

論文 貫通孔を新設する既存RC梁に対するCFRP板の補強効果

渋市 克彦*1・杉本 訓祥*2

要旨: 貫通孔を有する梁に対し、貫通孔周囲の梁側面に炭素繊維強化プラスチック板を接着することで、梁部材のせん断耐力を上昇させる補強工法がある。この工法による補強効果について、貫通孔位置や補強量をパラメータとした実験的検討を行った。その結果、貫通孔から離れた位置に配置された補強材は、補強効果に対する寄与が少なくなるため、補強量と補強効果が必ずしも比例関係になるとは限らないという知見が得られた。以上の知見をもとに、補強材の位置が貫通孔から遠ざかるほど、補強効果を減じる評価手法を考案し、評価精度を検討した。

キーワード: 有開口梁, せん断補強

1. はじめに

既存建築物のリニューアル工事において、設備配管を新設するために、鉄筋コンクリート梁（以後、RC梁）に新たな貫通孔を設けることがある。しかし既存梁に貫通孔を新設すれば、梁の構造性能は低下すると考えられ、補強が必要となる。そのような要求から、これまでも様々な補強工法が提案されている¹⁾。これらのうち特に施工が簡便な、予め工場でL型の形状に成型された炭素繊維強化プラスチック板（以後、L型CFRP板）を用いた補強工法（以後、本工法）に着目し、梁部材実験を行った。本報では、実験結果を概説するとともに、本工法の補強効果とその評価手法について述べる。

2. 実験概要

2.1 補強方法

本工法の概要を図-1に示す。本工法は、L型CFRP板を、貫通孔周囲のコンクリート面に接着することで、梁部材のせん断耐力を上昇させる工法である。L型CFRP板は2枚1組として、梁断面を両側から挟みこむように接着し、梁底面においてラップさせる。また、L型CFRP板上部は、定着鉄板によって接着固定する。なお、L型CFRP板および定着鉄板は、同一の接着剤（エポキシ系接着剤）によってコンクリート面に接着する。

2.2 試験体諸元

試験体パラメータを表-1に、試験体の例を図-1に、使用材料の一覧を表-2に示す。試験体は、実大の1/3スケールを想定し、貫通孔位置および補強量をパラメータとして、破壊モードが全てせん断破壊となるよう、計7体を計画した。

また、断面寸法（梁幅 $b=400\text{mm}$ × 梁せい $D=500\text{mm}$ ）、試験区間の内法スパン（2000mm、せん断スパン比 2.0）、

主筋（上下共 3+2-D22、引張鉄筋比 $p_t=1.1\%$ ）、およびせん断補強筋（2-D6@150、せん断補強筋比 $p_w=0.11\%$ ）は全試験体共通とした。なお、貫通孔径は $D/3$ に相当する $\phi 165$ とし、コンクリート打設時に試験体の所定の位置に予めボイドを入れることで、貫通孔を形成した。また、貫通孔位置にはせん断補強筋を配筋しないことで、貫通孔によりせん断補強筋が1本切断された状態を再現した。

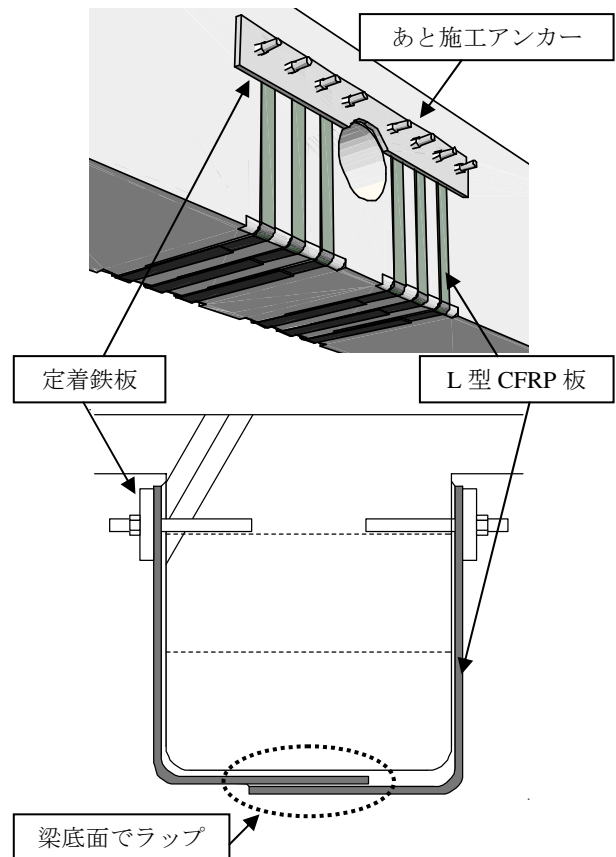


図-1 補強工法概要

*1 (株)大林組 技術研究所 研究員 (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 主任研究員 博士(工学) (正会員)

2.3 加力方法

加力装置を図-3に示す。2台のアクチュエーターを使用し、試験区間が逆対称曲げモーメント分布となるよう、左右のスタブの平行を維持するように変形を制御しながら、試験区間にせん断力を与えた。載荷サイクルは、部材角 $R=1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1/50$ を正負2回ずつ繰り返す、正負交番繰り返し載荷とした。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変形関係および損傷状況

各試験体のピーク時せん断力一覧を表-3に、試験体の損傷状況を図-4に、せん断力-部材角関係の比較を図-5に示す。いずれの試験体も、加力終了まで主筋の降伏は観測されなかった。No.1, 2, 3 試験体は部材角 $R=1/250$ のサイクルで、No.4, 5, 6, 7 試験体は $R=1/150$ のサイクルで最大耐力を発揮し、せん断破壊した。

有孔試験体 (No.2, 3) は、早期に貫通孔周辺でひび割れが発生し、最大耐力時においても貫通孔周辺のひび割れが顕著であった。それ以外の箇所でのひび割れは少なく、損傷が貫通孔周辺に集中したと言える。また最大耐力は、無孔試験体 (No.1) に比べ、小さい結果となった。

補強試験体 (No.4, 5, 6, 7) では、補強の拘束によって貫通孔周辺への損傷集中が抑制されており、無孔試験体に比べ、最大耐力も13~28%程度大きい結果となった。

また、無孔試験体が最大耐力を発揮するのは、部材角 $R=1/250$ のサイクルであった。一方補強試験体は、 $R=1/250$ のサイクルまでは、無孔試験体と同程度のせん

表-1 試験体パラメータ

| 試験体名 | 貫通孔位置 | 補強量 |
|------|-------|------------|
| No.1 | なし | なし |
| No.2 | 中央 | |
| No.3 | 端部 | |
| No.4 | 中央 | L型CFRP板4枚 |
| No.5 | | L型CFRP板12枚 |
| No.6 | 端部 | L型CFRP板4枚 |
| No.7 | | L型CFRP板12枚 |

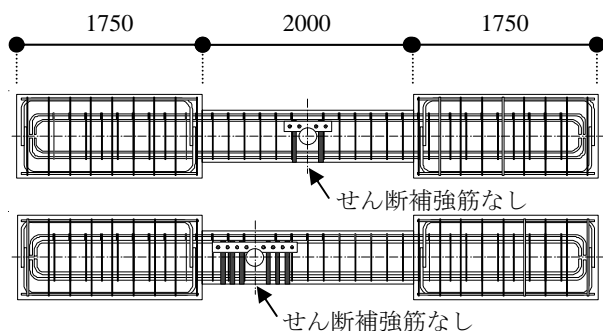


図-2 試験体の例 (上: No.4, 下: No.7)

断力となっているが、 $R=1/150$ のサイクルにおいて、さらに耐力が上昇し、最大耐力を発揮した。補強試験体の耐力が無孔試験体を上回ったのは、補強試験体のコンクリート強度が無孔試験体に比べて高かったため、その影響も無視できないが、最大耐力を発揮する変位が異なっていることも踏まえると、補強によりスパン内の一部が剛強になることによって、無補強区間においてコンクリート圧縮束の角度が大きくなり、せん断耐力の上昇に寄与したことも要因の一つと推察される。

表-2 使用材料強度 [N/mm²]

| 試験体名 | σ_B | σ_y | $w\sigma_y$ | σ_{CFRP} |
|------|------------|------------|-------------|-----------------|
| No.1 | 17.6 | 406 | 292 | なし |
| No.2 | 19.2 | | | |
| No.3 | 19.6 | | | |
| No.4 | 21.0 | | | 2666 |
| No.5 | 20.5 | | | |
| No.6 | 20.1 | | | |
| No.7 | 22.3 | | | |

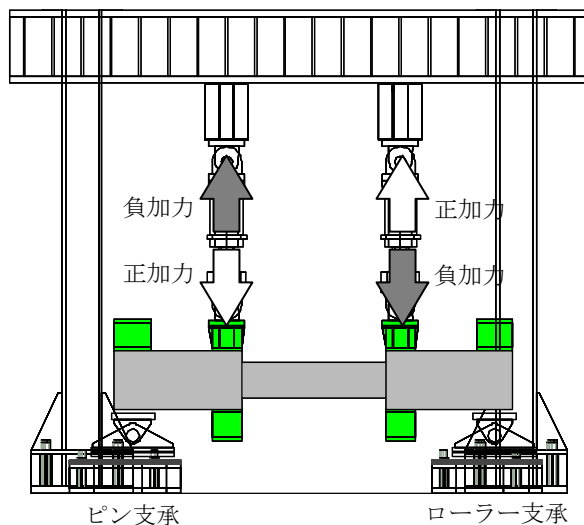


図-3 加力装置

表-3 ピーク時せん断力一覧 [kN]

| 試験体名 | 変形角 | | | | 最大耐力 (No.1に 対する比) |
|------|-------|-------|-------|-------|-------------------------|
| | 1/500 | 1/250 | 1/150 | 1/100 | |
| No.1 | 141 | 206 | 183 | 173 | 1.00 |
| No.2 | 130 | 136 | 124 | 103 | 0.66 |
| No.3 | 135 | 156 | 121 | 103 | 0.75 |
| No.4 | 137 | 198 | 232 | 195 | 1.13 |
| No.5 | 137 | 201 | 238 | 190 | 1.16 |
| No.6 | 133 | 192 | 248 | 208 | 1.20 |
| No.7 | 137 | 206 | 263 | 216 | 1.28 |

3.2 CFRP 板の補強効果

補強試験体 (No.4, 5, 6, 7) では、梁の片面に貼付された全 CFRP 板と一部のせん断補強筋の歪度を測定した。R=1/150 時のせん断補強筋および CFRP 板の歪度分布 (梁せい方向に対し、中央に貼付した歪ゲージで計測) を図-6 に、CFRP 板に生じる引張力と部材角の関係を

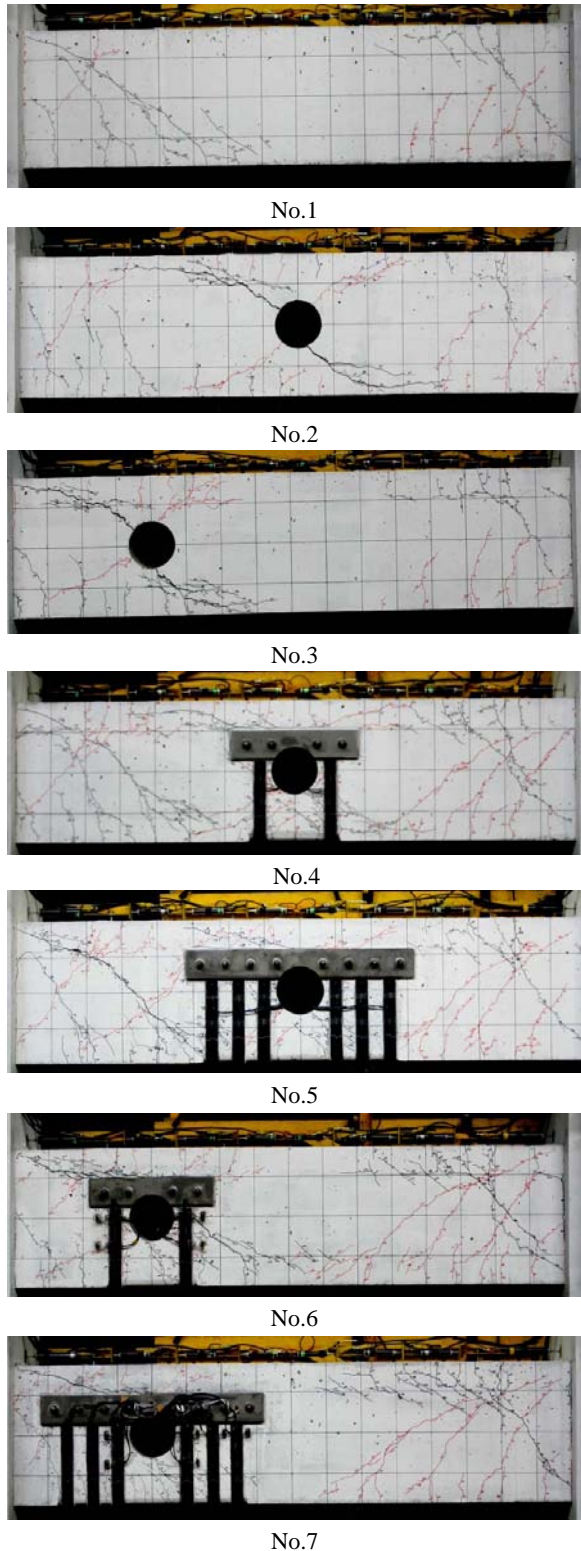


図-4 試験体の損傷状況 (最大耐力時)

図-7 に示す。なお、図-7 の CFRP 板に作用する引張力は、梁片面における計測結果を 2 倍することで算出した、全 CFRP 板が負担する引張力の合計値である。

No.4, 6 試験体では 4 枚の、No.5, 7 試験体では 12 枚の CFRP 板によって補強しており、補強量は 3 倍の差がある。しかし図-7 より、CFRP 板に生じる引張力の合計

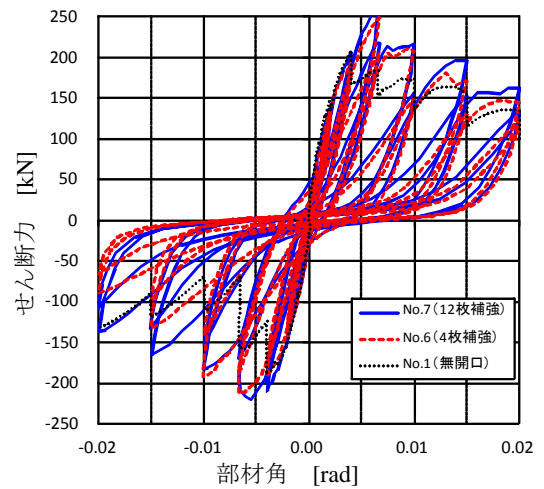
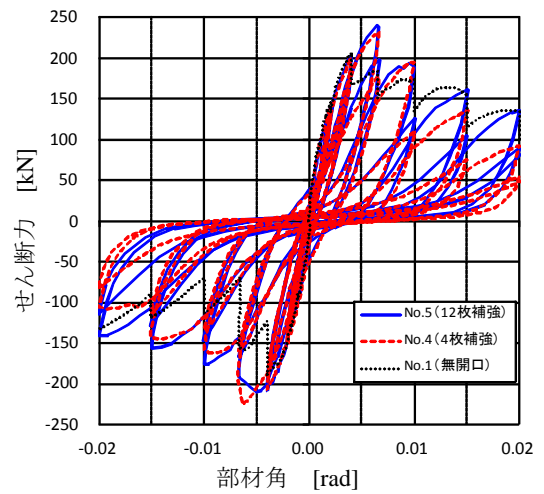
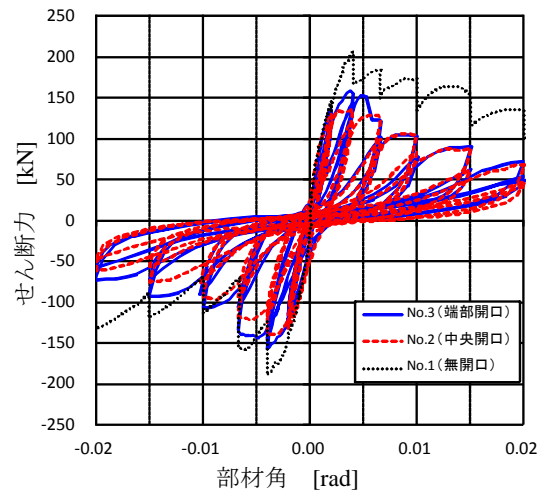


図-5 せん断力-部材角関係

値は、補強量が増えても補強量に相応して増加していないことがわかる。これは、図-6 に示すように、貫通孔の片側において複数枚の CFRP 板で補強を施した場合、生じる歪度が一定ではないことが原因であると考えられる。すなわち、貫通孔から離れるほど負担が小さくなり、貫通孔から離れて配置された CFRP 板には、大きな補強効果が期待できないと考えられる。

3.3 補強箇所の損傷経過

以下に、補強試験体の補強箇所における損傷経過を述べる。なお、ここでは図-8 に示すように、鉄板と L 型 CFRP 板の間の接着を bond_CFRP、鉄板および L 型 CFRP

着されている範囲を bond_con1、梁側面で鉄板に定着されていない範囲を bond_con2、梁底面の範囲を bond_con3 と呼ぶこととする。

R=1/250 のサイクルでは、貫通孔周辺に細かいひび割れが入ったが、各接着箇所におけるひび割れはほとんどなく、接着は健全であると判断された。

R=1/150 のサイクルにおいては、bond_con2 の剥離が、目視により確認された。補強試験体は R=1/150 で最大耐力を発揮したが、この時点では、梁部材の変形により CFRP 板に生じる引張力を、bond_CFRP、bond_con1 およびボルトのせん断で伝達しているものと考えられる。

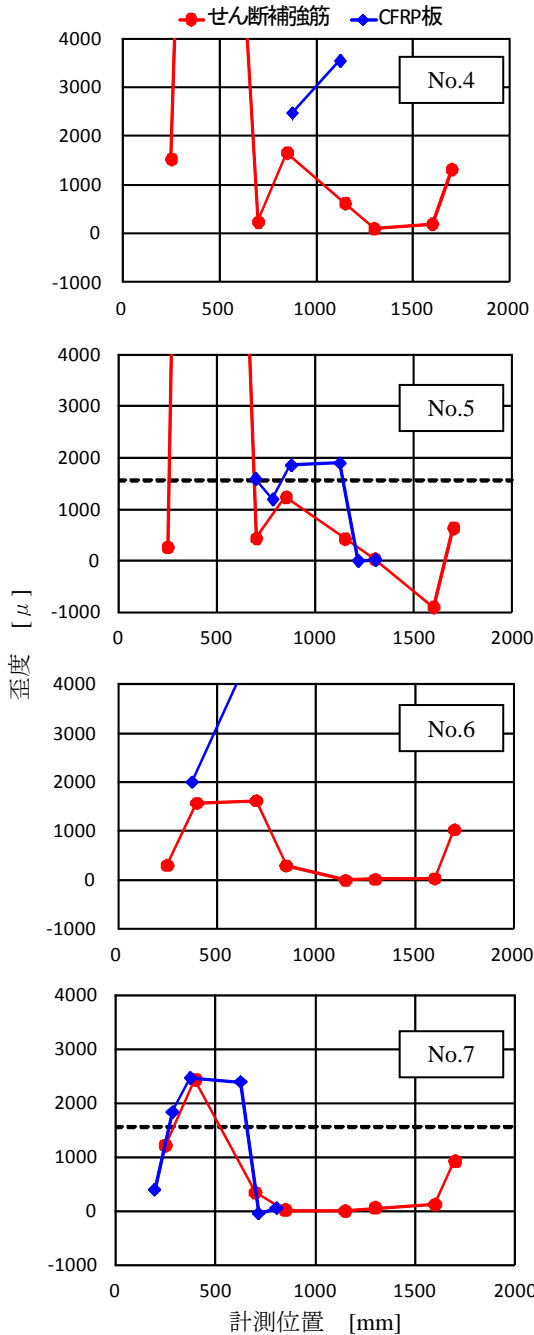


図-6 歪度分布 (R=1/150 時)

板とコンクリート面との接着のうち、鉄板によって定

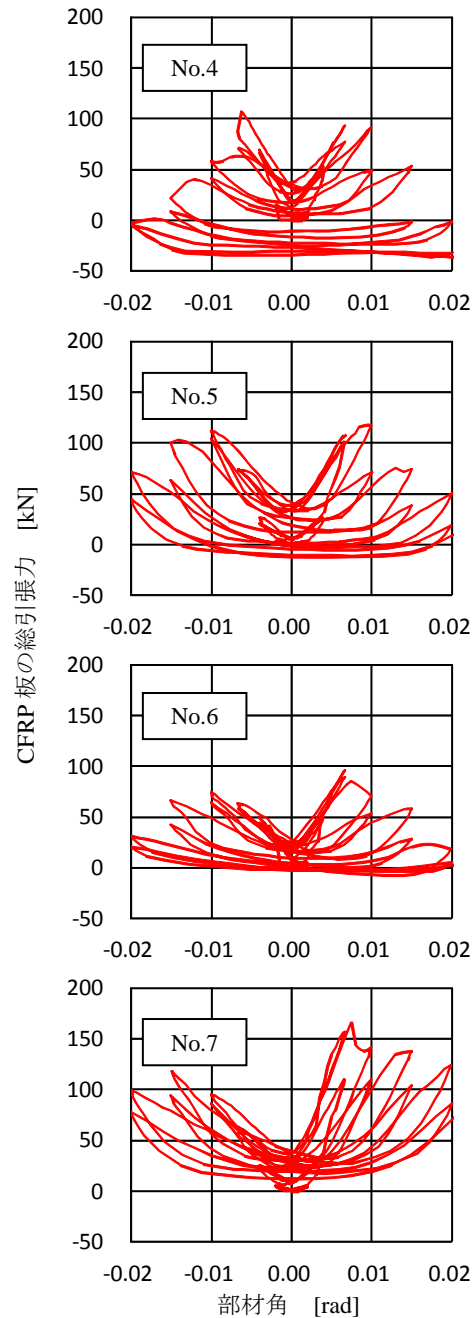


図-7 CFRP 板の引張力

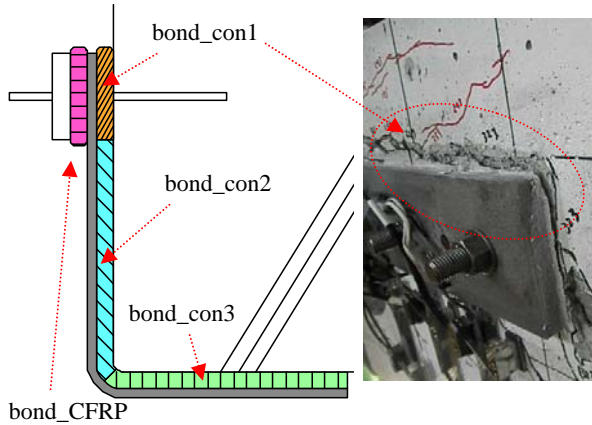


図-8 接着箇所の分類

R=1/100 のサイクルにおいては、梁の補強を施していない箇所が発生したひび割れが、定着鉄板周辺で発生したひび割れとつながり、定着鉄板がコンクリート面から剥離していく様子、すなわち bond_con1 の剥離が観察された。図-7 において、CFRP 板に生じる引張力がいずれも R=1/150~1/100 の間で最大となり、その後低下していることから、本実験においては、補強箇所の破壊モードは bond_con1 の剥離であったと判断した。

4. 補強効果の評価手法

4.1 評価式概要

ここでは、補強効果の評価手法について述べる。既往研究²⁾では、式(1)に示すような無孔梁のせん断耐力 Q_{su} の評価式に対して、式(2)に示すような補強梁のせん断耐力 Q_{suo_st} の評価式が提案されている。式(2)では、文献³⁾に従い貫通孔新設による耐力低下を考慮している。また、CFRP 板によるせん断補強効果 Q_{CFRP} を第2項に組み込むことで、せん断補強筋の効果 ($p_w \cdot w \cdot \sigma_y$) と同等に扱い、補強効果を考慮している。 Q_{suo_st} が Q_{su} を上回ることを目標に補強設計することで、有孔梁は無孔時のせん断耐力と同等以上のせん断力を発揮できるものと考えられる。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} \right\} b j \quad (1)$$

$$Q_{suo_st} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / Qd + 0.12} (1 - 1.61 H / D) + 0.85 \sqrt{p_s \cdot s \cdot \sigma_y + (Q_{CFRP} / b L_\phi)} \right\} b j \quad (2)$$

Q_{su} : 貫通孔新設前の梁のせん断終局強度[N]

p_t : 引張鉄筋比[%]

F_c : コンクリート強度[N/mm²]

M/Qd : せん断スパン比 (1.0~3.0)

p_w : せん断補強筋比

$w \cdot \sigma_y$: せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

b : 梁幅[mm]

j : 応力中心間距離[mm]

Q_{suo_st} : 補強を施した梁のせん断終局強度[N]

H/D : 孔径/梁せい

p_s : 孔周囲の補強筋比

$s \cdot \sigma_y$: 孔周囲のせん断補強筋の降伏応力度[N/mm²]

Q_{CFRP} : CFRP 板による補強効果

L_ϕ : 想定破壊区間の梁軸方向の長さ[mm]

4.2 低減係数を考慮した Q_{CFRP} の評価

3.3 節で述べたように、実験において補強箇所の破壊モードは bond_con1 の剥離で決定した。bond_con1 の接着強度 Q_{bond} は、式(3)によって与えられると考えられる。

$$Q_{bond_n} = \tau_{bond_n} \cdot a_{bond_n} \quad (3)$$

Q_{bond_n} : bond_con1 の接着力[N]

τ_{bond_n} : コンクリート面に対する接着強度で文献²⁾に示される値[N/mm²]

a_{bond_n} : コンクリート面に対する接着面積[mm²]

ただし、実験では CFRP 板の歪度が貫通孔から離れるほど小さくなる傾向がみられた。このことから、本工法による補強効果を評価するにあたって、貫通孔から CFRP 板までの距離に応じて補強効果を低減させる必要があると考えられる。そこで、CFRP 板による補強効果には、距離に応じた低減係数 α_n を乗じることとした。低減係数 α_n の算定式は、実験の結果得られた歪度分布から、低減率が距離に対して逆比例の関数になると仮定し、式(4)とした。

算定式と実験結果の対応状況を図-9 に示す。横軸は、貫通孔端から CFRP 板芯までの距離を梁せいで除した値 $[\{L_n - (R/2)\} / D]$ である。また、縦軸には実験結果として、それぞれの CFRP 板で計測された歪度から算出される引張力を、式(3)より求まる Q_{bond_n} で基準化した値を示している。なお、CFRP 板に生じる引張力は、貫通孔際の CFRP 板の歪度が最大となるサイクルピーク時の値とした。図-9 より、低減係数 α_n は、概ね実験値の下限を評価できていると判断できる。

このような低減係数を、図-10 に示すような区間ごとに考慮することで、式(5)を得る。すなわち、アンカーボルトを境として分けられるそれぞれの区間において、式(3)により接着強度を算出し、それぞれの箇所において(4)式によって算出される α_n を乗じた上で足し合わせることで、 Q_{CFRP} が求められる。

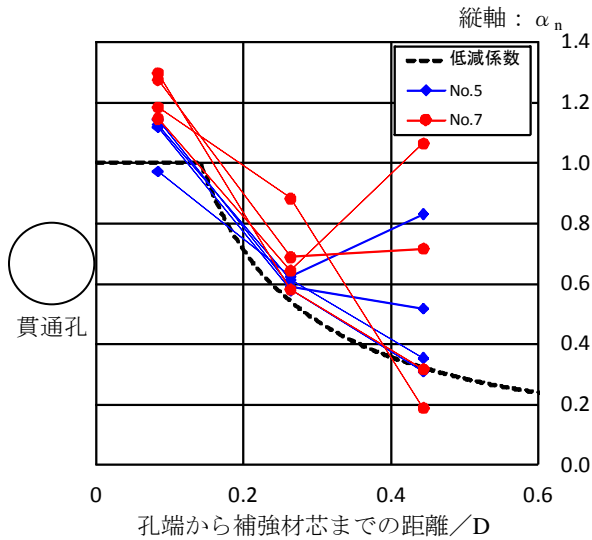


図-9 低減係数

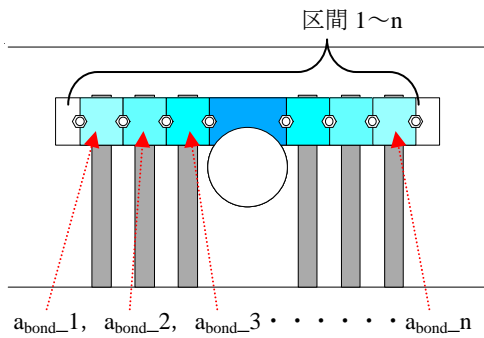


図-10 低減係数を考慮する区間

$$\alpha_n = \min \left[1.0, \frac{D}{7 \cdot \{L_n - (R/2)\}} \right] \quad (4)$$

$$Q_{CFRP} = \sum Q_{bond_n} \cdot \alpha_n \quad (5)$$

α_n : 低減係数

L_n : 孔端から CFRP 板芯までの距離[mm]

R : 貫通孔径[mm]

4.3 評価式と実験結果の適合性

式(5)によって求めた Q_{CFRP} を、式(2)に代入することで算出した Q_{suo_st} と、実験における最大耐力 Q_{max} の対応状況を図-11 に示す。ここで、 Q_{mu} は文献³⁾の略算式により算定した曲げ終局強度である。なお、図には既往実験結果^{1), 2)}もあわせて示す。また、最大耐力の実験値の計算値に対する比 (Q_{max}/Q_{su} もしくは Q_{max}/Q_{suo_st}) の平均値と変動係数を表-4 に示す。有孔・無補強梁ではばらつきが大きく、平均値がかなり安全側の評価となっているものの、無孔梁および有孔・無補強梁では変動が少なく、概ね安全側の評価ができています。

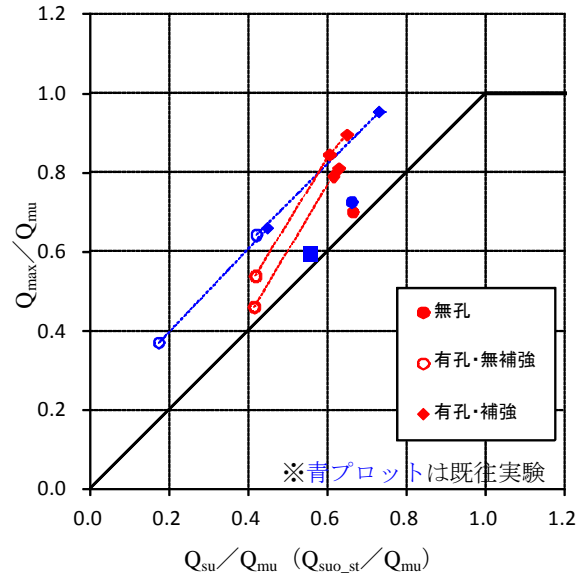


図-11 実験値と計算値の比較

表-4 Q_{max}/Q_{su} (Q_{max}/Q_{suo_st}) の平均値と変動係数

| | 無孔梁 | 有孔 無補強梁 | 有孔 補強梁 |
|---------|------|------------|-----------|
| 平均値 | 1.17 | 1.74 | 1.44 |
| 変動係数[%] | 2.4 | 36.3 | 6.2 |

5. まとめ

CFRP 板を用いた有孔梁に対するせん断補強工法について、実験により補強効果の検討を行った。その結果、無孔梁のせん断耐力に対し、有孔無補強梁のせん断耐力は 66~75%と低い値となったが、有孔補強試験体は 113~128%のせん断耐力を発揮し、補強効果が確認された。

実験結果より、CFRP 板を貫通孔から離れた位置に貼付するほど、補強効果が低くなると判断された。

上記の知見より、貫通孔から CFRP 板までの距離に応じて補強効果を低減させるような評価式を考案した。本評価式により、実験結果は安全側に評価された。

参考文献

- 1) 白井和貴, 勝俣英雄, 古谷則之, 木村耕三, 関松太郎: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔に対する補強効果に関する研究, 大林組技術研究所報, No.68, 2004
- 2) 白井和貴, 勝俣英雄, 古谷則之, 木村耕三, 関松太郎: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔に対する補強効果の開発, 大林組技術研究所報, No.68, 2004
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010