

鉄筋埋込式高靱性モルタル巻立て補強の耐震性能評価

大日本コンサルタント(株) 正会員 清水英樹
九州工業大学 正会員 合田寛基

九州工業大学 正会員 幸左賢二
九州工業大学 正会員 畠山貴之

1. はじめに

近年の道路橋の度重なる耐震要求性能の高まりにより、新設橋脚に比べ著しく低鉄筋比の既設構造物が存在する。この様な低鉄筋比である壁式橋脚の耐震補強において、柱断面増厚に制限を受ける構造物を対象とした場合、補強主鉄筋を既設コンクリート内に埋込、その柱周囲に補強帯鉄筋を配筋、これら補強鉄筋を覆う様に高靱性モルタルを巻立てる方法がある。本研究では、この補強工法の耐震性能向上効果を確認するため、正負交番繰返し载荷を実施した。

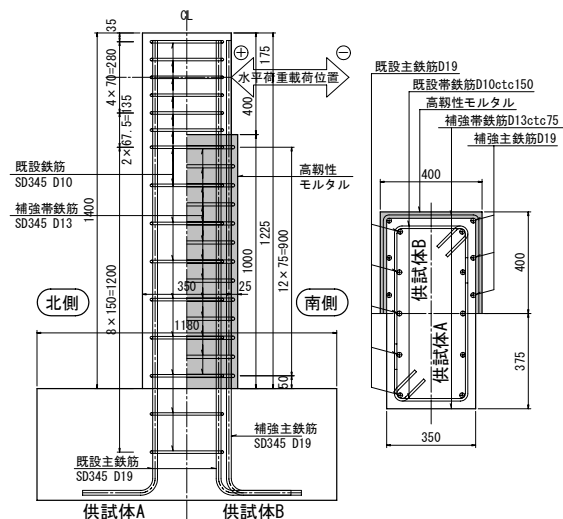
2. 供試体概要

図-1に供試体概略形状および使用鉄筋を示す。供試体は、一般的なRC壁式橋脚を想定してモデル化しており、主鉄筋比および帯鉄筋比は、破壊形式が曲げ破壊形式となるように設定している。普通コンクリートおよび高靱性モルタルの設計強度は、 24N/mm^2 としており圧縮強度は、普通コンクリートで $25.7\sim 28.7\text{N/mm}^2$ 、高靱性モルタルで 42N/mm^2 と設計強度を上回っている。また、供試体Aは、補強前の供試体を想定し、幅 $750\text{mm}\times$ 断面高 350mm で軸方向鉄筋比が現行橋脚柱の1%程度に比べ、 0.64% と低鉄筋比を設定している。供試体Bは、補強前供試体Aの断面内に補強主鉄筋D19を6本2列配筋して既設コンクリートと一体化されており、底版定着も図-1(a)右側に示すように、底版下面で直角フックを施している。これは、補強主鉄筋が設計で想定している耐力を発揮すると仮定した上で、柱外周部の補強帯鉄筋と高靱性モルタルの耐震補強効果のみに着目するものである。また、補強後の断面は、柱外周部に 25mm 厚の高靱性モルタルを図-2に示す手順で被覆し、幅 $800\text{mm}\times$ 断面高 400mm となっている。

供試体の耐震性能の試算は、道路橋示方書に基づいて行った。ただし、高靱性モルタルを用いるケースでは、圧縮側かぶりコンクリートが終局時でも応力を負担できると仮定し、終局時にもかぶりコンクリート部分を計算に含めた。図-3に試算によって求めた水平荷重-水平変位関係を示す。試算の結果、今回の仮定の下では供試体Bの補強量は、補強前供試体Aに比べ最大荷重が約2倍となり、変形性能についても約1.7倍と大幅に耐震性能が変化する量である。

3. 実験概要

実験は、実構造物の死荷重を考慮し、柱供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当 320kN の一定軸力を載荷し、正負交番繰返し载荷により行った。引張側主鉄筋が降伏するまでは荷重制御を行い、それ以降は降伏変位(δ_y)の整数倍を変位制御により载荷した。



(a) 側面図 (西側) (b) 断面図
図-1 供試体概略形状

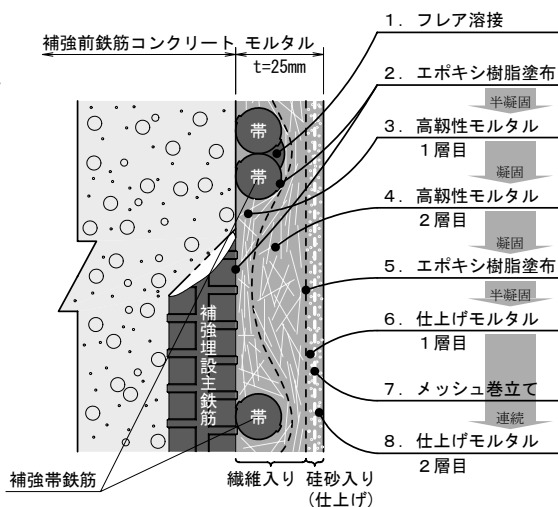


図-2 補強部断面構成

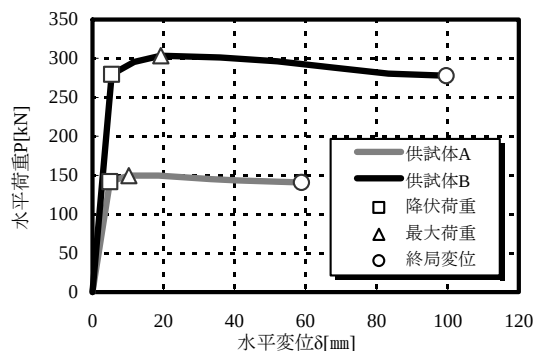


図-3 水平荷重-水平変位関係 (試算値)

4. 実験結果

図-4に各供試体のP- δ 履歴曲線を示す。供試体Aは、143kNで補強主鉄筋が降伏ひずみを超え、 $3\delta_y$ で最大荷重171kNに達した。その後、 $10\delta_y$ まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部ではらみ出しが発生し、最終的にかぶりが剥落することで急激に荷重が低下、 $11\delta_y$ で P_y を下回った。供試体Bは、344kNで補強主鉄筋が降伏ひずみを超え、 $3\delta_y$ で最大荷重362kNに達した。その後、 $5\delta_y$ まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部で高靱性モルタルが剥離し始め、徐々に荷重が低下していき、 $6\delta_y$ で P_y を下回った。供試体AとBを比較すると、最大荷重は約2.1倍となっており、試算値の約2倍に比べ若干大きくなっている。これは、高靱性モルタルの圧縮強度が設計強度の 24N/mm^2 に対して 42.0N/mm^2 と大きかったためと考えられる。終局変位に着目すると、供試体Aはほぼ試算値通りである。一方、供試体Bの終局変位が試算値に対して約半分となっているのは、図-5に示すように被覆した高靱性モルタルが $5\delta_y$ 以降徐々に層状剥離し、負担できる圧縮力が小さくなったためと考えられる。

図-6に $1\delta_y$ 以降の供試体AとBの柱部西面ひび割れ損傷状況を示す。供試体Aは、 $1\delta_y$ で水平方向ひび割れのみが生じているが、 $5\delta_y$ では柱中心線付近に斜めひび割れが発生していた。 $9\delta_y$ まで変位を進めると、斜めひび割れがさらに増加し主鉄筋位置付近に垂直方向ひび割れが生じ、荷重が急激に低下した $11\delta_y$ では柱基部から約0~400mmのかぶりコンクリートが剥落した。また、ひび割れ損傷の範囲は柱基部から0~700mm程度であった。供試体Bは、 $1\delta_y$ で水平ひび割れが主体で、柱中心線付近に斜めひび割れが僅かに生じていた。終局変位である $5\delta_y$ では、斜め方向ひび割れが柱全体にわたって広がり、補強主鉄筋位置付近に垂直方向ひび割れが生じていた。 $9\delta_y$ では、柱基部から約0~200mmの高靱性モルタルが層状剥離していた。また、ひび割れ損傷の範囲は、柱基部から0~1000mmの部分であった。供試体AとBを比較すると、供試体BがAに比べひび割れ密度が大きく、ひび割れの範囲が広いことより、高靱性モルタルを使用することでひび割れの分散効果が発揮されたと考えられる。また、かぶりコンクリートの剥離剥落領域は、供試体Aの400mm程度に比べ供試体Bが200mm程度と小さくなっており、供試体Bの柱の補強方法は重大な損傷領域を限定する効果があると考えられる。

5. まとめ

本実験により得られた知見を以下に示す。

- 耐震補強において、補強前鉄筋コンクリート柱断面内に補強主鉄筋を埋込、既設コンクリートと一体化し、補強柱外周部に補強帯鉄筋と高靱性モルタルを施す柱の補強方法は、重大な損傷を限られた領域にとどめる効果がある。
- また、柱外周部の高靱性モルタルを補強帯鉄筋を覆うだけの厚さ(25mm)に使用を限定しても、ひび割れ損傷の分散効果がある。

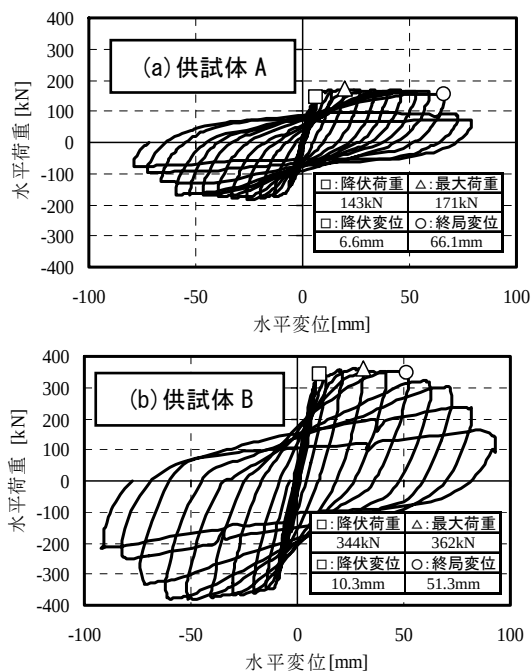


図-4 水平荷重-水平変位関係 (実験値)

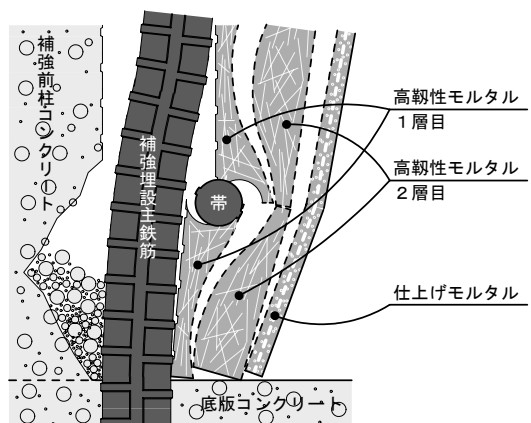


図-5 高靱性モルタル層状剥離状況 ($9\delta_y$)

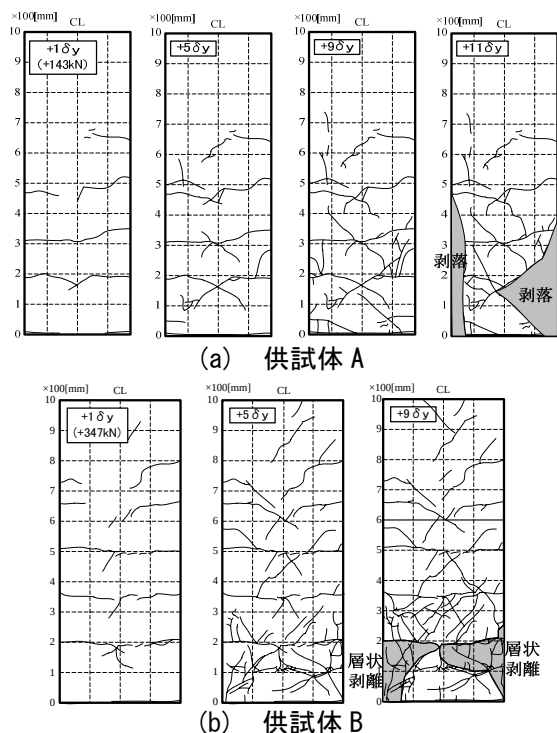


図-6 柱部損傷全体図