ ：カプラー両端に配筋されたせん断補強筋の間隔、 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、 l ：カプラー長さ、 l_X' ：カプラーを除いた異形鉄筋の付着長さ、 F_b ：カプラー小口の支圧強度⁷⁾である。式中の記号は文献 11)を参照されたい。

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⁹⁾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、 $F_c=30N/mm^2$ 、 $M/(Qd) \div 2.0$ ($M/(QD)=1.79$)、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。本試験体はせん断耐力を評価するため、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。せん断補強筋比は約 0.6% である。試験体のパラメータは継手の有無とせん断スパン比とした。せん断スパン比は、短柱を想定した $M/(QD)=1.0$ 、一般的な柱を想定した $M/(QD)=1.5$ 、対象柱の形状を縮尺 1/2 で再現した $M/(Qd) \div 2.0$ ($M/(QD)=1.79$ 、以下、簡略化のため 2.0 と表記) である。試験体名はせん断スパン比 1.0, 1.5, 2.0 で通常配筋したものをそれぞれ N-1.0-0.6, N-1.5-0.6, N-2.0-0.6、本工法を適用したものをそれぞれ M-1.0-0.6, M-1.5-0.6, M-2.0-0.6 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、ねじ鉄筋形状、カプラー部拡大図を**図-4**にあわせて示す。

表-3 に各種設計式の計算結果一覧を示す。なお、計算値には**表-2**の材料試験結果を用いた。カプラー区間のせん断終局強度 V_{uj} を式(9)の λ_j により算出した結果、せん断スパン比 1.0, 2.0 において N, M 試験体のせん断

強度はそれぞれ破壊機構が異なる V_{u1}, V_{u2j} として算出された。これは、 λ_j がトラス機構のコンクリート圧縮ストラットの有効断面積を評価する係数であり、せん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮することで、トラスの有効断面積を低減しているためである。せん断スパン比 1.5 に関してはコンクリートの圧縮強度が相対的に低かったため、両試験体ともに V_{u2}, V_{u2j} が最小値となった。

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。東西の鉛直ジャッキにより一定軸力 $N=1301\text{kN}$ を導入した。軸力比は $N/bDf_c=0.2$ である。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。荷重サイクルは原則として変形

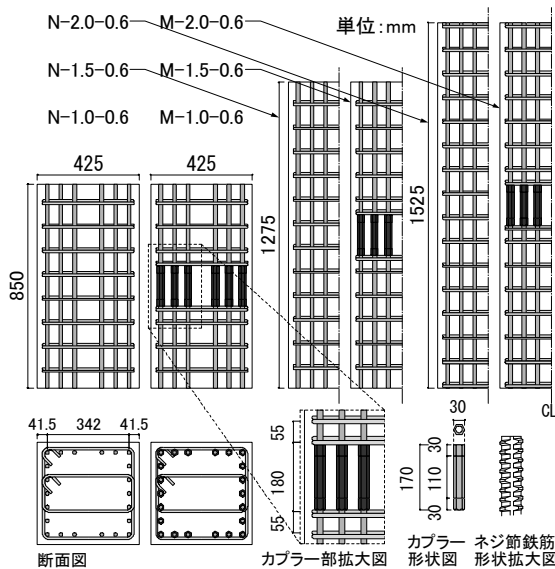


図-4 試験体配筋図と断面図およびカプラー形状図

表-1 試験体構造詳細

試験体名	N-1.0-0.6	M-1.0-0.6	N-1.5-0.6	M-1.5-0.6	N-2.0-0.6	M-2.0-0.6
断面(mm)	425×425					
柱長さ(mm)L	850		1275		1525	
M/QD	1.0		1.5		2.0(1.79)	
カプラー継手	×	○	×	○	×	○
軸力比	0.20					
$F_c(\text{N/mm}^2)$	36					
主筋	USD785 22本-D16 $p_f=1.14\%$					
せん断補強筋	SD295A D10- \square -@100					
$p_w(p_{wj})$ (%)	0.67	(0.56)	0.67	(0.56)	0.67	(0.56)

表-3 各種設計式の計算結果一覧^{*1}

試験体名	p_w (p_{wj})	短期許容 せん断力 $Q_{AS}(Q_{ASj})$	曲げ強度 Q_{mu} ¹⁰⁾	せん断終局強度 (実験式) $Q_{su}(Q_{su})$	せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} (Q_{su}/Q_{mu})	せん断終局強度 (理論式) $V_u(V_{uj})$ ^{*2*3}				
						$\lambda(\lambda_j)$	$V_{u1}(V_{u1j})$	$V_{u2}(V_{u2j})$	$V_{u3}(V_{u3j})$	$V_{bu}(V_{bu})$
N-1.0-0.6	0.67	316.7	1450	736	0.51	0.78	818	847	1076	898
M-1.0-0.6	(0.56)	(293.8)	1456	(736)	(0.52)	(0.67)	(779)	(765)	(953)	(831)
N-1.5-0.6	0.67	270.3	939	538	0.57	0.78	779	716	879	835
M-1.5-0.6	(0.56)	(247.5)	944	(529)	(0.58)	(0.67)	(779)	(651)	(781)	(757)
N-2.0-0.6	0.67	251.1	801	529	0.66	0.78	787	804	1011	876
M-2.0-0.6	(0.56)	(228.3)	797	(504)	(0.65)	(0.67)	(779)	(688)	(838)	(779)

*1 計算値には表-2 の材料試験結果を用いた。*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。

角 (以下、短期、 $R=0.125\%$ まで正負各 1 回、 $R=0.25\%$ 、 0.375% 、 0.5% 、 0.75% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0%) 正負各 2 回ずつ繰り返した。また、最終サイクルまでに耐力が最大耐力の 80%まで低下した時点で荷重を終了した。また、歪ゲージにより主筋およびせん断補強筋ひずみを計測した。荷重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により目視で観測した。

4. 荷重変形関係と破壊経過

ここでは、せん断スパン比ごとに荷重変形角関係と破壊経過を整理する。図-6 に各試験体の荷重変形角関係、図-7 に荷重途中の損傷状況と最終破壊状況および最大耐力近傍のせん断補強筋歪分布図を比較する。

4.1 せん断スパン比 1.0

N-1.0-0.6 は変形角 $R=0.25\%$ で、M-1.0-0.6 は $R=0.125\%$ で初期曲げひび割れが発生し、せん断ひび割れは両試験体とも $R=0.25\%$ のサイクル中に観測された。せん断補強筋の初降伏は N-1.0-0.6 が $R=0.375\%$ 、M-1.0-0.6 が

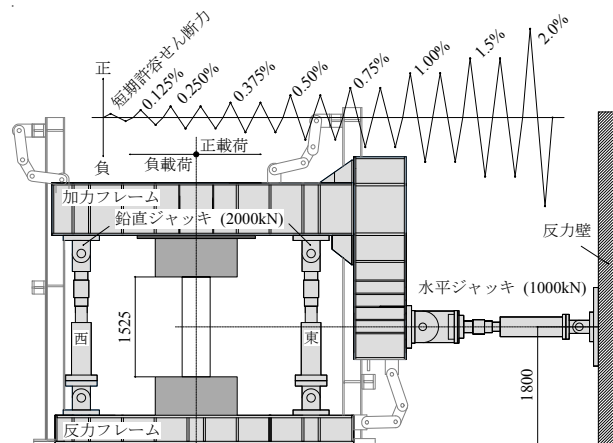


図-5 荷重装置と荷重計画

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-1.0-0.6	41.2	3.4	2.81×10^4	373	491	1.71×10^5
M-1.0-0.6	43.3	3.1	2.58×10^4			
N-1.5-0.6	30.3	3.1	2.37×10^4			
M-1.5-0.6	31.7	2.7	2.43×10^4			
N-2.0-0.6	37.2	3.1	2.74×10^4			
M-2.0-0.6	35.1	3.4	2.70×10^4			

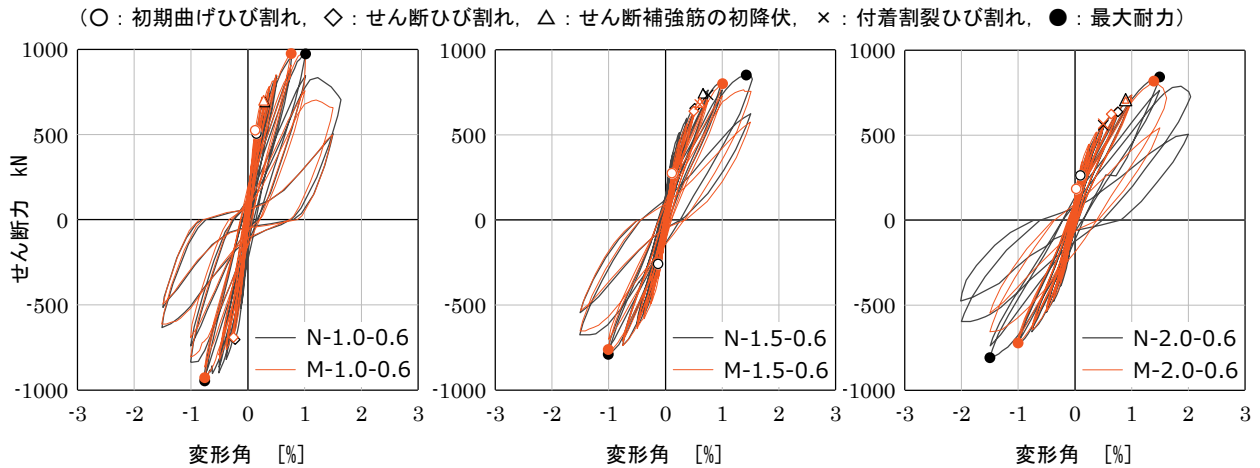
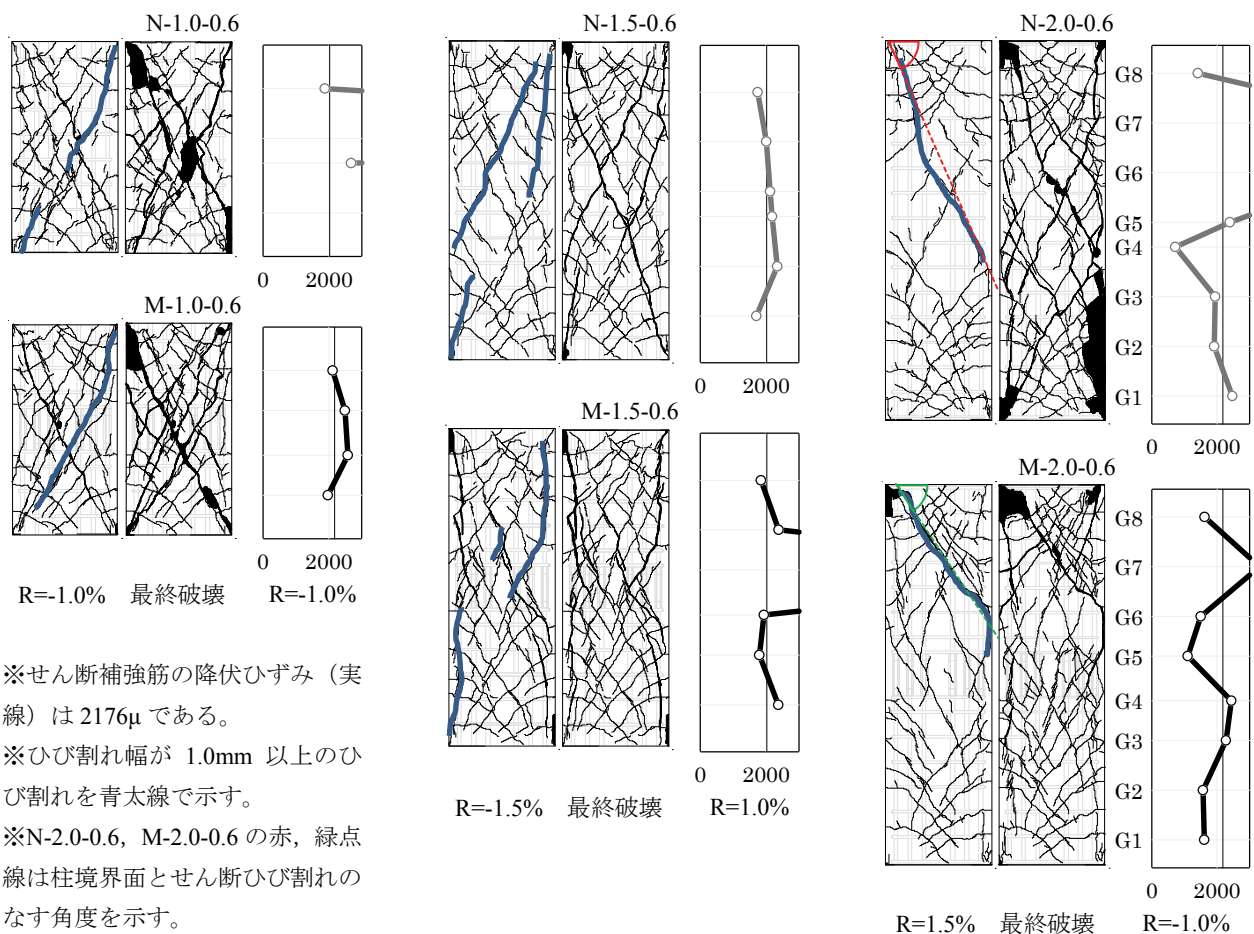


図-6 荷重変形角関係



※せん断補強筋の降伏ひずみ（実線）は2176 μ である。
 ※ひび割れ幅が1.0mm以上のひび割れを青太線で示す。
 ※N-2.0-0.6, M-2.0-0.6の赤、緑点線は柱境界面とせん断ひび割れのなす角度を示す。

図-7 荷重途中の損傷状況と最終破壊状況および最大耐力近傍のせん断補強筋歪分布図

R=0.25%のサイクル中に確認された。その後、N-1.0-0.6はR=1.0%，R=-0.75%，M-1.0-0.6はR=±0.75%で正負それぞれの最大耐力を記録した。最大耐力はN-1.0-0.6が $Q_{max}=974\text{kN}$ ， $Q_{min}=946\text{kN}$ ，M-1.0-0.6が $Q_{max}=975\text{kN}$ ， $Q_{min}=926\text{kN}$ であった。耐力低下は正側においてM-1.0-0.6のほうが若干顕著であったが、負側においては酷似しており、履歴曲線に差異は見られなかった（図-6参照）。

破壊メカニズムについて考察する。図-7に示す通り、R=-1.0%では両試験体ともにせん断ひび割れが卓越して

おり、せん断補強筋も全域でほぼ降伏歪に達していたことから、せん断補強筋降伏型のせん断破壊であり、文献11)によるせん断強度算定式（表-3）が適切に破壊機構を評価した。また、図-7に示す最終破壊状況から、両試験体に大差はなくおよそ同様の破壊メカニズムであると考えられる。

4.2 せん断スパン比 1.5

両試験体ともに短期許容せん断力までの荷重サイクル中に試験区間とスタブ境界面に初期曲げひび割れが発生

し、 $R=0.125\%$ で試験区間にも曲げひび割れを確認された。その後、曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに進展した。主筋に沿う付着割裂ひび割れは N-1.5-0.6 が $R=0.75\%$ 、M-1.5-0.6 が $R=0.5\%$ で発生した。せん断ひび割れは両試験体ともに $R=0.5\%$ のサイクル中に発生し、せん断補強筋の初降伏は $R=0.75\%$ のピーク付近で確認された。その後、N-1.5-0.6 は $R=+1.5\%$ 、 $R=-1.0\%$ 、M-1.5-0.6 は $R=\pm 1.0\%$ で正負それぞれの最大耐力が観測された。最大耐力は N-1.5-0.6 が $Q_{max}=851kN$ 、 $Q_{min}=790kN$ 、M-1.5-0.6 が $Q_{max}=800kN$ 、 $Q_{min}=761kN$ であった。正側の最大耐力および最大耐力時の変形角は M-1.5-0.6 が N-1.5-0.6 をやや下回った。(図-6 参照)。

破壊メカニズムについて考察する。図-7 に示す通り、 $R=-1.5\%$ では両試験体ともにせん断ひび割れが卓越しており、履歴曲線も近似している。M-1.5-0.6 が最大耐力を記録した $R=1.0\%$ のせん断補強筋歪分布を見ると、両試験体とも全域で降伏歪に近い値を示しており、せん断補強筋の降伏が耐力を決定したと考えられる。また、M-1.5-0.6 においてカブラー端部に配筋したせん断補強筋が相対的に大きな歪を示しており、せん断性能にやや影響を及ぼした可能性がある。

4.3 せん断スパン比 2.0

N-2.0-0.6 は変形角 $R=0.25\%$ で、M-2.0-0.6 は短期許容せん断力までの載荷サイクルで試験区間とスタブ境界面に初期曲げひび割れが発生した。その後、両試験体とも $R=0.375\%$ で曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに進展した。付着割裂ひび割れは $R=0.5\%$ で観測された。せん断ひび割れは $R=1.0\%$ の変形角で発生し、同サイクル中にせん断補強筋の初降伏が観測された。その後、N-2.0-0.6 は $R=\pm 1.5\%$ 、M-2.0-0.6 は $R=+1.5\%$ 、 $R=-1.0\%$ で正負それぞれの最大耐力を記録した。最大耐力は N-2.0-0.6 が $Q_{max}=842kN$ 、 $Q_{min}=809kN$ 、M-2.0-0.6 が $Q_{max}=818kN$ 、 $Q_{min}=722kN$ であった。M-2.0-0.6 は $R=1.5\%$ のピーク直前に部材端部のせん断ひび割れが拡幅し急激に耐力低下したため、両試験体の履歴曲線には最大耐力以降に違いが見られた(図-6 参照)。

せん断スパン比 2.0 においては両試験体の破壊メカニズムに違いが見られた。まず、最大耐力時に卓越したひび割れを比較する(図-7)。両試験体とも柱上部のせん断ひび割れが卓越しているが、M-2.0-0.6 ではせん断ひび割れ角度が 45° 程度であるのに対し、N-2.0-0.6 ではそれよりも浅い角度であることが見て取れる。上記のひび割れ位置でのせん断補強筋歪を見ると、N-2.0-0.6 は G5、G6、G7、M-2.0-0.6 は G7 で降伏歪を超えており、ひび割れ位置とおよそ一致している。従って、両試験体は柱上部のせん断補強筋の降伏によるせん断破壊が耐力を決定しており、M-2.0-0.6 が早期に耐力低下したのは、発生し

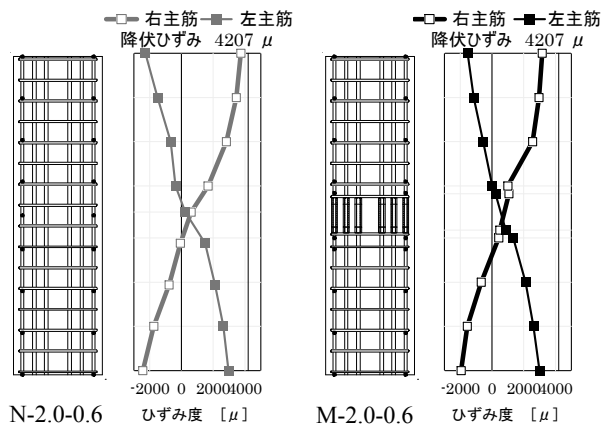


図-8 せん断スパン比 2.0 の主筋歪分布図($R=1.5\%$ 時)

たせん断ひび割れの角度に起因していると推察される。また、図-8 に示す主筋歪分布図では、両試験体に有意な差は見られなかった。カブラーの有無とせん断ひび割れの角度の関係については今後引き続きの検討を要するが、せん断スパン比が 1.0 と 1.5 の場合には大きな影響が見られなかったため、2.0 の結果の一般性については今後の実験や解析結果の蓄積を待つ必要がある。

5. 既往の設計式の適用性

5.1 短期許容せん断力時の損傷評価

短期許容せん断力を記録した時点での損傷は、全試験体で試験区間とスタブ境界面での曲げひび割れのみであり、本工法の適用の有無による差異は見られなかった。

5.2 せん断終局強度式の適用性

図-9 に各せん断終局強度式の安全率とせん断スパン比との関係を、表-4 にせん断強度に関する実験値と安全率を示す。技術基準解説書のせん断終局強度式 Q_{su} で評価すると、全試験体で 1.2 以上の安全率を有している。また、N 試験体はせん断スパン比が大きいほど相対的に安全率も高くなる傾向が見られる。M 試験体は M-2.0-0.6 が耐力低下したため(4.3 節で示したように本試験体はひび割れ角度が大きく異なった)横ばいの傾向が見られる。さらに、図中の青矢印で示す通り、 p_{wj} を適用したせん断終局強度 Q_{sj} によりせん断スパン比 2.0 (4.3 節参照)を除いて同等の安全率で評価することができた。従って、カブラー端部配筋による影響を p_{wj} により適切に評価できたと言える。

靱性指針のせん断終局強度式 V_u で評価した結果、N 試験体では安全側に評価されたが、M 試験体は M-2.0-0.6 試験体において危険側の評価となった。同図にはカブラー端部配筋を考慮したトラス機構の有効係数 λ_j を適用して算出した V_{uj} による安全率を併せて示す。緑矢印で示す通り、 V_{uj} により安全側の評価に改善することができた。ただし、M-2.0-0.6 の破壊は一般部で生じており(4.3 節

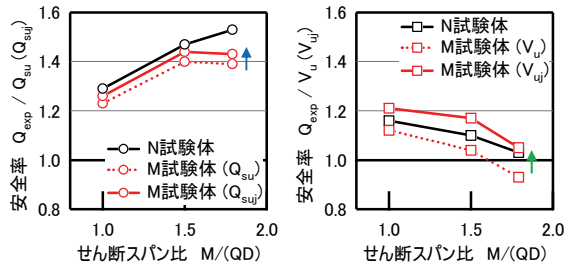


図-9 各せん断終局強度式の安全率とせん断スパン比

表-4 せん断強度に関する実験値と安全率

試験体名	N-1.0-0.6	M-1.0-0.6	N-1.5-0.6	M-1.5-0.6	N-2.0-0.6	M-2.0-0.6
実験値 Q_{exp}	946	926	790	761	809	722
$Q_{exp} / Q_{su}(Q_{su})$	1.29	(1.26)	1.47	(1.44)	1.53	(1.43)
$Q_{exp} / V_u(V_u)$	1.16	(1.21)	1.10	(1.17)	1.03	(1.05)

※正負それぞれの最大耐力の最小値

参照), カプラー部のトラス機構の有効係数 λ_j の適用については力学的な根拠が希薄であるため, 今後, 3次元 FEM 解析などを併用し, カプラーの存在による一般部せん断性能への影響の有無を継続して検討する必要がある。また, 靱性指針式ではカプラーの有無に関らずせん断スパン比が大きいほど安全率は低下する傾向が見られた。

6. 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, カプラーの有無とせん断スパン比を変動因子として, 構造実験を実施した。せん断強度に関する実験結果をカプラー周りの構造詳細を考慮した各種設計式と比較し, 実験結果と計算値の適合性を検証した結果, 以下の知見が得られた。

- (1) 全試験体の破壊メカニズムはせん断補強筋降伏後のせん断破壊であった。せん断スパン比 1.0, 1.5 の試験体は本工法を適用したことによる破壊機構, 最大耐力への影響は小さかった。一方, せん断スパン比 2.0 の試験体については柱上部 (一般部) のせん断ひび割れの角度が異なっており, 最大耐力, 最終破壊状況に違いが見られた。後者すなわちせん断スパン比が大きい試験体の結果の一般性については, 今後解析的な検討などにより詳細な分析を要する。
- (2) 短期許容せん断力を記録した時点での損傷は, 全試験体で試験区間とスタブ境界面での曲げひび割れのみであり, 本工法の適用の有無による差異は見られなかった。
- (3) 全試験体のせん断強度は技術基準解説書に基づくせん断終局強度式により十分安全側に評価できた。また, カプラー端部配筋による影響を考慮したせん断補強筋比 p_{wj} の妥当性を示した。一方, 靱性指針せん断終局強度式にカプラー端部配筋の影響を考慮したトラス機構の有効係数 λ_j を適用することで実験値を安全側に評価することができた。ただし, せん断ス

パン比 2.0 の試験体は一般部での破壊が顕著であったため, 引き続き分析が必要である。また, 靱性指針式ではカプラーの有無に関らずせん断スパン比が大きいほど安全率は低下する傾向が見られた。

参考文献

- 1) 日本鉄筋継手協会：鉄筋継手工事業純仕様書機械式継手, 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) 筏井文隆, 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-, 日本建築学会構造系論文集, 第 682 号, pp.1905-1914, 2012.12
- 8) 村山峻一郎, 真田雄介, 真田靖士, 足立智弘：カプラー上に帯筋を配さない RC 柱のパイロット試験, 日本建築学会技術報告集, 第 46 号, pp.967-971, 2014.10
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 10) 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, 2007
- 11) 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, 1997