

# 高強度鉄筋を使用したRC巻立て工法による補強効果の検証

鬼木浩二・岡田太賀雄・中尾尚史・大住道生・星隈順一

## 1. はじめに

コスト縮減や施工合理化の観点から鉄筋コンクリート構造への高強度材料の適用に関する研究開発が数多く進められている。橋梁の下部構造においても、新設する下部構造への高強度鉄筋の適用性に関する種々の検討がなされ、その結果を踏まえ平成24年に改定された道路橋示方書<sup>1)</sup>では、新たにSD390、SD490をRC橋脚の軸方向鉄筋として使用するためのみなし方法が規定された。

既設橋脚に対するRC巻立て補強においても、フーチングに軸方向鉄筋を定着させて曲げ耐力を補強する場合があります、このようなケースにも高強度鉄筋を用いることができれば、所定の補強に必要な軸方向鉄筋の本数を減らすことができ、フーチングへの削孔数を低減できることにもつながる。これにより、削孔に伴うフーチング内の既存鉄筋を損傷させるリスクを軽減させることができるため、現場からのニーズも高まっている。

しかしながら、耐震補強が必要とされる既設のRC橋脚では、補強のためにフーチングに定着する軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いる場合について、軸方向鉄筋のフーチングへの定着方法が確立されていない<sup>2)</sup>。また、大きな耐力の向上が必要とされる既設のRC橋脚は、軸方向鉄筋比が小さい構造条件となっている場合が多く、このような構造条件の橋脚に対して高強度鉄筋を用いたRC巻立て補強の適用が期待されるが、その補強効果を検証した研究は少ない。

そこで、本研究では、軸方向鉄筋比が小さい既設のRC壁式橋脚に対するRC巻立て補強を対象とした。補強用の軸方向鉄筋としてSD490を用い、設計基準強度が21N/mm<sup>2</sup>のコンクリートに定着させた場合の補強効果を検証することを目的として、模型供試体による正負交番載荷試験を行った。なお、本稿で示す実験条件は1ケースのみであるが、その条件下で得られた知見について報告する。

## 2. 正負交番載荷試験の概要

### 2.1 実験に用いたRC巻立て補強供試体

本試験で使用する供試体は、実橋脚を寸法比で1/4に縮小したサイズとし、断面幅1800mm×断面高さ600mm(縦横比3.0)の壁式橋脚で、壁式橋脚基部からの載荷点高さを2400mm(せん断スパン比4.0)とした。図-1に供試体の配筋図を、表-1に供試体の構造諸元を示す。無補強供試体は、平成8年よりも前の基準を踏まえて設計された既設橋脚(支承条件:固定)を想定し、降伏震度0.18に相当する橋脚とした。軸方向鉄筋は、軸方向鉄筋比を実橋脚に合わせて0.2%とした結果、D10(SD295A)の30本配置となった。帯鉄筋は、帯鉄筋体積比を実橋脚に合わせて0.1%とした結果、D6(SD295A)の75mm間隔とする配置となった。橋脚及びフーチングのコンクリート設計基準強度は21N/mm<sup>2</sup>とした。

RC巻立て補強供試体(以降、補強供試体と呼称)は、その無補強供試体を製作後、RC巻立て工法にて補強を行ったものである。1章で述べた背景のとおり、施工性の改善の観点からは、フーチングへの削孔箇所数を可能な限り少なくし、また、削孔長も必要最小な長さにすることが望ましい。この補強方針に基づき、本補強供試体では、軸方向鉄筋にSD490を用いるものとし、SD345を用いる場合と比較して削孔箇所数を減らし、設置間隔を広げるものとした。なお、軸方向鉄筋SD490のフーチングへの定着長及びその設置間隔が定着特性に及ぼす影響についてはまだ定量的に解明できていないものの、別途実施した高強度鉄筋に対する定着実験<sup>3)</sup>を参考にして、本実験では定着長を30D(D:鉄筋径)、設置間隔を12Dと設定した。ここで、軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、エポキシ樹脂を充填することにより行った。

また、レベル2地震動に対する既設橋の耐震補強では、基礎への影響を小さくするため、出来る限り橋脚のじん性を向上させ、耐力が過度に上がらないよう配慮することが望ましい。そのため、

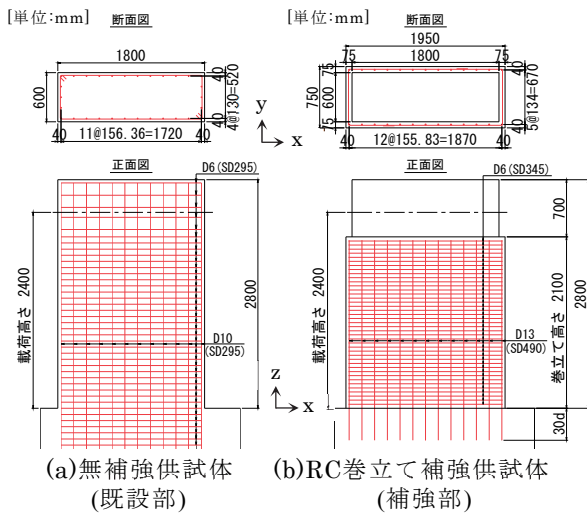


図-1 供試体配筋図

表-1 供試体構造諸元

種別	項目	単位	無補強供試体 (既設部)	RC巻立て補強供試体 (補強部)
寸法	断面幅×断面高さ	mm	1800×600	1950×750
	巻立て厚	mm	—	75
	橋脚(載荷)高さ	mm	2400	2400
	せん断スパン比	—	4.0	3.2
軸方向鉄筋	種別	—	SD295	SD490
	軸方向鉄筋径	mm	D10	D13
	軸方向鉄筋間隔	mm	156.36	155.83
	軸方向鉄筋比	%	0.20	0.37
帯鉄筋	種別	—	SD295	SD345
	帯鉄筋径	mm	D6	D6
	帯鉄筋間隔	mm	75	50
	帯鉄筋有効長	mm	1720	1870
	帯鉄筋体積比	%	0.10	0.14
コンクリート設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>		21	30
作用軸力 (基部)	作用軸力	kN	864	884
	単位面積あたり	N/mm <sup>2</sup>	0.80	0.82
降伏震度(P <sub>y</sub> /W)	-		0.18	0.56

本補強供試体では、耐力の向上が過不足なく行われるかどうかの観点に着目し、目標耐力を降伏震度で0.56相当に設定した。巻立て厚さは75mm、コンクリートの設計基準強度を30N/mm<sup>2</sup>とした上で、目標耐力が確保されるよう、D13(SD490)の軸方向鉄筋を26本配置(軸方向鉄筋比0.37%)とした。帯鉄筋は、D6(SD345)の50mm間隔とした。

## 2.2 載荷方法

写真-1にセットアップの状況を示す。軸方向には、著者らのグループが別途実施した無補強供試体の載荷実験<sup>4)</sup>の実験条件に合わせて、巻立て部の自重20kNをさらに負荷させ、合計884kNの荷重を与えた。水平方向には、基準変位 $\delta_y$ の整数倍の水平変位を載荷ステップとして、各ステップ毎に3回ずつ正負交番に繰返す漸増載荷を行った。基準変位 $\delta_y$ は予備載荷より、補強用の軸方向鉄筋のひずみが降伏値に達した時点の水平変位8mmと設定した。

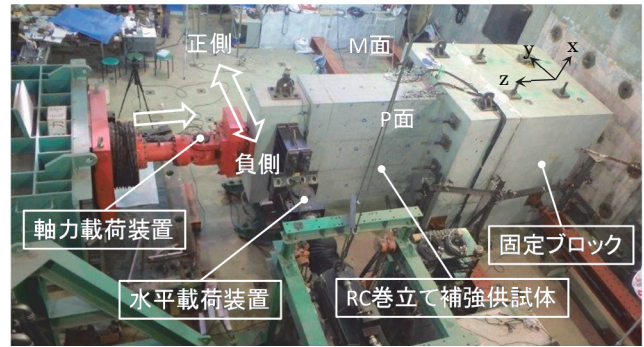


写真-1 セットアップ状況

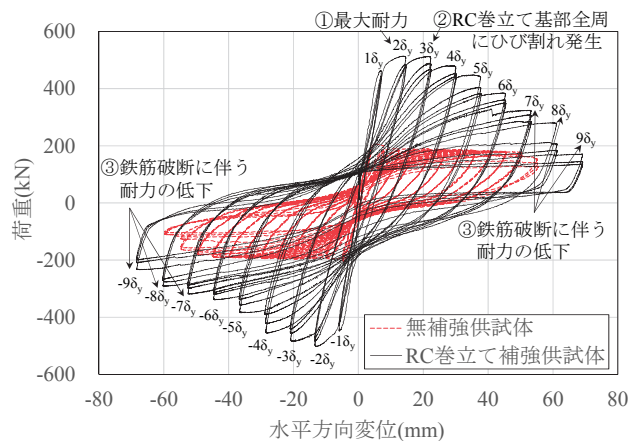


図-2 水平荷重-水平変位関係

## 3. 正負交番載荷試験結果

### 3.1 荷重-変位関係と損傷の進展状況

図-2に水平荷重と水平変位の関係を、図-3に無補強及び補強供試体における載荷終了後の損傷状況をそれぞれ示す。図-2には、著者らのグループが別途実施した無補強供試体の結果<sup>4)</sup>も示した。

補強供試体の正負交番載荷試験では、 $2\delta_y$ の正側の載荷時に最大荷重515kNに達しており、無補強供試体の最大荷重200kNに対して2.6倍程度向上した。これは、圧縮側かぶりコンクリートを考慮して計算した最大耐力506kNと概ね一致する。 $3\delta_y$ の載荷では耐力が概ね保持され、無補強供試体と同様、微細な水平方向ひび割れとともにRC巻立て基部のみ全周にひび割れが進展し、巻立て基部とフーチングの間に隙間が生じた。 $4\delta_y \sim 6\delta_y$ の載荷時には、耐力が徐々に低下したが、剥離と剥落の範囲は巻立て基部付近のみと変わらなかった。 $7\delta_y$ の載荷時には最初の鉄筋破断が生じ、 $8\delta_y$ 以降で断続的に鉄筋が破断した。最終的な破壊形態が確認できたため、 $9\delta_y$ で載荷を終了した。

補強供試体は、図-3(b)に示すように、巻立て基部から高さ100mm程度のごく僅かな範囲にお

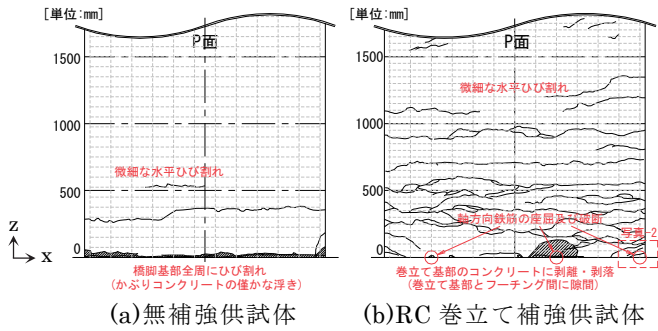


図-3 載荷終了後の損傷状況(P面)

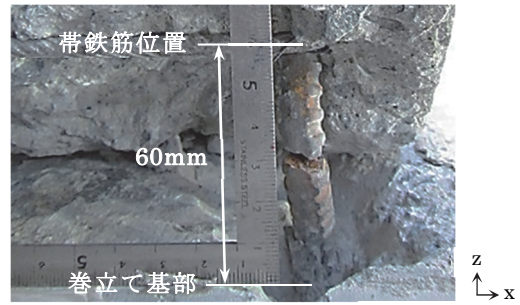


写真-2 軸方向鉄筋(SD490)の破断状況 (RC巻立て基部のはつり調査)

いて、かぶりコンクリートの剥離と剥落等の損傷が見受けられるものの、高さ100mm～1000mm程度の範囲では、微細なひび割れのみが確認された。写真-2に補強供試体の軸方向鉄筋(SD490)の破断状況を示す。軸方向鉄筋(SD490)は、はつり調査より、巻立て基部から高さ60mmの範囲(帯鉄筋間隔と同様な範囲)で座屈していたこと、P面側13本のうち3本(M面側13本のうち1本)破断していることを確認した。その鉄筋破断位置はコンクリートが剥落した位置と一致していた。

補強供試体における破壊の進展状況は、これまで土木研究所等で行われた軸方向鉄筋比が1%程度のRC橋脚模型で確認されている破壊特性とは異なる性状であった。すなわち、軸方向鉄筋比が1%程度の一般的なRC橋脚模型では、基部から断面高さの0.4～0.7倍の高さまでの範囲において軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しやコンクリートの剥離と剥落が生じることが報告されている<sup>5)</sup>。一方、本補強供試体は、写真-2に示すようにRC巻立て基部のごく僅かな範囲(基部から断面高さの0.1倍の高さまでの範囲)のみで軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しやかぶりコンクリートの剥落が生じる破壊特性であった。このように、破壊特性が異なる主な理由は、補強供試体の軸方向鉄筋比が0.37%と小さく、軸方向鉄筋が座屈しはらみ出そうとする力が巻立て部のかぶりコンクリートや帯鉄筋等の抵抗力に対して相対的に小さくなったことが影響しているものと考えられる。また、軸方向鉄筋比が0.2%の無補強供試体<sup>4)</sup>については、軸方向鉄筋比が更に小さいことから、座屈が生じず、鉄筋の破断に至るまでは大きな耐力低下も生じないというどちらとも異なる破壊特性であった。

3.2 破壊特性と耐力・変形能への影響

図-4に繰返し回数別のエネルギー吸収量の推移を示す。図-4には、著者らのグループが別途実施

した無補強供試体の結果<sup>4)</sup>も併せて示す。なお、エネルギー吸収量とは、図-2に示す荷重変位関係の履歴曲線面積であり、部材の限界状態を評価するための一つの工学的指標である。

補強供試体では、 $7\delta_y$ に相当する56mmの水平変位まではエネルギー吸収量が上昇し、 $8\delta_y$ に相当する64mmで低下した。載荷開始から $7\delta_y$ までは、1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度が概ね15%程度、2回目と3回目の低下度は10%程度に留まっていた。一方、 $8\delta_y$ における1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度は30%程度、2回目と3回目の低下度は20%程度と繰返しに対する挙動の安定性が低下したことがわかる。また、1回目と3回目の水平荷重の低下度は、 $7\delta_y$ まで概ね15%以内に留まっていたものの、 $8\delta_y$ は35%程度と大きくなった。これより、文献6)に示されているRC橋脚の限界状態の捉え方に基づけば、3回の繰返し載荷における水平荷重とエネルギー吸収量が安定して期待できる状態は $7\delta_y$ (水平変位で56mm)までと言える。また、図-4に示すように、補強供試体においてエネルギー吸収量が安定して期待できる限界の変位は、無補強供試体での値(水平変位で45mm)よりも大きくなっていることがわかる。

一方、図-2に示すように、橋脚がその降伏耐力を保持できる限界の変位は、無補強供試体で45mmであったのに対して、補強供試体で32mmと低下した。補強後に限界変位が低下したのは、無補強供試体と補強供試体の破壊特性が異なることが起因しているものと考えられる。すなわち、無補強供試体では、軸方向鉄筋比が小さいことから、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力が巻立て部のかぶりコンクリートや帯鉄筋等の抵抗力より小さく、座屈が生じない破壊特性となった結果、鉄筋の破断に至るまで大きな耐力低下が生じな



かった。それに対して、補強供試体では、軸方向鉄筋比が増えて、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力が巻立て部のかぶりコンクリートや帯鉄筋等の抵抗力より大きくなり、無補強供試体に比べると座屈が生じやすい構造条件となった。そのことが無補強供試体よりも先に耐力低下する要因になったと考えられる。ただし、橋脚がその降伏耐力を保持できる状態までに吸収したエネルギー量で比較すると、補強によって5割程度増加した。

### 3.3 軸方向鉄筋の定着特性

補強用の軸方向鉄筋SD490の引張ひずみ分布に着目したところ、 $3\delta_y$ の载荷で巻立て基部から断面高さの0.1倍の高さまでの範囲に軸方向鉄筋のひずみが集中的に生じており、かぶりコンクリートの損傷状況と一致していた。このことから、文献5)で示されるような損傷範囲(基部から断面高さの0.4~0.7倍の高さまでの範囲)と実際の損傷範囲に差があり、破壊特性が異なっていることがわかる。ただし、最大荷重時に相当する $3\delta_y$ 時においてもフーチング埋込み部先端のひずみは大きく変化しておらず、正負交番载荷の全プロセスにおいてアンカー部の定着機能が確保されていることは確認できた。

## 4. おわりに

本稿では、軸方向鉄筋比が小さい既設のRC壁式橋脚に対するRC巻立て補強を対象とした。補強用の軸方向鉄筋としてSD490を用い、設計基準強度が $21\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートに定着させた場合の補強効果を検証することを目的として、正負交番载荷試験を行った。なお、本稿で示す実験条件は1ケースのみであるが、その条件下で得られた知見について報告した。

高強度鉄筋のフーチングへの定着長及びその設置間隔が定着特性に及ぼす影響はまだ定量的に解

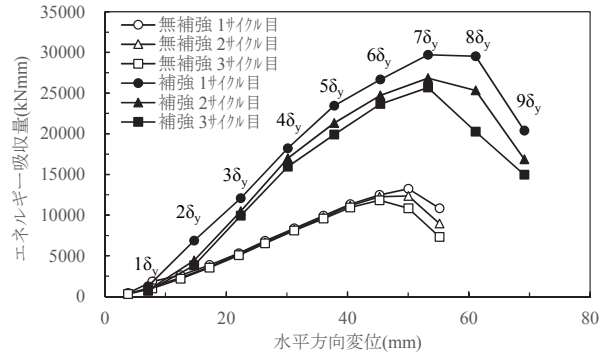


図-4 実験供試体のエネルギー吸収量

明できていないものの、別途実施した高強度鉄筋に対する定着実験<sup>3)</sup>を参考に設定した結果、軸方向鉄筋の抜け出しは生じず、従来の鉄筋と同様に設計通りの最大耐力が得られることを確認した。また曲げ耐力の補強に伴い、橋脚がその降伏耐力を保持できる限界の変位は補強前よりも低下する影響が生じるが、橋脚がその降伏耐力を保持できる限界状態までのエネルギー吸収量は増加する結果となった。今後は、軸方向鉄筋比の小さい橋脚に対して、様々な条件下における破壊特性の把握や変形能に対する評価手法の構築等の検討が必要であると考えられる。

### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2012.3
- 2) 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、国総研資料第700号、土研資料第4244号、2012.11
- 3) 井上崇雅ら：既設橋フーチングへの高強度鉄筋の定着特性、土木技術資料、第58巻、第5号、pp.20~23、2016
- 4) 篠原聖二ら：低鉄筋比RC壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・変形能の評価、構造工学論文集、Vol.61A、pp.265~272、2015.3
- 5) 星隈順一ら：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215~232、2001.2
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料、2015.3

鬼木浩二



土木研究所構造物メンテナンス研究センター 交流研究員  
Koji ONIKI

岡田太賀雄



土木研究所構造物メンテナンス研究センター 主任研究員  
Takao OKADA

中尾尚史



土木研究所構造物メンテナンス研究センター 専門研究員、博(工)  
Dr. Hisashi NAKAO

大住道生



土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員  
Michio OSUMI

星隈順一



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員、現 国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物研究部橋梁研究室長、博(工)  
Dr. Jun-ichi HOSHIKUMA