

複数開孔を有する鉄筋コンクリート造梁部材の開孔補強工法の開発

DEVELOPMENT OF A REINFORCING METHOD FOR RC BEAMS WITH MULTI-OPENINGS

石岡 拓^{*1}, 清水 隆^{*2}
Taku ISHIOKA and Takashi SHIMIZU

For the purpose of arranging multi-openings in proximity to reinforced concrete beam, the flexure-shear loading tests varying in the distance between openings, the quantity of reinforcement bars, and concrete strength were conducted. The reinforcement performance of the beam with openings reinforced using the X-shaped reinforcement bars, other than general reinforcement bars, was confirmed

The following conclusions were drawn from test results:

- 1) X-shaped reinforcement bars control expansion of the shear crack width to occur between openings and to the tangential direction of an opening.
- 2) Ultimate shear strength is evaluated appropriately by truss and arch mechanism.

Keywords: Reinforced Concrete, Beam with Openings, Strengthening for Openings, Multi-Openings
鉄筋コンクリート, 有孔梁, 開孔補強, 複数開孔

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物において、設備配管などを通すために梁に開孔を設けることが一般的に行われている。同一の梁に複数の開孔を設ける場合も多いが、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下、RC規準）」¹⁾によれば円形孔の場合にはその中心間隔は開孔径の3倍以上とすることが望ましいとされている。設備配管が多い（＝開孔が多い）場合には開孔が梁内に収まらず、梁下に配管を通すための下がり天井の設置や配管ルートの変更により対応しており、設計の自由度を低下させている。

一方で、開孔の中心間隔を開孔径の3倍未満とした鉄筋コンクリート造有孔梁の構造性能を確認した例は少なく^{2)~4)}、まだ未解明な部分も多い。文献²⁾によれば、梁に複数開孔を設ける場合の問題点として、開孔に対する必要補強区間（C区間）が重なる場合には最大耐力が10～15%低減すること、ひび割れによる剛性低下が生じること等が示されている。

筆者らは鉄筋コンクリート造梁に複数開孔を近接して設けることを目的として、中心間隔を開孔径の2倍としたパイロット実験を実施している⁵⁾。提案した開孔補強工法の概要を図-1に示す。本工法では開孔補強に一般的に用いられる開孔際あばら筋と開孔補強金物の他に、開孔の近接に起因するひび割れを抑制するために開孔間にX形補強筋を配置することを特徴としている。

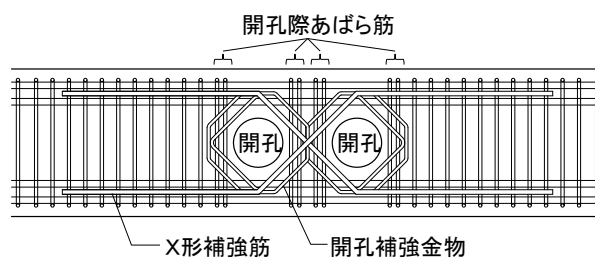


図-1 開孔補強工法の概要

本報ではパイロット実験に引き続き実施した、開孔間隔と開孔補強量、コンクリート強度を実験変数とした1/2縮尺の有孔梁実験について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体形状および配筋を図-2に、試験体一覧を表-1にそれぞれ示す。

試験体は2つの開孔を有する梁部材であり、開孔間隔と開孔補強方法、コンクリート強度を実験変数とした1/2縮小試験体4体であり、すべて開孔部せん断破壊先行型で設計した。試験体断面、開孔径は全試験体共通であり、梁幅 $B=300\text{mm}$ 、梁せい $D=450\text{mm}$ 、開孔径 $H=150\text{mm}$ ($=D/3$) とした。梁内法スパンは 1800mm であり、シアスパン比は 2.0 とした。

No.3 試験体は「RC規準」に則り開孔の中心間隔を開孔径の3倍とした試験体であり、開孔補強筋として通常の開孔際あばら筋と開孔補強金物を配置した。

*1 戸田建設備技術開発センター 修士（工学）

*2 戸田建設備本社構造設計部

Research and Development Center, TODA CORPORATION, M.Eng.

Structural Design Dept., TODA CORPORATION

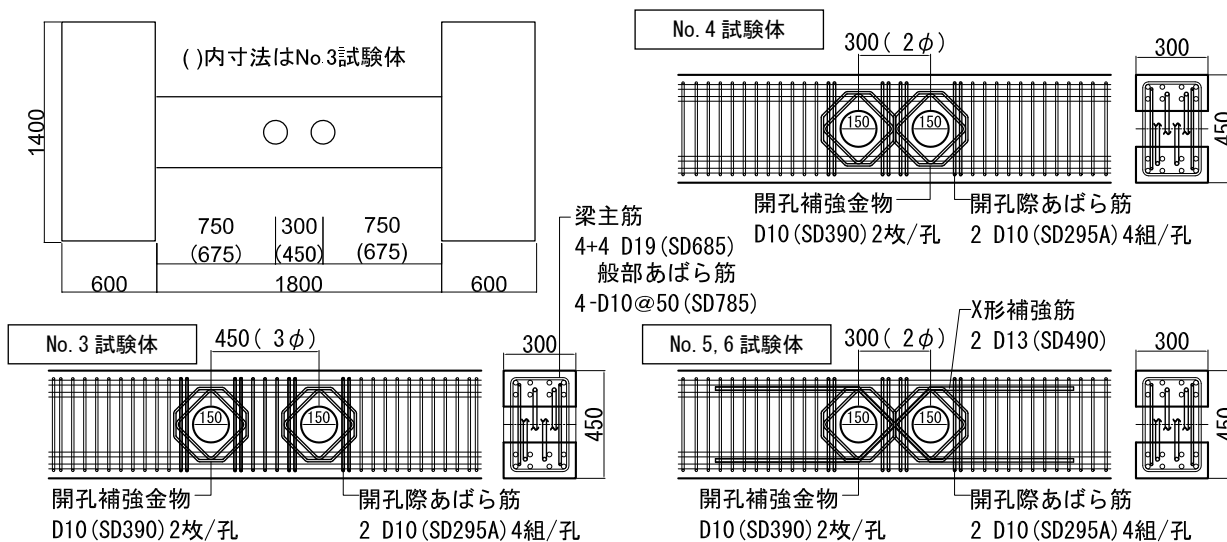


図 - 2 試験体形状および配筋

表 - 1 試験体一覧

試験体名		No.3	No.4	No.5	No.6
断面形状	b (mm) × D (mm)	300 × 450			
開孔径	H (mm)	150			
開孔間隔	L (mm)	450	300		
コンクリート強度(計画)		21			45
梁主筋		4+4-D19 (SD685)			
開孔補強筋	開孔際あばら筋	2-D10 (SD295A) 2組			
	pws	0.63%			
	開孔補強金物	D10 (SD390) 2枚			
	pd	0.89%			
X形補強筋	px	-	-	2-D13 (SD490)	
	px	0.80%			
一般部あばら筋		4-D10@50 (SD785)			

表 - 2 材料試験結果

コンクリート	割線剛性 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
No.3	23.5	23.4	2.23
No.4	24.7	22.7	2.37
No.5	24.6	22.6	2.48
No.6	31.6	45.5	3.42

鉄筋	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D10(SD295A)	184	367	487
D10(SD390)	187	485	626
D10(SD785)	207	860	1008
D13(SD490)	189	569	754
D19(SD685)	196	728	915

No.4 試験体は No.3 試験体と開孔補強方法は同じであり、開孔の中心間隔を開孔径の 2 倍とした。No.5 試験体は No.4 試験体と同形状であり、開孔周囲に X 形補強筋を配置した。No.6 試験体は No.5 試験体と同形状・同補強方法であり、コンクリート強度のみ高く設定した。コンクリート強度は No.3~No.5 試験体で $\sigma_B=21\text{N/mm}^2$ 、No.6 試験体で $\sigma_B=45\text{N/mm}^2$ として計画した。すべての試験体において曲げ降伏が先行することを防止するために梁主筋に高強度材料を用いた。せん断補強筋は開孔部周辺には D6 (SD295A) を使い、それ以外の一般部にはせん断破壊を防止するために D6 (SD785) を用いた。開孔補強金物は実大の開孔補強金物を試験体縮尺に合わせて 1/2 縮小したものを用いた。

試験体で使用しコンクリートと鉄筋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 とした。

2.2 加力方法

加力状況を図 - 3 に、加力スケジュールを図 - 4 にそれぞれ示す。試験体の加力は試験部に逆対称曲げせん断力が生じるように建研式加力装置を用いて、正負漸増繰り返し加力を行った。試験体の全体変形は、上下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



図 - 3 加力状況

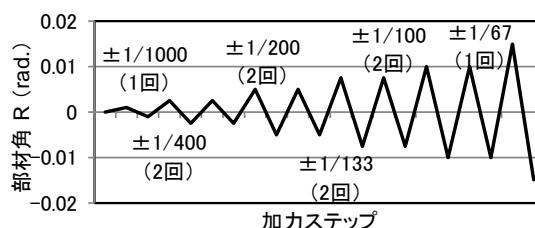


図 - 4 加力スケジュール

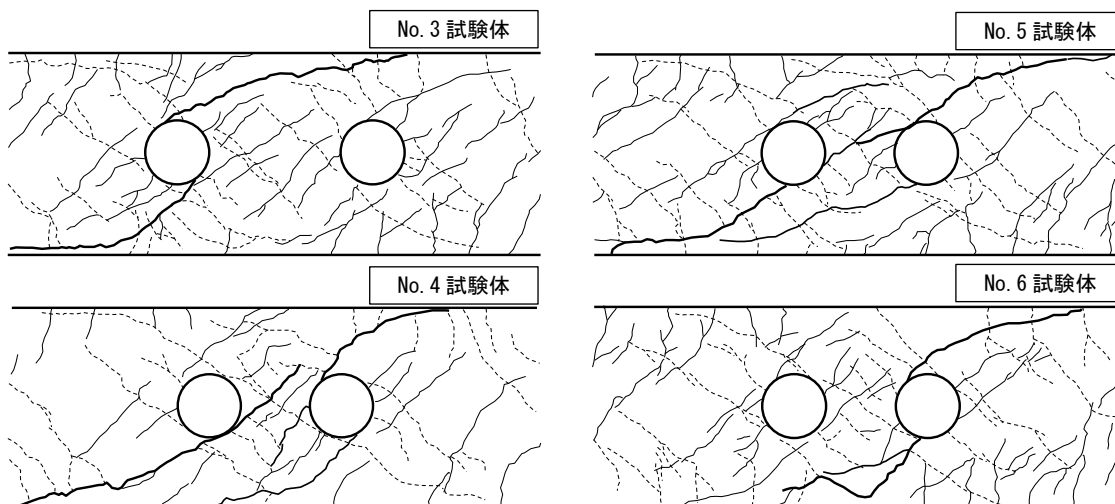


図 - 5 最終破壊状況

蔵したロードセルにより計測した。加力は試験体の全体変形を内法スパン 1800mm で除した部材角 R で制御する変位制御を基本とし、 $R = \pm 1/1000\text{rad.}$ を 1 回、 $R = \pm 1/400\text{rad.}$ 、 $\pm 1/200\text{rad.}$ 、 $\pm 1/133\text{rad.}$ 、 $\pm 1/100\text{rad.}$ を各 2 回、 $R = +1/67\text{rad.}$ を 1 回加力した。ただし、 $R = \pm 1/400\text{rad.}$ までは荷重制御として、加力中に長期許容せん断力に達した場合には、ひび割れ幅を測定し、短期許容せん断力に達した場合にはその時点でのひび割れ幅と除荷後の残留ひび割れ幅を測定した。許容せん断力は、後述する「RC 規準」の開孔の影響を考慮した許容せん断力式を用いて算出した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

最終破壊状況を図 - 5 に、各種強度一覧を表 - 3 にそれぞれ示す。すべての試験体においてほぼ同様の破壊性状を示したが、コンクリート強度の高い No.6 試験体は各種ひび割れの発生が他試験体に比べて遅い傾向があった。加力初期に梁端部に曲げひび割れが発生し、部材角 $R = 1/1000\text{rad.}$ までに開孔部の中心から 45 度方向に開孔部せん断ひび割れが発生した。このひび割れは部材角の進展とともに拡幅した。 $R = 1/400\text{rad.}$ から $1/300\text{rad.}$ 時に開孔間を斜めに横切るせん断ひび割れが発生した。 $R = 1/200\text{rad.}$ から $1/133$

rad. 時に開孔の接線方向にせん断ひび割れが発生し、主筋に沿ったひび割れと一体となった。

開孔中心間隔を開孔径の 3 倍とした No.3 試験体では最終的に片側の開孔接線方向のせん断ひび割れが拡幅して最大耐力に至った。それに対して開孔中心間隔を開孔径の 2 倍とした No.4 試験体では開孔間に発生したせん断ひび割れが 2 つの開孔の接線方向のせん断ひび割れとつながり、全体が拡幅して最大耐力に至った。

X 形補強筋を配置した No.5 試験体では、X 形補強筋を配置しない試験体に比べて、開孔際 45 度方向のせん断ひび割れの発生荷重は若干高かったが、その他のせん断ひび割れに関しては同等であった。せん断ひび割れ発生後のひび割れ幅の増大は小さかったが、No.4 試験体と同様に開孔間に発生したせん断ひび割れが 2 つの開孔の接線方向のせん断ひび割れとつながり、全体が拡幅して最大耐力に至った。

X 形補強筋を配置し、コンクリート強度が高い No.6 試験体では、各種せん断ひび割れの発生荷重が高い傾向があった。2 つの開孔周辺のせん断ひび割れが拡幅していたが、最終的に片側の開孔接線方向のせん断ひび割れが拡幅して最大耐力に至った。

No.5, 6 試験体では、X 形補強筋が降伏すると最大耐力に至り、最大耐力以後にせん断ひび割れが大きく

表 - 3 各種強度一覧

試験体名		No.3		No.4		No.5		No.6	
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)		23.4		22.7		22.6		45.5	
加力方向		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
開孔際45度せん断ひび割れ発生	部材角 ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	0.53	-0.60	0.57	-0.41	0.71	-0.68	0.80	-0.55
	荷重 (kN)	58.1	-62.2	56.9	-54.6	61.7	-59.9	77.9	-83.4
開孔間せん断ひび割れ発生	部材角 ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	2.53	-4.74	2.57	-2.55	2.56	-1.96	3.26	-2.51
	荷重 (kN)	140.7	-207.9	142.3	-137.7	140.5	-113.7	200.1	-168.2
開孔際外側接線せん断ひび割れ発生	部材角 ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	5.04	-5.02	7.58	-7.58	5.08	-5.07	7.62	-7.59
	荷重 (kN)	211.9	-211.1	287.7	-272.2	226.5	-219.2	367.1	-376.3
X形補強筋降伏	部材角 ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	-	-	-	-	-	-8.98	10.15	-10.17
	荷重 (kN)	-	-	-	-	-	-321.6	443.8	-448.6
開孔際あばら筋降伏	部材角 ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	10.14	-10.09	-	-	13.61	-11.13	10.04	-10.17
	荷重 (kN)	296.3	-263.3	-	-	325.0	-260.4	421.1	-448.6
最大耐力	部材角 ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	9.23	-9.31	7.58	-7.58	10.07	-10.11	12.05	-10.17
	荷重 (kN)	309.6	-264.3	287.7	-272.2	355.6	-349.5	463.5	-448.6

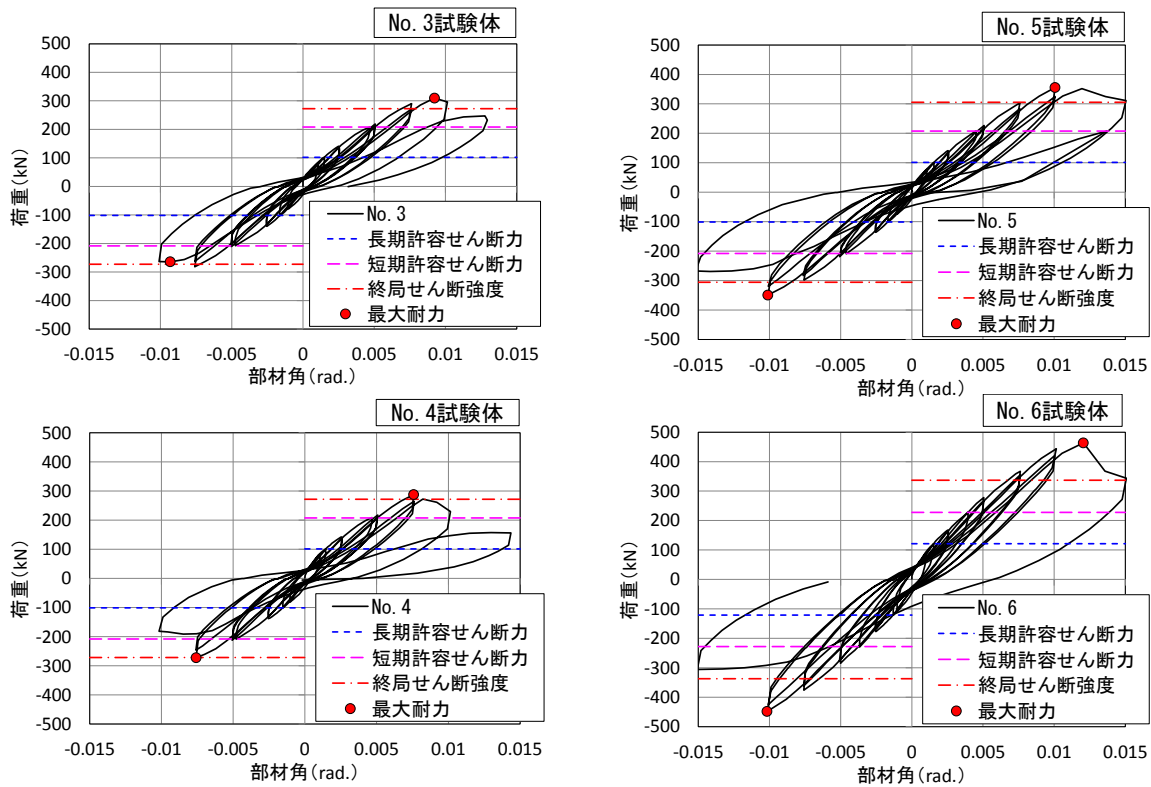


図 - 6 荷重変形関係

拡幅する際に開孔際あばら筋も降伏した．開孔補強金物は降伏しなかった．

3.2 荷重変形関係

荷重変形関係を図 - 6 に示す．図中には下式に示す開孔の影響を考慮した長期・短期許容せん断，終局せん断強度を併記した．式中の記号については文献¹⁾による．ただし，孔周囲補強筋比 p_s の設定については，次章にて記述する．

孔周囲の長期許容せん断力：

$$Q_{A0} = bj\{cf_s(1-H/D) + 0.5_w f_i(p_s - 0.002)\} \quad (1)$$

孔周囲の短期許容せん断力：

$$Q_{A0S} = bj\{(2/3)cf_s(1-H/D) + 0.5_w f_i(p_s - 0.002)\} \quad (2)$$

孔周囲の終局せん断強度：

$$Q_{su0} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_s \sigma_y} \right\} bj \quad (3)$$

No.3 試験体と No.4 試験体を比較すると， $R=1/133\text{rad}$.まではほぼ同一の荷重変形関係を示した．No.4 試験体では開孔が近接している影響から 2 つの開孔を横切るせん断ひび割れが一体となって拡幅して，No.3 試験体よりも早くに耐力低下し，最大耐力も低かった．

それに対して No.5 試験体では，No.4 試験体が耐力低下した $R=1/133\text{rad}$.においても開孔間のひび割れは大きく拡幅せず， $R=1/100\text{rad}$.で最大耐力に至った．

No.6 試験体は No.5 試験体に対して剛性および耐力が高く，コンクリート強度の影響が見られた．

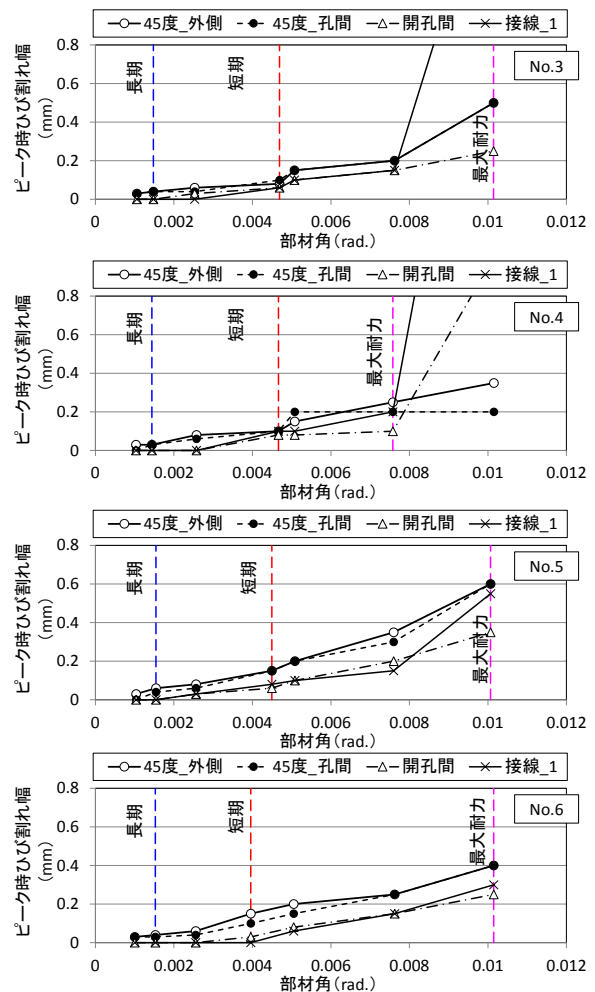


図 - 7 開孔周囲のひび割れ幅の推移

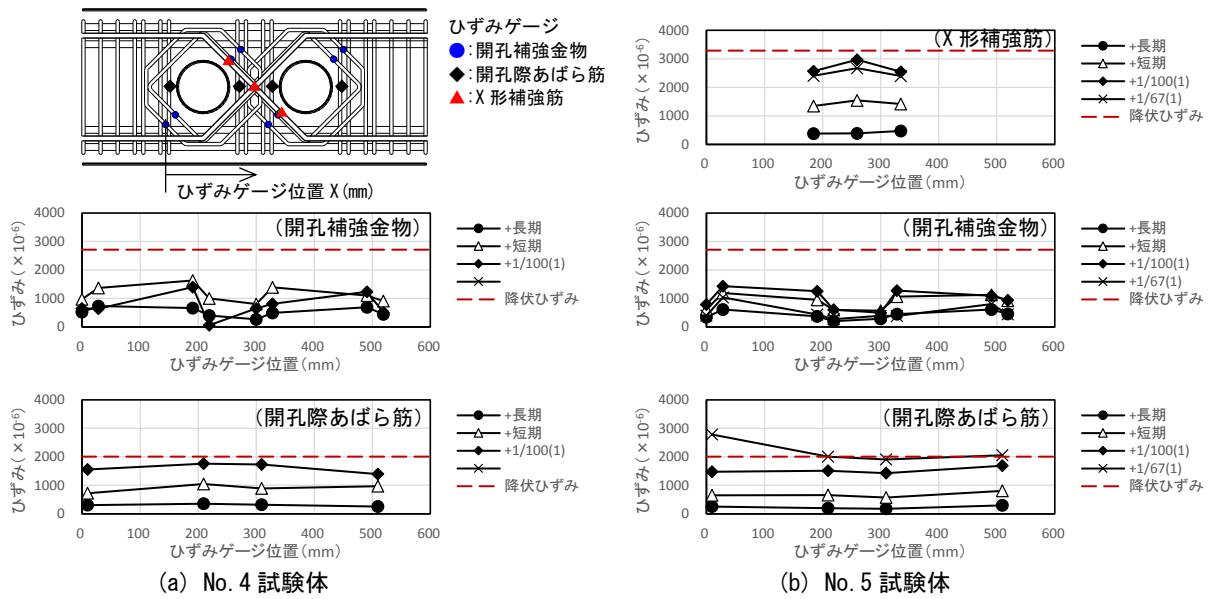


図 - 8 各種開孔補強筋のひずみ分布

3.3 開孔周囲ひび割れ幅の推移

正加力時の開孔周囲ひび割れ幅の推移を図 - 7 に示す。すべての試験体で許容せん断力時の最大ひび割れ幅は長期で 0.06mm，短期で 0.15mm 以下となっており，ひび割れ幅の制限値である 0.3~0.4mm⁶⁾と比較しても小さいひび割れ幅に留まった。

No.3 試験体では R=1/133rad.時に開孔接線方向のひび割れのみが大きく拡幅しているのに対し，No.4 試験体では開孔接線方向と開孔間のせん断ひび割れが同時に大きく拡幅しており，開孔が近接した場合には両孔にまたがった損傷が生じていることがわかる。

それに対して X 形補強筋を配置した No.5 試験体と No.6 試験体では開孔の中心から 45 度方向に発生したせん断ひび割れが最大耐力時まで卓越する。これは X 形補強筋が開孔間のせん断ひび割れだけではなく，開孔接線方向のせん断ひび割れの拡幅も抑制していることを示している。

3.4 各種開孔補強筋のひずみ分布

No.4 試験体と No.5 試験体の各種開孔補強筋のひずみ分布を図 - 8 に示す。長期許容せん断力時には，開孔補強金物と X 形補強筋のひずみが比較的大きく，载荷初期に発生する開孔中心から 45 度方向の開孔部せん断ひび割れには両補強筋が有効であった。とくに No.5 試験体は No.4 試験体に比べて開孔補強金物のひずみが小さく，X 形補強筋が配置されている影響と考えられる。短期許容せん断力時には開孔補強金物と X 形補強筋のひずみは 1000μ を超えたが，その後は開孔補強金物のひずみは減少し，X 形補強筋のひずみは増大した。ひずみの増減に差が生じるのは，両補強筋の定着の違いによるものと考えられる。開孔際あばら筋は部材角の進展とともに増大し，開孔間のせん断ひび割れと開孔接線方向のせん断ひび割れに対しても有効に作用した。

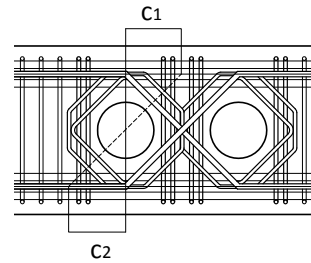


図 - 9 補強区間

4. 終局せん断強度

最大耐力の実験値と比較するために，2つの終局せん断強度式を用いて算出した。

計算値 1 は前述の(3)式で算出した。ただし，孔周囲補強筋比 p_s は次式を用いた。式中の p_{s1} , p_{s2} は図 - 9 に示す補強区間 c_1 , c_2 の補強筋比である。

$$p_s = (p_{s1} + p_{s2}) / 2 \quad (4)$$

これは X 形補強筋が開孔の片側にのみ配置されており，開孔を中心として左右で補強筋比が異なるためであり，ここでは左右の補強筋比の平均として算出した。

計算値 2 は日本建築学会「靱性保証型指針」⁷⁾を参考にしたトラス・アーチ機構によるせん断強度とし，次式により算出した。

$$V_u = Q_T + Q_A \quad (5)$$

Q_T はトラス機構による負担せん断力， Q_A はアーチ機構による負担せん断力であり，それぞれ次式による。

$$Q_T = Q_{T1} + Q_{T2} + Q_{T3} = b_e j_{ev} p_{ws} \sigma_{wy} \cot \phi_s + A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x + \alpha \cdot A_d \sigma_{dy} \sin \theta_d \quad (6)$$

$$Q_A = \left(v \sigma_B - \frac{5 p_s \sigma_{wy}}{\lambda} \right) b \left(\frac{D}{2} - H \right) \tan \theta \quad (7)$$

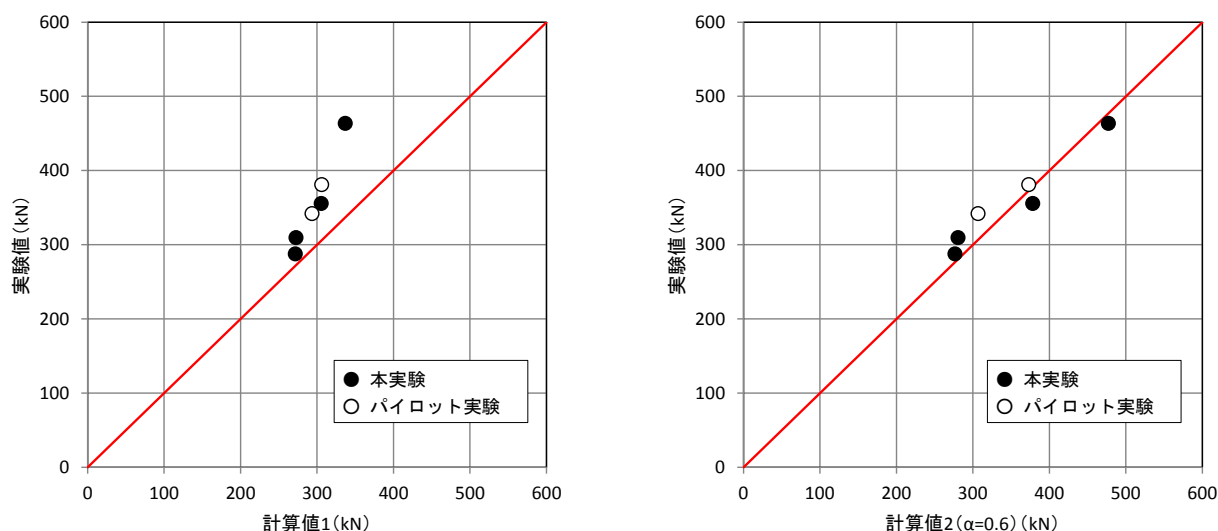


図 - 10 最大耐力の実験値と計算値の比較

Q_{T1} は開孔際あばら筋の負担せん断力、 Q_{T2} はX形補強筋の負担せん断力、 Q_{T3} は開孔補強金物の負担せん断力である。また、アーチ機構による負担せん断力は一般梁のアーチ機構の式を準用して開孔部分が断面欠損した梁として算定する。

ここで、式中の記号は文献⁷⁾により、それ以外の記号については以下に通りとする。

α : 開孔補強金物の定着レベルを表す係数で実験結果から $\alpha=0.6$ とした。

A_d : 開孔補強金物の断面積

σ_{dy} : 開孔補強金物の材料強度

θ_d : 開孔補強金物の角度

最大耐力の実験値と計算値の比較を図-10に示す。図中には文献⁵⁾のパイロット試験体2体の結果も併記した。実験値の計算値1に対する比は平均で1.19、計算値2に対する比は平均で1.03であった。

計算値1を算出する際に用いた(3)式は、開孔補強筋量が多い試験体またはコンクリート強度が高い試験体ほど実験値を過小評価する傾向となった。

計算値2を算出する際に用いた(5)式は開孔補強金物の定着レベルを表す係数を $\alpha=0.6$ とすることで実験値を平均的に評価できた。これは最大耐力時にX形補強筋と開孔際あばら筋のひずみが降伏ひずみ程度に達するのに対し、開孔補強金物のひずみは降伏ひずみの5~6割程度に留まることにも対応している。

5. おわりに

スパン中央に2つの開孔を近接して配置したRC造有孔梁の加力実験により、以下の結果が得られた。

- 1) 開孔部せん断ひび割れ幅は長期・短期許容せん断力時において0.15mm以下であった。
- 2) X形補強筋は開孔間のせん断ひび割れだけではなく、開孔接線方向のひび割れの拡幅も抑制する。
- 3) トラス・アーチ機構に基づいた終局せん断強度計算値は開孔補強金物の定着レベルを表す係数を導入し、その係数を $\alpha=0.6$ とすることで実験値を評価できた。

謝辞

本実験は、コーリョー建販株式会社との共同研究開発の成果であり、岩倉知行、三原竜生の両氏に貴重なご意見を頂きました。ここに感謝の意を表します。

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, pp.354-364, 2010
- 2) 市塚貴浩, 香取慶一, 林 静雄:複数の開口を有する鉄筋コンクリート有孔梁のせん断性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.607-612, 1995
- 3) 大塚弘樹, 中尾雅躬, 池口義治:RC基礎有孔梁の開孔補強に関する実験的研究 [曲げせん断実験], 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.277-278, 1997.9
- 4) 米澤健次, 津田和明, 小宮信明:複数開口を有するRC梁の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.259-264, 2008
- 5) 清水 隆ほか:複数開口を有する梁部材の開孔補強工法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.175-178, 2013.8
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, p.56, 2010
- 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, pp.142-175, 1999