

論文 機械式継手と開孔が近接する RC 梁のせん断性能に関する基礎研究

笠原 崇佑*1・若松 希旭*2・真田 靖士*3・足立 智弘*4

要旨: 機械式継手や開孔を有する鉄筋コンクリート梁にはそれらの配置にそれぞれ規定が設けられているが、両者の位置関係、特に両者が近接する場合に対する明確な規定はなく、実験データそのものが不足している。そこで、本研究ではカプラーによる機械式継手と開孔が近接する梁の基本的なせん断性能を把握することを主目的に研究計画を立案した。特に継手部では、カプラーにかかるせん断補強筋をカプラー端部に配筋する工法を採用し、その影響についても検討した。一般の梁と継手及び開孔の有無をパラメータとした試験体性能の比較より、継手と開孔を 1D 程度の間隔で配置しても最大耐力や損傷状況に影響ないことを確認した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 有開孔梁, カプラー, 構造実験, FEM 解析

1. はじめに

継手や開孔を有する鉄筋コンクリート (以下, RC) 梁にはそれらの配置に以下に要約する規定がそれぞれ設けられている。文献 1)より, 開孔は図-1(a)に示すように梁内法寸法 (以下, L) の 1/4 以上梁端部から離して, 且つ, 上下端から梁せい (以下, D) の 1/3 以上離れた枠内に設けてよいと規定されている。文献 2)より, 機械式継手は図-1(b)に示すように梁端部から 1D 以上離れた位置に設けてよいとされている。

しかし, 上記は個別の規定であり, 開孔と継手の両者の位置関係については, 構造実験などに基づく明確な規定がないのが現状である。こうした背景から, 実務では図-1(c)に示すように両者が近接する際には梁の主筋間距離 (以下 s) の 3 倍以上の距離を確保するなどの配慮がなされている。

一方, カプラーを用いる場合, 図-2 のように, カプラーの長さがせん断補強筋間隔より長いため, せん断補強筋はカプラーにかけて配筋される。従って, 適切なコンクリートのかぶり厚さを確保するためには, 主筋を内側に配筋しなければならないが, 設計上の効率を欠く。加えて, カプラー上のみサイズが異なるせん断補強筋を用いなければならないが, 施工上の効率も欠く。以上より, せん断補強筋をカプラー端部に配筋できれば, かぶり厚さを確保するための主筋移動の回避, 及び, せん断補強筋のサイズ統一が可能となり, 設計・施工両面での効率向上に繋がる。

以上を背景として, 本研究では, カプラー端部にせん断補強筋を配筋する工法を採用した有開孔梁, とくに継手と開孔が近接する場合 (間隔 1.13s) のせん断性能を検証することを主目的とし, 一連の研究を計画した。

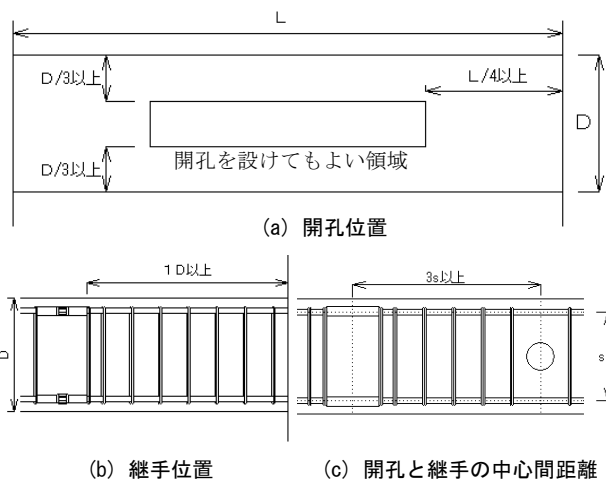


図-1 開孔と継手位置に関する設計規定他

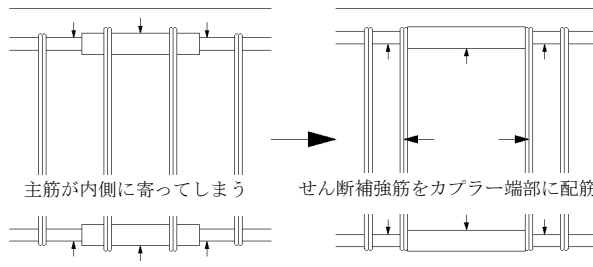


図-2 せん断補強筋の配筋方法

2. 試験体計画

2.1 試験体の構造詳細

10 階建て事務所ビル³⁾の 2 階の RC 梁 (図-3, 表-1) の中央部を模擬した, 縮尺 1/2 の梁試験体を計画した。実験のパラメータには, 継手と開孔の有無を設定し, 計 4 体の試験体を製作した。各試験体に共通する構造諸元は, 断面形状: 300×400mm, せん断スパン比: 2.0, コンクリート強度: 48N/mm² である。基礎的なせん断性能の

*1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学工学部 学部生

*3 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 准教授・博 (工) (正会員)

*4 東京鉄鋼株式会社 開発部製品開発課 (正会員)

把握を目的にせん断破壊型となるよう設計したため、とくにせん断スパン比は参照した梁（図-3、表-1）より短い。継手を有する試験体では、2.2節で述べるカプラーを用いた。カプラー設置位置は図-1(b)の規定を満足する梁中央（スタブ境界から800mmの位置）とした。開孔を有する試験体は、2.3節で述べる開孔補強筋を用いて補強した。開孔は図-1(a)に適合する梁端部（スタブ境界から400mmの位置）に設置した。開孔の直径は100mmとした。以下、継手がない無開孔試験体をNN2、有開孔試験体をNN2-O、継手がある無開孔試験体をMI2、有開孔試験体をMI2-Oと称す。MI2-Oの継手と開孔の中心間距離は1.13sである。本実験で用いた試験体NN2の全体図および断面図を図-4に示し、各試験体配筋図を図-5に、試験体の一覧を表-2にまとめる。

2.2 カプラーの特徴と形状

本研究では機械式継手としてカプラー（主筋はネジ鉄筋）を使用した。実際の施工方法に合わせ2本の主筋をカプラー中央で突き合わせ、グラウト剤（エポキシ樹脂）を注入して結合した。図-6および表-3にカプラーの詳細を示す。

2.3 開孔の補強方法

開孔部の補強には一般に普及している補強金物を採用した。本金物はD13-295N/mm²の鉄筋を用いて加工されており、図-7に示す形状である。

2.4 材料特性

表-4に各試験体の製作で用いたコンクリート、鉄筋の材料試験結果をまとめる。試験体をせん断破壊型とするため、主筋には高強度鉄筋を用いた。

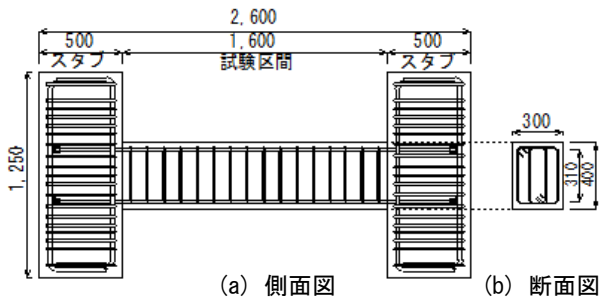


図-4 試験体全体図

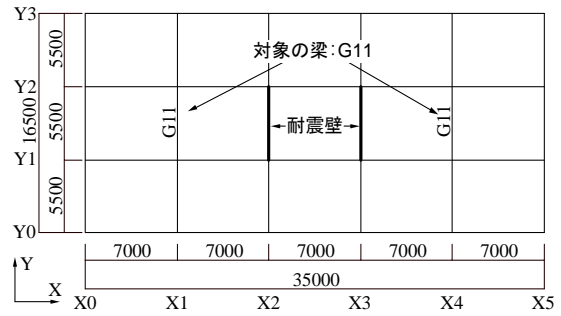
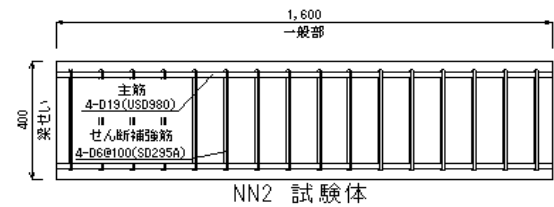


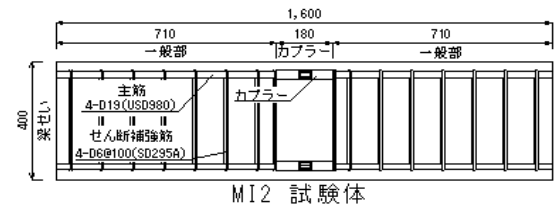
図-3 基準階平面図

表-1 参照梁の断面詳細

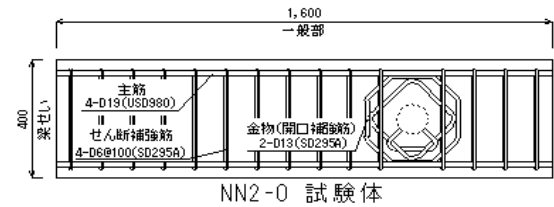
階	G11	両端	中央
2	断面 BxD	600×800	600×800
	上端筋	6-D38	4-D38
	下端筋	6-D38	4-D38
	せん断補強筋	S13-□□-@200	S13-□□-@200



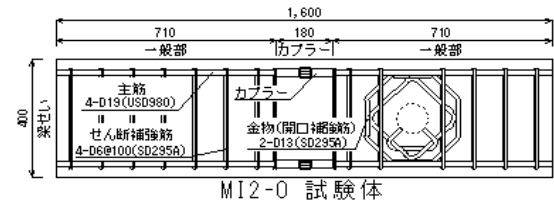
NN2 試験体



MI2 試験体



NN2-O 試験体



MI2-O 試験体

図-5 試験区間配筋図

表-2 試験体の一覧

試験体名	構造諸元					変動要因		計算値	
	コンクリート F _c [N/mm ²]	主筋		せん断補強筋		継手有無	開孔有無	せん断余裕度 Q _{mu} *1/Q _{su} *2*3	付着余裕度 τ _{bu} *4/τ _t *5
		配筋	P _t [%]	一般部					
				配筋	P _w [%]			継手部 配筋	
NN2	40	4-D19 (USD980)	1.078	4-D6@100 (SD295)	0.427	—	無	0.61	1.15
MI2						4-D6	有	0.61	1.15
NN2-O						—	無	0.62	1.09
MI2-O						4-D6	有	0.62	1.07

*1 $Q_{mu} = 2M_u/L = 2(0.9a_s \sigma_y d)/L^4$ *2 無開孔 $Q_{su} = \{0.068p_t^{0.23}(18+F_c)/(M/(Qd)+0.12)+0.85(p_w \sigma_{wy})^{0.5}\} b_j^4$

*3 有開孔 $Q_{su} = \{0.092k_u k_p (18+F_c)/(M/(Qd)+0.12)\} (1-1.61H/D)+0.85(p_w \sigma_{wy})^{0.5} b_j^5$

*4 $\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.086b_i + 0.11) \sigma_B^{0.5} + k_{st} \}^6$ *5 $\tau_t = b p_{wt} \sigma_{wy} \cot \phi / \Sigma \psi^7$

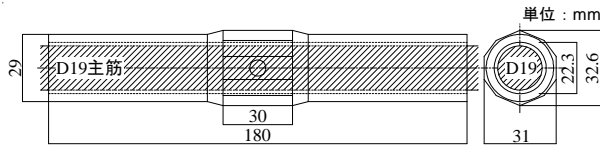


図-6 エポキシカプラー (D19 専用) の形状図

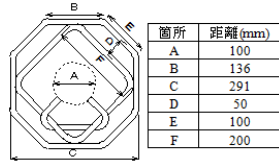


図-7 補強金物詳細

表-3 エポキシカプラー

呼び名	D19
接合鉄筋	D19
全長 (mm)	180
外径 (mm)	32.6
内径 (mm)	22.3

3. 実験計画

3.1 荷重計画

図-8 に荷重装置を示す。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。軸力が作用しない状態を維持しながら、正負交番で水平力を荷重した。荷重は梁 (試験区間) と上スタブ境界での水平変位により制御した。荷重履歴は表-5 の通りである。尚、最終サイクルまでに全試験体の耐力が各最大耐力の 80%未滿に低下したことを確認した。

3.2 計測計画

図-9 に、計測計画を示す。すべての試験体に対し、全体変位と局部変位、主筋とせん断補強筋のひずみ度を計測した。また、上記の計測に加え、表-5 の荷重履歴のピークと除荷時に、梁 (試験区間) 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。

4. 実験結果

4.1 破壊経過と荷重-変形関係

図-10 に各試験体の最終ひび割れ状況と配筋図を、図-11 に荷重-変形関係を示す。各試験体ともに $R=1/800$ で曲げひび割れの発生、 $R=1/200$ で梁端部のせん断補強筋の初降伏、 $R=1/67$ で最大耐力・試験体端部のコンクリートの圧壊が観測され、同サイクル中にほぼすべてのせん断補強筋が降伏した。 $R=1/50$ でカバーコンクリートの剥落が目立つようになり、 $R=1/33$ で主筋が露出した。 $R=1/33$ 終了までに、各試験体の耐力が最大耐力の 80%を下回ったため、荷重を終了した。図-11 より全試験体がほぼ同様の軌跡を描いており、開孔やカプラーの有無によるせん断性能の違いはほとんど観察されなかった。

4.2 実験値と設計用計算値の比較

実験により得られたせん断耐力と設計用計算値を比較する。ここで用いる計算値は、無開孔の場合は表-2 の※2 より、有開孔の場合は表-2 の※3 より算出した。各試験体の実験値、設計用計算値、及び安全率を表-6 に示す。各試験体の安全率はおよそ 2 割程度確保されており、いずれも安全側に評価されたことを確認した。

表-4 材料特性

コンクリート			
試験体	材齢	圧縮強度	割裂強度
	日	N/mm^2	N/mm^2
NN2	55	53.4	3.0
MI2	60	53.2	3.6
NN2-O	41	52.6	3.5
MI2-O	44	51.1	3.3
鉄筋			
呼び名	降伏強度※3	引張強度	弾性係数
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
主筋 D19※1	1057	1145	189109
主筋 D19※2	1042	1135	166835
D6※1	315	437	161398
D6※2	332	482	142851

※1 無開孔試験体の材料試験結果を示す

※2 有開孔試験体の材料試験結果を示す

※3 降伏強度は 0.2% オフセット法により算出した

※ 開孔補強筋は $295N/mm^2$ の 1.1 倍を降伏強度とした

表-5 荷重履歴

変形角 ($\times 10^2 rad$)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75
回数	1	2	2	2	2
変形角 ($\times 10^2 rad$)	1.00	1.50	2.00	3.00	
回数	2	2	2	2	

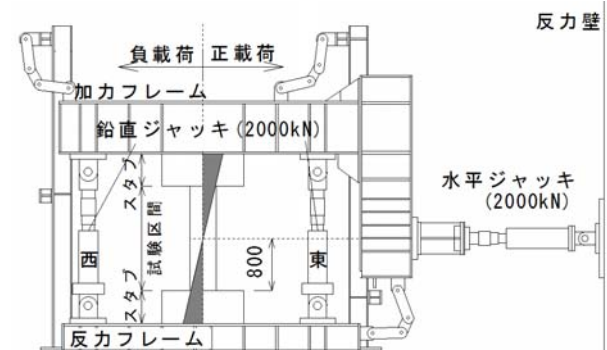


図-8 荷重装置

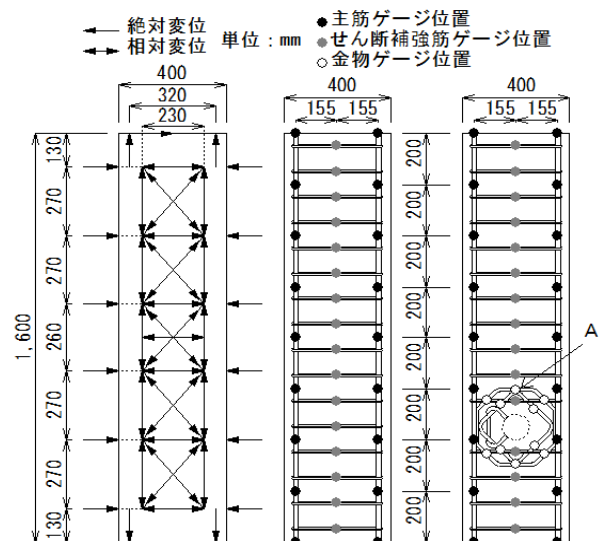


図-9 試験区間計測方法

4.3 損傷状況

目視によるひび割れ幅の観察を $R=1/50$ の 1 回目のサイクルまで実施した。図-12 では各変形角への 1 回目のサイクル正側除荷時における最大残留ひび割れ幅の推移を比較する。 $R=1/800$ から $R=1/100$ までは左軸を、 $R=1/100$ から $R=1/50$ までは右軸を参照されたい。 $R=1/133$ まではばらつきがあるが、いずれも 0.2mm 以下である。 $R=1/100$ 以降は、およそ同様の最大残留ひび割れ幅であった。また、有開孔試験体では、開孔部周りの残留ひび割れ幅は終始 0.2mm 以下であった。これは、開孔補強筋が図-9 の A 点でのみ降伏したが、その他では降伏しなかったためである。有開孔両試験体で損傷状況にほとんど違いがないことから、カプラーと開孔が近接しても損傷性能に影響しない結果であった。

4.4 破壊メカニズム

a) 曲げ耐力の評価

4.1 節で示したように、各試験体が最大耐力を記録した付近で、梁端部において縦方向のひび割れが入り、コ

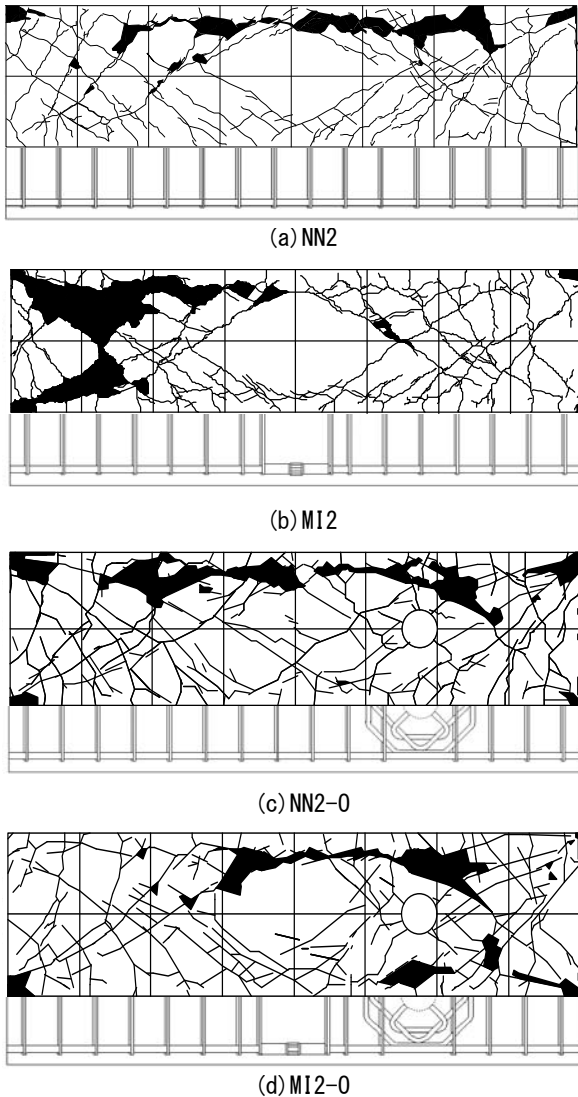


図-10 最終ひび割れ状況

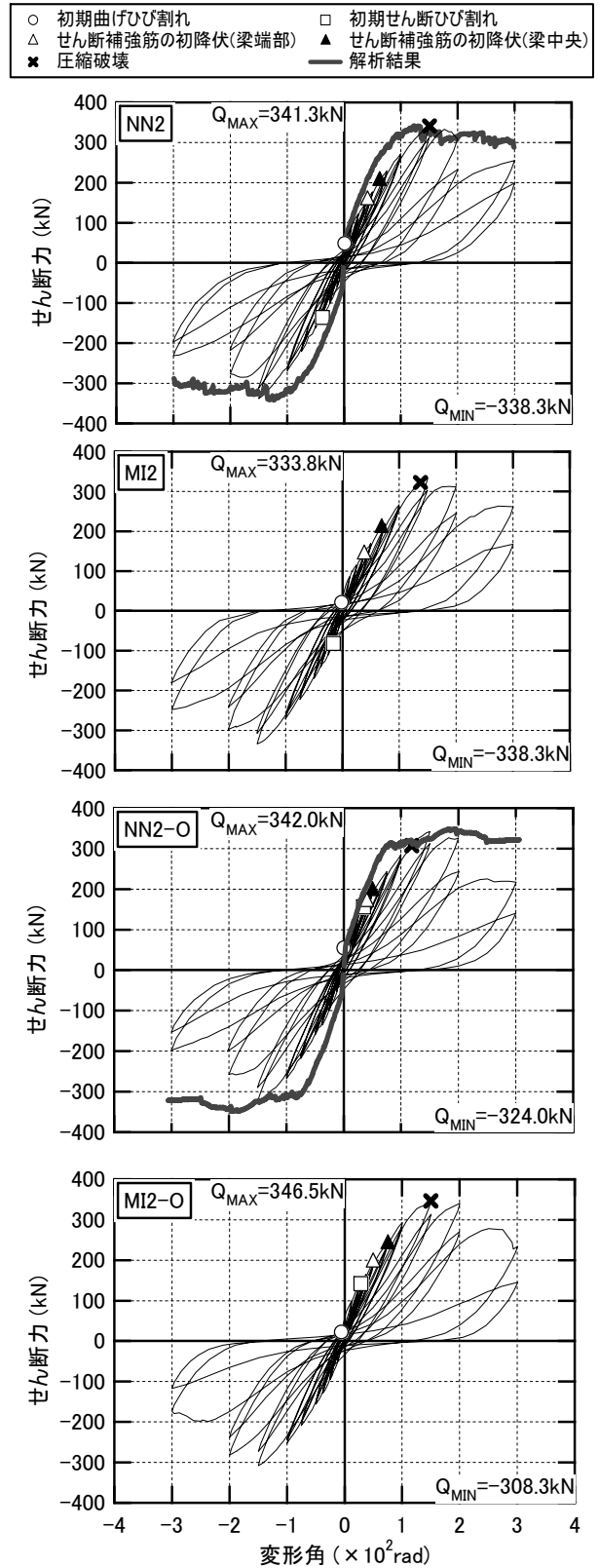


図-11 荷重-変形関係

表-6 設計用計算値との比較

試験体	実験値 (kN)	計算値 (kN)	安全率 実験値/計算値
NN2	341.3	285.2	1.20
MI2	338.3	284.7	1.19
NN2-O	342.0	284.9	1.20
MI2-O	346.5	283.0	1.22

ンクリートが圧壊の兆候を呈した。そこで、曲げ破壊が先行しなかったことを確認するため、断面曲げ解析を行い曲げ耐力を評価した。図-13に断面のモデル化方法と採用した材料モデルを示す。コンクリートは、斜線部をコアコンクリート、周囲をカバーコンクリートとしてモデル化した。コンクリート要素を Kent and Park model⁸⁾で、鉄筋をバイリニアモデルで置換した。解析より得られた各試験体の曲げ耐力を、実験での最大耐力、表-2の※1より略算した Q_{mu} と表-7 で比較した。同表より各試験体の最大耐力が曲げ耐力を大幅に下回っており、曲げ破壊ではなかったことを確認した。

表-7 最大耐力と曲げ耐力の計算値の比較

試験体名	曲げ耐力(解析値) (kN)	Q_{mu} (kN)	実測値 (kN)
NN2	469.9	484.6	341.3
MI2	469.9	484.6	338.3
NN2-O	468.4	477.7	342.0
MI2-O	468.4	477.7	346.5

b) せん断破壊メカニズムの検討

各試験体のせん断破壊メカニズムを把握するため、最大耐力時の応力状態について検討する。図-14は最大耐力時までに記録した、せん断補強筋の最大応力度分布である。梁中央部と開孔部付近ではせん断補強筋の降伏は見られなかったが、それ以外のせん断補強筋は降伏したことを確認できる。一方、図-10に示したように全試験体で最終的に打設面側の主筋に沿う破壊が顕著となったため、打設面側の主筋の付着割裂破壊について検討する。図-15に図-14と同様に最大耐力時までに記録した最大付着応力度分布を示す。梁端部では付着割裂強度⁹⁾に達していないが、梁中央部付近では達している。尚、前述の通り $R=1/67$ において梁端部で圧壊の兆候が確認されたが、部材全域で顕著なコンクリートの圧縮による損傷は観察されなかったことから、試験体のせん断破壊メカニズムはせん断補強筋の降伏と付着割裂破壊が複合して形成されたと判断した。

5. FEM 解析

構造実験より、カプラーと開孔の近接が梁のせん断性能に大きく影響しないことを確認したが、今後部材内部の応力やひずみ挙動について、詳細に検討することが望ましい。そこで、本稿ではその準備段階として NN2 と NN2-O を対象に 2次元非線形有限要素法（以下、FEM）解析を行い、試験体性能の評価精度を確認した。

5.1 モデル化方法

本解析には、FEM プログラム ATENA2D⁹⁾を用いた。図-16に示すように、コンクリートは4節点アイソパラ

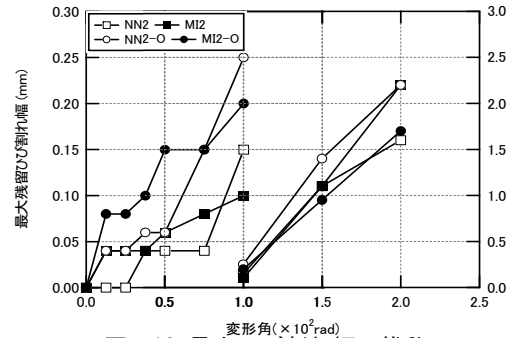
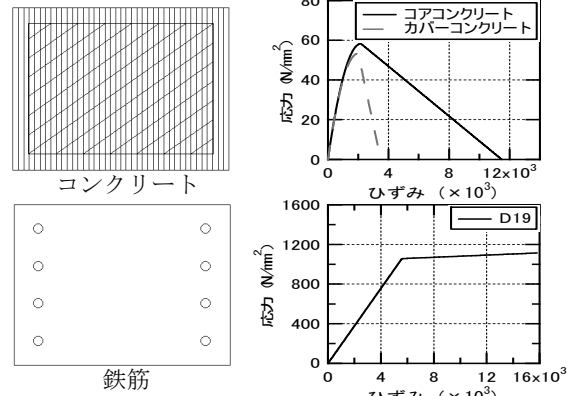


図-12 最大ひび割れ幅の推移



(a) 要素分割

(b) 材料モデル

図-13 断面曲げ解析方法

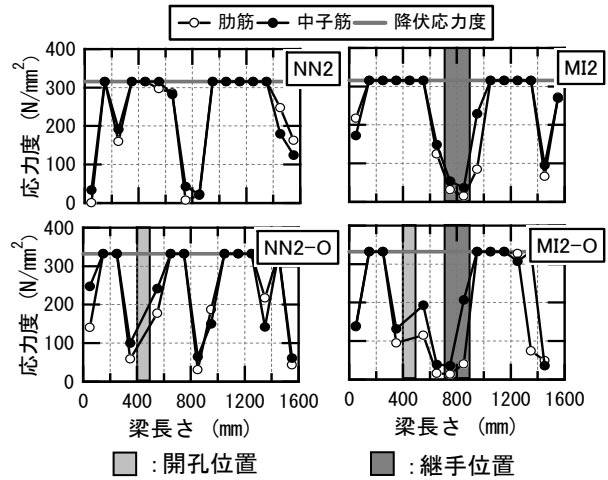


図-14 せん断補強筋降伏状況

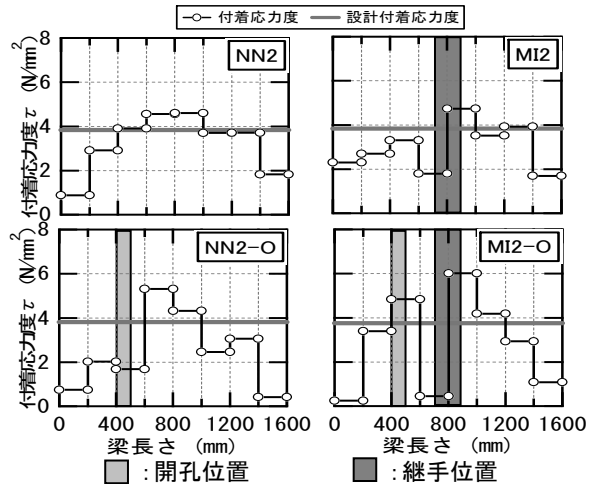


図-15 付着応力度分布

メトリック要素，鉄筋はトラス要素に置換し，材料モデルを図-17に示す。コンクリートはコアコンクリートとカバーコンクリートを区別し，圧縮強度までの特性は両者共通に CEB-FIP Model Code 90¹⁰⁾で評価し，強度到達後は，コアコンクリートは軟化勾配が 0，カバーコンクリートは材料試験結果より弾性係数に 0.285 を乗じた軟化勾配を有するモデルを仮定した。ひび割れモデルには分散ひび割れモデルを用い，ひび割れ後のせん断係数は，ひび割れ直交方向のひずみ度に基づき低下するモデルを用いた⁹⁾。鉄筋にはバイリニアモデルを用いた。材料特性は表-4を参照されたい。上下のスタブを弾性体，下スタブの境界条件を固定とし，3.1 節の荷重条件で変位制御による Pushover 解析を行った。

5.2 解析結果

解析より得られた荷重変形関係を図-11に併せて示した。解析結果は NN2 と NN2-O のせん断耐力を良好に評価したが，両試験体のひび割れ後の二次剛性をやや過大評価した結果となった。図-18に最大耐力時のひび割れ図を示す。図-10(a)，(c)と比較し，ひび割れの傾きや NN2 のみ中央部が損傷しなかった結果などを良好に再現できた。

6. 結論

カプラーによる機械式継手と開孔の有無をパラメータとした梁の構造実験を行った。実験により得られた知見を以下にまとめる。

1. 各試験体のせん断性能に，カプラーと開孔の有無による影響は観察されなかった。すなわち，継手と開孔の中心間の距離を 1.13s とした梁は，一般の梁，継手，開孔のみを有する梁と同等の性能を有した。
2. 各試験体のせん断耐力は，無開孔梁は荒川式で，有開孔梁は有開孔梁のせん断強度式で 2 割程度の安全率を有して評価された。
3. 今後の詳細な実験結果の分析のため，NN2，NN2-O を対象に FEM 解析を行った。解析結果はせん断耐力を良好に評価したが，スケルトンカーブの再現には引き続きの検討を要する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2003.11
- 2) 日本鉄筋継手協会：鉄筋継手工事標準仕様書機械式継手工事，2009.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集，pp.213-280，2002.1
- 4) 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

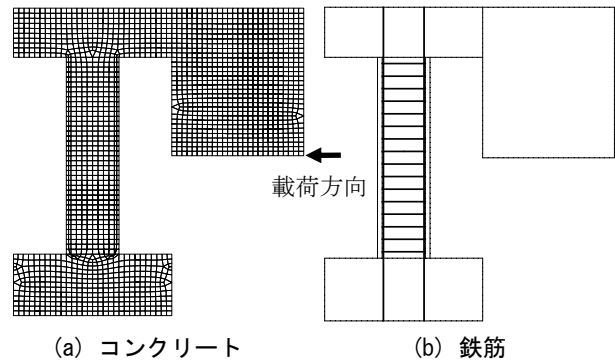
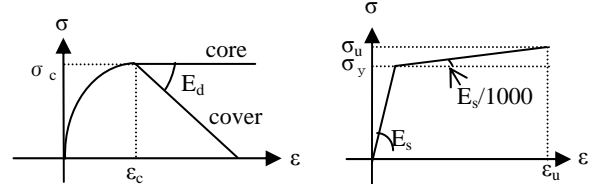


図-16 試験体のモデル化



ここに， σ_c :圧縮強度 (N/mm²)， ϵ_c :圧縮強度時ひずみ度 E_d :コンクリートの軟化勾配， σ_y :降伏応力度 (N/mm²) σ_u :引張強度 (N/mm²)， ϵ_u :引張強度時歪度， E_s :鉄筋の弾性係数 (N/mm²)である。

図-17 応力-ひずみ関係モデル

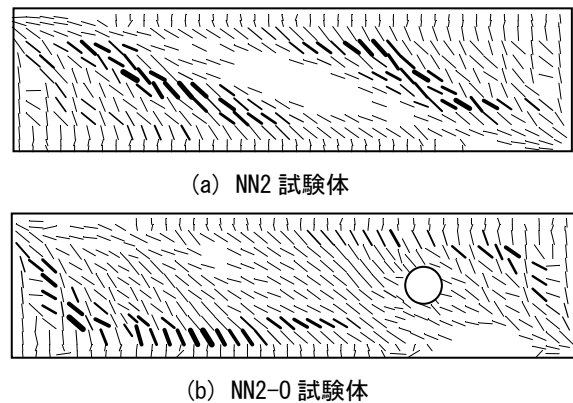


図-18 解析によるひび割れ図

- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- 6) 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
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
- 8) Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D.: Ductility of the Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. ST4, pp. 929-950, April 1982.
- 9) Cervenka Consulting: Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures ATENA
- 10) CEB : CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1993