

高架下利用橋脚の 耐震補強工法の開発



渡部 太一郎*



小林 薫*

高架下利用建物に支障することなく補強工事が可能となる既設RC橋脚の耐震補強工法の開発を行った。本工法は、既設橋脚側面に剛性を有する補強部材を設置することにより、主鉄筋段落し部を有する既設橋脚の耐震補強を行うことを目的としたものである。縮小模型試験体による載荷実験を行い、補強部材が応力を負担することにより、段落し部の損傷を防止する効果を有することを確認した。

●キーワード：RC橋脚、主鉄筋、段落し、補強部材、Cutoff鉄筋、連続鉄筋

1. はじめに

兵庫県南部地震など過去の大地震によって、橋脚部材の主鉄筋段落し部で鉄筋がはらみ出してコンクリートが剥がれ落ちる被害が生じている（図1）。橋脚部材は、天端において地震時に生じる桁の慣性力を受けることにより、橋脚基部が最大となる曲げモーメント分布となるため、橋脚の中間で不要となった主鉄筋を途中定着（段落し）している。鉄道構造物等設計標準・同解説¹⁾では、基部が曲げ耐力に達したときに段落し部に発生する曲げモーメントやせん断力に対して段落し部の曲げ耐力やせん断耐力を十分大きくすることで、段落し部で損傷させないこととしているが、古い設計基準によって構築された橋脚では、段落し部に十分な耐力を有していないことが原因で、前述した地震時の損傷事例が発生したと思われる。そのため、段落し部も含めた橋脚の耐震補強が必要となっている。

橋脚の耐震補強工法としては、鋼板巻きやRC巻き工法などが一般的な工法となっている。しかし、高架下を機器室などに利用している橋脚（図2）では、鋼板巻きやRC巻き工法を適用しようとする、高架下建物の一部取り壊し・復旧が必要となり、特に信号通信機器室の場合では機器の移転が伴うと、莫大な補強工事費がかかることになる。そこで、高架下建物に支障しない橋脚側面のみ補強部材を設置する新しい耐震補強工法を考案した（図3）。本補強方法は、橋脚の短辺となる2面に剛性の高

い補強部材を設置することで、橋脚の曲げ・せん断補強となることを期待したものである。橋脚側面に後施工アンカーを設置して、これを介してRCまたはSRC構造の補強部材を固定する構造を考えている。今回、橋脚側面に補強部材を設置した縮小模型試験体による交番載荷実験および曲げ載荷実験を行い、補強効果の検討を行ったので、その概要について報告する。



図1 橋脚段落し部の被害状況



図2 高架下利用箇所の橋脚

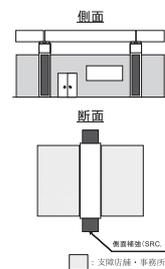


図3 補強工法の概要

2. 補強された橋脚試験体の交番載荷実験

2.1 実験概要

2.1.1 試験体諸元

表1 試験体諸元 (既設部)

供試体No.	せん断スパン (mm)	段落し高さ (mm)	軸方向鉄筋		曲げせん断耐力比		$M_{u段}/M_{u既}$
			段落し部	基部	段落し $V_u/V_{u既}$	基部 $V_u/V_{u既}$	
B-1	1200	600	D13×11本	D13×21本	0.89	1.18	1.17
K-2	2300	1300	D10×13本	D10×25本×2段	1.18	1.98	1.04
K-4		1350		D10×25本(最外縁) D13×25本(2段目)	1.13	2.00	0.86

V_u : せん断耐力, $V_{u既}$: 基部曲げ耐力時に発生するせん断力, $M_{u既}$: Cutoff点の曲げ耐力, $M_{u段}$: 基部曲げ耐力時にCutoff点に発生する曲げモーメント

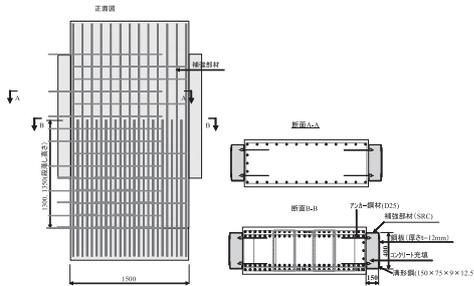


図4 試験体概要図 (K-2、K-4)

表1に試験体の諸元を、図4に試験体の概要図をそれぞれ示す。試験体は全て主鉄筋の段落しを行っており、B-1試験体はせん断スパンの1/2高さで主鉄筋本数の1/2を途中定着 (段落し) している。また、K-2、K-4では、柱基部で2段配筋としている主鉄筋本数の3/4を途中定着 (以下、この位置をCutoff点とよぶ) しており、残りの1/4の本数の鉄筋 (以下、連続鉄筋) を試験体天端まで伸ばしている。段落し高さおよびCutoff鉄筋および連続鉄筋の鉄筋量を調整することで、Cutoff点の基部に対する相対的な曲げ性能を変化させている。表中、 $M_{u段}$ はCutoff点における既設RC部材の連続鉄筋のみによる曲げ耐力であり、 $M_{u既}$ は基部における既設RC部材の全鉄筋による曲げ耐力に達した時にCutoff点で発生する曲げモーメントを表しており、 $M_{u段}/M_{u既}<1.0$ の場合、既設RC部材単体ではCutoff点基部に先行して曲げ耐力に達する諸元であることを示している。

試験体は1:3の辺長比の断面を有しており、B-1は無補強、K-2、K-4の補強部材は同じ諸元としており、対向する短辺2面に補強部材を設置している。補強部材は、溝形鋼 (150×75×9×12.5) 2つを既設部材側面にアンカーで固定して、形鋼部材間に鋼板を渡して鋼製の箱型部材を構築した後、内部にコンクリート (設計強度27N/mm²) を充填するSRC構造としている。アンカーはD25 (SD390) を150mmピッチで2列配置し、アンカー深さは280mm (既設部材のかぶりコンクリートより内部へのアンカー鉄筋定着長10φ、φ: アンカー鉄筋径) としている。補強部材の設置範囲は、Cutoff点の上下概ね1.5D区間 (D: 断面高さ) としている。

2.1.2 交番载荷試験方法

柱頭部の正負方向に静的に水平変位を作用させる交番载荷試験を行った。主鉄筋が降伏ひずみに達した時点として、以降は降伏変位の整数倍の変位を各変位段階毎に、正負方向1サイクル载荷した。

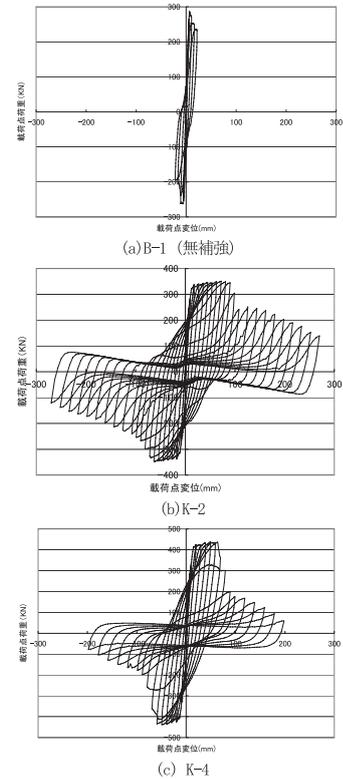


図5 荷重-変位関係

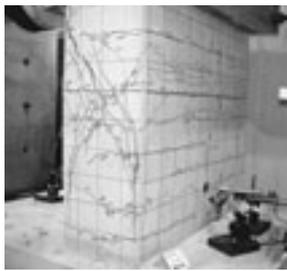
2.2 実験結果および考察

2.2.1 破壊性状

各試験体の載荷点の荷重-変位関係と破壊に至る損傷状況をそれぞれ図5および図6~8に示す。K-2、K-4試験体では、柱基部の主鉄筋がCutoff点に先行して降伏ひずみに達した。無補強のB-1試験体では、Cutoff点基部に先行して降伏した。

B-1試験体は、 $1\delta_y$ において、Cutoff点を含む広い範囲の曲げひび割れが発生した。 $2\delta_y$ にCutoff点付近の曲げひび割れが斜めひび割れに進展し、 $4\delta_y$ に斜めひび割れが大きく開き、せん断破壊の様相を呈した。

K-2試験体は、 $1\sim6\delta_y$ において、基部からCutoff点までの広範囲に曲げひび割れが発生し、 $7\delta_y$ において、Cutoff点に初めて曲げひび割れが発生した。 $8\sim9\delta_y$ において補強部材を配置していない基部の圧縮側かぶりコンクリートが主鉄筋のはらみ出しに伴い剥落し、その後は基部~1D以内 (D: 断面高さ) でX状に形成された塑性ヒンジで回転



(a) $4\delta_y$

図6 B-1 (無補強) 損傷状況



(a) $11\delta_y$



(b) $30\delta_y$

図7 K-2損傷状況

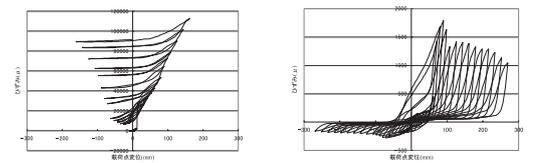


(a) $7\delta_y$



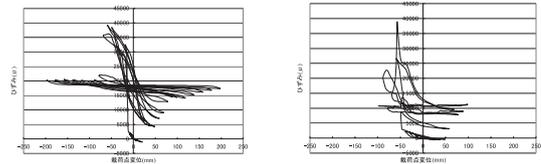
(b) $16\delta_y$

図8 K-4損傷状況



(a) K-2(基部)

(b) K-2(Cutoff点)



(c) K-4(基部)

(d) K-4(Cutoff点)

図9 載荷点変位—連続鉄筋ひずみ関係
(長辺方向断面中央位置の主鉄筋)

し、変形はほとんど基部によるものであった。最後は、変位の増加に伴い、基部のコアコンクリートが徐々に粉砕化してコンクリート断面が小さくなり、荷重が低下していった。最後まで、基部のX状の破壊面に沿ってずれるような現象は発生せず、X状の破壊面の交点位置がヒンジ状に回転する性状を示し、耐力の低下も緩やかで非常に安定した破壊状況であった。Cutoff点でのひび割れ発生後は、段落し部にそれ以上の損傷の進展は見られなかった。

K-4は、 $2\delta_y$ において、Cutoff点に曲げひび割れが発生した。その後、 $6\delta_y$ までは基部付近を中心として曲げひび割れの増加・進展が見られたが、 $7\delta_y$ 載荷中にCutoff点のひび割れ発生位置を上端として段落し部のかぶりコンクリートが肌別れするような形状で一様にはらみ出し、急激に耐力が低下した。それ以後は、Cutoff点～基部近傍の広い範囲でかぶりコンクリートの剥落と浮きが観察された。耐力が低下したのは、段落し部の鉄筋のはらみ出しによって、段落し部で途中定着されているCutoff鉄筋の付着が基部付近～Cutoff点で失われ、Cutoff鉄筋が応力を負担しなくなったためであると考えられる。その後の緩やかな耐力低下領域は、有効な主鉄筋が激減した挙動になったと考えられる。

K-2は基部のかぶりコンクリートのはらみ出しが発生する段階まで、K-4は段落し部のかぶりコンクリートのはらみ出しが発生する段階まで、荷重—変位関係は、紡錘型の非常に安定した履歴ループを示していた。

2.2.2 軸方向鉄筋のひずみ

図9は、載荷点変位と各試験体の長辺方向の断面幅中央部に位置する連続鉄筋の基部およびCutoff点におけるひずみの関係を示す。

表2 試験体諸元

試験体番号	既設部断面		補強部主鉄筋		補強部主鉄筋 断面高 (mm)	補強部主鉄筋 断面高 (mm)	補強部主鉄筋 L (mm)	由力降伏耐力 (kN)		由力耐力 (kN)		7分-試験結果		
	断面幅 (mm)	断面高 (mm)	断面幅 (mm)	断面高 (mm)				既設部P (kN)	補強部P 下段内側 (kN)	既設部P 上段内側 (kN)	補強部P 下段内側 (kN)	7分-変位 (mm)	7分-試験 回数	
No1	1720	350	D10×16本	190	230	D19×3本 ×2段	1440	228.4	330.0 (165.0)	266.0	429.8 (214.9)	D13	50	3
No2	1720	350	D10×16本	190	230	D19×3本 ×2段	1260	228.4	330.0 (165.0)	266.0	429.8 (214.9)	D10	55	2
No3	1370	400	D10×14本	220	340	D16×4本 ×2段	850	198.7	391.1 (195.5)	231.4	493.0 (246.5)	D16	50	3
No5	1350	400	D10×14本	240	320	D16×4本 ×2段	1620	194.8	311.5 (155.7)	225.0	398.3 (199.1)	D16	90	3

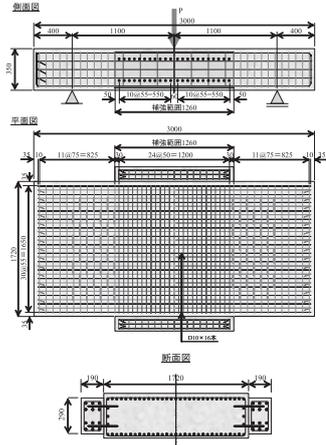


図10 試験体概要例 (No2)

K-4は、荷重が大きく低下して段落し部のかぶりコンクリート剥落が見られた $7\delta_y$ の少し前の $5\delta_y$ において、Cutoff点の連続鉄筋に降伏ひずみを超えたひずみの進展が見られた。一方、K-2では、載荷終了時まで、Cutoff点における連続鉄筋のひずみが大きく進展することはなかった。このことは、段落し部の連続鉄筋の降伏と段落し部の損傷の進展との関連を示唆する結果であると考えられる。基部と段落し部との比較では、両試験体ともに、連続鉄筋が $2\delta_y$ でひずみが大きく進展したことから、基部先行降伏であり、側面補強部材による段落し部の曲げ補強効果が確認された。基部とCutoff点とが同時降伏型のK-2試験体では、補強部材を設置することにより、段落し部の損傷を防止できることが確認された。

3. 補強された梁試験体の曲げ載荷実験

3.1 実験概要

側面に補強部材を設置した場合の曲げ降伏耐力および曲げ耐力を確認することを目的として、RC補強部材を部材側面に設置した模型縮小試験体による曲げ載荷実験を行った。表2に試験体諸元を、図10に試験体概要図の例 (No2) を示す。試験体は1:3.3および1:5の断面形状を有する既設RC橋脚を模擬したRC部材側面にRC構造の補強部材を設置したものである。既設部材と補強部材とは、ア

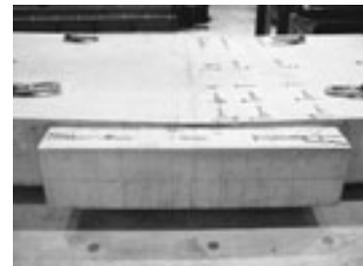


図11 試験終了後の状況 (No2)

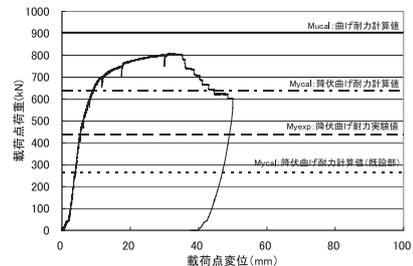


図12 載荷点荷重-変位関係 (No2)

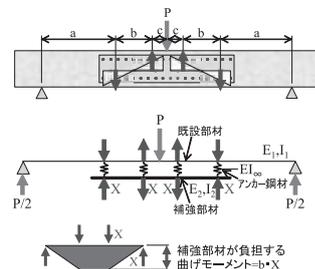


図13 既設・補強部材間に働く内力

ンカー鋼材で接合している。実験は、試験体が破壊に至るまで単調曲げ載荷を行った。載荷は既設部のみに行った。

3.2 実験結果および考察

図11にNo2試験体の実験終了後の状況を、図12に同試験体の載荷点の荷重-変位関係を示す。図12中には、既設部材単体の降伏荷重の計算値、既設部材の主鉄筋が最初に降伏に至った荷重の実験値等を横線で示している。

No2試験体の破壊状況から、既設部材下面の荷重点の曲げひび割れが大きく開いており、荷重点で曲げ破壊の性状を示した。補強部材上面には、補強部材端部アンカー付近でかぶりコンクリートがアンカーからの荷重によって上側に押し抜かれたようなひび割れが発生しており、一方補強部材下面では、荷重点付近を中心として下側に押し抜かれたようなひび割れが観察された。これは、既設部材と補強部材との間で、図13に示すように、補強部材端部付近および荷重点付近において、アンカー鋼材を介して上下方向の不静定力（内力）Xが働いたものと考えられる。そこで、不静定力Xを仮想働の原理を用いて求めると、以下の式(1)が導かれる。

$$X = \frac{b(3a+2b)+3c(2a+2b+c)}{4b(b+3c)} \times \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \times P \quad \dots(1)$$

(記号の意味は、図13参照)

この考え方は、ジベル鉄筋を省略したRC巻き補強工法で採用されているものと同様の考え方である²⁾。

図14に既設部材荷重点部の主鉄筋ひずみが初めて降伏に至った荷重段階において、補強部材が負担している曲げモーメントの実験値と計算値との比較を示す。曲げモーメントの実験値は、補強部材のスパン中央の主鉄筋ひずみおよび圧縮縁コンクリートひずみの実測値から求めた。計算値は式(1)から求めた。補強範囲が1D程度と補強長が短いNo3試験体を除き、実験値は計算値よりも若干大きい値となっており、式(1)により補強部材が負担する曲げモーメントを安全側に評価できることがわかった。

4. まとめ

主鉄筋段落し部を有する橋脚側面に補強部材を設置する耐震補強工法の検討を行った。縮小模型試験体による交番荷重実験および曲げ荷重実験より得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1) 既設RC部材側面に補強部材を設置することにより、補強部材は曲げモーメントを負担し、これにより段落し部の曲げ降伏耐力が増加する。
- (2) 基部と主鉄筋段落し部とがほぼ同時降伏型の諸元を有する橋脚では、側面に剛性を有する補強部材を設置することにより、段落し部の損傷を防止することができる。

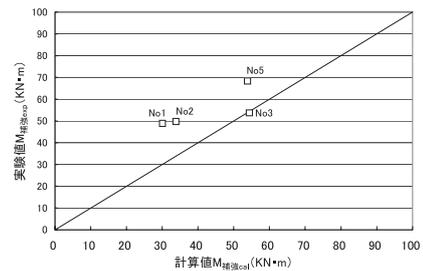


図14 補強部材負担力の比較



図15 適用予定箇所

5. おわりに

本耐震補強工法は、現在、高崎支社管内の上越新幹線中大塚高架橋1～5P（図15）への導入に向けて設計を行っており、2007年度の補強工事の施工を予定している。当該箇所では、高架下を信号通信機器室や電力機器室に使用しており、本補強工法を適用することにより、支障移転が不要となり、コストダウンが見込まれるものである。

補強設計方法としては、式(1)の考え方を柱部材に拡張して、補強部材が負担する曲げモーメントを求め、これを発生曲げモーメントから差し引くことにより既設部材が負担する曲げモーメントを求め、橋脚基部が曲げ耐力に達するときにCutoff点に発生する曲げモーメントに対して、1.5倍の降伏耐力を段落し部既設RC部材が有していることを照査することで行う。

今後、高架下利用箇所等の橋脚の耐震補強工事への適用性について、さらに検討を深めていきたい。

参考文献

- 1) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編；鉄道鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，pp.214～215，1999.10.
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社 設備部・建設工事部：鉄筋コンクリート橋脚耐震補強設計施工マニュアル（RC巻き立て工法），2006.10.