

論文 カプラーを有する RC 梁のせん断性状に補強筋配置が与える影響の実験的検証

小西 大介^{*1}・Nguyen Khanh^{*2}・真田 靖士^{*3}・足立 智弘^{*4}

要旨: カプラーを有する RC 梁部材では、補強筋を継手の端部に配筋できれば、設計、施工上の利点が多い。スリーブを有する梁に対する補強筋の集約配筋が、一般的な均等配筋工法と比較し、最大耐力までの剛性、耐力にほとんど影響しないと報告されている。本研究では、一般にスリーブよりも継手長さが短いカプラーを有する梁（継手長さ：主筋間距離=0.6：1.0 程度）についても同様の性状を確認する。縮尺 1/2 の試験体を計画し、構造実験を行った。その結果、一般的な均等配筋部材と同等の性能が得られることを実証した。特に、同等の耐損傷性能を得た結果が、継手部のコンクリートの拘束剛性に起因する可能性を指摘した。

キーワード: 鉄筋コンクリート、機械式継手、ねじ節鉄筋、せん断耐力、耐損傷性能

1. はじめに

機械式継手（以下、カプラー¹⁾）を使用した鉄筋コンクリート（以下、RC）梁部材（図-1(a1)）では、一般にせん断補強筋の配筋間隔より継手長さが長くなるため、継手部にせん断補強筋を掛ける必要が生じる。その場合、継手の外形に合わせてサイズを変更したせん断補強筋を要するため、施工性が悪化する。さらに、最小かぶり厚さの規定より、主筋部のかぶり厚さが過剰になり、曲げ設計の合理性を欠く。これに対して、継手部に掛けるせん断補強筋を、継手の端部に配筋できれば（図-1(a2)）、施工性の向上、設計の合理化など多くの利点が期待できる。

既往の研究^{2), 3)}より、上記の工法をスリーブ継手に適用した RC 梁部材が、継手のない均等配筋した RC 梁部材と比較し、最大耐力までの剛性、耐力にほとんど影響がないという報告がある。そこで、本研究では、一般にスリーブよりも継手長さが短いカプラーを有する梁（継手長さ：主筋間距離=0.6：1.0 程度、図-1(b2)）についても継手端部での補強筋配置（図-1(a2)）が可能であることを実験的に確認する。本工法を適用した梁のせん断耐力が既往の評価式で一般の梁と同様に安全側に評

価できることを確認し、既往の研究では詳述されていない耐損傷性能の同等性、同等性が得られる根拠（指標）について検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体計画

本研究で想定する建物は、地上 10 階、高さ約 37m の鉄筋コンクリート造の事務所ビル⁴⁾とした。研究対象は、2 階梁であり、スパン 5500mm（クリアスパン $L=4650\text{mm}$ ）、梁断面 $b \times D=600 \times 800\text{mm}$ 、主筋 SD390、高強度せん断補強筋 785N/mm^2 級、設計基準強度 $F_c=48\text{N/mm}^2$ 、シアスパン比 $M/(QD)=2.91$ 、せん断余裕度=1.60 であり、曲げ破壊型である。

実験では、縮尺 1/2 の梁断面 $b \times D=300 \times 400\text{mm}$ とし、試験区間 $L=800\text{mm}$ 、設計基準強度 $F_c=48\text{N/mm}^2$ 、シアスパン比 $M/(QD)=1.0$ を共通因子とする 3 体の試験体を計画した。変動因子は、カプラーの有無、補強筋配置とした。また、本研究ではせん断耐力の評価が主要な目的の一つであるため、全ての試験体で予測破壊モードをせん断破壊型とするため、上記の通りシアスパン比 $M/(QD)=1.0$ とし、主筋は USD980、せん断補強筋は

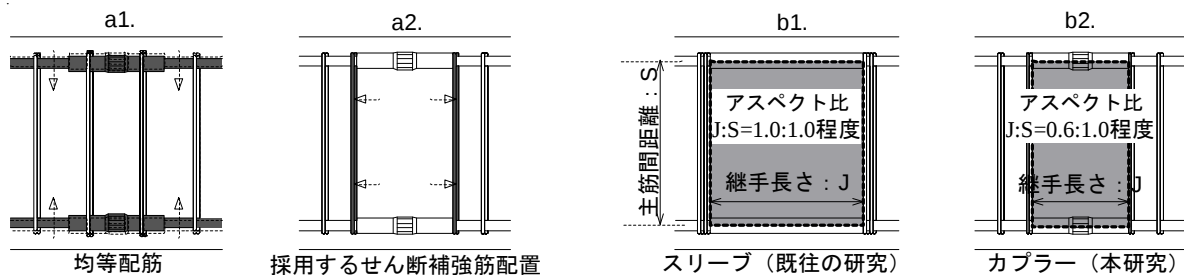


図-1 開発する工法の有用性(a1, a2)とアスペクト比 (b1, b2)

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学課程

*3 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 博士(工) (正会員)

*4 東京鉄鋼株式会社 開発部製品開発課 (正会員)

SD295A を使用した。図-2 に試験体配筋図とカプラーの形状図、表-1 に研究対象に設定した実大梁と基準試験体の構造諸元および各耐力算定値の一覧を示す。図-2 より以下では、基準試験体を NN1、継手を有し均等に補強筋が配置された試験体を MN1、カプラーに掛かる補強筋を継手端部に配置した試験体を MI1 と称す。また、表-1 では、使用限界における長期許容せん断力 Q_{AL} 、損傷限界における短期許容せん断力 Q_{AS} 、安全限界における短期許容せん断力 Q_A 、曲げ終局強度 Q_{mu} を RC 基準⁵⁾、せん断終局強度 Q_{su} を荒川 mean 式⁶⁾よりそれぞれ求めた（同表中、 p_t ：引張鉄筋比、 p_w ：せん断補強筋比）。ただし、NN1 の各耐力計算では、表-2 に示す材料試験結果を用いた。

2.2 荷重計画と計測計画

図-3 に荷重装置の概要と NN1 の計測計画を示す。同図に示すように、梁試験体を鉛直に設置し、上下のスタブを荷重装置に固定した。荷重は軸力を作用しない状態を維持しながら、正負交番で水平力を作用した。水平荷重は梁の部材角により制御した。荷重履歴は、変形角 $\pm 1/800\text{rad.}$ （以下、 $R=\pm 1/800$ ）までは 1 サイクル、 $R=\pm 1/400, \pm 1/267, \pm 1/200, \pm 1/133, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33$ まで各 2 サイクル荷重する計画とした。結果的に、 $R=\pm 1/33$ 荷重終了後のすべての試験体の耐力が、各最大耐力の 80%未満に低下したことを確認した。

また、すべての試験体に対し、主筋、せん断補強筋の歪度を計測した。上記の計測に加え、荷重履歴のピークと除荷時に、梁に生じたひび割れ幅をクラックスケールで目視により観測した。

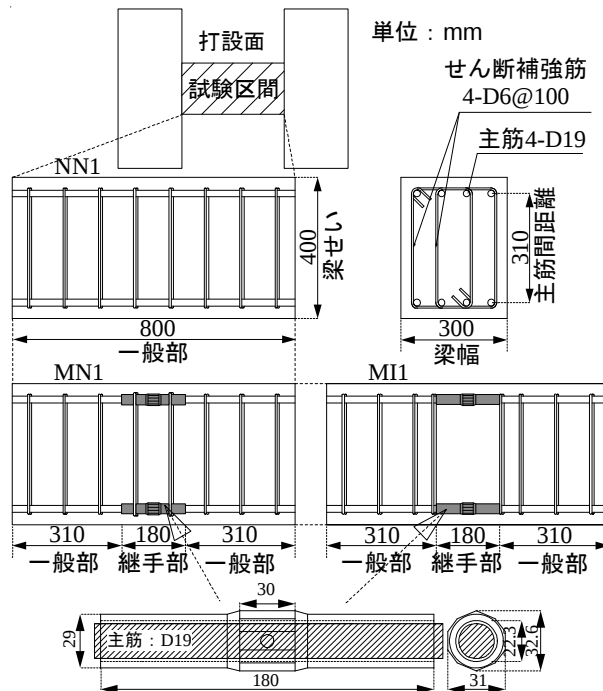


図-2 試験体配筋図とカプラーの形状図

表-1 研究対象の梁と基準試験体の一覧			
		研究対象	基準試験体 NN1
L	mm	4650	800
b×D	mm	600×800	300×400
M/QD		2.91	1.00
F_c	N/mm ²	48	48
主筋 (両端,中央)	$p_t=1.583\%$ (両端)	6-D38, 4-D38	4-D19, 4-D19
	SD390		USD980
せん断補強筋	$p_w=0.423\%$ 785 N/mm ² 級	S13-Ⅲ-@200	D6-Ⅲ-@100
			SD295A
Q_{AL}	kN	—	177.0
Q_{AS}	kN	—	212.0
Q_A	kN	—	300.5
Q_{mu}	kN	743.5	955.5
Q_{su}	kN	1190.1	456.4
せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu}		1.60 曲げ破壊型	0.48 せん断破壊型

表－2 材料試験結果				
コンクリート				
試験体	材齢	圧縮強度 σ _B	引張強度 σ _t	
	日	N/mm ²	N/mm ²	
NN1	36	52.2	3.5	
MN1	46	55.8	3.9	
MI1	51	54.4	4.3	
鉄筋				
呼び名	降伏 応力度 σ _y	引張 応力度 σ _{max}	ヤング 係数 E _s	降伏 歪度 ε _y
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	μ
D19(1)	1042	1135	1.67×10 ⁵	6245
D19(2)	1057	1145	1.89×10 ⁵	5588
D6(1)	332	482	1.43×10 ⁵	2324
D6(2)	315	437	1.61×10 ⁵	1950

ここに、D19(1),D6(1):NN1, D19(2),D6(2): MN1, MI1, また、 σ_y は 0.2%オフセット法による算定値

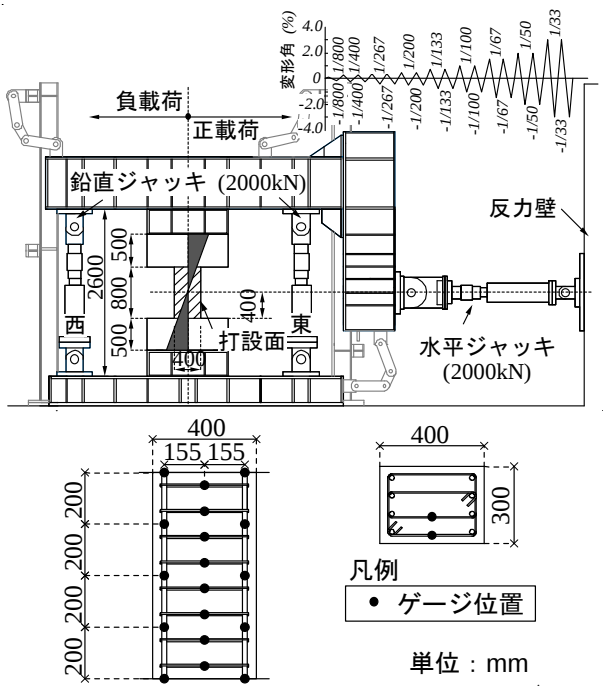


図-3 荷重装置の概要と NN1 の計測計画

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊経過

図-4に $R=1/200$, $1/67$, $1/33$ のひび割れ状況（ピーク時）と残留ひび割れ幅をそれぞれ示す。各試験体ともに、 $R=1/800$ 荷重中に梁端部に初期曲げひび割れが生じ、 $R=1/400$ 荷重中に初期せん断ひび割れの発生、付着割裂ひび割れの発生を観察した。その後、梁中央部を除く全域に曲げおよびせん断ひび割れが増加、進展した。 $R=1/267$ へのサイクルまでに、梁端部のせん断補強筋が初降伏した。そして、 $R=1/200$ ピーク付近で短期許容せん断力にほぼ達した。最大耐力直前（ $R=1/67$ 荷重中）で、梁端部のコンクリートが圧壊の兆候を示し、梁全域にせん断ひび割れが発生した。最終サイクル（ $R=1/33$ ）では、カプラーを有する MN1, MI1 よりも NN1 のカバーコンクリートの剥落が顕著となった。

3.2 荷重変形関係

図-5に荷重変形関係、表-3に実験結果と各種計算値の比較をそれぞれ示す。なお、MN1, MI1 の耐力算定についても NN1 と同様に行い、カプラーの存在やせん断補強筋の端部配置は無視した。

各試験体ともに、 $R=1/800$ 荷重中に梁端部の曲げひび割れの発生により、初期剛性が低下した。続く、 $R=1/400$ 荷重中にせん断ひび割れが発生し剛性が再び低下した。その後、 $R=-1/100$ ピーク時に負側の最大耐力を、 $R=1/67$ ピーク付近で正側の最大耐力をそれぞれ記録した。最大耐力の平均値 eQ_{ave} （表-3 参照）について各試験体で比較すると、NN1 および MN1 は $eQ_{ave}=481.9\text{kN}$ 、MI1 は $eQ_{ave}=482.3\text{kN}$ とほぼ同程度であった。以上より、カプラーの有無および補強筋配置の違いが最大耐力までの剛性、耐力に与える影響はなく、MI1 が NN1, MN1 と同等の構造性能を有することを確認した。

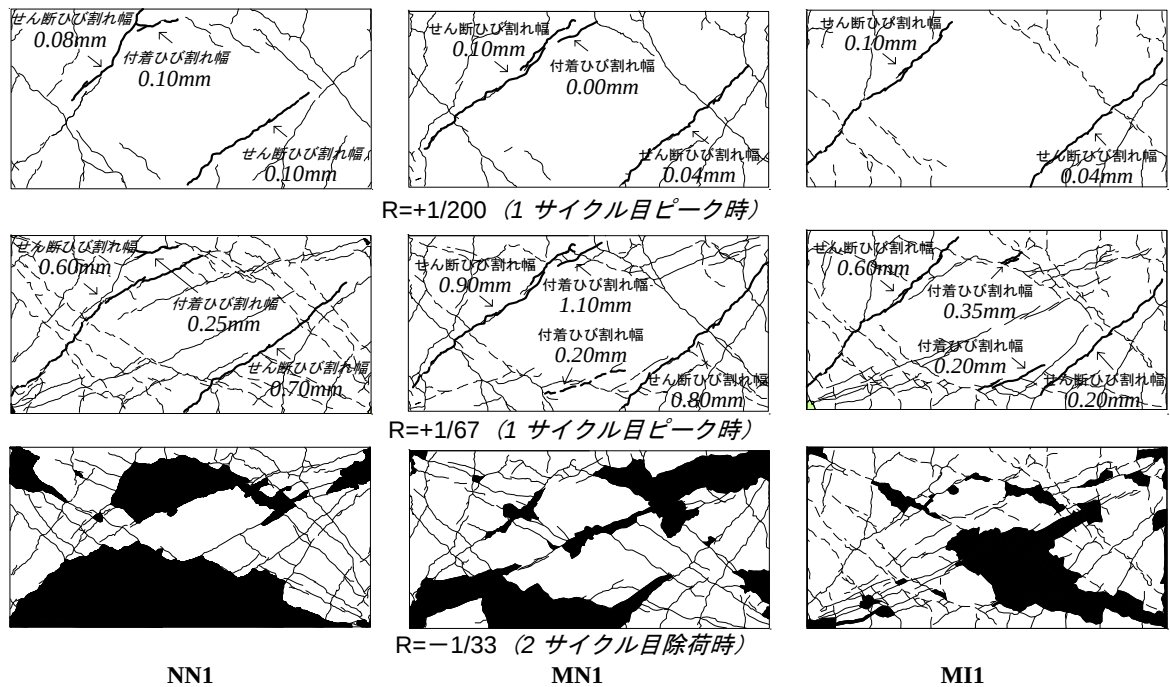


図-4 ひび割れ発生状況と残留ひび割れ幅

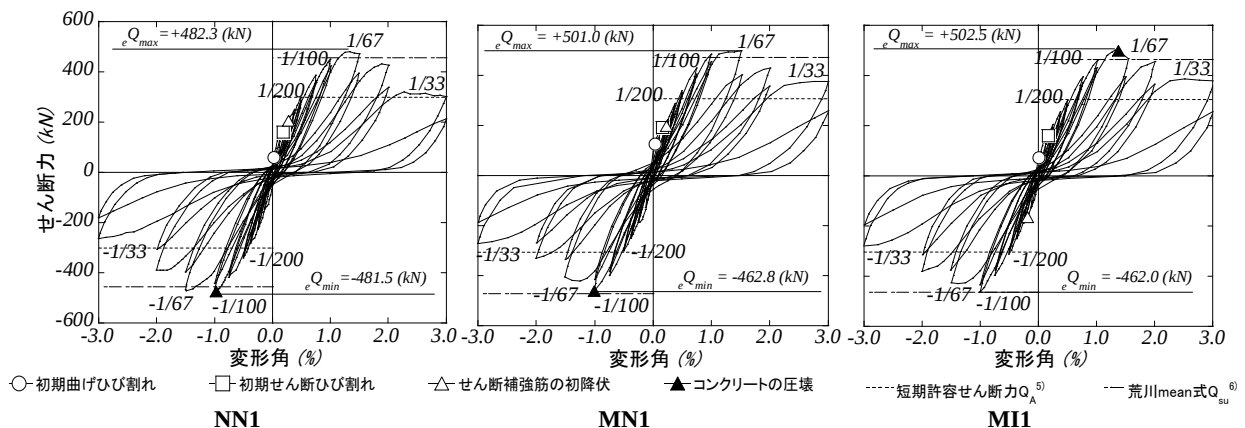


図-5 荷重変形関係

3.3 既往のせん断耐力評価式との比較

(1) 荒川 mean 式との比較

表-3 より、荒川 mean 式による $Q_{su}^{(6)}$ に対する実験値 eQ_{ave} の比は 1.02~1.06 となり、適合性のよい結果が得られ、且つ、安全側に評価された。ここで実験値は、試験体設置に伴う初期応力の作用により荷重変形関係の始点と原点にずれが生じ、正負最大耐力に差が生じたため、平均値を採用した。

(2) トラス・アーチ理論式による比較

表-3 より、靱性保証型設計指針⁷⁾せん断終局強度式（トラス・アーチ理論式）による理論値 (V_{u1} , V_{u2} , V_{u3} , V_{bu} の最小値) に対する実験値 eQ_{ave} の比を比較すると、1.10~1.11 となり、荒川 mean 式同様、適合性よく安全側に評価された。

(3) 破壊メカニズム

続いて、試験体のせん断破壊メカニズムについて考察する。表-3 より、トラス・アーチ理論式に基づくせん断終局強度⁷⁾に従うと、せん断破壊の要因となった破壊機構は、せん断補強筋の降伏 (V_{u1})、付着破壊 (V_{bu}) のいずれかである可能性が高い。さらに、図-4 ($R=+1/67$) を参照すると、すべての試験体で端部のせん断ひび割れが大きな損傷を示し、さらに主筋と継手に沿う付着ひび割れも確認できる。

そこで、実験データから、最大耐力 ($R=+1/67$ 1 サイクル目) までに記録したせん断補強筋の最大応力度と最

大付着応力度を確認する。図-6 より、部材端部のせん断補強筋（図中の網掛部すなわち継手区間または継手端部を除く補強筋）は半数以上が降伏し、未降伏の部分も高い応力度を示した。一方、最大付着応力度は、NN1 の一端を除いて一様に高く、付着強度の計算値（表-4）をほぼ上回る水準であった。以上を総合すると、各試験体のせん断破壊メカニズムは、部材端部のせん断補強筋の降伏と、主筋や継手に沿う付着破壊が複合して形成されたと判断される。

以上より、試験体継手部の構造詳細に依らず、同様の破壊メカニズムを呈した結果、同等のせん断耐力が得られたと考えられる。

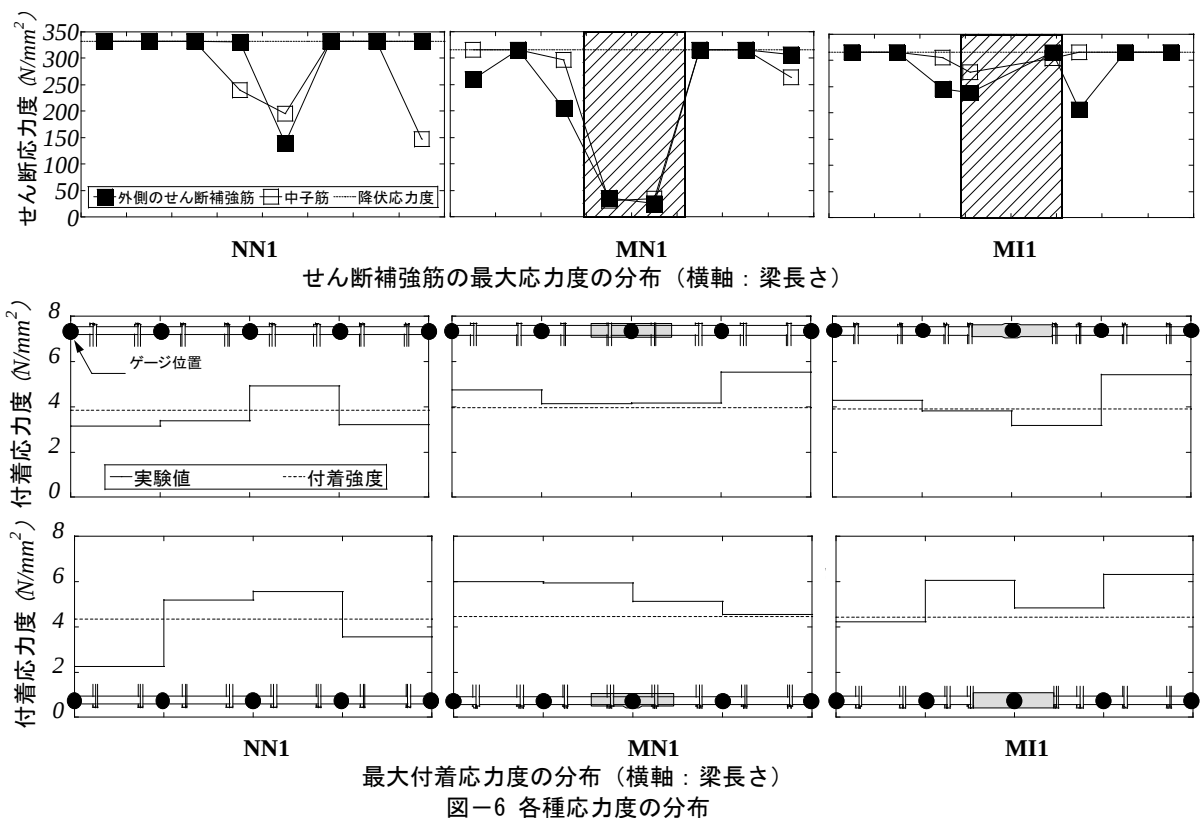
表-3 実験結果と各種計算値の比較

	NN1	MN1	MI1
eQ_{ave} kN	481.9	481.9	482.3
Q_{su} kN	456.4	472.5	465.3
V_{u1} kN	436.3	436.8	434.2
V_{u2} kN	518.1	526.8	522.8
V_{u3} kN	706.0	722.7	716.7
V_{bu} kN	447.3	458.9	454.6
(1) eQ_{ave} / Q_{su}	1.06	1.02	1.04
(2) eQ_{ave} / V_{u1}	1.10	1.10	1.11

ここに、 $eQ_{ave} = (eQ_{max} - eQ_{min})/2$, eQ_{max} : 正側最大耐力, eQ_{min} : 負側最大耐力

表-4 付着強度の計算値 $\tau_{bu}^{(7)}$

	NN1	MN1	MI1
上端筋	3.84	3.96	3.91
下端筋	4.36	4.45	4.42



3.4 等価粘性減衰定数

図-7 に各試験体の等価粘性減衰定数 $e_{h_{eq}}$ の推移を示す。ただし、等価粘性減衰は1サイクル目の各載荷方向の平均値を示した。先述の通り全試験体の荷重変形関係や破壊メカニズムに大差がなかった結果として、同程度のエネルギー吸収性能を示した。

3.5 損傷状況の比較

図-8 に各試験体の損傷（残留ひび割れ長さ）の推移を比較する。ここで、ひび割れ長さは、幅が 0.2mm 以下、0.2mm を超えて 1.0mm 以下、1.0mm を超えるものの 3 通りに分類⁸⁾した。同図より、全載荷過程を通じて、各試験体の損傷状況が同程度で推移したことを確認できる。また、図-4 ($R=+1/200$) で示した通り、すべての試験体が短期許容せん断力 Q_A に達した時、0.2mm を超える残留ひび割れ幅は観測されなかった。以上より、補強筋間隔が広い MI1 が耐損傷性能においても NN1 や MN1 と同等の性能を有することを確認した。

3.6 継手部のコアコンクリートに対する拘束剛性

既往の研究⁹⁾では、継手部の剛性がせん断強度に影響すると指摘されている。本稿では、特に前節で示したようにすべての試験体で損傷が大きく異ならないという結果を、継手部のコアコンクリートに対する拘束剛性に基づいて説明することを試みる。具体的には、継手部（NN1 では中央）のコアコンクリートに対する拘束剛性は補強筋間の中央で最小になるため、その拘束剛性を補強筋の軸剛性と継手部（NN1 では主筋）の曲げ剛性を直列した剛性として評価した（図-9）。

表-5 に各試験体のせん断補強筋の軸剛性、継手部／主筋の曲げ剛性、全体剛性の計算値を示す。MN1 の継手部／主筋の曲げ剛性は、NN1 および MI1 に対して 6 倍程度高くなっている。しかし、全体剛性は、補強筋の軸剛性が支配的であるため、大きく異ならない。すなわち、本研究で対象とした試験体の継手部周りの構造詳細では、継手端部に補強筋を配置しても（MI1）、均等配筋した場合（NN1 および MN1）と比較して、継手部の拘束剛性が大きく異ならないため、継手部の損傷、如いては試験体全体の損傷に影響がなかったと解釈した。参考に、同表には MI1 の継手長さ $J=380\text{mm}$ （以下、 $J=380$ ）と仮想した場合の評価値を併せて示した。この場合、MI1 に対する拘束剛性は半分以下に低下するため、上記の全体剛性の同等性は継手長さが比較的小さいカプラーで得られやすい特性であることがわかる。

以上より、継手部のコアコンクリートに対する拘束剛性は、継手端部の補強筋配置の可否を説明する 1 つの指標になり得る可能性がある。ただし、その判断には今後意図的に拘束剛性を低下させた場合の効果を検証する必要がある、引き続き、実験的に検討する計画である。

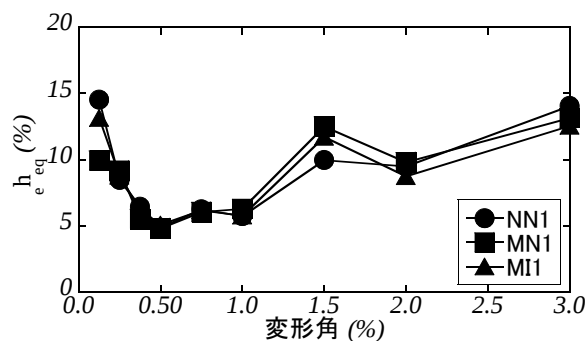


図-7 等価粘性減衰定数 $e_{h_{eq}}$

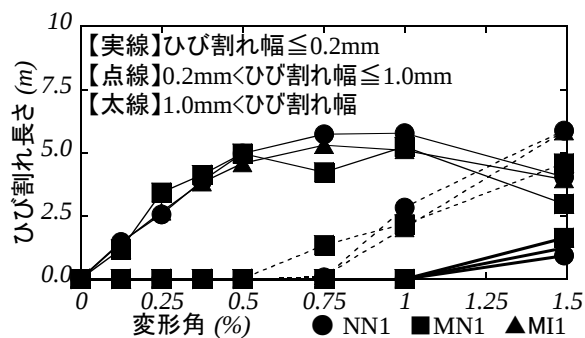


図-8 ひび割れ長さ-変形角の関係

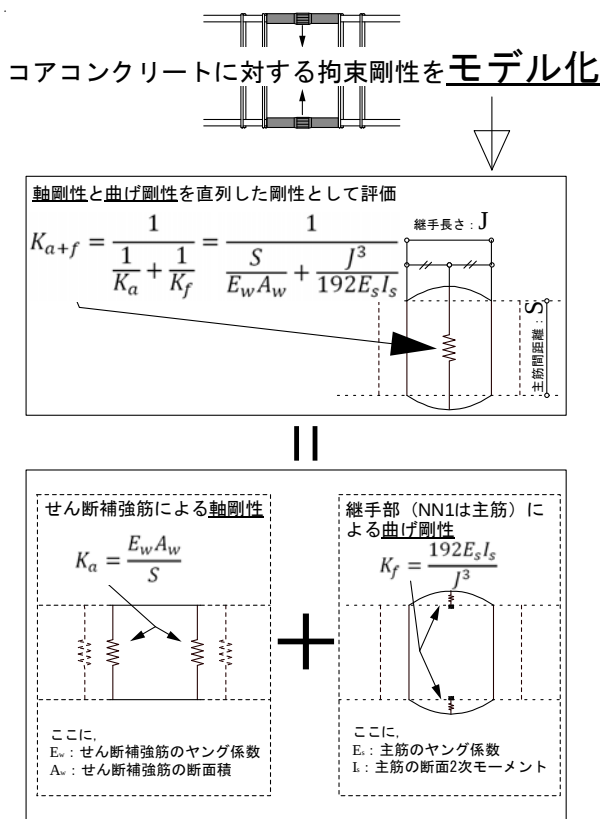


図-9 継手部の剛性評価モデル

表-5 継手部の剛性（単位：kN/mm）

	NN1	MN1	MI1	MI1 (J-380)
軸剛性	59.0	66.6	66.6	66.6
曲げ剛性	409.9	2521.2	432.3	45.9
全体剛性	51.6	64.9	57.7	27.2

4. 結論

本研究では、カプラーを有する梁（継手長さ：主筋間距離=0.6：1.0 程度）のせん断性状を把握することを目的とし構造実験を行った。さらに、耐損傷性能を評価する指標として継手部のコアコンクリートに対する拘束剛性の評価も試みた。以下に、本研究より得られた知見をまとめる。

- (1) カプラーの有無および補強筋配置の違いが最大耐力までの剛性、耐力に与える影響はなく、MI1 は NN1, MN1 と比較して同等の構造性能を有することを確認した。また、エネルギー吸収性能や損傷状況も同程度であることを確認した。
- (2) 既往の評価式を用い、カプラーの存在および補強筋の端部配置を考慮せず、せん断強度を評価した結果、安全側に評価された。
- (3) 破壊メカニズムは、端部の補強筋の降伏と主筋または継手に沿う付着破壊が複合して形成されたと判断した。
- (4) 継手部のコアコンクリートに対する拘束剛性を評価した結果、補強筋の軸剛性が支配的になること、継手部の曲げ剛性が継手のない場合よりも大きいことから、補強筋を端部に配筋しても拘束剛性に大きく影響しないことを示した。この特性は比較的短い機械式継手で得られやすいことを指摘した。

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) 吉野次彦，入澤郁雄，小林克己，野田宗生：機械式継手を有する RC 部材の集約せん断補強に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp957-958，1994.9
- 3) 山元雄亮，松崎育弘，杉山智昭，杉崎一哉：集約せん断補強を行ったモルタル充填式継手を有する梁部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.721-726，2005
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集，pp.213-280,2005
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010
- 6) 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
- 7) 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，1999
- 8) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001
- 9) 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 部材のせん断補強方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.19，No.1，pp.639-644，1997