ＲＢ部材を用いた既設橋脚横梁の補強方法に関する実験的研究

JR 東日本 東京工事事務所　正会員　○半司　淳弥　　JR 東日本 東京工事事務所　正会員　大郷　貴之
JR 東日本 東京工事事務所　正会員　　松本　浩一　　JR 東日本 東京工事事務所　正会員　伊東　佑香

１．はじめに

駅改良に伴う軌道扛上の影響で上載荷重が増加するため，既設ラーメン橋脚の梁補強が必要となった．都市部狭隘箇所の施工のため通常の補強が出来ないことから，現在，人力施工可能でラーメン高架橋の耐震補強工事で実績がある，**図 1** のような RB という補強鋼材を用いた梁の補強方法に関する研究を行っている．本研究では，既設梁に対してコンクリートで上面増厚を行い，増厚部と既設部を RB 部材により補強した効果を梁試験体の載荷試験により確認した．

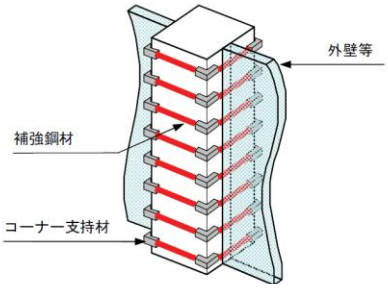

図 1　RB 耐震補強工法の概要図

２．試験概要

試験体諸元を**表 1** に示す．本試験では，一体断面を用いた RB 補強効果を確認する試験体（No.1，No.2）と，上面増厚とした重ね梁に RB 補強を行い，補強梁の一体化及びせん断耐力を確認する試験体（No.3）に対して曲げ載荷試験を実施した．せん断スパン a は 900mm とし，No.1 と No.2 はコーナー支持材の形状が異なっている．RB はコーナー支持材にボルトを 60N・m のトルクにより締め付けを行った．

表 1　試験体緒元

	断面(mm)		せん断スパン a[mm]	有効高さ d[mm]	せん断スパン比 a/d	主筋	帯筋	RB	コーナー支持材	トルク値 [N・m]	モデル図
No.1	一体	B＝540 H＝480	900	427	2.11	SD345D29 （3段配筋）	SD345D6 ctc200	SD345D13 ctc300	連続	60	
No.2	一体	B＝540 H＝480	900	427	2.11	SD345D29 （3段配筋）	SD345D6 ctc200	SD345D13 ctc300	分割	60	
No.3	重ね梁	B＝540 H1＝170（上部） H2＝310（下部）	900	430	2.09	上部：SD345D19 （2段配筋） 下部：SD345D32 （3段配筋）	SD345D6 ctc200	SD345D13 ctc200	分割	60	

３．実験結果および考察

実験で得られた最大荷重値 P_{max} とせん断耐力の計算値 P_{cal} を**表 2** に，試験体の最大荷重時の写真を**図 2～4** にそれぞれ示す．実験結果から帯鉄筋の降伏が確認されたことから，計算値は棒部材のせん断耐力の算出方法が妥当と考え，（1）～（4）式により算出した．なお，a/d は 2.1 程度であることから，参考文献[1]による（2）式を適用した．

$P_{cal}=V_c+V_s+V_{rb}$（V_c：コンクリートのせん断耐力，V_s：帯筋のせん断耐力，V_{rb}：RB のせん断耐力）・・・(1)

$V_c=0.76(a/d)^{-1.166}\cdot\sqrt[3]{f'_{cd}}\cdot\beta_d\cdot\beta_p\cdot b_w\cdot d \quad (0.5\leqq a/d\leqq 2.5)$・・・(2)

$V_s=A_w\cdot f_{wy}\cdot z/s$・・・(3)　　$V_{rb}=A_{wrb}\cdot f_{wyrb}\cdot z/s_{rb}$・・・(4)

表 2 より，P_{max}/P_{cal}＝1.44～1.67 となり，全ての試験体において P_{cal} よりも P_{max} が 5 割程度大きな値となった．

表 2　実験結果および計算結果

	実験結果		計算結果					
	破壊形態	P_{max}[kN]	P_{cal}[kN]	P_{max}/P_{cal}	P'_{cal}[kN]	P_{max}/P'_{cal}	せん断スパン a'[mm]	斜めひび割れの角度 θ
No.1	せん断破壊	785	545	1.44	819	0.96	600	38.4°
No.2	せん断破壊	938	571	1.64	775	1.21	715	33.9°
No.3	せん断破壊	690	440	1.57	643	1.07	615	38.0°

キーワード　RB，せん断耐力，重ね梁
連絡先　〒151-8512 東京都渋谷区代々木 2-2-6 JR 新宿ビル 東日本旅客鉄道㈱ 東京工事事務所　TEL (03)3379-4353

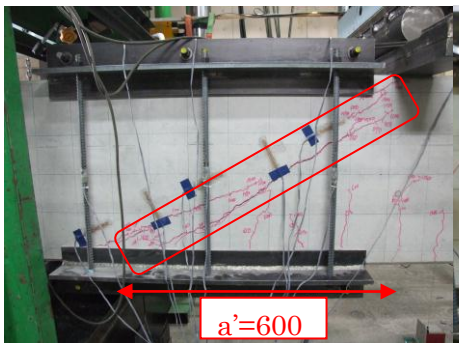

図 2　破壊状況（No.1）

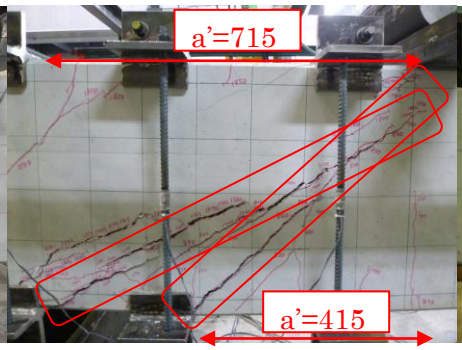

図 3　破壊状況（No.2）

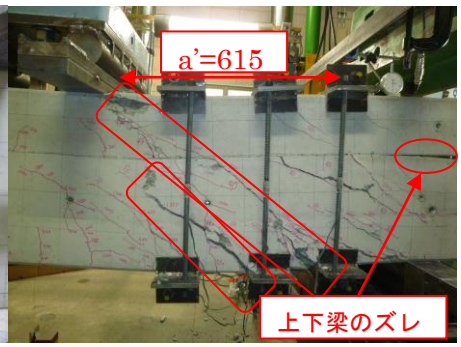

図 4　破壊状況（No.3）

（1）No.1 および No.2 について（一体断面）

図 2～4 の斜めひび割れの発生状況から，支点－載荷点間（900mm）よりも載荷点からせん断スパンが短い範囲でひび割れが貫通していることが確認された．ここで，表中の P'_{cal} は斜めひび割れの状況からせん断スパン a'を設定して再計算した値である．斜めひび割れが複数方向ある場合，より耐力が小さくなるせん断スパンで a'を設定した．V'_s，V'_{rb} については（5），（6）式で仮定して算出した．その結果，No.1 は P_{max}/P'_{cal}＝0.96，No.2 は P_{max}/P'_{cal}＝1.21 となった．

$V'_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z \cdot \cot\theta / s$ ・・・(5)　　$V'_{rb} = A_{wrb} \cdot f_{wyrb} \cdot z \cdot \cot\theta / s_{rb}$ ・・・(6)　（θ：斜めひび割れの角度）

No.1 と No.2 を比較すると No.2 の P_{max} が 2 割程度大きな値となった．また，破壊状況にも違いが見られ，No.1 は斜めひび割れがせん断スパン 600 ㎜に概ね一方向に入っているのに対し，No.2 は分割したコーナー支持材のそれぞれの端部から斜めひび割れがせん断スパン 415 ㎜と 715 ㎜に分割して入り，二方向のひび割れが確認された．

（2）No.3 について（重ね梁）

図 5 の軸筋のひずみ分布のイメージ図より，始めは上下梁一体部材として挙動し，荷重 433kN時点で異音とともに荷重が 329kN に急激に下がると，上下梁一体部材としての平面保持が不成立となり，その後は上下梁別々に挙動し，最大荷重 690kN まで荷重が増加した．ひび割れの発生は，始めは一体断面の試験体と同様の傾向が確認され，平面保持不成立後は上下梁別にひび割れが入る傾向が見られ，下梁のひび割れ幅が集中的に大きくなる傾向が見られた．また斜めひび割れの状況から，No.2 と同様に 2 方向の斜めひび割れの発生が確認された．上下梁は，最大荷重時に固定端で上梁が浮き上がるようにしてズレが生じているのが確認された．

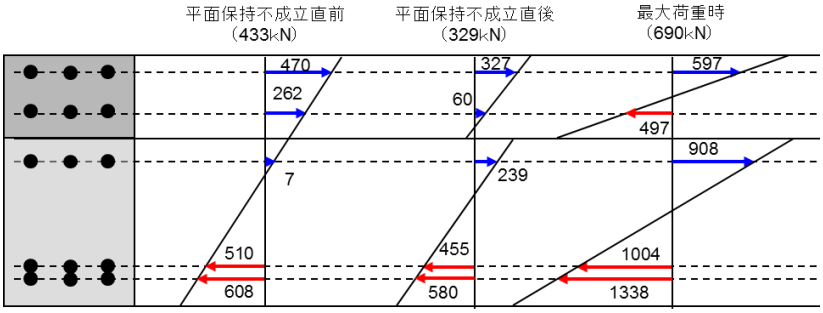

図 5　No.3 軸筋ひずみ分布イメージ図

ここで，No.1，No.2 と同様に再計算した．参考文献[2]より，重ね梁の上下の梁の桁高が異なる場合に，梁高が高い梁のみのせん断耐力で算出する方法を用いて，V_c は下梁のみ算出した．その結果，P_{max}/P'_{cal}=1.07 となった．

4．まとめ

- 最大荷重 P_{max} に対し，支点－載荷点間をせん断スパンとして計算した P_{cal} については P_{max}/P_{cal}＝1.44～1.67 となり，発生したひび割れを考慮して算出した P'_{cal} については P_{max}/P'_{cal}＝0.96～1.21 となった．
- 最大荷重時に発生した斜めひび割れは載荷点からせん断スパンが短い範囲で貫通した．
- No.3（重ね梁）は，梁高が高い方の梁のみのコンクリートのせん断耐力を算出すると，P_{max}/P'_{cal} =1.07 となった．

参考文献

[1] 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物，p.84-92，1999

[2] 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫：重ねられた鉄筋コンクリートはりのせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，p.781-784，1986