

橋脚側面に鋼板を取付けた河川断面を阻害しない耐震補強の実験的検討

JR 東日本(株)研究開発センター

正会員 ○森山 智明

JR 東日本(株)研究開発センター

正会員 小林 薫

1. はじめに

鉄道 RC 橋脚の耐震補強を行う場合、既往の補強工法では、RC 巻き立て工法、鋼板巻き工法がある。これらの工法では、補強により河川占有断面を阻害するので、橋脚幅の増加に余裕のない場合は、耐震補強工事が不可能となる。この問題を解決するため、川の流れ方向に直交する橋脚側面に剛性部材を付加することにより（図-1 参照）、河川断面を阻害しないで変形性能の向上を図る耐震補強工法の開発を行っている。柱側面に鉄筋アンカーにより鋼板を定着し耐震補強する工法は、ラーメン高架橋柱では既に実用化¹⁾されている。橋脚は、断面高さとの比が 3～6 と長方形断面となること、鉄筋の途中定着を有するものがあるなど、鉄道高架橋柱とは形状、配筋が異なる。特に鉄筋の途中定着を有する橋脚は、引張鉄筋が不連続となるため地震のような大きな交番繰り返し荷重が作用した場合の弱点となる。

このことから、今回鉄筋の途中定着を有する橋脚の交番載荷試験を行い、側面に剛性部材を付加した補強効果の確認を行った。

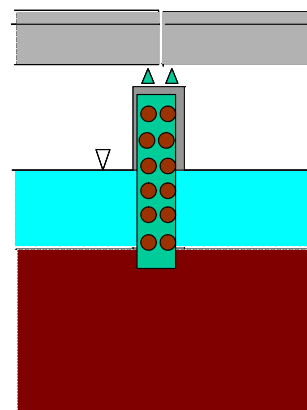


図-1 補強イメージ

2. 試験概要

試験体諸元を表-1、試験体配筋図を図-2、補強状況（試験終了後）を写真-1 に示す。KB-0 を無補強、KB-1,2,4 は橋脚側面に定着する鋼板厚さをパラメータとし、KB-3,4 は鋼板を定着するアンカー長をパラメータとしている。補強前の試験体諸元はすべて共通であり、試験体の縮尺は 1/4 程度で、断面の辺長比 1:3 (350×1050mm)、せん断スパン比 3.8 としている。実構造物の引張鉄筋比は、0.3～0.6%程度であり、今回は引張鉄筋比 0.80%とし、軸方向鉄筋の段落しは、載荷点高さ 1/2(600mm)の位置で鉄筋量 1/2 とし、基部と段落し部の軸方向鉄筋が計算上同時に降伏するようにした。鋼板は、橋脚側面に 100mm ピッチにネジ鉄筋 (D13mm) により定着した。正負交番試験は、部材角で±1/200 (6mm)、±2/200 (12mm)、±3/200 (18mm)・・・と整数倍を 1 回ずつ繰り返して行った。

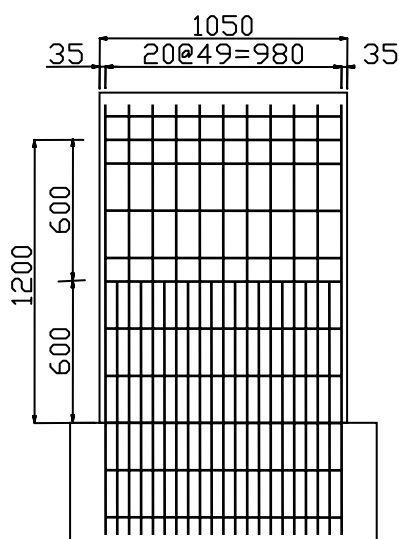


図-2 試験体配筋図

表-1 試験体諸元

試験体番号	断面寸法 (mm)	断面幅 (mm)	有効高さ (mm)	せん断高さ (mm)	a/d	軸方向鉄筋量(径-本数) (鉄筋比%)	段落し部鉄筋量 (鉄筋比%)	段落し高さ (mm)	帯鉄筋(径@間隔)	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	補強方法		コンクリート強度(柱) (N/mm ²)
											鋼板厚 t(mm)	アンカー長 (mm)	
KB-0	350 × 1050	1050	317	1200	3.79	D13-21 (0.80)	D13-11 (0.42)	600	D6@200	0.00	無補強		32.3
KB-1										0.75	6	1050	22.2
KB-2											12	1050	18.1
KB-3											19	175	26.6
KB-4											19	350	29.8

キーワード 耐震補強, 途中定着, 変形性能

連絡先 331-8513 埼玉県さいたま市大宮区日進町 2-0 JR 東日本研究開発センターフロンティアサービス研究所 TEL 048-651-2552

3. 実験結果

写真-1 に KB-1 の試験終了後の状況、図-3 に KB-1 の荷重-変位曲線を示す。

補強を行った KB-1 の損傷状況は、部材角 3/200(変位 18mm)程度で段落し部のひび割れが大きくなり、その後フーチングから高さ 300~600mm の位置のかぶりコンクリートの浮きが見られている。荷重-変位曲線においても部材角 3/200(変位 18mm)~7/200(変位 42mm)で徐々に各サイクルでのピーク荷重が低下した。ピーク荷重の低下は、途中定着されていない鉄筋（カットオフ鉄筋）の付着が無くなり、カットオフ鉄筋が引張力を負担しなくなるためと考えられる。部材角 8/200(変位 48mm)~14/200(変位 84mm)の間は、降伏荷重の約 7 割程度でピーク荷重はほぼ一定であり、部材角 14/200 以降徐々に荷重が低下し、部材角 20/200（変位 120mm）で降伏荷重の 1/2 を下回った。

試験終了後（写真-1）は、長辺方向の断面には段落し部のひび割れとフーチングから高さ 150mm の位置を中心とする X 状のひび割れが見られている。部材角 3/200 程度では、段落し部のひび割れ幅が大きくなっているが、ピーク荷重の低下とともに、基部に塑性ヒンジが移行していると考えられる。今回、補強を行った試験体（KB-1~4）は、同様の性状を示している。

図-4 に全試験体の荷重-変位曲線の包絡線を示す。無補強（KB-0）試験体が部材角 2/200~3/200 で段落し部に発生したせん断ひび割れが急激に大きくなり、荷重が低下しているのに対し、補強を行った KB-1~4 は、徐々にピーク荷重が低下しているものの軸力は保持しており、変形性能が向上している。

今回の試験範囲で、鋼板厚さによる顕著な差は見られなかった。これは、鋼板厚さ $t=6\text{mm}$ においても鋼板の最大ひずみは一部が降伏ひずみに達する程度で、その後ピーク荷重も低下していくことから、鋼板による影響は少なかったと考えられる。

鋼板を定着しているアンカー長による影響は、長辺方向全長（両端の鋼板）を止めている KB-1, 2 とアンカー長 350mm の KB-4 とは、顕著な差は見られなかった。KB-4 の部材角 2/200~4/200 の荷重が大きい理由として、コンクリート強度が若干高いことによる影響が考えられる。アンカー長 175mm の KB-3 は、部材角 14/200(変位 84mm)程度までは大差が見られないが、損傷が大きくなった部材角が 12/200 以降でのピーク荷重の低下が大きくなっている。

4. まとめ

段落し部を有する橋脚においても、段落し部に鋼板などの剛性部材の付加することにより、段落し部の損傷は発生するものの、急激な耐力低下は見られず安定して軸力を保持し変形性能が向上することが確認できた。

【参考文献】1) 小林薫, 石橋忠良: RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板補強効果に関する実験的研究: 土木学会論文集<No. 683/V-52, pp75-89, 2001. 8. 3

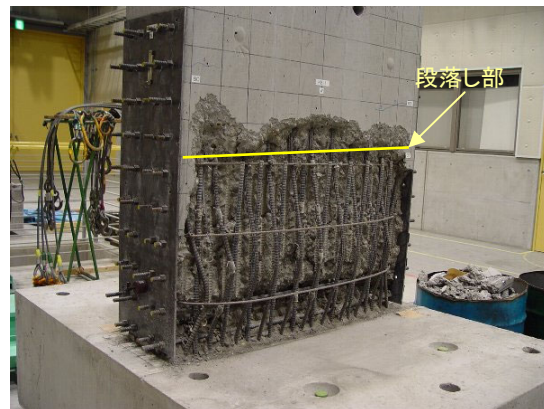


写真-1 試験終了後の状況 (KB-1)

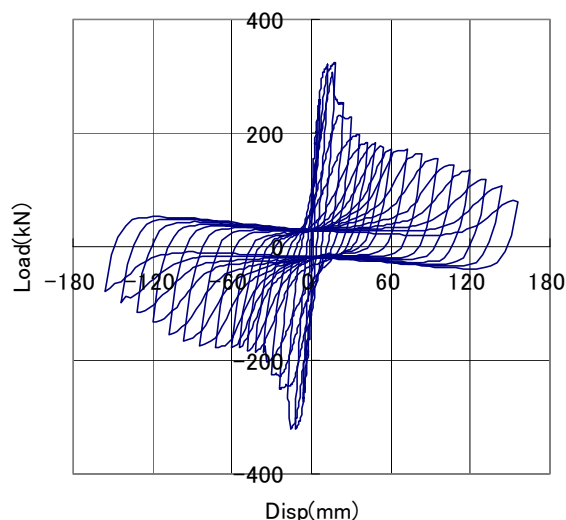


図-3 荷重-変位曲線 (KB-1)

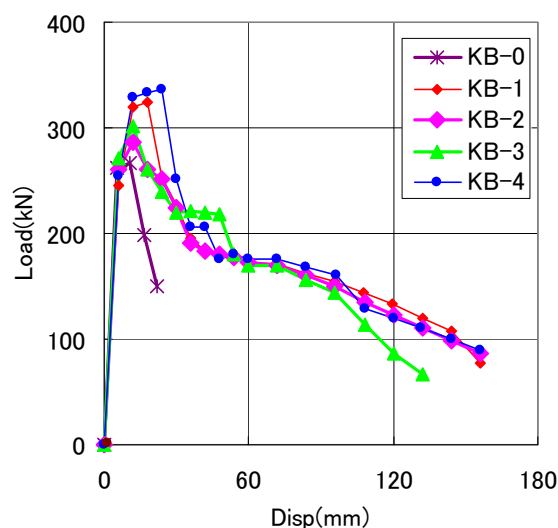


図-4 荷重-変位曲線の包絡線