

論文 錨付き鋼管を用いた既存 RC 梁のあと施工貫通孔の補強工法に関する実験的研究

岡本 匡平*1・前澤 勇里*2・松井 智哉*3・渋市 克彦*4

要旨 : RC 造建物のリニューアル工事においては, 既存の梁に新設の開孔が必要とされる場合がある。開孔を設けることで梁の剛性や耐力などの構造性能は低下するため, 要求される性能に応じて補強が必要となる。本研究では, せん断補強筋の切断を伴わない新設開孔を設けた梁に対して錨付き鋼管を用いた補強を行い, その補強効果を確認するために静的加力実験を実施した。有孔補強梁は, 開孔周辺ではない一般部でせん断破壊の様相を示し, 最大耐力は無孔梁の耐力と同程度まで回復した。また, 本実験においてせん断補強筋の切断を伴わない有孔補強梁の耐力は, 無孔梁のせん断耐力式により概ね評価できた。

キーワード : 有孔 RC 梁, 新設開孔, 開孔補強, 鋼管, せん断耐力

1. はじめに

RC 造のリニューアル工事において, 既存の梁に新設の開孔が必要とされる場合がある。開孔を設けることで梁の剛性や耐力などの構造性能は大きく低下するため, 要求される性能に応じて補強が必要となる。既存の補強方法として耐震補強工事に伴う開孔の補強工法も含めてアンカーボルトで鋼板, 炭素繊維シート, CFRP プレートで固定する方法などが提案¹⁾²⁾³⁾されている。しかし, 施工の際には設備孔のコア抜きをはじめアンカー工事, 鋼板や CFRP プレート固定の際のグラウト充填などの作業が必要であり, より施工の省力化が可能な工法が求められている。また, 補強工法において, 指定建築材料以外の材料を用いる場合, 耐震改修促進法の枠組み以外では利用することができないのが一般的である。

そのようなことから, 筆者らは施工の省力化と指定建築材料を用いることを念頭におき, 新設貫通孔に対する補強方法の開発的研究を行っている。

文献 4) では, 開孔を設ける際にせん断補強筋を 1 組切断する場合を想定した梁を対象に鋼管, 錨付き鋼管およびリング鋼管を用いた補強方法の補強効果を把握するために静的加力実験を行った。その結果, 錨付き鋼管の耐力が最も高く, 補強効果があることを確認した。しか

し, 無孔試験体の耐力までは回復しなかった。

本研究では, せん断補強筋を切断せず, 錨付き鋼管により補強を行った試験体の構造性能および補強効果の確認を目的として静的加力実験を実施した。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

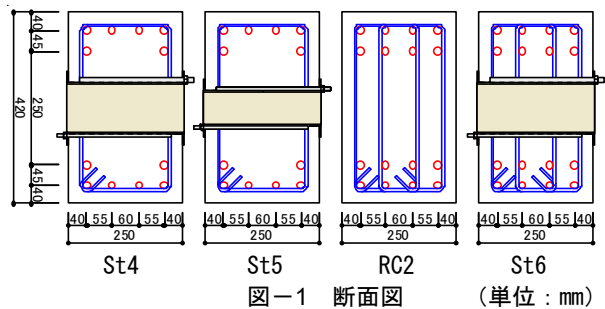
表-1 および図-1, 図-2 に試験体概要および断面図, 配筋図を示す。試験体は実大の 1/2 スケールの RC 梁とし, せん断破壊が先行する無孔梁に開孔を設けた試験体として計画した。開孔部は補強により無孔梁のせん断耐力と同等の耐力を想定している。試験体数は計 4 体であり, 全ての試験体の梁幅および梁せいは 250mm×420mm, 内法スパンは 1680mm である。

試験体 St4 および St5 は, 有孔試験体であり, コンクリート設計基準強度が 27N/mm², せん断補強筋比が 0.002 である。開孔は梁中央において, せん断補強筋は切断せずにせん断補強筋の間に設けた試験体である。St5 の開孔径は 76.3mm とし, 他の有孔試験体開孔径 114.3mm より小さくなっている。

試験体 RC2 および St6 は, 工法の適用範囲の確認のため

表-1 試験体概要

試験体	RC ⁴⁾	St4	St5	RC2	St6
設計基準強度 (N/mm ²)		27		39	
断面 B×D (mm)		250×420		250×420	
主筋 (SD490)		上下 4+2-D16		上下 4+4-D16	
せん断補強筋 (SD295)		2-D6@125 $p_w = 0.002$		4-D6@125 $p_w = 0.004$	
内法スパン (mm)		1680		1680	
開孔径 (mm)	—	114.3	76.3	—	114.3



*1 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学課程 学部生

*3 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 准教授 博士(工学) (正会員)

*4 (株) 大林組 技術研究所

め、一般的な中低層建物の梁に使用されるコンクリート設計基準強度よりも高めの強度としてコンクリート設計基準強度を 39N/mm^2 とした。せん断補強筋比は 0.004 である。試験体 RC2 は無孔試験体、St6 はせん断補強筋の切断はない有孔試験体である。

表-2 および図-3 に補強鋼管寸法および補強鋼管詳細図を示す。補強に用いる鋼管は、錨付き鋼管である。錨付き鋼管は2つに分割して製作し、鋼管には全ねじが溶接されている。梁の両側から突き合わせてナットで固

表-2 補強鋼管寸法

試験体	St4, St6	St5
補強鋼管	錨付き鋼管	
開孔径 (mm)	114.3	76.3
貫通孔, 補強寸法 (mm)	鋼管外径	114.3
	鋼管内径	105.3
	鋼管厚さ	4.5
	錨寸法	160×160
	錨厚さ	4.5
グラウト厚さ	なし	

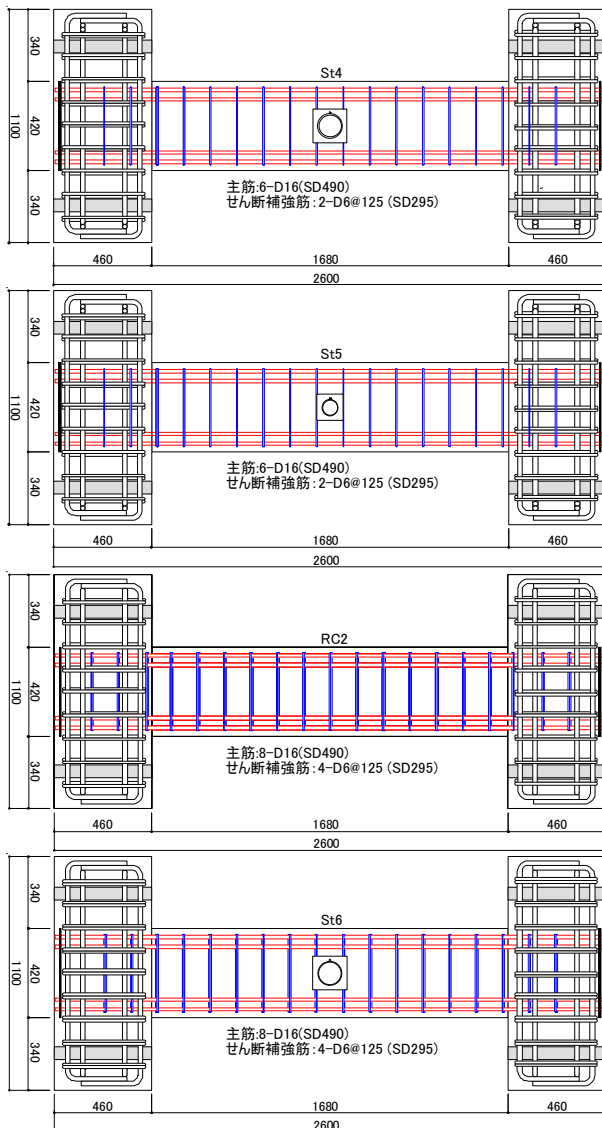


図-2 配筋図 (単位: mm)

定する。実際の施工では溶接した全ねじが通る開孔径でコア抜きを行い、鋼管設置の後、鋼管と躯体の隙間をグラウトで充填することを想定しており、アンカー工事は不要な工法である。なお、試験体の製作においては型枠に予め鋼管を設置してコンクリート打設を行っている。表-3 および表-4 に使用材料の材料試験結果を示す。

2.2 荷重方法

図-4 に荷重装置を示す。試験体は梁軸方向を鉛直方向とし、打設面が東面となるように荷重装置に設置した。荷重方法は正負交番逆対称曲げせん断加力とし、軸力は 0kN とした。水平力荷重は変形制御とし、上下スタブの相対水平変位 δ と梁内法長さ L で与えられる相対変形角

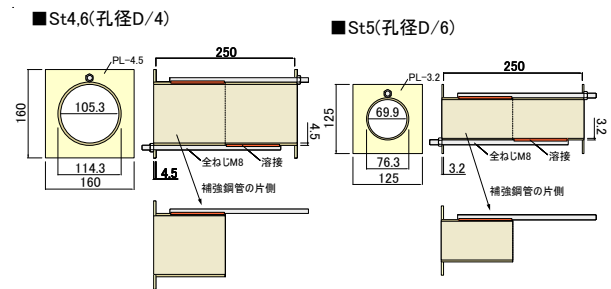


図-3 補強鋼管詳細図 (単位: mm)

表-3 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ(μ)	割裂強度 (N/mm^2)	材齢 (日)
St4	28.1	26700	2170	2.8	44
St5	29.7	27400	2070	2.8	48
RC2	40.0	30000	2350	3.5	53
St6	38.7	28200	2390	3.6	57

表-4 鋼材の機械的特性

	降伏 応力度 (N/mm^2)	ヤング 係数 (N/mm^2)	引張 強度 (N/mm^2)	降伏歪 (μ)	備考
D6 (SD295)	374	201000	493	1859	
D16 (SD490)	556	195000	722	2852	
鋼管(STK400)	358	197000	437	1813	t=3.2
鋼管(STK400)	412	205000	463	2010	t=4.5
錨(SS400)	384	205000	448	1871	t=3.2
錨(SS400)	358	204000	442	1757	t=4.5
全ねじ (M8)	548	186000	620	2946	

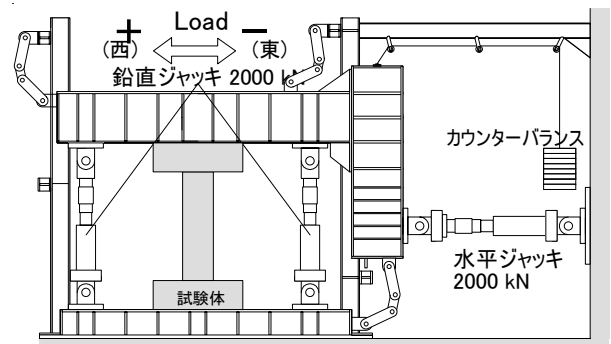


図-4 荷重装置

R ($=\delta/L$) で 1/1600, 1/800, 1/400rad を 1 サイクルずつ, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50 を 2 サイクルずつ繰り返した後, 試験体 1/33rad を 1 サイクルまで荷重を行った。また, 加力サイクルには, 無孔梁の短期許容せん断力時を加える。試験体 St4 および St5 はコンクリートの損傷が顕著であり, 耐力が最大耐力の半分程度に低下したため, R=1/50rad の 1 サイクルで荷重を終了している。

2.3 計測方法

図-5, 図-6 に変位計およびひずみゲージ位置図を示す。計測変位は, 上スタブの水平変位と軸方向変位, 梁を長さ方向に 6 分割した区間の軸方向変位を梁側面において測定する。また, 梁背面において対角方向の変位を計測する。主筋, せん断補強筋および補強鋼管のひずみをひずみゲージにより計測する。さらに, 繰返し水平力荷重における第 1 サイクルのピーク時および除荷時にクラックスケールを用いてひび割れ幅を計測する。また, 開孔がある試験体は, 有孔梁の短期許容せん断力時⁵⁾におけるひび割れ幅も計測した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形角関係と破壊性状

図-7 および図-8 に各試験体の最終ひび割れ状況, 荷重-変形角関係を示す。図-8 中に最大耐力, 主筋およびせん断補強筋の降伏, せん断ひび割れ発生をマーカーで示している。

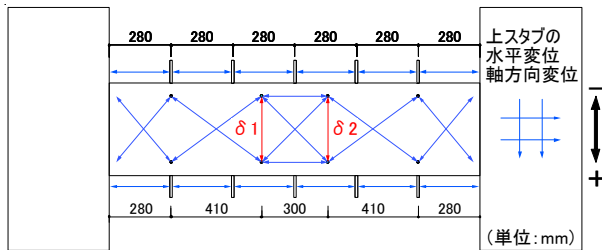


図-5 変位計位置図 (右側が実験時上)

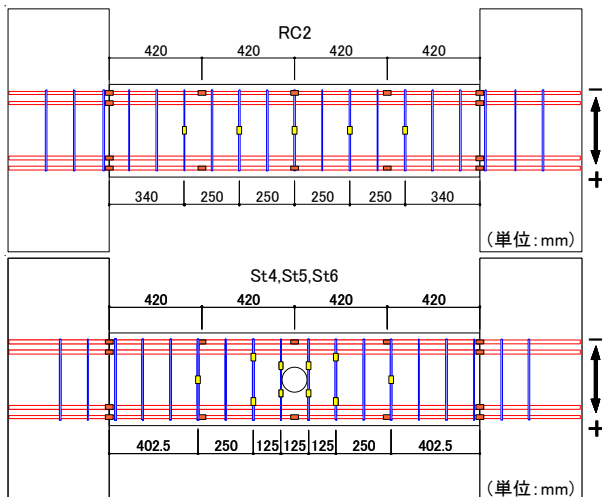


図-6 ゲージ位置図 (右側が実験時上)

試験体 St4 では, R=-1/400rad のサイクルで開孔周辺において, せん断ひび割れが発生, R=1/200rad のサイクルで補強筋の降伏が確認された。開孔周辺のせん断ひび割れが大きく拡幅し, 負荷荷では R=-1/133rad で最大耐力 (-164.3kN), 正荷荷では R=1/100rad で最大耐力 (187.5kN) に達した。その後, 一般部 (開孔周辺ではない梁端部の領域) のせん断ひび割れが大きく拡幅し, せん断破壊に至った。

試験体 St5 は, R=1/400rad のサイクルで一般部にせん断ひび割れが発生, R=1/200rad で補強筋の降伏が確認された。正荷荷では一般部のせん断ひび割れが大きく拡幅することで R=1/100rad のサイクルに最大耐力 (176.3kN) に達した。負荷荷では, 開孔周辺のせん断ひび割れが大きく拡幅することで R=-1/100rad に最大耐力 (-174.0kN) に達した。その後, 一般部のせん断ひび割れが大きく拡幅し, せん断破壊の様相を示した。

試験体 RC2 では, R=1/200rad のサイクルに梁端部でせん断ひび割れが発生, R=1/200rad に補強筋の降伏, R=1/100rad に主筋の降伏が確認された。その後, 梁端部のせん断ひび割れが大きく拡幅し, R=1/67rad で最大耐力 (303.8kN および -296.3kN) に達した。その後, 変形角の増大とともに付着破壊による損傷も見られた。

試験体 St6 では, R=1/400rad のサイクルで開孔周辺においてせん断ひび割れが発生, R=-1/200rad で補強筋の降伏が確認され, R=1/100rad で主筋が降伏した。その後, 一般部のせん断ひび割れが大きく拡幅することで, R=1/67rad のサイクルで正荷荷の最大耐力 (309.0kN) に達し, R=-1/67rad で負荷荷の最大耐力 (-282.0kN) に

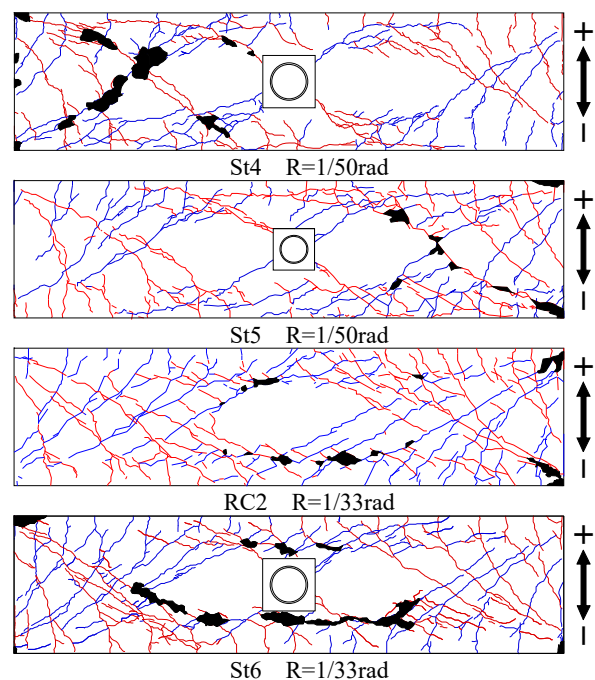


図-7 最終ひび割れ状況 (右側が実験時上)

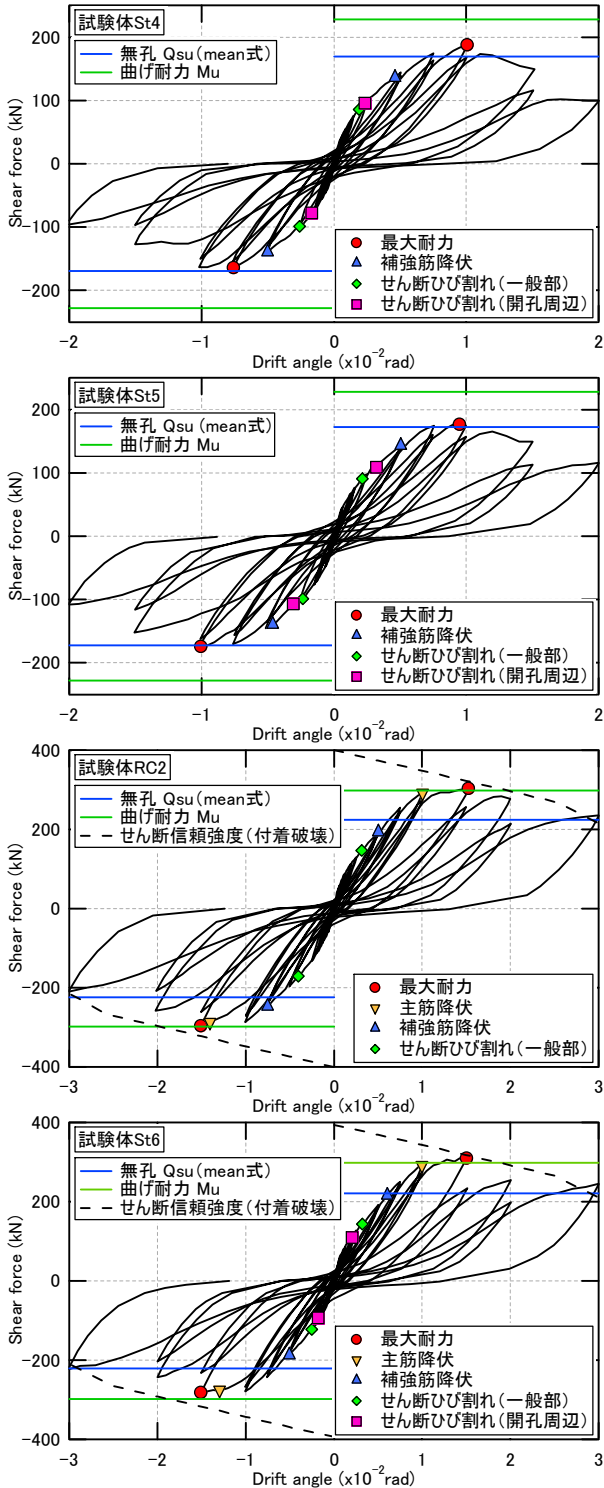


図-8 荷重-変形角関係

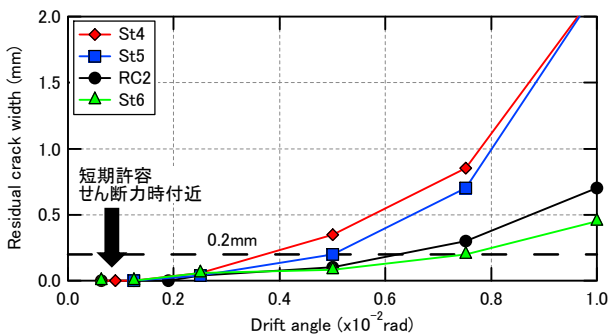


図-9 残留ひび割れ幅 (最大値) 推移

達した。RC2 と同様にその後は、主筋に沿った付着割裂による損傷が見られた。

コンクリート設計基準強度が 27N/mm^2 の試験体 St4 および St5 においては、主筋の降伏は見られなかった。

文献 4) に示すせん断補強筋の切断を 1 組切断し錨付き鋼管で補強した試験体 St2 では、開孔周辺においてせん断破壊の様相を示した。しかし、せん断補強筋の切断のない試験体 St4, St5 では、開孔周辺ではなく、一般部においてせん断破壊の様相を示した。

梁全体に発生する全てのひび割れに対して、各サイクル除荷時の残留ひび割れ幅の最大値の推移を図-9 に示す。せん断補強筋比が 0.004 である試験体 RC2 および St6 は、せん断補強筋比が 0.002 である試験体 St4, St5 と比較してひび割れ幅が小さいことが分かる。また、無孔梁の短期許容せん断力時も含め、試験体 St4 は変形角 $R=1/400\text{rad}$ のサイクルまではひび割れ幅が 0.2mm 以下であり、他の試験体 RC2 および St5, St6 においては変形角 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルまではひび割れ幅が 0.2mm 以下であることを確認できた。

表-5 および表-6 に最大耐力の比較を、図-10 および図-11 に正載荷時における包絡線の比較を示す。表中

表-5 最大耐力の比較 ($F_c=27\text{N/mm}^2$)

試験体	RC	St4	St5
最大耐力 (+) kN	194.3	187.5	176.3
RC に対する比	—	0.97	0.91

表-6 最大耐力の比較 ($F_c=39\text{N/mm}^2$)

試験体	RC2	St6
最大耐力 (+) kN	303.8	309.0
RC2 に対する比	—	1.02

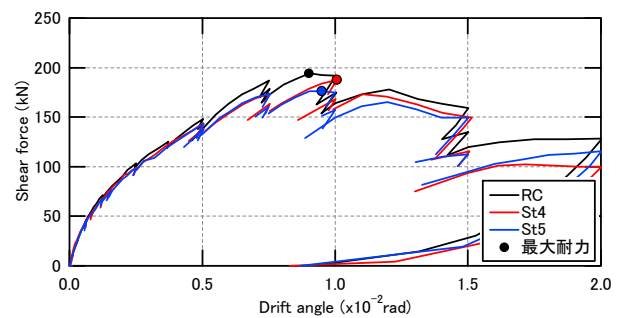


図-10 包絡線 ($F_c=27\text{N/mm}^2$)

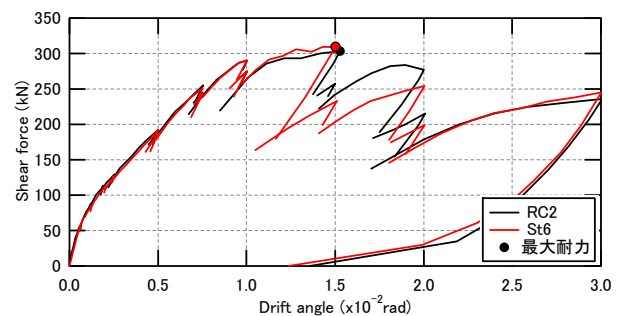


図-11 包絡線 ($F_c=39\text{N/mm}^2$)

および図中の試験体 RC は、文献 4) に示すコンクリート設計基準強度が 27N/mm^2 の無孔試験体である。

コンクリート設計基準強度が 27N/mm^2 の試験体 St4 および St5 の最大耐力は、無孔試験体 RC の 97% および 91% であった。試験体 St4 においては概ね無孔試験体 RC の耐力と同程度となった。

コンクリート設計基準強度が 39N/mm^2 の試験体 St6 の最大耐力は、無孔試験体 RC2 に比べ 2% 大きくなり、無孔試験体 RC2 の耐力以上となった。

せん断補強筋を切断せず、鈔付き鋼管により補強を行うことで無孔試験体のせん断耐力の計算値 (図-8 中の青線) を上回ることを確認できた。

3.2 開孔周辺の変形

開孔周辺における、梁せい方向の変形挙動を図-12 に示す。図中縦軸に示す変位は図-5 に示す計測位置の変位 δ_1 と δ_2 の平均値である。また、試験体 St2 は文献 4) に示すせん断補強筋を 1 組切断し、鈔付き鋼管により補強した試験体である。

全ての有孔試験体は、せん断ひび割れが発生後、変形角の増加とともに変位が増大し補強筋の降伏によりさらに増大した。せん断補強筋を 1 組切断した試験体 St2 と切断していない試験体 St4 を比較すると、正載荷においては変位量に大きな違いは見られないが、負載荷では、St4 の変位量が小さい。補強を施し、無孔梁の耐力以上となるには、切断された補強筋に代わり、梁せい方向の変形を抑制するための補強が必要と考えられる。

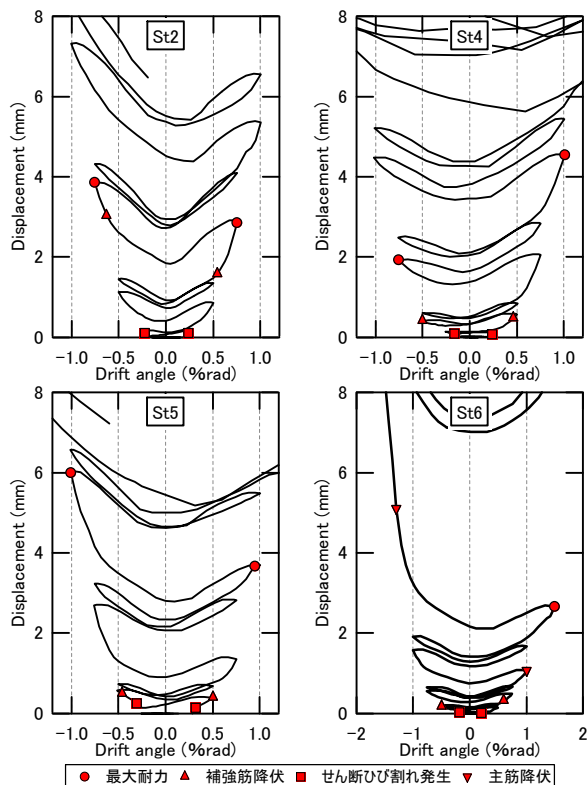


図-12 開孔周辺の変形

3.3 補強鋼管のひずみ

図-13 に鈔付き鋼管の全ねじのひずみを示す。引張が正值である。また、図-14 にひずみの計測位置を示す。コンクリート設計基準強度が 27N/mm^2 の試験体 St4 および St5 での最大耐力時のひずみは、 1000μ 程であり、コンクリート設計基準強度が 39N/mm^2 の試験体 St6 では、 2500μ 程である。全ねじがコンクリートの損傷によって断面が幅方向に拡がる変形に抵抗していることが確認できた。

4. 耐力評価

表-7 および表-8 に最大耐力の実験値と計算耐力の比較を示す。

曲げ耐力は文献 6) に準じて算出した。無孔梁のせん断耐力は文献 6) による式(1) (荒川 mean 式) により算出し、有孔梁も一般部でせん断破壊の様相を示したことから

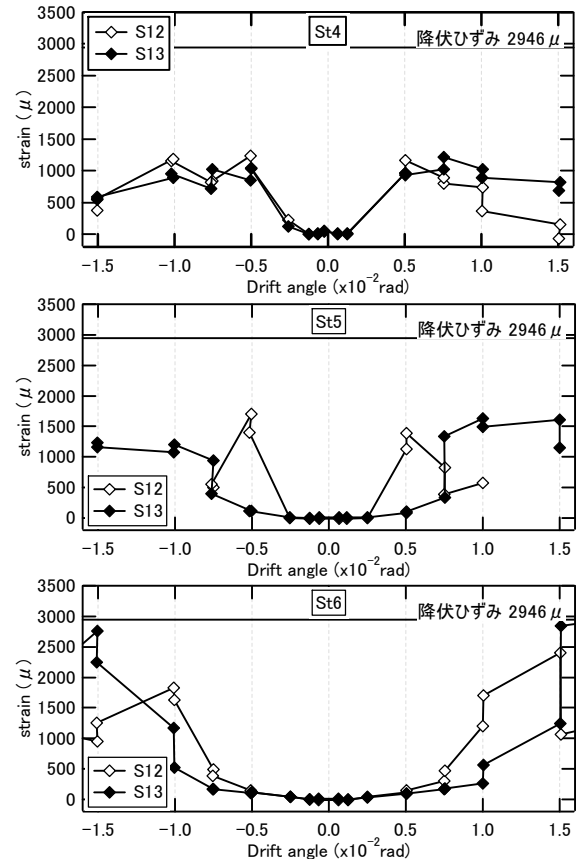


図-13 全ねじのひずみ

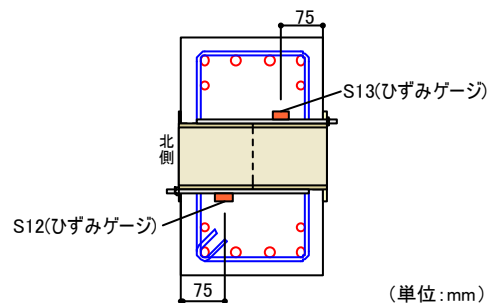


図-14 ひずみ計測位置

ら、式(1)と比較を行う。

コンクリート設計基準強度が 27N/mm²の試験体 St4 および試験体 St5 において、無孔せん断耐力の計算値に対する実験値の比は 1.11 および 1.02 であり、実験値を概ね評価できる。コンクリート設計基準強度が 39N/mm²の RC2 および St6 においては、無孔せん断耐力の計算値に対する実験値の比は 1.35 および 1.40 と余裕のある評価を与える結果となった。

試験体 RC2 および試験体 St6 については、付着強度に関する比較も行う。付着強度の計算値は、文献 7) に示される式(2)および式(3)による付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度とした。なお、2 つの式のうち値の小さい方をせん断信頼強度 (以下、付着強度) としている。ここで、R=1/67rad 付近から付着割裂による損傷が顕著になったことから Rp=0.015 として付着強度を算出した。式中の記号においては参考文献を参照されたい。計算結果を表-9 に示す。

付着強度の計算値に対する最大耐力の比は 0.94 および 0.97 である。最大耐力以降は、図-8 に示すように、せん断力と付着強度は近接しており、試験体 RC2 および

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (1)$$

$$V_{bu} = T_x j_e + \left\{ v \sigma_B - \frac{2.5T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (2)$$

$$V_{bu} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (3)$$

$$v = (1 - 20R_p)v_0$$

$$T_x = (1 - 10R_p) \left\{ \tau_{bu} \sum \varphi_1 + \tau_{bu2} \sum \varphi_2 \right\}$$

表-7 実験値と計算値の比較 (Fc=27N/mm²)

試験体	RC	St4	St5	
最大耐力 (実験値) Q_{max}	194.3	187.5	176.3	
曲げ耐力 Q_{mu} (kN)	257.2	228.3	228.3	
せん断耐力 (kN)	無孔 Q_{su}	177.4	169.0	172.8
実験値/計算値	Q_{max} / Q_{su}	1.10	1.11	1.02

表-8 実験値と計算値の比較 (Fc=39N/mm²)

試験体	RC2	St6	
最大耐力 (実験値) Q_{max}	303.8	309.0	
曲げ耐力 Q_{mu} (kN)	298.2	298.2	
せん断耐力 (kN)	無孔 Q_{su}	224.2	221.2
実験値/計算値	Q_{max} / Q_{su}	1.35	1.40

表-9 付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度

試験体	RC2	St6	
最大耐力 (実験値) Q_{max}	303.8	309.0	
せん断耐力 (kN) Q_{su}	224.4	221.2	
せん断信頼強度 (kN)	$V_{bu} (R_p=0.015)$	322.4	317.6
実験値/計算値	Q_{max} / V_{bu}	0.94	0.97

St6 は、変形の増大とともに付着割裂による損傷が広がったと考えられる。

5. まとめ

既存 RC 梁におけるせん断補強筋の切断を伴わないあ施工貫通孔に対して錨付き鋼管を用いた補強を行い、その補強効果を確認するために静的加力実験を実施した。以下に得られた知見を示す。

- せん断補強筋の切断なしの開孔を錨付き鋼管で補強した試験体は、開孔周辺ではない一般部においてせん断ひび割れが大きく拡幅し、せん断破壊が生じた。
- 有孔試験体の最大耐力は、無孔試験体のせん断耐力の計算値を上回ることを確認できた。
- 今回の実験において、せん断補強筋の切断なしで錨付き鋼管により補強した試験体の最大耐力は、無孔梁のせん断耐力式により概ね評価できた。

謝辞

本研究において実験の計画、実施、分析においては、コーリョー建販(株)、(株)堀江建築工学研究所の方々より貴重な助言と支援を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 白井和貴, 勝俣英雄, 古屋則之, 関松太郎: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次大会論文集, Vol.27, No.2, 2005
- 2) 渡辺英義, 小田切智明, 河合邦彦, 本岡圭: 既存 RC 梁の新設開孔補強に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.591-592, 2020.9
- 3) 藤本効, 中村洋行, 福山洋ほか: 定着金物を用いた連続繊維シートによる RC 構造物補強工法の開発: その 3 実大既存梁のあと施工開孔への適用実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.477-478, 2007.7
- 4) 松井智哉, 辻本泰雅, 岡本匡平: 既存 RC 梁のあと施工開孔に対する鋼管補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次大会論文集, Vol.46, No.2, pp.283-288, 2024
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020
- 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, 1999