

大開孔を有する RC 基礎梁の平鋼を用いたせん断補強効果の実験的研究

近藤 祐輔* 前川 利雄*

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を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、開孔径の影響と、補強金物の補強効果について確認をした。実験の結果、考案した補強金物の補強効果があることが分かり、開孔部のせん断終局耐力は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説における修正広沢式に低減係数を乗じることによって安全側に評価できることが分かった。

キーワード：鉄筋コンクリート、基礎梁、有孔梁、人通孔、せん断補強、補強金物

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貫通孔（以下、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。また、複数の開孔を設ける場合には、開孔中心間隔は双方の開孔直径の平均値の3倍以上離すことが望ましいとされている。これらの制限は、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。このような破壊を低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、実際の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ている。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

発を行った。本論文はその結果を報告する。補強金物を利用した梁の開孔補強工法は独自に開発したものである。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形鋼に置換したものである。補強工法の開孔補強概要をFig.1に、補強金物をPhoto.1に示す。

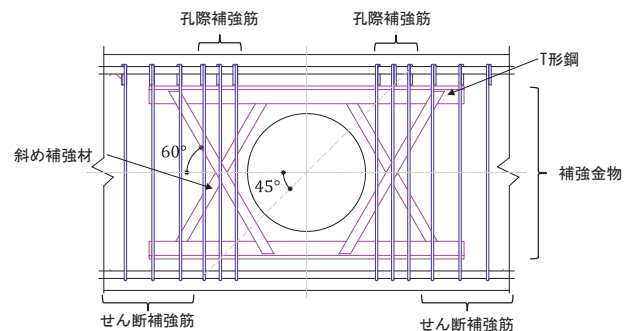


Fig.1 補強工法の開孔補強概要



Photo.1 補強金物

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

* 技術研究所 建築構造研究グループ

て開孔部せん断破壊先行型で設計した。Table1 に試験体一覧、Fig.2 に試験体の形状および配筋詳細を示す。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 $L_0=1200\text{mm}$ 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)を使用し、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 Fig.2(b)(c)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 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。

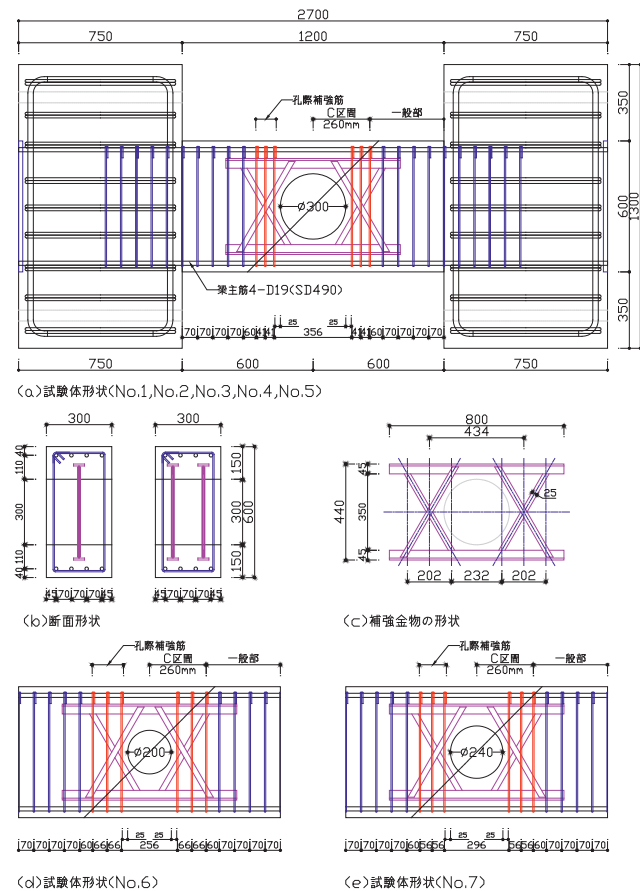


Fig.2 試験体の形状および配筋詳細

Table1 試験体一覧

| 試験体名 | No. 1 | No. 2 | No. 3 | No. 4 | No. 5 | No. 6 | No. 7 | |
|--|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| $b \times D$ [mm × mm] | 300 × 600 | | | | | | | |
| 梁主筋 | 4+4-D19 (SD490) $\rho_t=0.68\%$ | | | | | | | |
| 開孔径(H) [mm] | 300 | | | | | 200 | 240 | |
| H/D | 1/2 | | | | | 1/3 | 1/2.5 | |
| コンクリート強度(F_c) [N/mm ²] | 30 | | | | | | | |
| 補強金物 | 斜め補強材厚(t_p) [mm] | 4.5 | | | 9 | 4.5 | | |
| | 斜め補強材幅(t_w) [mm] | 25 | | | | | | |
| | 組数 [セット] | 0 | 1 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 孔際補強 | ρ_{sp} [%] | 0.00 | 0.20 | 0.39 | 0.20 | 0.39 | 0.20 | 0.20 |
| | 孔際補強筋 | 2-D6 | | 4-D6 | | 2-D6 | | |
| | c区間の組数 [セット] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | ρ_{ss} [%] | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 0.49 | 0.24 | 0.24 | 0.24 |
| $\rho_s = \rho_{ss} + \rho_{sp}$ [%] | 0.24 | 0.44 | 0.63 | 0.69 | 0.63 | 0.44 | 0.44 | |
| 一般部せん断補強筋 | 2-D6@70 (SD295A) $\rho_w=0.30\%$ | | | | | | | |

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 Table2 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。

Table2 材料試験結果

| コンクリート | 使用部位 | ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$) | 圧縮強度 (N/mm^2) | 割裂強度 (N/mm^2) |
|--------|------|--|-----------------------------|-----------------------------|
| No. 1 | 梁 | 27.6 | 31.6 | 2.41 |
| No. 2 | 梁 | 28.1 | 31.4 | 2.16 |
| No. 3 | 梁 | 27.5 | 30.7 | 2.33 |
| No. 4 | 梁 | 28.5 | 32.3 | 2.53 |
| No. 5 | 梁 | 28.4 | 32.2 | 2.58 |
| No. 6 | 梁 | 28.3 | 29.5 | 2.11 |
| No. 7 | 梁 | 28.7 | 32.7 | 2.36 |

| 鉄筋 | 使用部位 | 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) |
|---------------|------|--|-----------------------------|-----------------------------|
| D19 (SD490) | 梁主筋 | 191 | 545 | 717 |
| D6 (SD295A) ※ | 梁補強筋 | 198 | 398 | 527 |

| 鋼材 | 使用部位 | 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) |
|-------------------|------|--|-----------------------------|-----------------------------|
| $t=4.5$ (SS400) ※ | 補強金物 | 181 | 301 | 475 |
| $t=9$ (SS400) | 補強金物 | 172 | 322 | 466 |

※0.2%オフセット法

2.3 加力方法・計測方法

Fig.3 に荷重装置図を、Fig.4 に荷重履歴をそれぞれ示す。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 回の荷重を行った。また、長期許容せん断力に達した段階でひび割れ幅の測定を実施し、短期許容せ

ん断力に達した段階でピーク時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 RC 規準¹⁾の孔周囲の許容せん断力に準拠して式の第 2 項に孔際補強筋と補強金物の斜め補強材の影響を考慮して算出した。ただし、載荷時に上記のピーク時に長期および短期許容せん断力に近傍した荷重時にはそのピーク時を長期および短期許容せん断力時と仮定して載荷を行った。

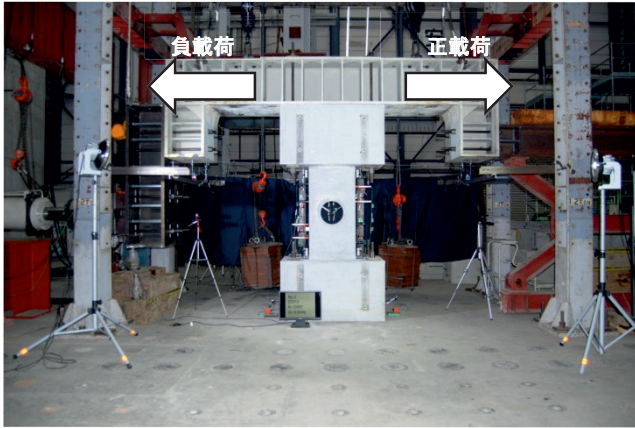


Fig. 3 載荷装置図

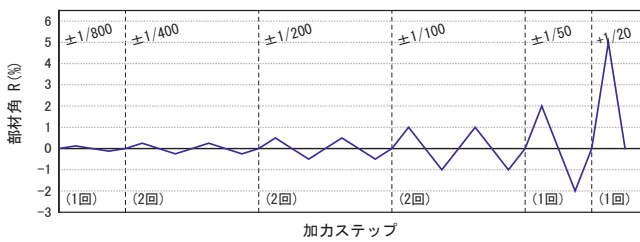


Fig. 4 載荷履歴

孔周囲の長期許容せん断力¹⁾

$$Q_{AO} = b \cdot j \cdot \left\{ \alpha \cdot f_s \left(1 - \frac{H}{D} \right) + 0.5_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \quad (1)$$

孔周囲の短期許容せん断力¹⁾

$$Q_{AOS} = b \cdot j \cdot \left\{ \frac{2}{3} \alpha \cdot f_s \left(1 - \frac{H}{D} \right) + 0.5_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \quad (2)$$

ここで

b : 梁幅(mm), j : 梁の応力中心間距離(mm)(= $7/8 \cdot d$), d : 梁の有効せい, α : 梁のせん断スパン比 $M/(Qd)$ による割増係数 ($1 \leq \alpha \leq 2$), f_s : コンクリートの許容せん断応力度(N/mm^2), H : 孔の直径(mm), D : 梁せい(mm), $_w f_t$: 孔際補強筋と補強金物の斜め補強材のせん断補強用許容引張応力度のうち小さい方の値, p_s : 孔周囲の補強比 ($p_s = p_{ws} + p_{wp}$) ただし式(1)では 0.006, 式(2)では 0.012 を上限とする, p_{ws} : 孔際補強筋比 $p_{ws} = \sum (A_{ws} (\sin \theta_{ws} + \cos \theta_{ws})) / bc$, A_{ws} : 開孔の片側 c 範囲内にある 1 組の補強筋の断面積(mm^2), θ_{ws} : 孔際補強筋が梁材軸となす角度, p_{wp} : 開孔補強金物の補強比で $p_{wp} = \sum (A_{ws} (\sin \theta_{wp} + \cos \theta_{wp})) / bc$, A_{ws} : 開孔の片側 c 範囲内にある 1 組の補強金物の斜め補強材の断面積(mm^2), θ_{wp} : 補強金物の斜め補強材が梁材軸となす角度, c : 開孔周辺の補強が有効な範囲で円形孔中心と円形孔中心より 45° 方向に引いた直線が引張鉄筋の重なりと交わる位置との距離(mm)

3. 実験結果

3. 1 破壊状況と荷重変形関係

Fig.5 に各試験体の荷重変形関係を示す。No.6 および No.7 は加力初期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部材角 $R=1/800rad$ までに開孔部の中心から 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。部材角 $R=1/400rad$ までに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。孔際補強筋は最大耐力時には No.6 のみが降伏していたが他の試験体は降伏していなかった。特に $H/D=1/2$ の試験体の孔際補強筋はひずみの値が小さく、孔際補強筋のせん断耐力への寄与分が少なかったと考えられる。斜め補強材は No.5 を除き、最大耐力時にはすべて降伏していた。

Table3 に開孔部せん断終局強度の実験値と計算値の比較を示す。Photo.2 に No.2 および No.6 の最大耐力時の破壊状況を示す。計算値は RC 規準¹⁾の開孔部せん断終局強度の式の第 2 項の補強筋の項に孔際補強筋と斜め補強筋の効果を累加して算出した。No.3, No.6, No.7 の正加力時の実験値が計算値を上回っているのみで他の試験体は実験値が計算値を下回っている結果となった。これは開孔径を梁せいの $1/2$ としたことが影響していると考えられる。

Table3 最大耐力の実験値と計算値

| 試験体 | 実験値 | | 計算値 Q_{suo} kN | 実験値/計算値 | |
|-------|-------------------|-------------------|------------------------|---------|------|
| | + Q_{max} kN | - Q_{max} kN | | - | - |
| No. 1 | 134.8 | -147.0 | 182.2 | 0.74 | 0.81 |
| No. 2 | 193.7 | -174.6 | 215.1 | 0.90 | 0.81 |
| No. 3 | 265.3 | -234.5 | 241.5 | 1.10 | 0.97 |
| No. 4 | 202.9 | -185.9 | 258.8 | 0.78 | 0.72 |
| No. 5 | 211.9 | -180.5 | 246.8 | 0.86 | 0.73 |
| No. 6 | 331.4 | -277.9 | 290.9 | 1.14 | 0.96 |
| No. 7 | 281.1 | -262.1 | 266.7 | 1.05 | 0.98 |

$$Q_{suo} = \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (\sigma_B + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} \left(1 - 1.61 \cdot \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_{ws} \cdot \sigma_y + p_{wp} \cdot \sigma_y} \right\} \cdot b \cdot j \quad (3)$$

ここで、

Q_{suo} : 孔周囲のせん断終局強度(N), k_u : 有効せい d による係数 $d \geq 400mm$ のときは 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 $p_t = a_t / (b \cdot d)$, a_t : 開孔位置における引張鉄筋断面積 (mm^2), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2), $M/(Qd)$: せん断スパン比で 3 以上の場合は 3 とし 1 以下の場合には 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), $_w \sigma_y$: 孔際補強筋の降伏強度 (N/mm^2), $_w \sigma_y$: 補強金物の斜め補強材の降伏強度 (N/mm^2)

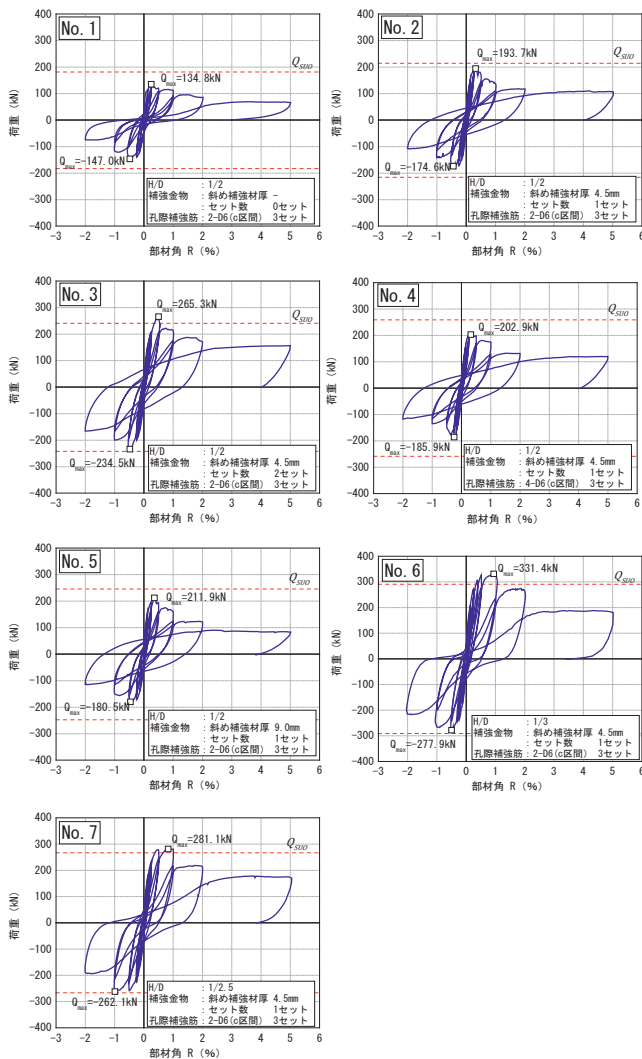
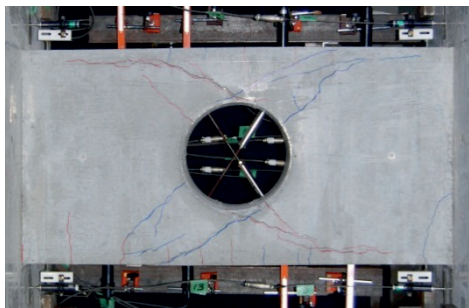
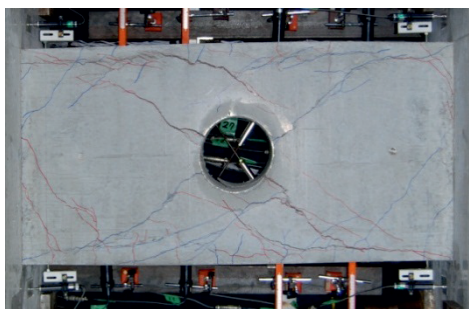


Fig. 5 荷重変形関係



(a) No. 2 R=1/200rad



(b) No. 6 R=1/100rad

Photo. 2 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 Fig.6 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=4.5mm)よりも斜め補強材の厚さを倍にした No.5(t=9.0mm)の最大耐力はわずかに上昇し、最大耐力時の部材角はわずかに上昇した。

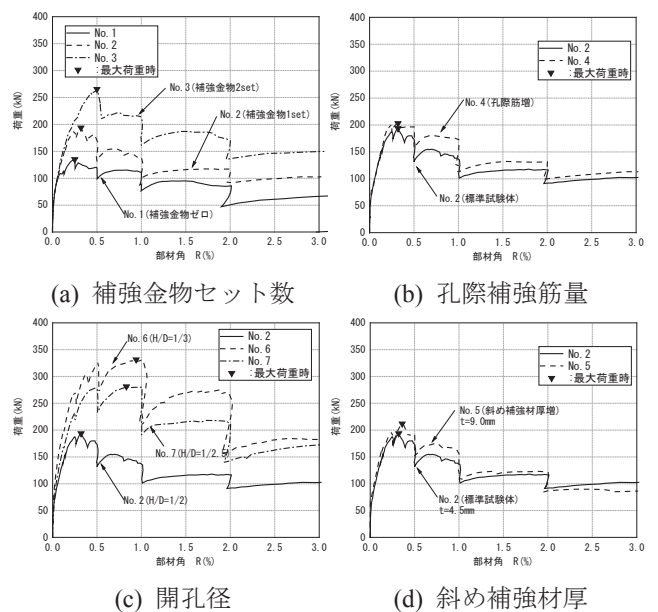


Fig. 6 実験変数による包絡線の比較

3. 3 剛性の比較

本実験による基礎梁の剛性の検討を行い、実験値と計算値の比較を Fig.7 に示す。初期剛性は曲げとせん断変形を考慮した弾性剛性で算出した。降伏点剛性低下率は RC 規準¹⁾の式で算出した。第2剛性は降伏点剛性低下率に初期剛性を乗じて算出した。ひび割れ強度は曲げひび割れ強度と開孔部を設けた場合のせん断ひび割れ強度のうち小さい方の値を用いた。

全試験体について包絡線と骨格曲線の比較した結果を示す。载荷の不具合で初期ひび割れが生じていた No.7を除き、概ね初期剛性の実験値は計算値よりも大きい結果となった。初期剛性の計算値は有開孔梁ではなく無開孔

梁の値であるが、実験値は計算値よりも上回っており、梁に開孔を設けた場合でも初期剛性は無開孔梁とほぼ同等の剛性を有していると言える。

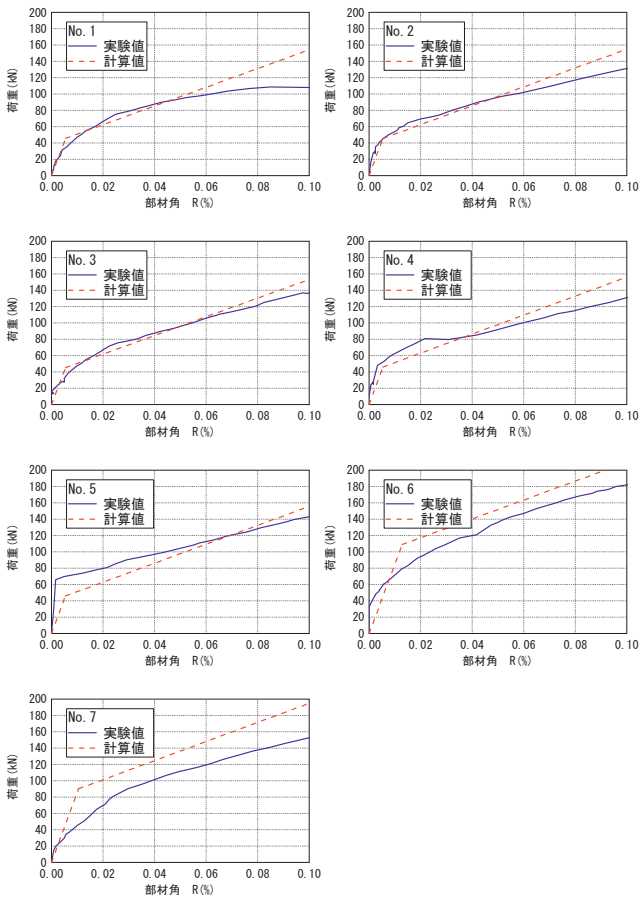


Fig. 7 剛性の実験値と計算値の比較

3. 4 ひずみの分布

3. 4. 1 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代表的な試験体である No.2 と No.5 の斜め補強材のひずみ分布を Fig.8 に示す。図中に降伏ひずみ $\epsilon_y=3755 \mu$ (No.2) と $\epsilon_y=1788 \mu$ (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 $R=\pm 1/400$ 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) の値が引張側も圧縮側も大きい傾向にある。斜め補強材厚が大きい No.5 ($t=9.0\text{mm}$) を除き $R=\pm 1/200$ 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に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、斜め補強材は最大せん断耐力に寄与していると考えられる。

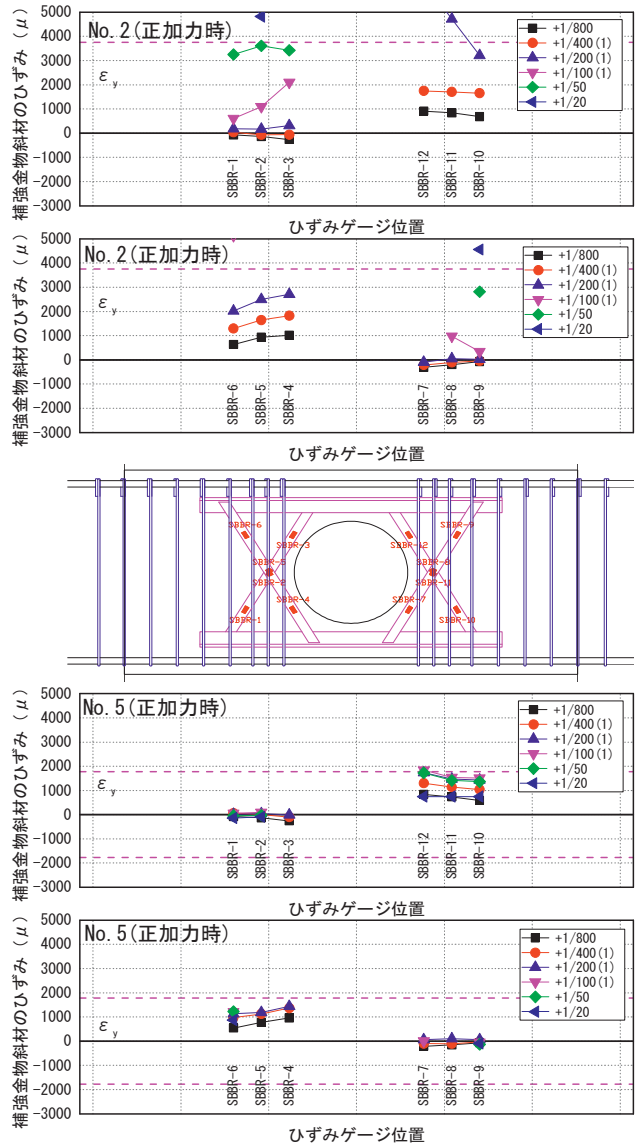


Fig. 8 補強金物の斜め補強材のひずみ分布

3. 4. 2 孔際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 Fig.9 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 試験体、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 は最大耐力時に孔際補強筋のひずみ値が 2000μ 近くまでひずみの上昇があるが降伏ひずみには到達していない。

また、No.4 は孔際補強筋に中子筋を設けて孔際補強筋

量を増加させたが 4.1 節のひび割れ幅に示すように開孔部のせん断ひび割れ幅の拡大を抑制している。孔際補強筋はせん断力の寄与は少ないと考えられるがひび割れ幅の抑制には効果があると考えられる。

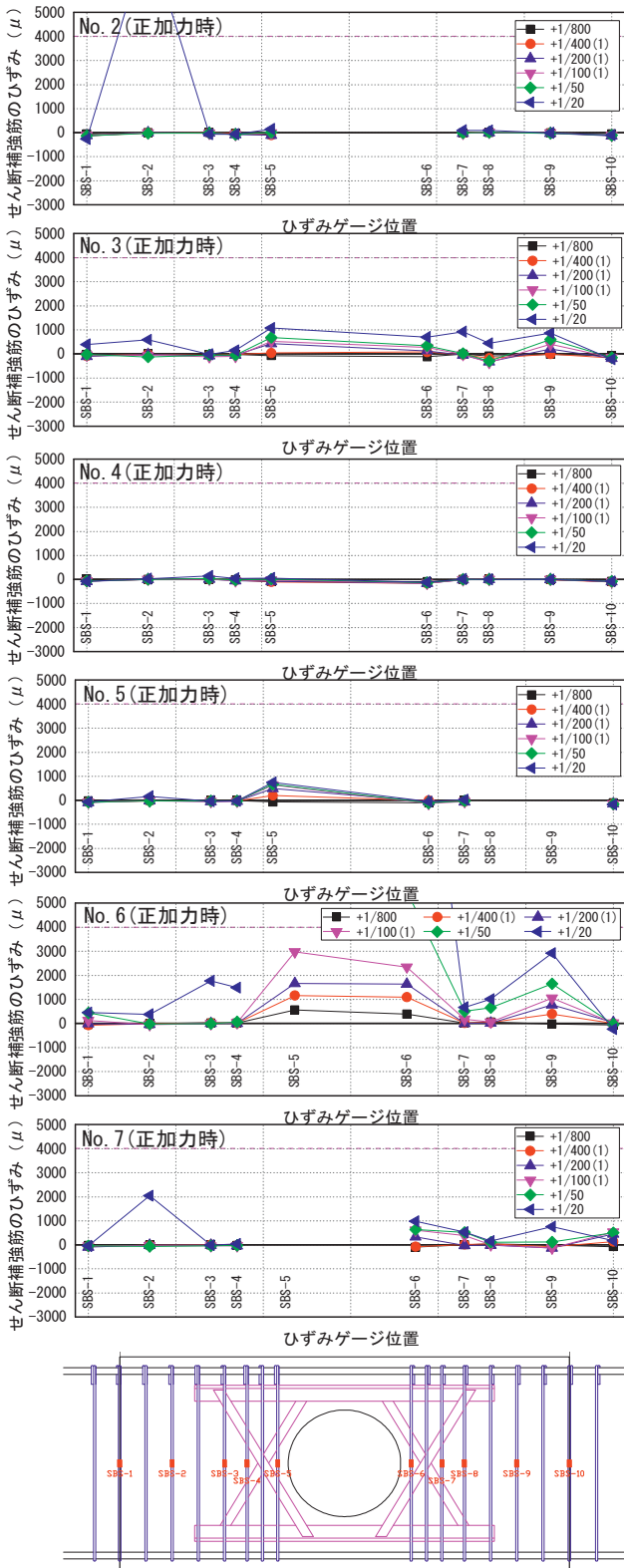


Fig. 9 孔際補強筋およびせん断補強筋のひずみ分布

4. 実験結果の考察

4.1 ひび割れ幅

全試験体の R=1/100rad までの正加力時のひび割れ幅の推移を Fig.10 に示し、ひび割れ発生位置を Fig.11 に示す。

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に関しては、大きく拡幅することはなく、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確認できた。

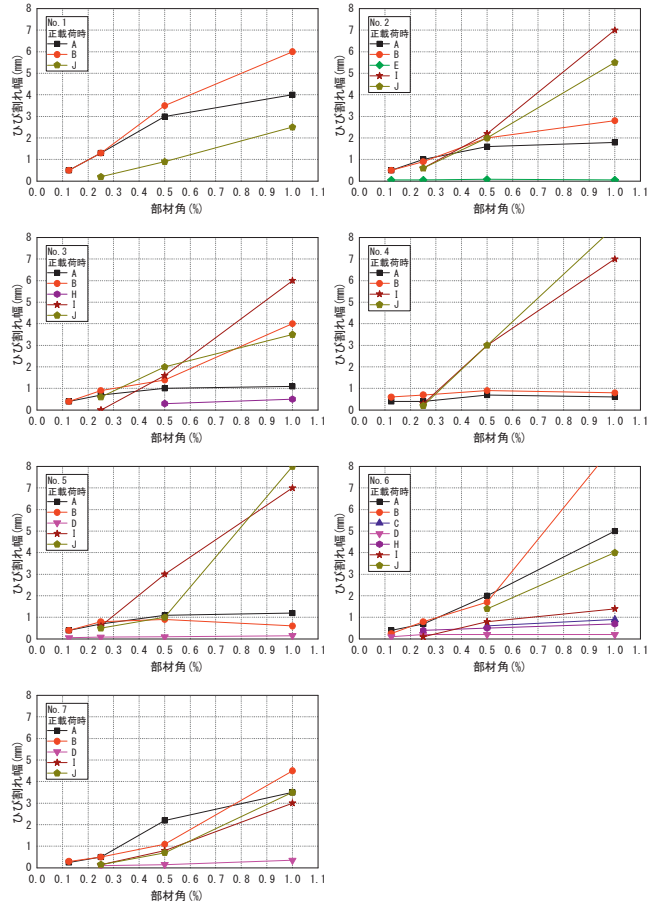
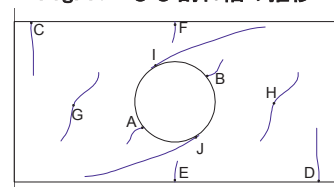


Fig. 10 ひび割れ幅の推移



A, B : 開孔部せん断ひび割れ
C, D : 材端部曲げひび割れ
E, F : 開孔部曲げひび割れ
G, H : 材端部せん断ひび割れ
I, J : 開孔部接線方向せん断ひび割れ

Fig. 11 ひび割れ発生位置

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 Table4 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の推定式である式(4)を用いた. 式(4)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確認された.

式(4)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, 式(4)についても, 同様にせん断ひび割れ強度の下限を与えると推察される. 従って, 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(4)によって推定することは, 概ね安全側の評価を与えることが判断できる.

開孔周囲の補強比 (孔際補強筋の補強筋比と斜め補強鋼材の補強比の合計値) との関係を図.12 に示す. 開孔周囲の補強比の違いによる実験値と計算値の比に有意な差は見られないことがわかった.

Table4 開孔部せん断ひび割れ発生荷重

| 試験体 | σ_B N/mm ² | 部材角 | | 実験値 kN | 式(4) 計算値 kN | 実験値 /式(4) 計算値 |
|-------|---------------------------------|----------------------|---------|-----------|-------------------|---------------------|
| | | $\times 10^{-3}$ rad | rad | | | |
| No. 1 | 31.6 | +0.35 | +1/2857 | +83.5 | 45.8 | 1.82 |
| | | -0.13 | -1/8000 | -54.6 | | 1.19 |
| No. 2 | 31.4 | +0.25 | +1/4000 | +72.6 | 45.7 | 1.59 |
| | | -0.30 | -1/3333 | -73.8 | | 1.61 |
| No. 3 | 30.7 | +0.29 | +1/3429 | +77.6 | 45.3 | 1.71 |
| | | -0.25 | -1/4000 | -82.2 | | 1.81 |
| No. 4 | 32.3 | +0.31 | +1/3243 | +79.8 | 46.2 | 1.73 |
| | | -0.38 | -1/2667 | -79.5 | | 1.72 |
| No. 5 | 32.2 | +0.18 | +1/5714 | +78.2 | 46.1 | 1.70 |
| | | -0.31 | -1/3243 | -77.7 | | 1.69 |
| No. 6 | 29.5 | +0.96 | +1/1043 | +147.0 | 114.7 | 1.28 |
| | | -0.40 | -1/2500 | -130.0 | | 1.13 |
| No. 7 | 32.7 | +0.49 | +1/2034 | +116.6* | 90.2 | 1.29 |
| | | -0.20 | -1/5000 | -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.

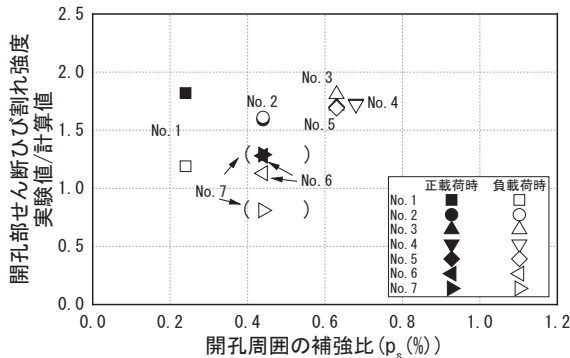


Fig. 12 補強比と開孔部せん断ひび割れ強度の関係

$$Q_{oc} = \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (50 + \sigma_B)}{M/Qd + 1.7} \left(1 - 1.65 \cdot \frac{H}{D}\right) \cdot b \cdot j \quad (4)$$

4. 3 最大耐力の評価

3.1 節で示したように No.3, No.6, No.7 の正加力時を除き実験値が計算値を下回る結果となった. 本工法を安全かつ適切に設計できるように最大せん断強度式を低減する必要があり, 以下のように検討した.

文献⁴⁾によればせん断終局強度算定式が実験結果に対して有している安全余裕度の判定基準を示している. これによると, 信頼性評価は「計算値に対する実験値の比の平均値を余裕度として, この余裕度が 1.25 程度以上あることを目安に評価する.」とある. 本工法では実験数が少ないこともあり, 実験結果の下限値が 1.25 の余裕度があるように低減係数を検討した.

まずは No.4 および No.5 の実験値について考察する. No.4 および No.5 は想定していた No.3 と同等の耐力を期待していたが実験では耐力がでない結果となった. No.4 は 3.4.2 節の孔際補強筋とせん断補強筋のひずみ分布でも示したように孔際補強筋のひずみが小さく, せん断耐力へ寄与する前に開孔上下がせん断破壊をした. そのため, 最大せん断強度の検討では孔際補強筋量を $p_{ws} \leq 0.0024$ の制限値を設けることとする. No.5 は 3.4.1 節の斜め補強材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く, 斜め補強材の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, 実験結果から斜め補強材ではなく T 形鋼のフランジが先行して降伏していることが分かっている. このことが斜め補強材の力が開孔の反対側に伝達できなかったことに要因の一つと考えられる. また, もう一つの要因としては斜め補強材を接続する T 形鋼のウェブが斜め補強材の鉛直成分の力に対して十分なせん断耐力がなかったからだと考えられる. そのため, 最大せん断強度の検討では, 斜め補強材の厚さは T 形鋼のウェブ厚の同厚以下とする制限値を設けるものとする. 上記の制限値を考慮して, 式(3)によって計算した計算値の結果を Table6 に示す.

次に低減係数について検討する. ここでは開孔補強を施していない No.1, および H/D=1/3 の No.6 を最大せん断強度の評価から除外することとする. Table6 に示すようにその中で式(3)の計算値に対する実験値の比の下限値は No.2 の 0.90 である. この下限値に対して余裕度が 1.25 になるように低減係数を検討すると $\gamma = 0.90/1.25 = 0.72$ となり, 低減係数を $\gamma = 0.72$ とする.

低減係数を乗じて算出したせん断終局強度計算値と実験値の比較を図.13 および Table6 に示す.

以上の結果より, 低減係数 0.72 にすることで安全側に評価できると考えられる.

Table6 最大耐力の実験値と計算値

| 試験体 | 実験値 | 式(3) 計算値 | 実験値/式 (3)計算値 | 式(5) 計算値 | 実験値/式(5) 計算値 |
|-------|-----------------|---------------------|-------------------|------------------|--------------------|
| | Q_{max} kN | Q_{SU0} kN | Q_{max}/Q_{SU0} | Q_{SU02} kN | Q_{max}/Q_{SU02} |
| No. 1 | 147.0 | 182.2 | 0.81 | 131.2 | 1.12 |
| No. 2 | 193.7 | 215.1 | 0.90 | 154.9 | 1.23 |
| No. 3 | 265.3 | 241.5 | 1.10 | 173.9 | 1.35 |
| No. 4 | 202.9 | 216.2 ^{*1} | 0.94 | 155.7 | 1.30 |
| No. 5 | 211.9 | 218.1 ^{*2} | 0.97 | 157.1 | 1.35 |
| No. 6 | 331.4 | 290.9 | 1.14 | 209.5 | 1.58 |
| No. 7 | 281.1 | 266.7 | 1.05 | 192.0 | 1.46 |

※1：孔際補強筋量を $p_{ws} \leq 0.0024$ とした式(3)の計算値

※2：斜め補強材の厚さを T 形鋼のウェブ厚と同じにした式(3)の計算値

$$Q_{SU02} = \gamma \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (\sigma_B + 18)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} \left(1 - 1.61 \cdot \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_{ws} \cdot \sigma_y + p_{wd} \cdot \sigma_y} \right\} b \cdot j \quad (5)$$

ここで

γ : 低減係数 ($\gamma = 0.72$)

p_{ws} : 孔際補強筋比 ただし, $p_{ws} \leq 0.0024$

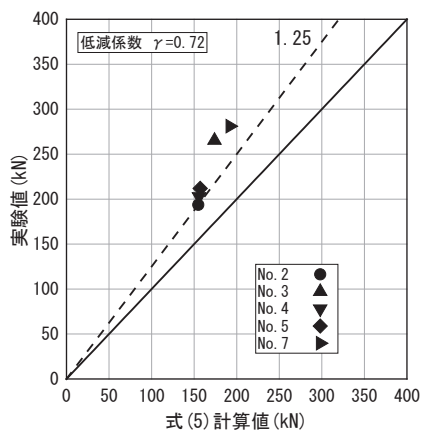


Fig. 13 最大せん断強度の実験値と計算値の比較

5. まとめ

本工法は、補強金物を主とする開孔補強で基礎梁の貫通孔を補強する工法である。本工法の開孔補強方法の妥当性を確認するために、開孔径が梁せい d 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、 $1/3$ とした有開孔試験体 1 体による実験を実施し、以下の結論を得た。

- ・ 補強金物は基礎梁の開孔周囲のせん断耐力に寄与していることが分かった。
- ・ 孔際補強筋は $H/D=1/3$ 以上の場合はほとんどひずみの値が上昇せず開孔周囲のせん断耐力への寄与は小さいことが分かった。
- ・ 補強金物によって開孔補強を施した基礎梁の試験体の初期剛性は無開孔梁の剛性の計算値と同等もしくは上回っていることが分かった。
- ・ 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。
- ・ 本試験体の開孔部せん断耐力は RC 規準におけるせん断終局強度式 (修正広沢式) に低減係数を乗じて安全側に評価できる。

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) 津村，遠藤，清水，能瀬：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，pp.501-502，日本建築学会大会学術講演概要集（東海），1985 年 10 月
- 3) 市岡，田川，足立，益尾：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，pp.821-828，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，2011 年 4 月
- 4) 日本建築センター：はり貫通孔補強材の「評定・評価基準」ビルディングレター，1995 年 6 月

Study on shear reinforcement effect using steel flat-bar for RC footing beam with large opening

Yusuke KONDO and Toshio MAEGAWA

Abstract

Authors conducted the shearing experiment of the footing beams with web opening, for the purpose of reduction in footing beam depth. All specimens were seven, including five specimens which opening diameter was half of footing beam depth. We have developed reinforcement metal of which T-shape steel has been combined with steel flat bar. And we confirmed about the influence of opening size and the effect of the reinforcement metal. From the experimental results, the effect on shear reinforcement by the reinforcement metal was confirmed. Also, it was confirmed that the shearing ultimate strength at the web opening was able to be estimated as safety side by applying the coefficient of reduction to the AIJ standard formula.

Key words: Reinforced concrete, Footing beams, Web opening beams, Opening, Shear reinforcement, Reinforcement metal