

論文 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造有孔梁で斜め補強筋を使用しない場合の開孔補強に関する実験研究

大川 真吾*1・岸田 慎司*2

要旨：本研究では、熱処理により部分的に高強度化した主筋を用いることでヒンジ領域を柱際から遠ざけ、柱際に安全に開孔を設けることを目的としている。すべての試験体において熱処理により部分的に高強度化した主筋を用いて、開孔部の配筋を変動要因として耐力、破壊性状の検討を行った。全試験体とも強度境界位置における曲げ破壊型となったが、同一破壊型でもその破壊性状や曲率分布は異なるものとなった。また、孔際補強筋比・孔上下補強筋量によって耐力低下を抑制できること、水平補強筋の配筋数によってひび割れの進展経路が変わり開孔部のせん断変形に影響することが判明した。

キーワード：鉄筋コンクリート, 有孔梁, 部分高強度化鉄筋, ヒンジリロケーション, 開孔補強

1. はじめに

集合住宅等の鉄筋コンクリート造建物では、設備配管を通すために梁に開孔部を設ける場合がある。開孔部を設けた位置はコンクリート断面積の欠損により孔周囲に応力が集中し破壊しやすくなるため、あばら筋や斜め補強筋により補強する必要がある。大地震時には、曲げモーメントが最も大きくなる材端部に塑性変形する箇所（以下、ヒンジ領域）が生じるため、従来の設計では、開孔を柱面から梁せい以上離れた位置に設けることが推奨されており、梁端部に開孔を設けることができない。

部分的に高強度化した鉄筋（以下、部分高強度化鉄筋）とは、高周波誘導加熱により部分的に高強度された鉄筋のことで、1本の鉄筋の中に普通強度部と高強度部の2種類の強度を有することが特徴である。村田らの実験によれば、この部分高強度化鉄筋を主筋に用いることで、梁のヒンジ領域が柱際から主筋の強度境界位置に移動する（以下、ヒンジリロケーション）ことが確認されており、このようにして梁にヒンジリロケーションを施し、孔周囲を適切に補強すれば、梁端部に開孔を設けることができ、配管を納める下がり天井を減らすことができるため、施工的、意匠的に有利な設計が可能になる。

試験体概要図を図-1に、既往の研究と本稿における配筋の違いを図-2に示す。図-1にある孔際補強筋（青色）、孔上下補強筋（赤色）、コ形の水平補強筋（緑色）は本稿における開孔周りの補強筋（以下、孔周囲補強筋）である。既往の研究では、3種類の補強筋に加えて斜め補強筋（既製金物）が使われており、これによる孔周囲の配筋の複雑化や施工性の低下が問題点であったが、既往の研究²⁾において、斜め補強筋を孔際補強筋と水平補強筋に置換しても部材性能に差異が無いことが確認された。本稿では、斜め補強筋を使用せず、孔際

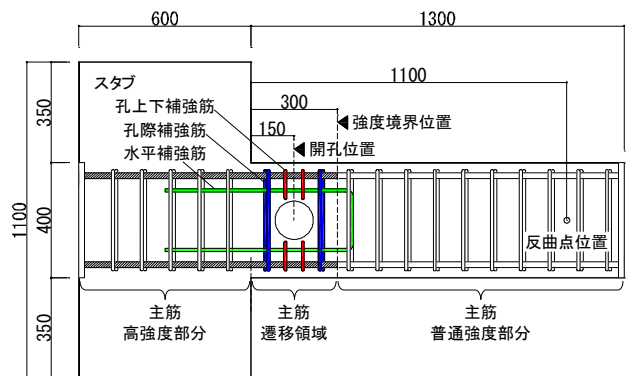


図-1 試験体概要図(試験体 7-d)

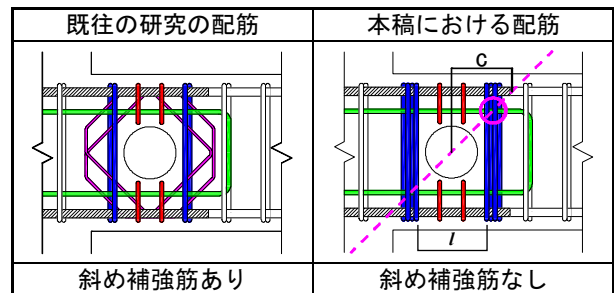


図-2 既往研究と本稿の配筋の違い

表-1 鉄筋とコンクリートの材料特性

鉄筋(試験体6-b)					
	降伏強度	降伏ひずみ	最大強度	ヤング係数	
	σ_y (N/mm ²)	ϵ_y (μ)	σ_t (N/mm ²)	E_s ($\times 10^4$ N/mm ²)	
主筋	D19普通強度部分(SD345)	398.7	2138	556.0	1.86
	D19高強度部分(SD700U)※1	861.3	6606	925.0	1.87
補強筋	D10(SD345)	352.8	2235	528.3	1.79

鉄筋(試験体7-d, 試験体8-c, 試験体8-d)					
	降伏強度	降伏ひずみ	最大強度	ヤング係数	
	σ_y (N/mm ²)	ϵ_y (μ)	σ_t (N/mm ²)	E_s ($\times 10^4$ N/mm ²)	
主筋	D19普通強度部分(SD345)	395.4	2349	548.5	1.91
	D19高強度部分(SD700U)※1	861.9	6357	937.4	1.98
補強筋	D10(SD345)	396.5	2200	547.0	1.86
	D10溶接(SD345)	398.8	2341	539.0	1.93
	D13(SD345)	388.1	2047	544.1	1.90
	U9.0(SBFD1275)※1	1367.5	8711	1470.9	2.04

※ 降伏帯が確認されなかった鉄筋で、0.2%オフセット耐力で求めた降伏強度、降伏ひずみである。

コンクリート				
試験体名	6-b	7-d	8-c	8-d
圧縮強度 (N/mm ²)	36.8	30.9	31.2	31.7
最大強度時歪 (μ)	2390	2624	2682	2852

*1 芝浦工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 芝浦工業大学 建築学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

・孔上下・水平補強筋の3種類の補強筋をパラメータとして孔周囲における適切な配筋量を解明するための検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

鉄筋とコンクリートの材料特性を表-1 に示す。試験体諸元を表-2 に示す。本稿では、試験体 6-b, 試験体 7-d, 試験体 8-c, 試験体 8-d を対象とし、試験体配筋図・断面図を図-3 に示す。全試験体とも 1/2 スケールの片持ち梁形式とし、片側に試験体固定用のスタブを取り付けた。共通因子は表-2 に記載の通りである。試験体 6-b は既往研究³⁾における基準試験体で、破壊性状が強度境界位置における曲げ破壊型の試験体である。試験体 7-d は試験体 6-b の水平補強筋量を 3 倍 (2-D10→6-D10) し、開孔部のひび割れ幅や損傷を抑えるための試験体で、試験体 7-d を本稿における基準試験体とする。試験体 8-c は基準試験体 7-d の孔上下補強筋量 $p_{s2} \cdot s_{\sigma y2}$ を約 5.3 倍 (2-D10×2組→4-D13×3組) したもので、開孔部のひび割れ幅や損傷をより抑えることを期待した試験体である。試験体 8-d は試験体 8-c の孔際補強筋を D10 から U9.0 にしたもので、両者の鉄筋径はほとんど変わらないため、孔際補強筋の降伏強度による比較を可能にした。

2.2 終局強度の計算値と想定破壊型

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁴⁾により強度境界位置における梁曲げ終局強度 (D19 普通強度部分の降伏強度で算出)、無開孔部の梁せん断終局強度、開孔部せん断終局強度を計算した。その結果を表-3 に示す。試験体 7-d, 試験体 8-c は、開孔部せん断余裕度が 0.80 となっており、強度境界位置における曲げ終局強度が開孔部せん断終局強度を上回る設計となっている。試験体 8-d は、開孔部せん断余裕度が 1.02 と開孔部せん断終局強度が強度境界位置における曲げ終局強度を上回る設計となっているが、開孔部せん断余裕度が 1.1 以上確保できていないため、無開孔梁と同等の破壊性状を得られないと考える。しかし、既往研究³⁾における破壊性状や曲率分布の結果から試験体 6-b は強度境界位置での曲げ破壊型であると判断したので、試験体 6-b よりも配筋量が多い試験体 7-d, 試験体 8-c, 試験体 8-d においても強度境界位置における曲げ破壊型を想定した。開孔部せん断終局強度を計算する際に、図-2 の片側 c 範囲 (孔周囲補強筋の有効範囲で、円形孔の中心と円形孔の中心から 45° 方向に引いた直線 (以下、45° 直線) が引張鉄筋重心と交わる位置との距離) に含まれる補強筋は、図-2 のピンクの丸に示した箇所で 45° 直線と交わっている孔際補強筋であり、孔際補強筋比 p_{s1} は孔際補強筋断

表-2 試験体諸元

試験体	孔周囲補強筋					
	孔際補強筋		孔上下補強筋		水平補強筋	
	配筋	$p_{s1} \cdot s_{\sigma y1}$	配筋	$p_{s2} \cdot s_{\sigma y2}$	配筋	
6-b	4-D10	2.60	2-D10×2	2.27	2-D10	
7-d	4-D10	2.92	2-D10×2	2.53	6-D10	
8-c	4-D10	2.92	4-D13×3	13.47	6-D10	
8-d	4-U9.0	5.15(*1)	4-D13×3	13.47	6-D10	

【共通因子】・梁幅250mm ・梁せい400mm ・高強度長さ300mm(*2)
 ・主筋 4-D19U ・せん断補強筋 4-D10@100
 ・開孔直径133mm ・開孔位置150mm(*2)

(*1) U9.0においては、 $s_{\sigma y1}$ はコンクリート強度による上限値(25Fc)を適用。
 (*2) スタブ面(柱面)からの長さを表す。

表-3 終局強度の計算値と想定破壊型

試験体	梁曲げ終局強度 (kN)	開孔部せん断		無開孔部せん断		想定破壊型
		終局強度 (kN)	余裕度	終局強度 (kN)	余裕度	
6-b	182.5	142.7	0.78	210.9	1.16	強度境界位置における梁曲げ破壊
7-d	181.0	145.2	0.80	210.4	1.16	
8-c	181.0	145.4	0.80	210.8	1.16	
8-d	181.0	184.0	1.02	211.5	1.17	

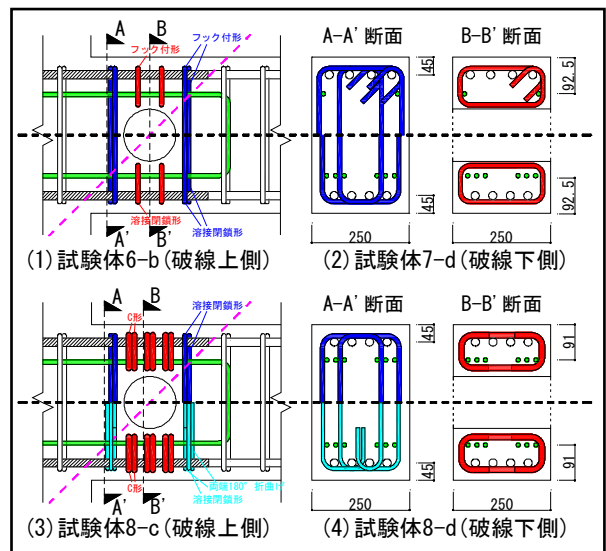


図-3 試験体配筋図・断面図

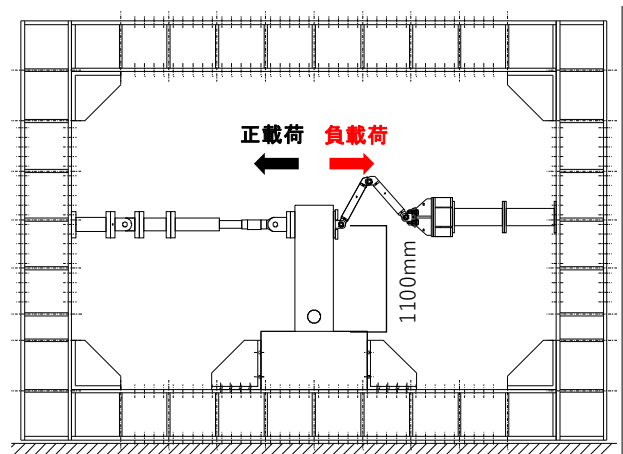


図-4 加力装置図

面積を孔周囲の有効範囲 c と梁幅 b の積で除した値とする。また、孔上下補強筋は孔際補強筋と異なり 45° 直線と交わらないため、孔上下補強筋比 p_{s2} は孔上下補強筋断面積を開孔部両端の孔際補強筋間長さ l (図-2 参照) と梁幅 b の積で除した値とする。

2.3 加力方法

加力装置図を図-4 に示す。スタブ部分をフレームに固定し、梁端部から $H=1100\text{mm}$ の反曲点位置に水平加圧ジャッキを取り付け、部材変形角（载荷位置における水平変位 δ /スタブ面から反曲点位置までの距離 H ）による正負交番繰り返し载荷を行った。部材変形角は、 $\pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 2.0, \pm 3.0, \pm 4.0, +5.0\%$ を基本サイクルとし、 $\pm 0.25\%$ は正負 1 回、それ以降は正負 2 回の繰り返し载荷として、 $+5\%$ で引き切りを行った。なお、载荷の途中で急激な耐力低下が起きた場合は、その次のサイクルで载荷を打ち切り、起きなかった場合は、 $\pm 5\%$ を 2 回繰り返し返したのち、 $+6\%$ まで载荷を行った。

3. 実験結果

3.1 梁せん断力-部材変形角

梁せん断力-部材変形角関係図（Q-R 図）を図-5 に、図中における赤い×印は、試験体の最大耐力を表している。正载荷時、試験体 6-b は部材変形角 3.9% で最大耐力を迎え、試験体 7-d、8-c、8-d も部材変形角 2.00% で最大耐力を迎えた。負载荷時、試験体 6-b は部材変形角 -4.0% で最大耐力を迎え、試験体 7-d、8-c、8-d も部材変形角 2.00% で最大耐力を迎えた。全試験体ともに最大耐力時の部材変形角は正载荷時と負载荷時で同じであった。図-5 について、各グラフの四角で囲まれた数値は、それぞれ試験体の正载荷時、負载荷時の最大耐力に対する部材変形角 4%、-4% 時における耐力の低下率を示した。正载荷時における試験体 7-d、8-c、8-d それぞれの低下率は、4.1%、1.4%、4.5% となった。また、負载荷時における試験体 7-d、8-c、8-d それぞれの低下率は、8.4%、6.0%、4.6% となり、耐力低下率の値が孔際補強筋量と孔上下補強筋量の合計値に対して負の相関があると考えられる。

3.2 破壊性状

主要なひび割れを図-6 に示す。ひび割れの進展経路が 2 パターン観測されたので、左を A、右を B とする。A は既往研究³⁾から引用した図で、B には水平補強筋を図示している。各試験体の正载荷時における部材変形角 1.0%、2.5%、3.0% 時の破壊性状の比較を図-7 に示す。また、図中の赤色の破線は主筋の強度境界位置を示している。部材変形角 1.0% 時において、全試験体の破壊性状に大きな差異は見られなかった。部材変形角 2.5% 時において、試験体 6-b では強度境界位置付近から開孔の圧縮側接線方向へのひび割れ（図-6 における A-①）と主筋普通強度部分のひび割れ（図-6 における A-⑤）が、試験体 7-d、8-c、8-d では強度境界位置付近から水平補強筋のコ形形状に沿ったひび割れ（図-6 における B-①）が顕著に現れ、試験体 7-d、8-c については、負载荷時に

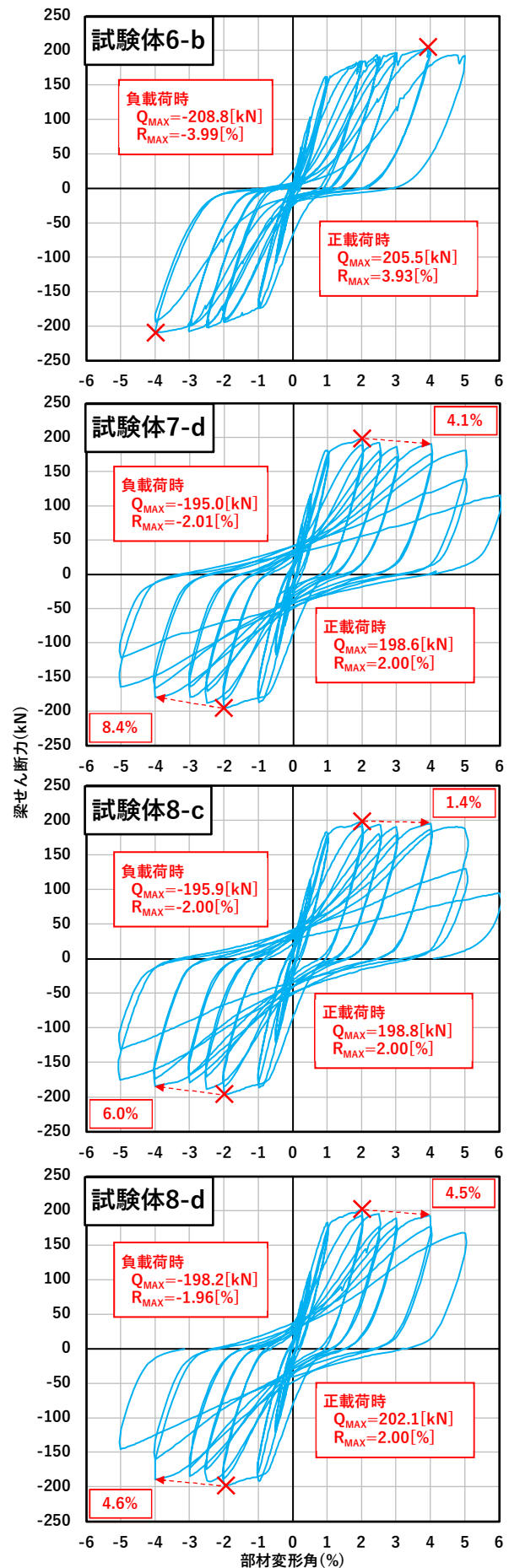


図-5 梁せん断力-部材変形角関係図（Q-R 図）

発生した水平補強筋のコ形形状に沿った開孔付近のひび割れ（図-6におけるB-②）が試験体 8-d に比べて顕著であった。部材変形角 3.0% 時において，試験体 6-b では強度境界位置付近から開孔の圧縮側接線方向へのひび割れ（図-6におけるA-①）と主筋普通強度部分のひび割れ（図-6におけるA-⑤），梁端部から開孔の中心線方向へのひび割れ（図-6におけるA-④）が，試験体 7-d, 8-c, 8-d では強度境界位置付近から水平補強筋のコ形形状に沿ったひび割れ（図-6におけるB-①）および負荷荷時に発生した水平補強筋のコ形形状に沿った開孔付近のひび割れ（図-6におけるB-②）が部材変形角 2.5% よりも顕著となり，さらに負荷荷時に発生した強度境界位置付近のひび割れ（図-6におけるB-③）が見られた。また，試験体 7-d, 8-c は開孔上下部分のコンクリートの剥落が確認された。A, B パターンの主な違いは，ひび割れが強度境界位置付近から発生し危険断面位置（スタ

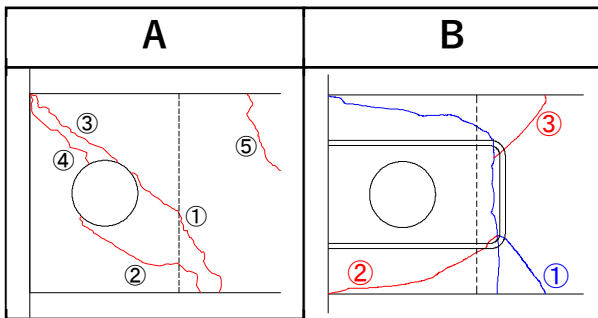


図-6 主要なひび割れ

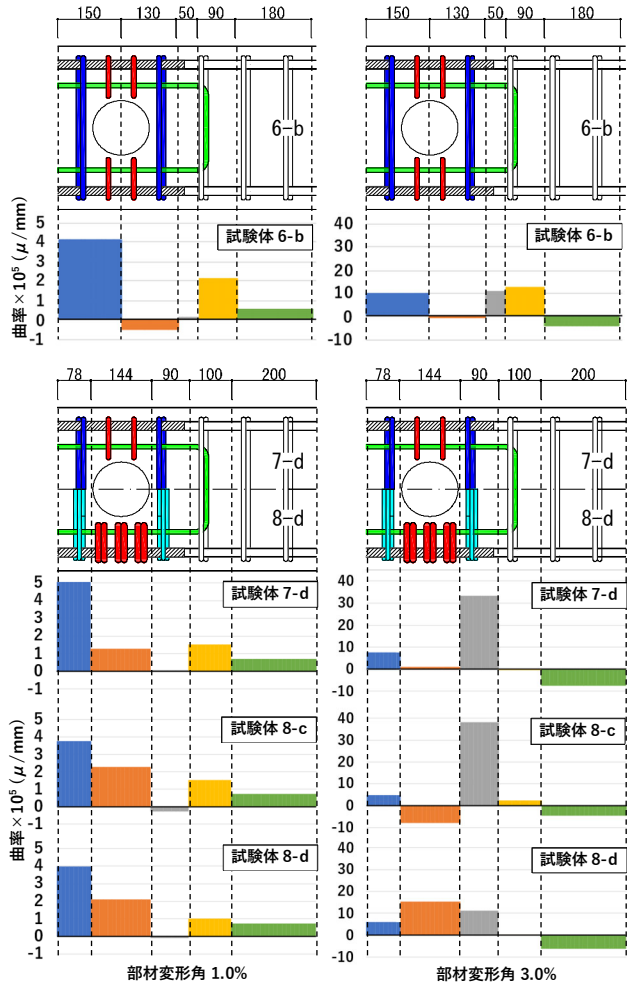


図-8 曲率分布

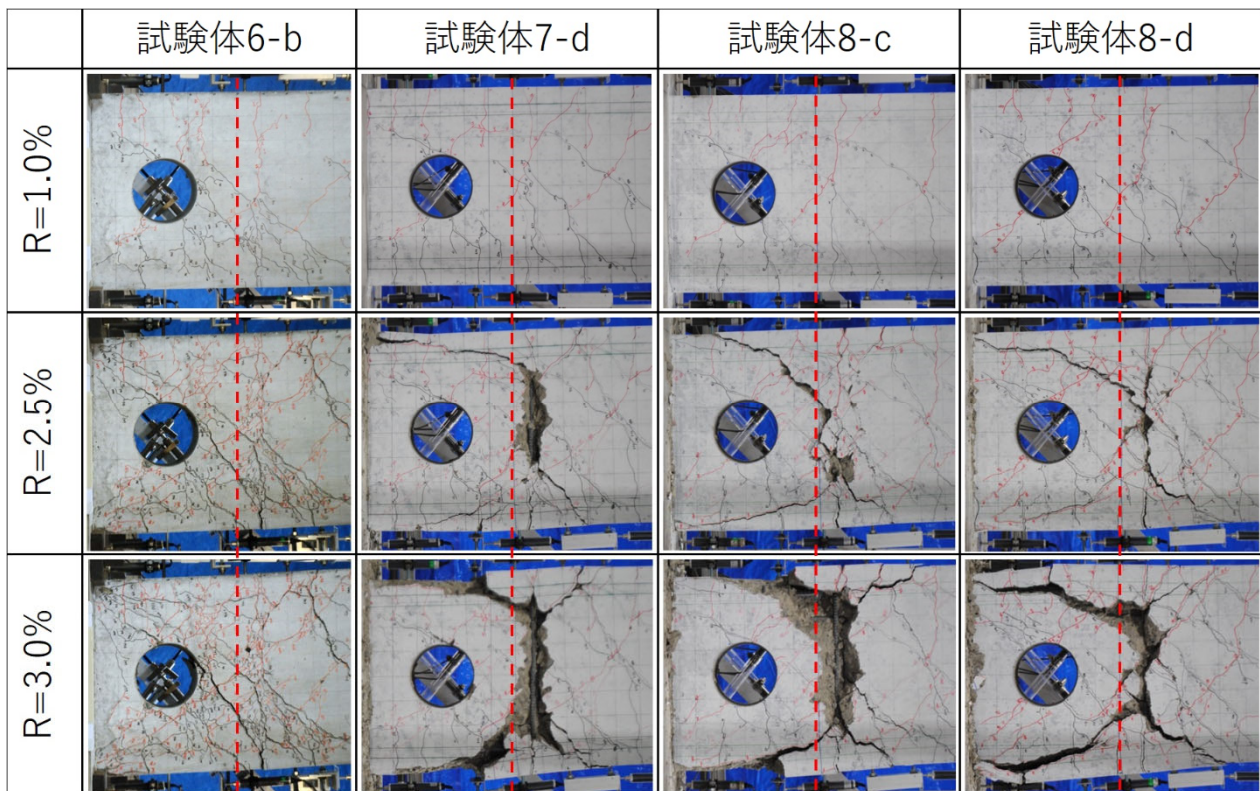


図-7 破壊性状の比較

ブ面)へと進展する過程で、開孔を經由するかしないかである。このパターン分けは試験体 6-b と試験体 7-d, 8-c, 8-d で区別することができるため、水平補強筋量の違いがひび割れの進展過程で開孔を經由するか否かに影響すると考えられる。

3.3 曲率分布

正載荷時における曲率分布図を図-8 に示す。曲率分布は梁上下に設置した変位計から算出した。試験体 6-b と試験体 7-d, 8-c, 8-d では変位計の位置が異なるため、比較が単純に行えないが、図-8 上部には、試験体 6-b の配筋図と曲率分布図を、下部には試験体 7-d, 8-d の配筋図と試験体 7-d, 8-c, 8-d の曲率分布図を掲載した。また、左側が部材変形角 1.0%時、右側が部材変形角 3.0%時の曲率分布図である。曲率分布図にそれぞれ青色、橙色、灰色、黄色、緑色の計 5 つの区間を示す。部材変形角 1.0%時において、全試験体で黄色・緑色区間での差異は見られず、試験体 7-d は試験体 8-c, 8-d に比べ、青色区間がやや大きく、橙色区間が小さい結果となった。部材変形角 3.0%時において、試験体 7-d, 8-c, 8-d で青色・黄色・緑色区間での差異は見られず、試験体 7-d, 8-c は試験体 8-d に比べ、橙色区間が小さく、灰色区間がかなり大きい結果となった。

3.4 開孔部せん断変形角

正載荷時における開孔部せん断変形角を図-9 に、開孔部せん断変形角の算出方法を図-10 に示す。開孔部せん断変形角はせん断変形量測定区間内に設置した変位計から算出しており、変位計 1 の変位量を δ_1 、変位計 2 の変位量を δ_2 とする。試験体 8-c に関しては、強度境界位置付近のコンクリートの剥落片による変位計の損壊防止を理由として、変位計を試験体からはずしたため、部材変形角 3.0%までの開孔部せん断変形角を示す。全試験体の開孔部せん断変形角は部材変形角 2.0%に至るまで大きな差異は見られなかった。試験体 6-b は最大耐力を迎えた部材変形角 4.0%以降の開孔部せん断変形角の急激な増大が確認された。これは部材変形角 4.0%で最大耐力を迎えた後の主筋普通強度部分の曲げひび割れの進展によるものとする。試験体 8-c は部材変形角 2.5%で開孔部せん断変形角が急激に増大し、部材変形角 3.0%で低下した。その理由として、部材変形角 2.5%時に試験体の計測側面で変位計を固定するためのインサートがコンクリートの剥落とともに試験体から浮いた状態となってしまい、正しく計測できなかつたからだと考える。試験体 7-d, 8-d の開孔部せん断変形角は同等かつせん断変形が試験体 6-b, 8-c に比べてよく抑えられており、これは強度境界位置付近での曲げ変形が増大し、開孔部のせん断変形が抑えられたためだと考えられる。

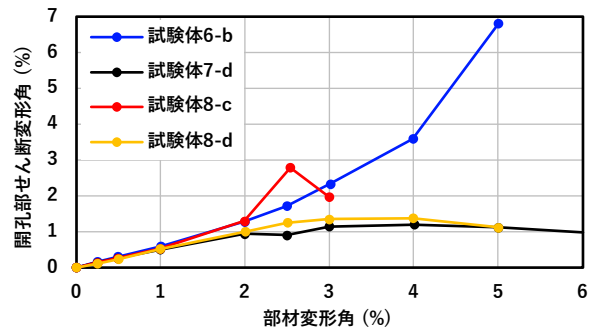
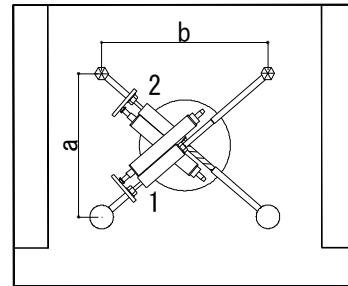


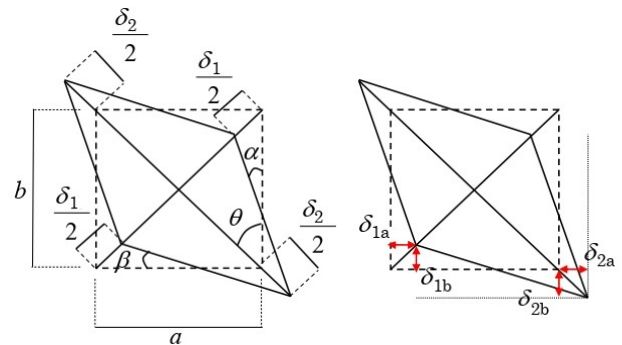
図-9 開孔部せん断変形角



試験体 6-b, 7-d は
a=243mm, b=210mm

試験体 8-c, 8-d は
a=262mm, b=229mm

対角線上の変位計には
1, 2 の番号を割り振った。



$$\gamma = \alpha + \beta$$

$$\alpha = \frac{\delta_{1a} + \delta_{2a}}{b}, \quad \beta = \frac{\delta_{1b} + \delta_{2b}}{a}$$

$$\delta_{1a} = \sin \theta \times \frac{(-\delta_1)}{2}, \quad \delta_{2a} = \sin \theta \times \frac{\delta_2}{2}$$

$$\delta_{1b} = \sin(90^\circ - \theta) \times \frac{(-\delta_1)}{2}, \quad \delta_{2b} = \sin(90^\circ - \theta) \times \frac{\delta_2}{2}$$

$$\therefore \gamma = \frac{a^2 + b^2}{2 \times a \times b} \times \frac{-\delta_1 + \delta_2}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

図-10 開孔部せん断変形角の算出方法

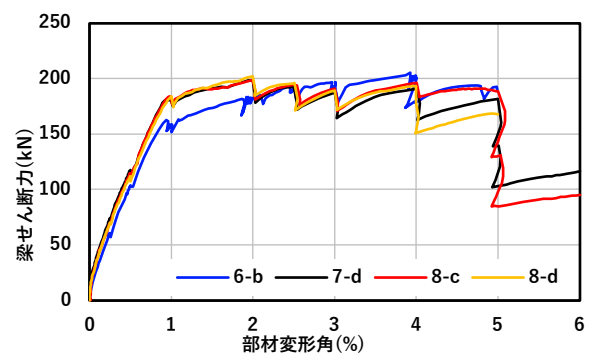


図-11 包絡線の比較

3.5 包絡線の比較

全試験体の正載荷時における包絡線の比較を図-11に示す。試験体 6-b は部材変形角 4%まで最大耐力を各部材変形角で徐々に更新していくような履歴性状を示し、試験体 7-d, 8-c, 8-d は部材変形角 2%で一気に最大耐力を迎え、その後の部材変形角で徐々に耐力を失っていくような履歴性状を示した。これは 3.2 節で示したひび割れの進展経路やコンクリート強度による違いだと考えられる。試験体 7-d, 8-c, 8-d に共通して部材変形角 3%まで履歴性状に差はなく、部材変形角 3~4%で孔上下補強筋量が少ない試験体 7-d が試験体 8-c, 8-d に比べてやや耐力を失っていた。部材変形角 4~5%では試験体 8-c に比べて、試験体 7-d, 8-d が耐力を失っており、特に試験体 8-d が顕著であった。試験 7-d と試験体 8-c の比較より、孔上下補強筋量が多いほど耐力低下は抑えられている。しかし、試験体 8-c と試験体 8-d の比較からは、孔際補強筋量が多いにも関わらず耐力低下は大きくなっている。ここで孔際補強筋比について着目すると、試験体 8-c が $ps1=0.74\%$ 、試験体 8-d が $ps1=0.66\%$ となっており、試験体 8-c, 8-d それぞれの部材変形角 4%時に対する 5%時の耐力低下率はそれぞれ-2.8%、-12.8%となっており、孔際補強筋比のわずかな違いで耐力低下率が大きく変わる結果となった。そのため、孔際補強筋量ではなく孔際補強筋比が耐力低下に大きく影響すると考える。

3.6 各試験体の破壊形式

すべての試験体において、3.1 節より部材変形角 4%時の耐力低下が 20%以下、3.2 節 図-7 による部材変形角 3%時の破壊性状の写真、3.3 節より部材変形角 3%時の曲率分布が強度境界位置付近で大きくなっていることから、全ての試験体は強度境界位置における曲げ破壊型であると判断した。しかし同一破壊型であっても、試験体 6-b と試験体 7-d, 8-c, 8-d で最大耐力を迎えた時期やひび割れの進展経路、強度境界位置付近の曲率分布の割合は異なる結果となった。

4. 考察

4.1 水平補強筋の効果と今後の課題

3.2 節で示したように、ひび割れの進展過程で開孔を経由するか否かに影響する因子は水平補強筋量であると考える。既往研究⁵⁾では、水平補強筋の径、つまり断面積の差異が最大耐力や最大耐力時部材変形角、破壊性状に影響しないことがわかっているため、最終的に水平補強筋の配筋数がパターン分けに影響する因子であると考える。しかし実際の建物において、試験体 7-d, 8-c, 8-d のような水平補強筋の配筋数であると、接合部内の配筋が超過密となってしまうことが考えられるため、水平補強筋の配筋方法については要検討である。

4.2 孔際補強筋と孔上下補強筋の役割

3.1 節で示すように、孔際補強筋量と孔上下補強筋量はその合計値が大きいほど、負載荷時の最大耐力に対する部材変形角 4%時の耐力低下を抑えることができる。また、3.5 節で示すように、部材変形角 3~4%では、孔上下補強筋量が多いほど、部材変形角 3%時耐力後の耐力減少がわずかに抑制される。部材変形角 4~5%において、試験体 8-d の方が試験体 8-c よりも孔際補強筋量が多いにも関わらず、部材変形角 4%時耐力後の耐力低下は抑えられていない。試験体 8-d の方が小さい因子は孔際補強筋比であり、孔際補強筋径のわずかな違いが原因と考える。したがって、部材変形角 4%時耐力後の耐力低下は、孔上下補強筋量が多いほど、孔際補強筋比が大きいほど、抑制できると考える。

5. まとめ

本実験により得られた知見を以下に示す。

- (1) 水平補強筋の配筋数が多いほど、部材変形角の増大に伴って進展する強度境界位置からのひび割れが開孔を避け、開孔部のせん断変形を抑えられる。
- (2) 孔上下補強筋量は部材変形角 3~5%時における耐力低下を抑える役割がある。
- (3) 孔際補強筋比のわずかな違いで部材変形角 4~5%時における耐力低下率に大きく影響する。

参考文献

- 1) 村田 義行, 服部 修三, 岸田 慎司: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の力学的挙動に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2014 (構造IV), pp.425-426, 2014.9
- 2) 村田 義行, 岸田 慎司: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート有孔梁に関する実験研究 (その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2018 (構造IV), pp.179-180, 2018.9
- 3) 眞田 健伍, 岸田 慎司, 村田 義行: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造有孔梁の開孔補強に関する実験研究, コンクリート工学, Vol.43, No.2, pp.103-108, 2021
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.393-396, 2018
- 5) 高桑 遼, 岸田 慎司, 村田 義行: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート有孔梁に関する実験的研究 (その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2017 (構造IV), pp.63-64, 2017.7