

論文 平鋼を用いて大開孔を補強した鉄筋コンクリート造基礎梁の実験的研究

近藤 祐輔^{*1}・前川 利雄^{*2}

要旨：本論文は開孔を設ける基礎梁せいの低減を目的に行った実験について報告するものである。試験体は開孔が梁せいの 1/2 の試験体 5 体を含む全部で 7 体であり、開孔補強には平鋼と T 形鋼を組み合わせた補強金物を考案し、開孔径の影響や補強金物の補強効果について確認をした。実験の結果、考案した補強金物は補強効果があることが示した。しかし、開孔が梁せいの 1/3 よりも大きい場合、孔際補強筋は補強効果が小さいことを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、基礎梁、有孔梁、せん断強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建築物において、設備配管などを通すためや点検のために梁に開孔を設けることが一般的に行われている。「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾（以下 RC 規準）」において、開孔が円形の場合には、開孔の直径は梁せいの 1/3 以下とすることが望ましいとされている。この制限は、過去に実施された構造実験の結果を基に定められたものである。開孔を有する梁にせん断力が作用すると、開孔の中心から 45° 方向にせん断ひび割れが発生し、その後せん断力の増大とともにひび割れが拡幅する。最終的には開孔の接線方向に新たなひび割れが発生して、そのひび割れ幅の拡幅とともに最大耐力に達する。このような破壊を軽減または防止するために RC 規準¹⁾では、せん断補強筋や斜めに折り曲げた鉄筋（以下、斜め補強筋）で補強する設計法が紹介されている。また、現場では施工性が良く、上述したひび割れを効率的に抑制できる市販の鉄筋による補強金物などが用いられている。

建築物の基礎梁には床下の設備配管の点検などのために人通孔が設けられていることが多い。この場合においても上記の制限が適用される。直径 600mm の人通孔

を設ける場合には、設計用応力から定まる必要断面に関わらず、梁せいは 1,800mm 以上必要となる。このことは土工事、躯体工事のコストアップにつながっている。この点を合理化するために、新たに補強金物を考案し、開孔の直径が梁せいの 1/2 で貫通可能な開孔補強工法の開発および実験を行った。本工法は RC 規準に示されている開孔補強の鉄筋の役割を鋼材に置き換えた工法である。斜め補強筋の役割を斜め補強材で、水平方向筋の役割を T 形鋼に置換した。開孔補強の概要を図-1 に示す。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は実大の 1/2 縮小の RC 造基礎梁 7 体であり、全て開孔部せん断破壊先行型で設計した。試験体一覧を表-1 に、試験体の形状および配筋詳細を図-2 に示す。試験体断面は全試験体共通で梁幅 $b=300\text{mm}$ 、梁せい $D=600\text{mm}$ 、梁内法スパン $L_0=1,200\text{mm}$ であり、シアスパン比は 1.0 とした。コンクリート設計基準強度は F_c30 で計画した。梁主筋は D19(SD490)を、せん断補強筋および孔際補強筋は D6(SD295A)を使用した。

開孔は梁のスパン中央かつ梁せい中央に 1 か所配置した。No.1～No.5 は開孔径が $H=300\text{mm}$ ($H/D=1/2$)、No.6 は $H=200\text{mm}$ ($H/D=1/3$)、No.7 は $H=240\text{mm}$ ($H/D=1/2.5$) である。開孔補強には図-1 に示すように補強金物を新たに考案した。補強金物は上下に配置した T 形鋼のウェブに開孔両側に X 型になるように平鋼（幅 25mm）を溶接接合して一体化したものである。

変動因子はこの補強金物を 1 セット配置した No.2（斜め補強材厚 $t=4.5\text{mm}$ ）を標準試験体として補強金物がない No.1、補強金物が 2 セットの No.3、孔際補強筋量を標準試験体の 2 倍にした No.4、補強金物の斜め補強材厚を

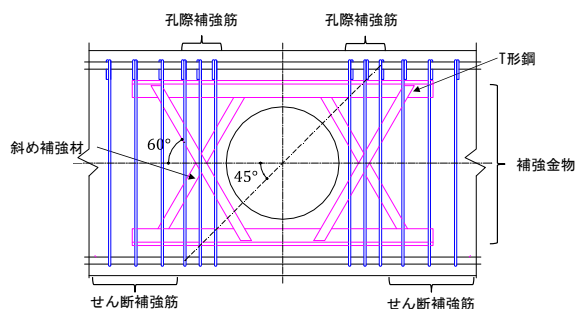
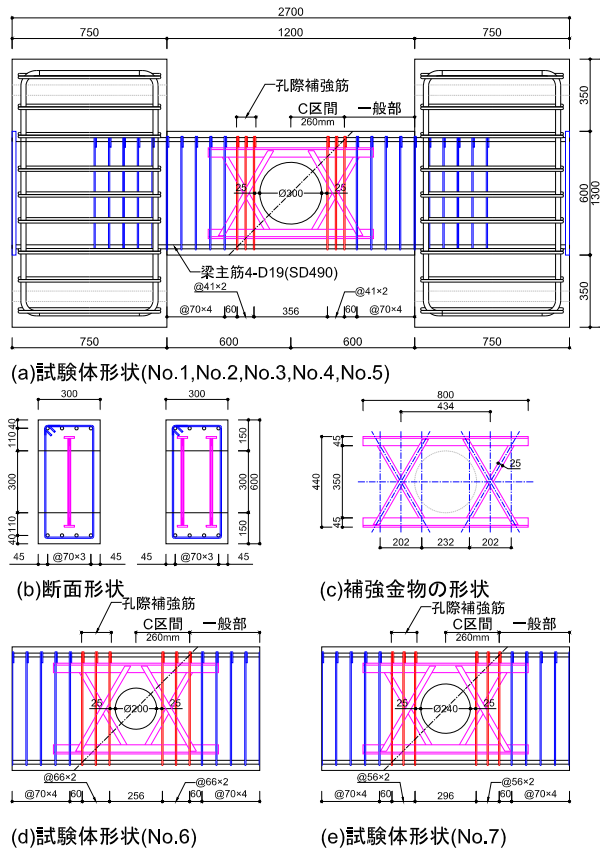


図-1 開孔補強の概要

*1 (株) 熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ 工修 (正会員)

*2 (株) 熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ 工修

2 倍 ($t=9\text{mm}$) にした No.5, 補強金物のセット数, 孔際補強筋を標準試験体と同様にして開孔径を変動させた No.6, No.7 とし, 補強金物, 孔際補強筋, 開孔径の影響について検討した。



図－2 試験体の形状および配筋詳細

表－1 試験体一覧

試験体	H	$\frac{H}{D}$	補強金物			孔際補強		p_s
			t_p	set	p_{wp}	—	p_{ws}	
	mm	—	mm		%		%	%
No. 1	300	1/2	4.5	—	0.00	2-D6	0.24	0.24
No. 2				1	0.20		0.24	0.44
No. 3				2	0.39	4-D6	0.24	0.63
No. 4				1	0.20		0.24	0.68
No. 5	200	1/3	4.5	1	0.39	2-D6	0.48	0.63
No. 6				1	0.20		0.24	0.44
No. 7				1	0.20		0.24	0.44

H: 開孔径 (mm), t_p : 斜め補強材厚 (mm), w_p : 斜め補強材幅 (mm) (=25mm), p_{wp} : 開孔の片側 C の範囲内にある孔際補強筋比 (%), p_{ws} : 開孔の片側 C の範囲内にある斜め補強材の補強比 (%), $p_s = p_{wp} + p_{ws}$ (%)

[共通項目]
 $b \times D = 300\text{mm} \times 600\text{mm}$, 梁主筋: 4+4-D19 (SD490) $p_t = 0.68\%$, 一般部のせん断補強筋: 2-D6@70 (SD295A) $p_w = 0.30\%$, コンクリート強度: Fc30

2.2 使用材料

試験体で使用したコンクリート, 鉄筋および鋼材の材料試験結果を表－2に示す。コンクリートの粗骨材は最大径 13mm の普通コンクリートとした。

表－2 材料試験結果

コンクリート	使用部位	ヤング係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
No. 1	梁	27,600	31.6	2.41
No. 2	梁	28,100	31.4	2.16
No. 3	梁	27,500	30.7	2.33
No. 4	梁	28,500	32.3	2.53
No. 5	梁	28,400	32.2	2.58
No. 6	梁	28,300	29.5	2.11
No. 7	梁	28,700	32.7	2.36

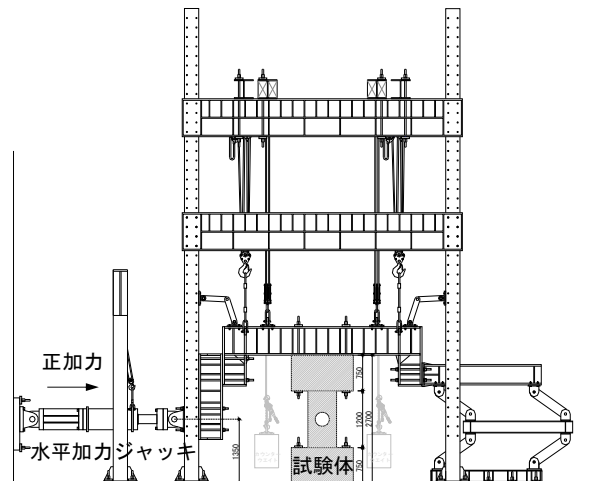
鉄筋	使用部位	ヤング係数 N/mm ²	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
D19 (SD490)	柱主筋	191,200	544.6	716.6
D6 (SD295A) *	梁補強筋	198,500	397.5	527.4

鋼材	使用部位	ヤング係数 N/mm ²	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
t=9 (SS400)	補強金物	180,900	321.6	465.6
t=4.5 (SS400) *	補強金物	171,600	300.7	475.6

※0.2%オフセット法

2.3 加力方法・計測方法

載荷装置図を図－3に示す。試験体の加力は試験部に逆対称曲げせん断が生じるように建研式加力装置を用いて, 正負漸増繰返し加力を行った。試験体の全体変形はスタブ間に取り付けた変位計により計測した。試験体に生じる荷重は, 水平加力ジャッキに内蔵されたロードセルにより計測した。部材角 R は全体変形を内法スパン ($L_0=1,200\text{mm}$) で除した値とした。加力は変位制御で部材角 $R = \pm 1/800$ を 1 回, $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$ を各 2 回ずつ, $\pm 1/50$ を 1 回の繰返し後に $+1/20$ を 1 回の載荷を行った。



図－3 載荷装置図

3. 実験結果

3.1 破壊状況と荷重変形関係

各試験体の荷重変形関係を図-4に示す。No.2 および No.6 の最大耐力時の破壊状況を写真-1に示す。最大耐力の実験値一覧を表-3に示す。No.6 および No.7 ははじめに $R=1/800\text{rad}$ サイクル時に梁端部に曲げひび割れが発生した。一方、 $H/D=1/2$ の No.1~No.5 は開孔部端部に曲げひび割れが先行して発生した。なお、No.1 は梁端部に曲げひび割れは発生していない。その後いずれの試験体も $R=1/800\text{rad}$ までは開孔部の中心から 45° 方向に開孔部のせん断ひび割れが発生し部材角の進展とともに拡幅した。 $R=1/400\text{rad}$ までは開孔部上下に斜めひび割れが発生し、No.1 はひび割れの発生と同時に耐力低下した。最終的には開孔部まわりのひび割れが進展し、各試験体ともに開孔部上下部がせん断破壊した。

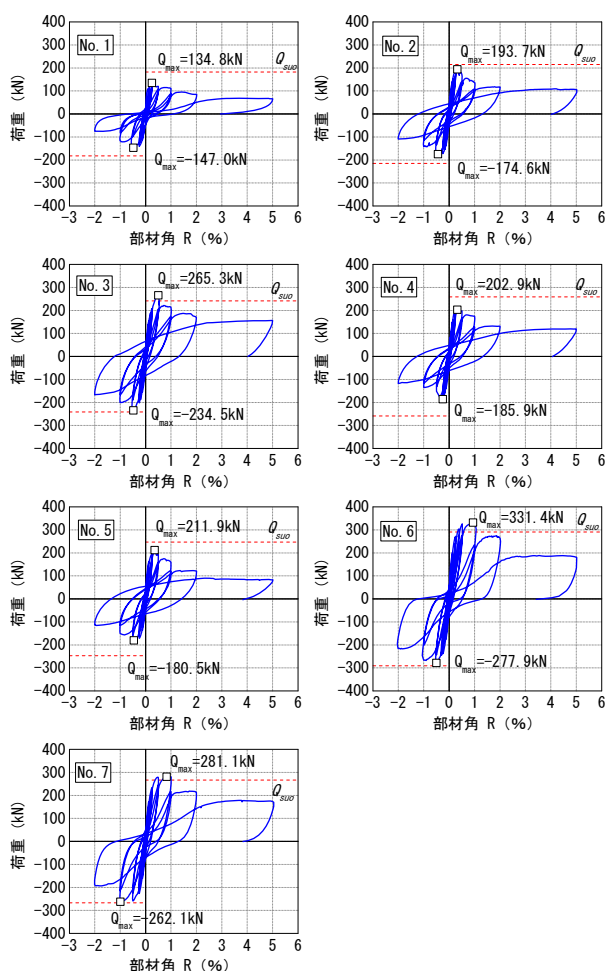
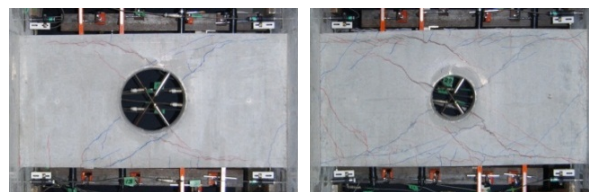


図-4 荷重変形関係

表-3 最大耐力の実験値一覧

試験体	$+Q_{max}$ kN	$-Q_{max}$ kN	試験体	$+Q_{max}$ kN	$-Q_{max}$ kN
No. 1	134.8	-147.0	No. 5	211.9	-180.5
No. 2	193.7	-174.6	No. 6	331.4	-277.9
No. 3	265.3	-234.5	No. 7	281.1	-262.1
No. 4	202.9	-185.9			



(a) No. 2 $R=1/200\text{rad}$

(b) No. 6 $R=1/100\text{rad}$

写真-1 最大耐力時の破壊状況

3.2 包絡線の比較

正加力時の包絡線を実験変数ごとに図-5に示す。

(a)補強金物セット数: 補強金物のセット数を増した試験体 No.3 (2セット) は No.2 (1セット) よりも大きな耐力を示し、最大耐力時の部材角も大きな値となった。

(b)孔際補強筋量: No.2 よりも倍の孔際補強筋を配筋した No.4 の最大耐力はわずかに上昇し、最大耐力時の部材角はほぼ同じ程度であった。

(c)開孔径: No.2 よりも、開孔径を小さくした No.6 ($H/D=1/3$), No.7 ($H/D=1/2.5$) は小さくなるにしたがって最大耐力が上昇し、最大耐力時の部材角も大きな値となった。

(d)斜め補強材厚: No.2 ($t=4.5\text{mm}$) よりも斜め補強材の厚さを倍にした No.5 ($t=9.0\text{mm}$) の最大耐力はわずかに上昇し、最大耐力時部材角はわずかに上昇した。

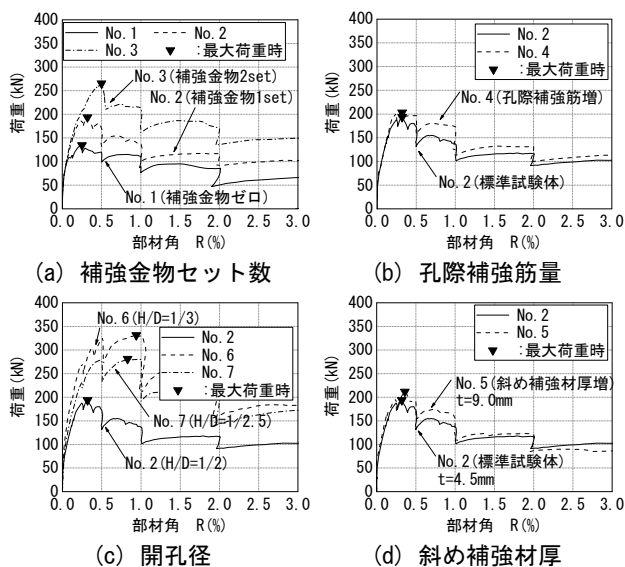
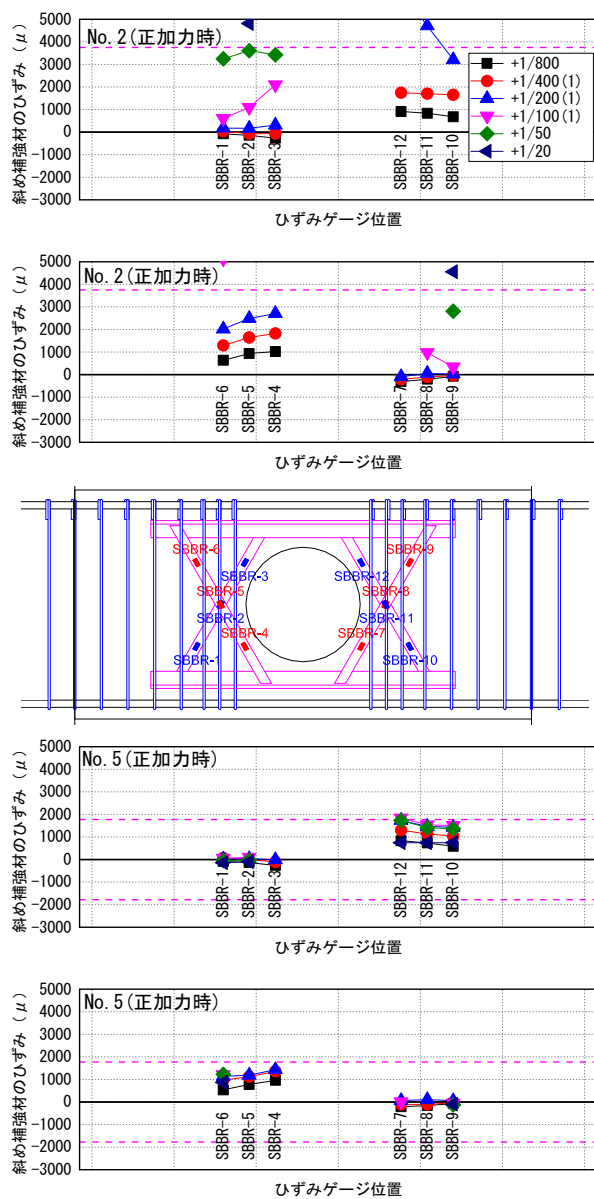


図-5 実験変数による包絡線の比較

3.3 補強金物の斜め補強材のひずみ分布

補強金物がある試験体のうち No.2 と No.5 の斜め補強材のひずみ分布を図-6に示す。図中に降伏ひずみ $\varepsilon_y=3755\mu$ (No.2) と $\varepsilon_y=1788\mu$ (No.5) を破線で示す。斜め補強材のひずみは各サイクルピーク時の正加力時1回目の値を示す。各試験体の上段のグラフは斜め補強材がハの字の位置に貼り付けたひずみの値を示し、下段のグ

ラフは斜め補強材が逆ハの字の位置に貼り付けたひずみの値を示す。各試験体共に $R=\pm 1/400\text{rad}$ までは斜め補強材は降伏ひずみに到達していない。また、1本の斜め補強材に貼り付けている3つのひずみゲージの中で、開孔に近いひずみ（梁部材の中央付近）の値が大きい傾向にある。これは開孔部の中心から 45° 方向のせん断ひび割れ発生箇所近傍にひずみゲージがあり、その影響だと考えられる。斜め補強材厚が大きい No.5 ($t=9.0\text{mm}$) を除き $R=\pm 1/200\text{rad}$ で斜め補強材は降伏ひずみに到達している。斜め補強材が降伏ひずみ到達時とほぼ同サイクルで各試験体は最大耐力に到達している。ゆえに、斜め補強材はせん断補強効果に寄与していると考えられる。



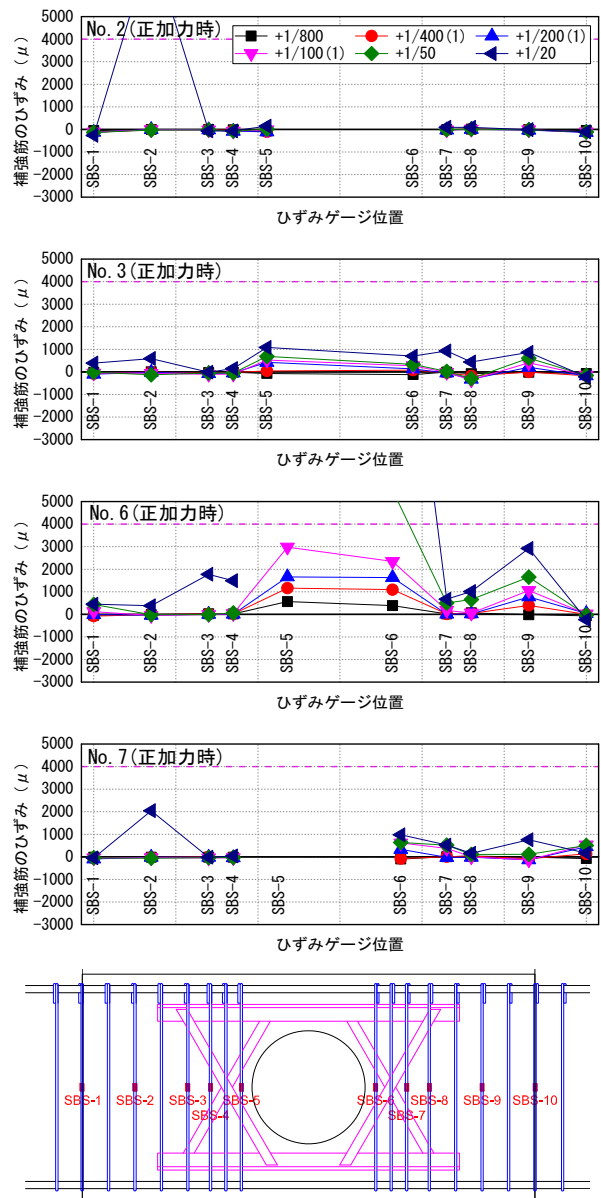
図－6 補強金物の斜め補強材のひずみ分布

3.4 孔際補強筋とせん断補強筋のひずみ分布

代表的な試験体の孔際補強筋とせん断補強筋のひず

み分布を図－7に示す。図中には降伏ひずみ $\epsilon_y=4003\mu$ を破線で示す。孔際補強筋とせん断補強筋のひずみ分布は各サイクルピーク時の正加力時1回目の値を示す。ひずみゲージは孔際補強筋とせん断補強筋の材軸方向に対して中央に貼り付けて測定した。

いずれの試験体も、最大耐力時には降伏ひずみに到達していない状況である。補強金物を2セットにした No.3, 斜め補強材の厚さを2倍にした No.5 や $H/D=1/2.5$ とした No.7 では孔際補強筋やせん断補強筋の一部のひずみ値が 1000μ 程度生じている箇所もあるがいずれも降伏ひずみには到達していない。また、 $H/D=1/3$ とした No.6 は最大耐力時 ($R=1/100\text{rad}$ サイクル時) に孔際補強筋のひずみ値が 3000μ 程度あるが降伏ひずみには到達していない。ゆえに H/D が $1/3$ より大きい場合は開孔周りの孔際補強筋はせん断補強効果への寄与が小さいと考えられる。



図－7 孔際補強筋とせん断補強筋のひずみ分布

4. 実験結果の考察

4.1 ひび割れ幅

全試験体の $R=1/100\text{rad}$ までの正加力時のひび割れ幅の推移およびひび割れ発生位置を図-8に示す。ひび割れ幅は各サイクルピーク時および除荷時（荷重ゼロ）にクラックスケールで測定した。

各試験体共に開孔部せん断ひび割れおよび開孔部接線方向せん断ひび割れが特に拡幅が大きく、部材角の増大とともに大きくなっている。孔際補強筋量が多い No.4 では開孔部せん断ひび割れの増大が他の試験体と比較して抑制されている傾向にある。最大耐力時の開孔部せん断ひび割れおよび開孔部接線方向せん断ひび割れ幅は、2mm から 4mm 程度であった。その他の材端部曲げひび割れ幅や開孔部曲げひび割れ幅は、大きく拡幅することではなく、開孔部せん断ひび割れおよび開孔部接線方向せん断ひび割れが支配的なひび割れであったことがわかった。

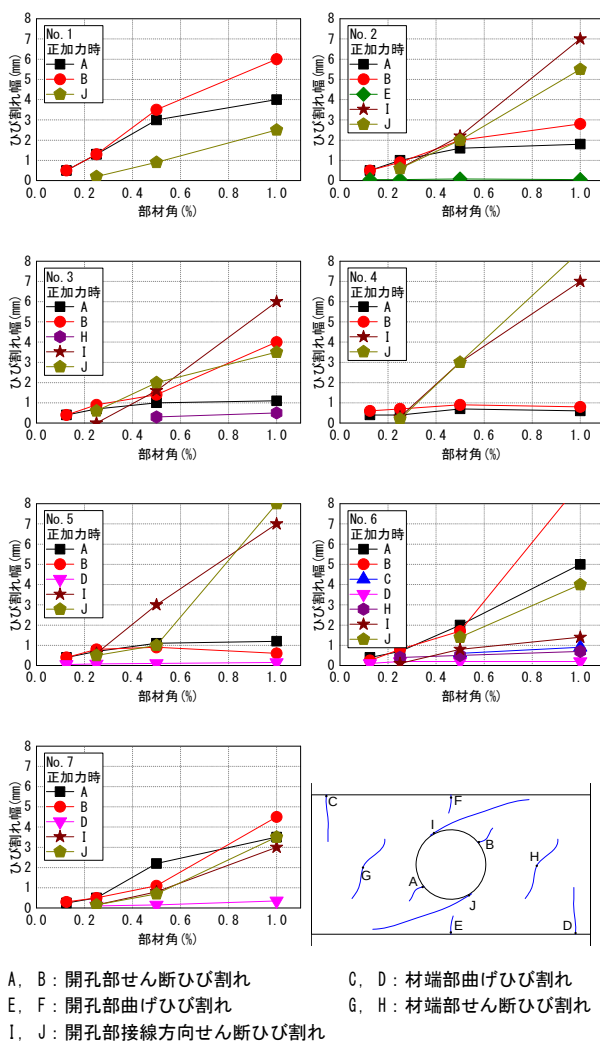


図-8 ひび割れ幅の推移と発生位置

4.2 開孔部せん断ひび割れ発生荷重

本実験の開孔部せん断ひび割れ発生荷重と計算値との比較を表-4に示す。計算値は津村ら²⁾による開孔部せん断ひび割れ強度 Q_{oc} の推定式である式(1)を用いた。式(1)は RC 規準¹⁾に示されているせん断ひび割れ応力度 τ_c の推定式に開孔部の影響を考慮した式である。

本実験による実験値と計算値の比は初期計測不良があった No.7 を除き、1.13~1.82 であり、平均値は 1.58 となっており、十分余裕度を有していることがわかった。式(1)の基になっている RC 規準¹⁾の式（解 15.1）は、せん断ひび割れ強度の下限値を表す式である。また、RC 規準¹⁾における無開孔梁の長期許容せん断力の式(15.1)は、せん断ひび割れ発生時荷重の下限となることが確認されている³⁾。これらのことより、 H/D が $1/2$ で $1/3$ を超えている本実験においても十分な余裕度を有しており、開孔部のせん断ひび割れ発生荷重を式(1)によって推定することは、概ね安全側の評価を与えられと考えられる。

$$Q_{oc} = \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (49 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 1.7} \left(1 - 1.65 \cdot \frac{H}{D}\right) \cdot b \cdot j \quad (1)$$

ここで、 Q_{oc} : 開孔部せん断ひび割れ強度(N), k_c : 断面寸法による補正係数, σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²), $M/(Qd)$: せん断スパン比で 3 以上の場合は 3 とし 1 以下の場合は 1 とする, M : 梁の最大曲げモーメント(Nmm), Q : 梁の最大せん断力(N), d : 梁の有効せい(mm), H : 開孔の直径(mm), D : 梁せい(mm), b : 梁幅(mm), j : 梁の応力中心間距離(mm)

表-4 開孔部せん断ひび割れ発生荷重と計算値

試験体	σ_B	部材角	実験値	計算値	実験値/ 計算値
	N/mm ²	$\times 10^{-3}\text{rad}$	kN	kN	-
No. 1	31.6	+0.35	+83.5	45.8	1.82
		-0.13	-54.6		1.19
No. 2	31.4	+0.25	+72.6	45.7	1.59
		-0.30	-73.8		1.61
No. 3	30.7	+0.29	+77.6	45.3	1.71
		-0.25	-82.2		1.81
No. 4	32.3	+0.31	+79.8	46.2	1.73
		-0.38	-79.5		1.72
No. 5	32.2	+0.18	+78.2	46.1	1.70
		-0.31	-77.7		1.69
No. 6	29.5	+0.96	+147.0	114.7	1.28
		-0.40	-130.0		1.13
No. 7	32.7	+0.49	+116.6*	90.2	1.29
		-0.20	-73.1*		0.81

※No. 7 は載荷装置に設置時の不具合で載荷前に初期ひび割れとして開孔部せん断ひび割れが発生しており、表中の数値は新たに発生、進展した値を実験値とした。

4.3 最大耐力の検証

開孔部せん断終局強度の実験値 Q_{max} （正負の最大荷重のうち大きい方）と計算値の比較を表－5に示す。計算値は RC 規準¹⁾の開孔部せん断終局強度 Q_{SUO} の式の第2項の補強筋の項に孔際補強筋と斜め補強材の効果を累加し材料試験結果を用いて算定した（式(2)）。

$$Q_{SUO} = \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (\sigma_B + 18) \left(1 - 1.61 \cdot \frac{H}{D} \right)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{ws} \cdot w_s \sigma_y + p_{wp} \cdot w_p \sigma_y} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

ここで、 Q_{SUO} ：開孔部せん断終局強度(N)， k_u ：有効せいによる係数（=0.72）， k_p ：引張鉄筋比による係数（ $k_p = 2.36(p_t)^{0.23}$ ）， p_t ：引張鉄筋比， p_{ws} ：孔際補強筋比， $w_s \sigma_y$ ：孔際補強筋の降伏強度(N/mm²)， p_{wp} ：斜め補強材の強筋比， $w_p \sigma_y$ ：斜め補強材の降伏強度(N/mm²)

実験値と計算値を比較した結果，No.3，No.6，No.7の実験値が計算値を上回った。

No.6は既存の制限値である $H/D=1/3$ で開孔を設け，新たに考案した補強金物で開孔補強した試験体である。No.6の斜め補強材は3.3節のNo.2と同様に最大耐力時に降伏ひずみに到達していた。孔際補強筋は3.4節に示したように降伏ひずみには未到達だが降伏応力の近傍であり，せん断補強効果はあったと考えられる。ゆえに，No.6は既存の計算式の式(2)で算定して評価が可能である。

次にNo.4およびNo.5の実験値と計算値について考察する。No.4およびNo.5のC区間の補強量（孔際補強筋比と斜め補強材の補強比の和）は計算上No.3ほぼ同等で耐力も同等程度に発揮できることを想定していたが，No.2と同程度の実験値となり計算値と合わない。

No.4の孔際補強筋は3.4節で示したように $H/D=1/2$ である試験体と同様にひずみ値が小さい。孔際補強筋のせん断補強効果がないにも関わらずその効果を式(2)で導入して算定している影響で計算値が過大評価となる。

No.5の斜め補強材は3.3節のひずみ分布で示すように最大耐力時でも斜め補強材は降伏ひずみに到達していない。ゆえに，斜め補強材のせん断補強効果を十分に発揮できていなかったと考えられる。また，No.4と同様に孔際補強筋のひずみの値が小さい。これらの影響で計算値が過大評価となる。

一方，開孔が $H/D=1/3$ より大きい試験体の最大耐力の評価を孔際補強筋の効果をゼロとして算定した場合，逆に式(2)は過小評価となる。 $H/D=1/3$ より大きい開孔を有する梁の最大耐力評価は孔際補強筋，補強金物，開孔径などそれぞれが複合的に影響している。ゆえに，係数を乗じて評価する必要がある。その評価式の係数については今後の検討課題とする。

表－5 最大耐力の実験値と計算値

試験体	実験値	計算値	実験値/計算値
	Q_{max}	Q_{SUO}	Q_{max}/Q_{SUO}
	kN	kN	-
No. 1	147. 0	182. 2	0. 81
No. 2	193. 7	215. 1	0. 90
No. 3	265. 3	241. 5	1. 10
No. 4	202. 9	216. 2	0. 94
No. 5	211. 9	218. 1	0. 97
No. 6	331. 4	290. 9	1. 14
No. 7	281. 1	266. 7	1. 05

5. まとめ

著者らは開孔を設ける基礎梁せいの低減を目的に補強金物を考案し，開孔径が梁せいの $1/2$ とした有開孔梁試験体を5体， $1/2.5$ とした有開孔梁試験体を1体， $1/3$ とした有開孔梁試験体1体による実験を実施し，以下の結論を得た。

- ・ 新たに考案した補強金物の斜め補強材は基礎梁の開孔周囲のせん断補強効果に寄与していることが分かった。
- ・ 孔際補強筋は $H/D=1/3$ より大きい場合はひずみの値が小さく，開孔周囲のせん断補強効果への寄与は小さいことが分かった。
- ・ 開孔部を有する梁部材のひび割れは開孔部せん断ひび割れおよび開孔部接線方向せん断ひび割れが支配的なひび割れであることがわかった。
- ・ 開孔部のせん断ひび割れ発生荷重は，開孔部せん断ひび割れ強度の推定式で安全側に評価できる。
- ・ 最大耐力は $H/D=1/3$ では既存の評価式の補強筋の項に孔際補強筋と斜め補強材の効果を累加して評価できるが， $H/D=1/3$ より大きい開孔の場合は既存の評価式では過大評価となる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 遠藤利根穂，清水 泰，津村浩三，能瀬泰延：斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート造有孔梁の多数回繰返し水平加力実験（その7）孔部ひび割れ強度の推定，日本建築学会大会学術講演概要集（東海），pp.501-502，1985.10
- 3) 市岡有香子，田川浩之，足立将人，益尾 潔：SD295～782N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の残留ひび割れ制限値に基づく短期許容せん断力，日本建築学会構造系論文集，第76巻，pp.821-828，2011