論文　鉄筋埋設式高靭性モルタル巻立て補強の耐震性能確認実験

清水　英樹[*1]・幸左　賢二[*2]・合田　寛基[*3]・畠山　貴之[*4]

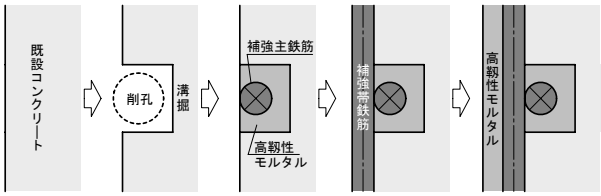
要旨：現行の耐震要求性能に対して，保有耐力が半分程度の橋脚を対象にした耐震補強効果確認実験を実施した。補強にあたっては，断面増厚が極力少なくなる鉄筋埋設式高靭性モルタル巻立てとした。実験は，補強前供試体の耐震性能を確認後，柱部の補強帯鉄筋と高靭性モルタルの耐震補強効果のみに着目した供試体を載荷，次に実補強と同様に補強主鉄筋をフーチングにエポキシ樹脂で定着し柱部を補強した供試体を載荷した。その結果，補強により重大な損傷領域を限定しひび割れ損傷を分散する効果と，エポキシ樹脂による補強主鉄筋の定着部の破壊はかぶりとコアコンクリートで異なることを確認した。

キーワード：高靭性モルタル材料，靭性，かぶりコンクリート，巻立て補強

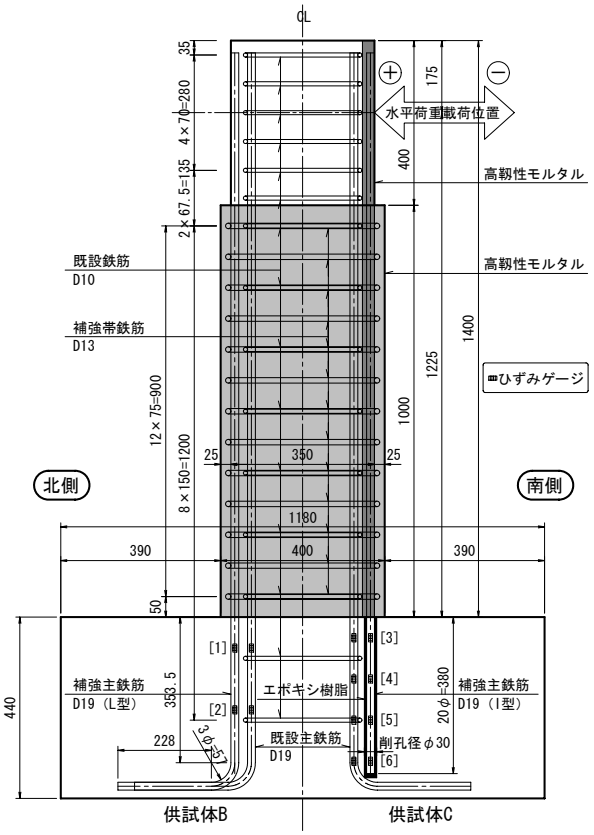
1. はじめに

我が国において，高度経済成長期に数多く建設された道路橋橋脚の中には，その後の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構造が存在する。この様な場合，現行の耐震要求性能を満足させるため，大幅な耐力増が必要となり，補強主鉄筋を太径で密な配筋のRC 巻立てが一般に採用されている。RC 巻立ては，既設柱断面に対して補強厚が 250mm 程度となり，河積阻害率や視距の確保等が困難な構造物の耐震補強が遅れている。

この様な現状から，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耐力補強工法として鋼板巻立て等も考えられるが，耐力補強の場合，フーチングへの定着が必要であり柱定着部付近では，RC 巻立て同様に構造物断面が大きくなる。そこで，**図－1** に示す様に既設柱コンクリートを溝掘した上でその直下のフーチングを削孔，補強主鉄筋を埋め込み，その柱周囲に補強帯鉄筋をフレア溶接，これら補強鉄筋を覆う様に高靭性モルタルを巻立てる方法が考えられる。この補強工法全体としての耐力や変形性能等の耐震性能向上効果を補強工種（柱の巻立て，フーチング定着）別に確認するため，同一の補強鉄筋量で，補強主鉄筋の既設構造物への定着方法をパラメータとした供試体を製作し，正負交番繰り返し載荷を実施するとこで補強前供試体と比較した。



図－1　柱断面補強手順イメージ



図－2　供試体概略形状

2. 供試体の試算による評価

2.1 供試体諸元

図－2 に供試体概略形状を，**表－1, 2** に供試体諸元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

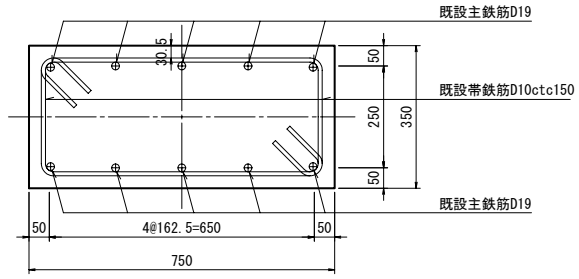
*1 大日本コンサルタント（株）九州支社技術部　(正会員)
*2 九州工業大学　工学部建設社会工学科　教授　Ph.D.　(正会員)
*3 九州工業大学　工学研究科機能システム創成工学　(正会員)
*4 九州工業大学　工学部建設社会工学科

表－1　供試体諸元

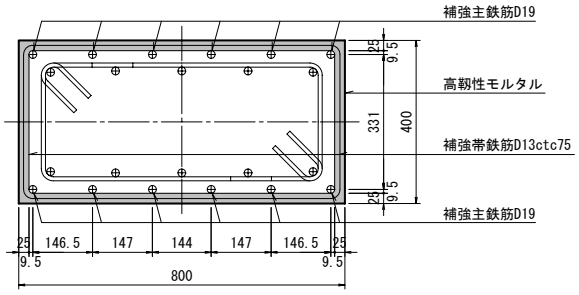
項　　目		単位	供試体A	供試体B	供試体C
基本柱断面寸法	b×h	mm	750×350	800×400	800×400
断面有効高さ	d	mm	300	347.09	347.09
せん断スパン	a	mm	1225	1225	1225
せん断スパン比	a/d	－	4.08	3.53	3.53
普通コンクリート	圧縮強度	N/mm^2	25.7	28.7	25.7
高靭性モルタル	圧縮強度	N/mm^2	－	42.0	34.3
	引張強度	N/mm^2	－	9.4	10.4

表－2　使用鉄筋と鉄筋量

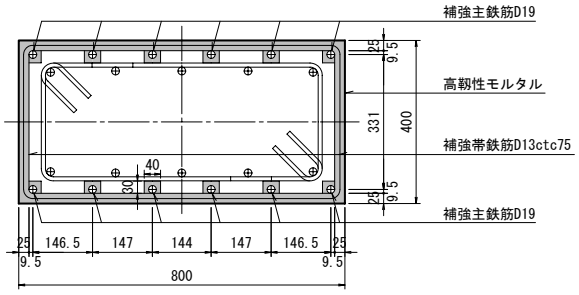
項　目		単位	供試体A	供試体B	供試体C
軸方向鉄筋	使用鉄筋	－	SD345-D19		
	ミルシート降伏点	N/mm^2	407	384	407
	軸方向引張鉄筋比	%	0.64	1.13	
	補強鉄筋施工方法	－		既設コンクリートと一体打設	底版:エポキシ樹脂埋込20φ 柱部:高靭性モルタル
帯鉄筋	使用鉄筋	－	SD345-D10	補強前：SD345-D10,補強分：SD345-D13	
	ミルシート降伏点	N/mm^2	393	補強前：369 補強分：403	補強前：393 補強分：395
	間隔　s	mm	150	補強前：150　，　補強分：75	
	横拘束体積比　ρ_s	%	0.53	2.40	



(a) 供試体 A



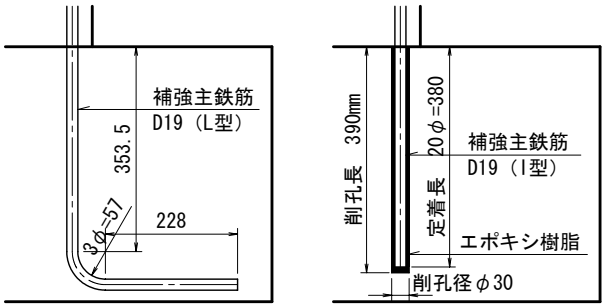
(b) 供試体 B



(c) 供試体 C

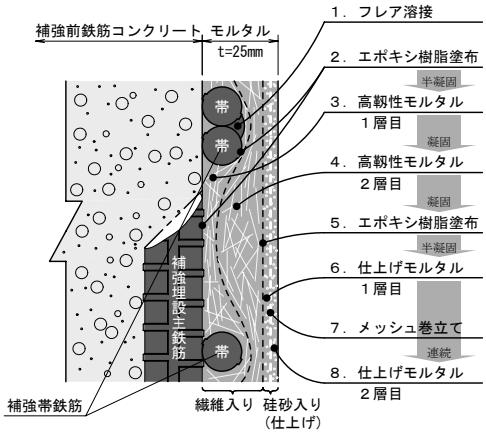
図－3　検討柱断面

通コンクリートおよび高靭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 7～20%，高靭性モルタルで 43～75%設計強度を上回っている。



(a) 供試体 B　　(b) 供試体 C

図－4　補強主鉄筋のフーチングへの定着方法

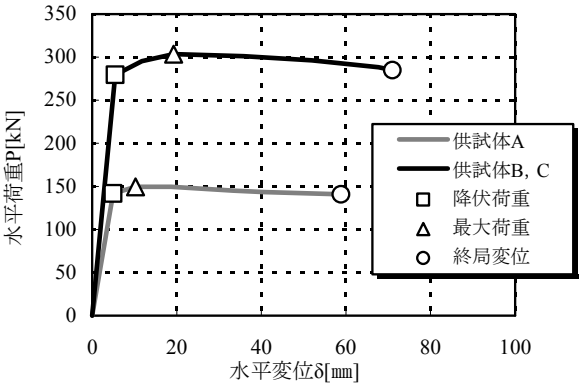


図－5　補強部断面構成（供試体 B）

図－3 に本研究における検討断面を示す。供試体 A は，補強前の供試体を想定し，幅 750mm×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，フーチング定着も図－4(a)に示すように，フーチング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靭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 厚の高靭性モルタルを図－5 に示す手順で被覆し，幅 800mm×断面高 400mm となっている。供試体 C は，基本的な諸元は供試体 B と同じであるが，実構造物の補強手順を再現し，補強主鉄筋 6 本 2 列を補強前供試体 A の柱表面に幅 40mm，深さ 30mm の溝堀を行い，溝内に高靭性モルタルを充填し固定している。また，溝直下のフーチングには図－4(b)に示すように，径 30mm で削孔し，補強主鉄筋 D19 をエポキシ樹脂で定着（定着長 L=20φ=380mm）しており，これは本補強工法におけるフーチング定着性能にも着目している。

2.2 試算方法および結果

供試体の補強による耐震性能向上量を把握するため，



図－6　水平荷重－水平変位関係（試算値）

表－3　降伏荷重と最大荷重（試算値）

項　目	単位	供試体A	供試体B	供試体C
降伏荷重	kN	142	279	
降伏変位	mm	4.9	5.4	
最大荷重	kN	149	303	
終局変位	mm	58.9	71.0	

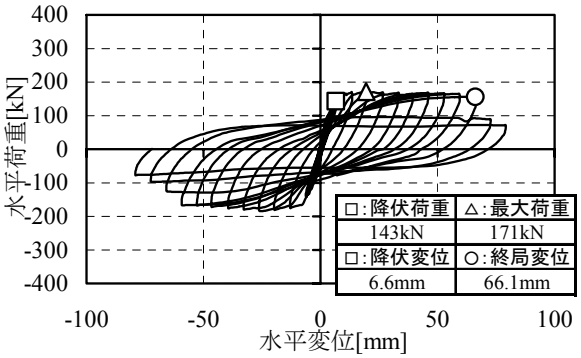
供試体耐力および変形性能の試算を道路橋示方書 [1)]に基づいて行った。高靭性モルタルを用いるケースでは，圧縮側かぶりコンクリートが終局時でも応力を負担できると仮定する場合 [2)]もある。しかし，本補強方法での高靭性モルタルの使用厚さは，柱断面高さ 400mm に対して 25mm と薄いことから，終局時での応力負担は期待しないこととした。なお，供試体 B と C は，補強主鉄筋の既設構造物への定着方法が異なるのみであることから，試算上は，同一の耐震性能を有することとする。

図－6 に試算によって求めた水平荷重－水平変位（以下 P－δ）関係を，**表－3** に降伏荷重と最大荷重の値を示す。試算の結果，今回の仮定の下では供試体 B，C では，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 1.2 倍耐震性能が変化する量である。また，壁式橋脚を想定し柱側面に主鉄筋を配置していないことから，いずれの供試体でも降伏荷重以降終局まで荷重の上昇が僅かで，ほぼバイリニア型の P－δ 関係となっている。

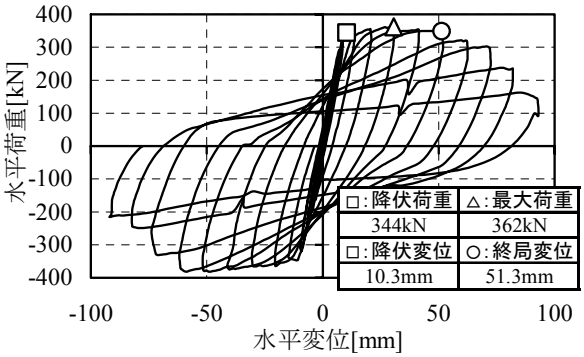
3. 実験概要

供試体諸元および配筋は，**図－1**，**表－1** に示したものと同様である。

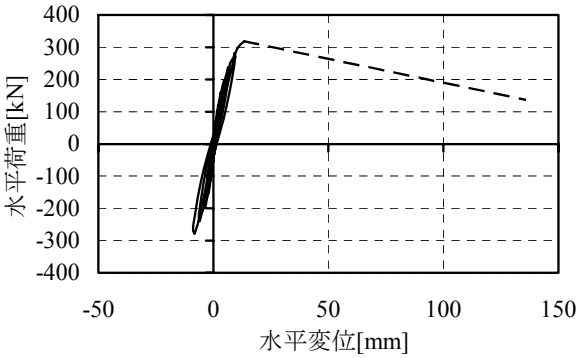
使用した載荷装置は，鉛直方向と水平方向の 2 軸同時載荷可能であり，鉛直ジャッキ載荷能力 1000kN，ストローク±100mm，水平ジャッキ載荷能力 500kN，ストローク±150mm となっている。実験は，実構造物の死荷重による軸力を再現するため，供試体の柱天端面より鉛直ジャッキで 1.0N/mm^2 相当の一定圧縮軸力を載荷し，水平ジャッキで正負交番繰返し載荷を行った。載荷の制御方法は，引張側主鉄筋が降伏するまでは荷重制御を行い，それ以降は降伏変位（δ_y）の整数倍を変位制御により載荷した。なお，各載荷ステップの繰返し回数は 1 回とし，荷重が降伏荷重 P_y に低下した時を終局 P_u と定義し，荷重が最大荷重の 50%に低下した時点で実験を終了した。



(a) 供試体 A



(b) 供試体 B



(c) 供試体 C

図－7　水平荷重－水平変位履歴曲線（実験値）

4. 実験結果および考察

4.1 水平荷重－水平変位関係

図－7 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，3δ_y (19.5mm) で最大荷重 171kN に達した。その後，10δ_y (66.1mm)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

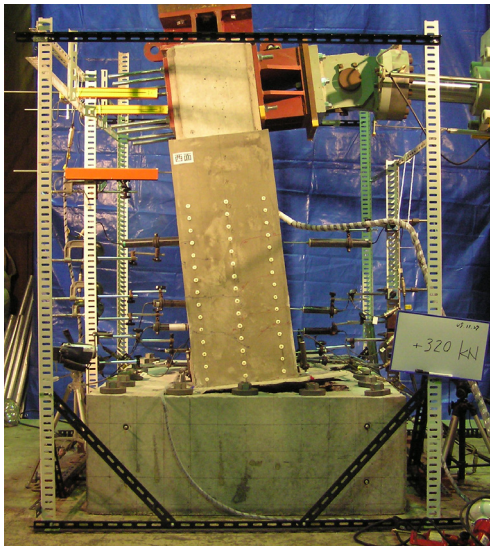
み出しが発生し，最終的にかぶりが剥落することで急激に荷重が低下，11δ_y (72.7mm)で P_y を下回った。供試体 B は，344kN で補強主鉄筋が降伏ひずみを超え，3δ_y (30.7mm)で最大荷重 362kN に達した。その後，5δ_y (51.3mm)まで荷重を保持したまま変位が進展したが，柱基部で高靭性モルタルが剥離し始め，徐々に荷重が低下してゆき，6δ_y (62.2mm)で P_y を下回った。供試体 C は，荷重制御で 320kN を荷重維持した時に，引張側補強主鉄筋がフーチングかぶりコンクリートと伴にフーチングから抜け出し，荷重を保持出来なくなり，**写真－1** に示すように水平載荷アクチェータのストローク限界 135.5mm まで急激に変位が進行（**図－7**(c)の破線）した。この直後の荷重は，137kN まで低下していた。

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，普通コンクリートの圧縮強度が供試体 B の方が大きかったことと，高靭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 72%となっているのは，被覆した高靭性モルタルが 5δ_y 付近より徐々に剥離していき，負担できる圧縮力が小さくなっていったためと考えられる。しかし，試算の終局変位 71.0mm 時の水平荷重実験値は，301kN であり，試算の降伏荷重 279kN や終局荷重 285kN よりも大きい。従って，供試体 B の耐力は試算値と実験値の同一変位時で比較すると常に実験値の方が上回っている。

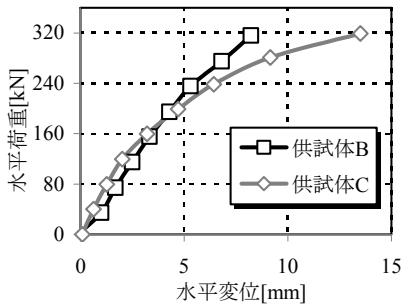
供試体 B と C の降伏までの荷重変位関係を，**図－8** の P－δ 包絡曲線で比較する。160kN 時は，供試体 B の変位が 3.3mm，供試体 C の変位が 3.2mm とここまではほぼ同じ挙動を示すが，その後，同一荷重時における供試体 C の変位が供試体 B に比べて大きくなってゆく。320kN 時では，供試体 B が 8.2mm の変位に対して供試体 C が 13.5mm と 60%以上の差であった。この差は，**図－9** に示す補強主鉄筋のフーチングからの抜け出し変位の違いによるものと考えられ，正載荷時に引張側となる南面の抜け出しは，水平荷重 240kN 以降供試体 C のみ変位が急増しており，**図－8** の水平変位の増加と一致している。

4.2 柱部損傷状況

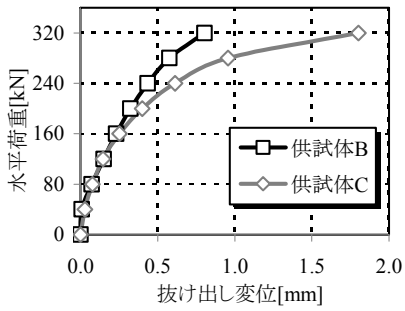
図－10 に柱部西面ひび割れ損傷状況を示す。供試体 A は，1δ_y (6.6mm)で水平方向ひび割れのみが生じている状況であるが，5δ_y (33.5mm)では柱中心線付近に斜めひび割れが発生し始めていた。9δ_y (59.3mm)まで変位を進めると，斜めひび割れがさらに増加し主鉄筋位置付近に垂直方向ひび割れが生じて，**図－7**(a)で荷重が急激に低下した 11δ_y (72.7mm)では，柱基部から約 0～400mm のかぶりコンクリートが剥落した。また，ひび割れ損傷の範囲は柱基部から 0～700mm 程度であった。供試体 B は，1δ_y (10.3mm)で水平ひび割れが主体となっており，柱中心線付近に斜めひび割れが僅かに生じていた。**図－7**(b)で終局変位である 5δ_y (51.3mm)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。水平荷重が最大荷重の半分程度まで低下した 9δ_y (92.6mm)では，柱基部から約 0～200mm の高靭性モルタルが，**図－11** に示すモルタル層境で層状剥離していた。また，ひび割れ損傷の範囲は，補強のために高靭性モルタルを施した柱基部から 0～1000mm の



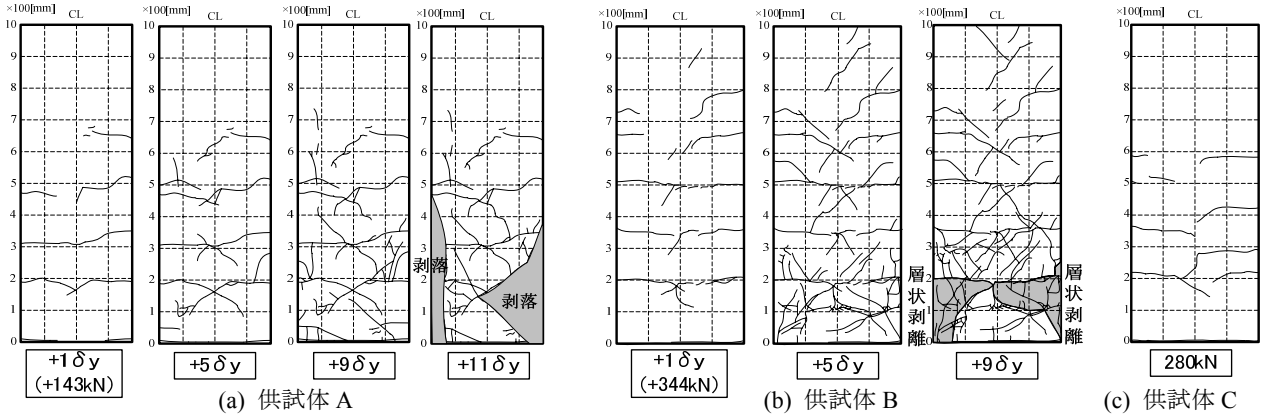
写真－1　供試体 C の変位 136mm 時



図－8　水平荷重－水平変位包絡曲線

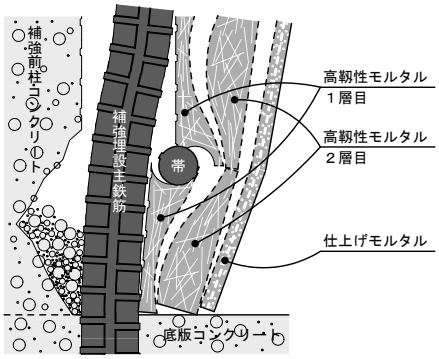


図－9　補強主鉄筋のフーチングからの抜け出し変位

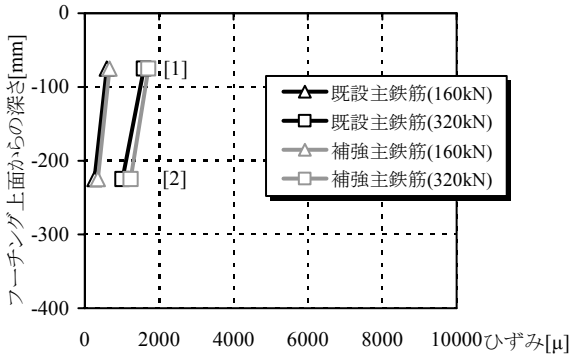


(a) 供試体 A　(b) 供試体 B　(c) 供試体 C

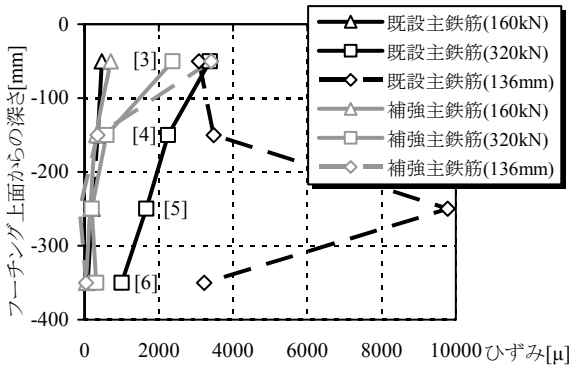
図－10　柱部損傷全体図



図－11　高靭性モルタル層状剥離状況



(a) 供試体 B



(b) 供試体 C

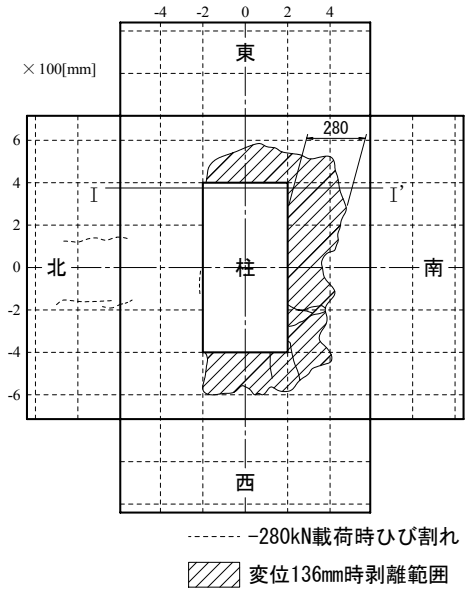
図－12　フーチング内埋込補強主鉄筋ひずみ分布

部分全域であった。**図－10**(c)の供試体 C は，280kN (8.2mm)で水平ひび割れが主体となっており，供試体 B の $1\delta_y$ (344kN)と同様の傾向を示している。

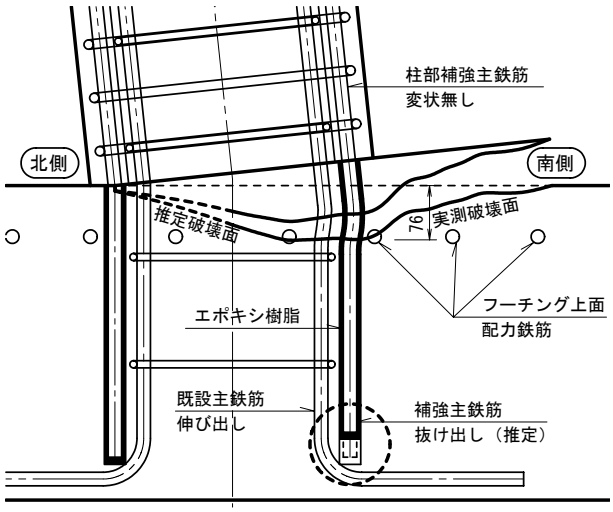
供試体 A と B を比較すると，供試体 B が A に比べひび割れ密度が大きく，ひび割れの範囲が広いことより，高靭性モルタルを使用することでひび割れの分散効果が発揮されたと考えられる。また，かぶりコンクリートの剥離剥落領域は，供試体 A の 400mm 程度に比べ供試体 B が 200mm 程度と小さくなっており，供試体 B の柱の補強方法は重大な損傷領域を限定する効果があると考えられる。

4.3 フーチング内鉄筋ひずみ

フーチング内の鉄筋ひずみについて，同一の補強主鉄筋量でフーチングへの定着方法を変えた供試体 B と C を比較する。フーチング内に埋め込まれた引張側の既設主鉄筋と補強主鉄筋に着目し，水平荷重 160，320kN 時と供試体 C のみ変位 136mm 時の主鉄筋高さ方向ひずみ分布を**図－12** に示す。図中の[数字]は，**図－2** のひずみゲージ位置を示している。新設橋脚と同様の定着を施した供試体 B では，水平荷重が 160 から 320kN と増加するに従い，主鉄筋ひずみはほぼ比例関係で増加し，ひずみ分布形状もほぼ逆三角形分布となっていた。また，ひずみ量は，同一荷重時で比較すると断面外側にある補強主鉄筋の方が大きくなっており，320kN 時でも最大 1700μ 程度と降伏ひずみの 2000μ 程度以下となっている。これに対して，エポキシ樹脂で補強主鉄筋をフーチングに定着した供試体 C では, 160kN 時のひずみ分布は既設主鉄筋，補強主鉄筋ともに供試体 B と同様の傾向である。しかし，320kN 時では補強主鉄筋に比べ既設主鉄筋の方がひずみが大きくなり，フーチング上面付近では補強主鉄筋が 2400μ 程度，既設主鉄筋が 3400μ 程度と降伏ひずみ以上となっている。また，フーチング上面から 150mm 以深では，既設主鉄筋ひずみが逆三角形分布となって進展しているが，補強主鉄筋ひずみは 160kN 時と変化がほとんどない。**写真－1** の供試体 C 変位 136mm 時では，フーチング上面から 150mm 以深の既設主鉄筋ひずみがさらに進



図－13　供試体 C フーチング表面損傷状況



図－14　供試体 C の変位 136mm 時の破壊性状

展し，最大 9800μ となった。このときの補強主鉄筋ひずみは，フーチング上面付近で 3400μ と進展しているが，フーチング上面から 150mm 以深では，変化していない。この結果および，**図－7**(c)に示す供試体 C の変位 136mm 時の水平荷重 137kN と，**図－7**(a)に示す供試体 A の降伏荷重 143kN がほぼ同値であることを考慮すると，供試体 C の変位が 136mm に急激に進展した際，補強主鉄筋がほとんど引張力を分担できていなかったと考えられる。

4.4 フーチング破壊性状

変位 136mm 時の供試体 C フーチングの表面損傷状況を**図－13** に示す。図より-280kN 載荷時にフーチング北面中央付近に初めてひび割れが生じ，320kN 載荷直後に変位が 136mm となり引張側となる柱の南側でフーチング上面が剥離した。フーチング上面の剥離範囲は，柱からの距離が最大で 280mm 程度で面積が 0.34m^2 であった。

この剥離したコンクリートを取り除き，**図－13** の I－I’ 断面で破壊性状を推定した図を**図－14** に示す。**図－14** は，**写真－1** と同じ状態を示しており，柱基部は高靭性モルタルによるかぶり部分および補強主鉄筋，既設主鉄筋ともにほとんど変状が見られず健全な状態である。フーチングコンクリートの破壊面は，引張主鉄筋付近で最も深く 76mm となっており，フーチング上面の配力鉄筋より上方に形成されている。補強主鉄筋は，**図－12**(b)のひずみより剥離コンクリート内では伸びているが，フーチング上面から 76mm 以深ではほとんど伸びずに抜け出していると推定される。フーチング上面から 76mm 以深の滑り面は，剥離コンクリートをはつり取る際に補強主鉄筋とエポキシ樹脂が一体となっていることを確認しているため，エポキシ樹脂とフーチングコンクリート界面と考えられる。これらのことから，フーチングの破壊は，フーチング上面のかぶり部分ではコンクリート内に破壊面が生じ，フーチング鉄筋に囲まれたコアコンクリート部分ではコンクリート内に破壊面が生じずにコンクリートとエポキシ樹脂の界面で滑る，2 つの現象が同時に発生したと考えられる。

5. まとめ

地震時保有水平耐力を大幅に増加させる必要のある構造物の耐震補強において，鉄筋埋込式高靭性モルタル巻立て補強を模擬した供試体の正負交番繰返し載荷した結果，以下の知見が得られた。

(1) 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み，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靭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。

(2) 柱外周部の高靭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。

(3) 耐力補強のための補強主鉄筋をフーチングに定着長 20φ としてエポキシ樹脂により定着する方法は，フーチングかぶりコンクリートとコアコンクリート部で別々の破壊現象が生じ，急激に耐力が低下する可能性が有る。

参考文献

1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3

2) 幸左賢二，小川敦久，合田寛基，脇田和也：高靭性セメント巻き立て厚に着目した耐震補強実験，構造工学論文集 Vol. 55A，2009.3