

首都高速道路公団 保全施設部保全技術課

正会員 金子昌生

同 上

正会員 山田 淳

同 上

正会員 宇佐見 健太郎

1. はじめに

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」（平成7年2月、建設省道路局長通達、以下、復旧仕様と称す）では、地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線は従来とは異なり、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を考慮したものとなっている。このことから、既設RC橋脚の補強に当たっても耐力を改善する方法だけでなく、積極的に変形性能を改善する方法が可能となった。一般に、柱断面が矩形の場合、円形断面よりも帯鉄筋の拘束効果は低いことが知られているが、既設RC橋脚の耐震性向上対策の1つである鋼板巻立工法に用いる鋼板についても同様である。このことから、矩形断面の柱基部において所要の拘束力を得るため、鋼板と橋脚軀体を適切に一体化させる対策を提案し、それによって既設RC橋脚の曲げ変形性能がどのように改善されるか、その確認を実験により行った。本文はその実験結果について報告するものである。

2. 実験概要

実験供試体は表-1に示す通りである。鉄筋はSD295、コンクリートは $\sigma_{ck}=270 \text{ kgf/cm}^2$ のものをを用いた。橋脚には軸力を常時作用させ実験を行った。水平方向の載荷は、主鉄筋が降伏した時の変位を $1\delta_y$ と定義し、変位制御により $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ と変位レベルを増加させ、耐力が落ちるまで載荷した。各変位レベル毎に静的に1サイクル、続いて動的に3サイクル、静的に1サイクルと合計5サイクルの載荷を行い、ロ

表-1 実験供試体

(単位: mm)

No	1	2	3	4	5	6	7
形状 寸法							
鋼板		巻立鋼板 h=1490 t=1.6 M6×100 ctc=125, n=64本	巻立鋼板 h=1490 t=1.6 貫通PC鋼棒 φ9.2 ctc=125, n=8本	巻立鋼板 h=1400 t=1.6 円形鋼板 h=230 φ=750 t=1.6	円形鋼板 h=1480 φ=750 t=1.6	巻立鋼板 h=750 t=1.6	巻立鋼板 h=1400 t=1.6 円形鋼板 h=380 φ=800 t=1.6
備考	基準供試体 (断落し部でせん断破壊した)	後施工アンカーにより鋼板のはらみ出しを防止	貫通PC鋼棒により鋼板のはらみ出しを防止	柱基部がハッチを有していることを想定	橋脚が水中部に位置していることを想定	段落し部を補強した、曲げ破壊する基準供試体	フーチングにアンカーを設置した、曲げ耐力制御式

ードセル、ひずみゲージおよび変位計を用いて、静的載荷時に①橋脚天端水平変位量、②水平荷重、③主鉄筋および帯鉄筋のひずみ量、④補強鋼板の縦方向および横方向のひずみ量、以上4項目の測定を行った。

3. 実験結果

降伏時および終局時（耐力低下時）における荷重と変位の数値を表-2に、橋脚天端の荷重と変位量の関係を図-1に示す。破壊形態は次の通りである。なお、No.1供試体はせん断で、その他は曲げで破壊した。

- (1)No.1供試体：柱の段落し部で斜め方向のひびわれが大きくなり、かぶりが脱落、主鉄筋が座屈して耐力が低下した。
 (2)No.2供試体：柱基部で載荷方向の鋼板がはらみ出し、鉄筋が破断して耐力が低下した。はらんだ範囲は後施工アンカーより上側に達していた。
 (3)No.3供試体：柱基部で載荷方向の鋼板がはらみ出し、鉄筋が破断して耐力が低下した。はらんだ範囲はP C鋼棒より下側であった。
 (4)No.4供試体およびNo.5供試体：主鉄筋が破断するまで、外部に大きな変化は認められなかった。巻立鋼板内部のコンクリートは、柱下端で粉砕された状態であった。
 (5)No.6供試体：柱基部でのかぶりが剥離し帯鉄筋の拘束効果が無くなり、主鉄筋が座屈して耐力が低下した。
 (6)No.7供試体：載荷途中でフーチングアンカーが破断し、その後はNo.4供試体と同様な状態になった。

4. 考 察

後施工アンカーおよびP C鋼棒により鋼板を拘束させたNo.2供試体およびNo.3供試体では、終局変位が両者共に7 δy まで達した。No.6供試体を基準に考えると、これらの方式によれば曲げ変位量は約2 δy 増加したことになる。耐力は、No.2供試体では6 δy まで、No.3供試体では7 δy まで低下していない。この差異は、No.2供試体に使用した後施工アンカーはコンクリートの破壊により橋脚から抜け出し、またNo.3供試体はP C鋼棒によりはらみ出しをほぼ防止したことが原因と考えられる。

円形の鋼板を巻いたNo.4供試体およびNo.5供試体では、終局変位が8 δy および10 δy に達しており、じん性向上の効果は高いということが確認できた。No.6供試体を基準に考えると、これらの方式によれば曲げ変位量は3 δy から5 δy の増加があったことになる。これは、拘束効果は、鋼板断面が矩形の場合よりも円形の方が一般に高いことが原因になっていると考えられる。耐力は、No.4供試体では7 δy まで、No.5供試体では9 δy まで低下していない。これは、円形鋼板の補強範囲の差が原因と考えられる。

No.7供試体は、4 δy 付近まで、他の供試体に比べて耐力が大きくなっているが、これは、フーチングにアンカーをとったことが理由である。4 δy 以降は、フーチングアンカーが破断したため、形状としてはNo.4供試体と同様になり、同じような挙動を示す結果となった。

5. ま と め

本実験から、矩形断面の既設R C橋脚の耐震性向上対策に対して、以下のようなことが確認できた。

- (1)柱基部の横拘束材料として、後施工アンカーはある程度、期待できることがわかった。
 (2)円形鋼板を用いて柱基部を補強する方法が、橋脚のじん性を向上させる方法として非常に有効である。
 (3)柱の曲げ変形量は、柱基部を横拘束することにより大きくなるが、ある変形量以上になると主鉄筋の破断により破壊することから、柱の変形量には上限値を設定することが必要であると考えられる。
 (4)本実験結果では、フーチングアンカーはある程度までは曲げ耐力向上に寄与することがわかった。

表-2 実験結果

	降伏変位(mm)	降伏荷重(tf)	終局変位(mm)	最大荷重(tf)
No.1	11.95	20.54	23.90 (2 δy)	25.01
No.2	7.77	19.31	54.39 (7 δy)	23.82
No.3	7.56	20.33	52.92 (7 δy)	23.25
No.4	8.45	19.69	67.60 (8 δy)	23.58
No.5	6.96	20.93	69.60 (10 δy)	24.07
No.6	10.44	19.97	52.20 (5 δy)	23.67
No.7	8.85	22.86	70.80 (8 δy)	27.78

※終局変位と最大荷重は、同時点ではない

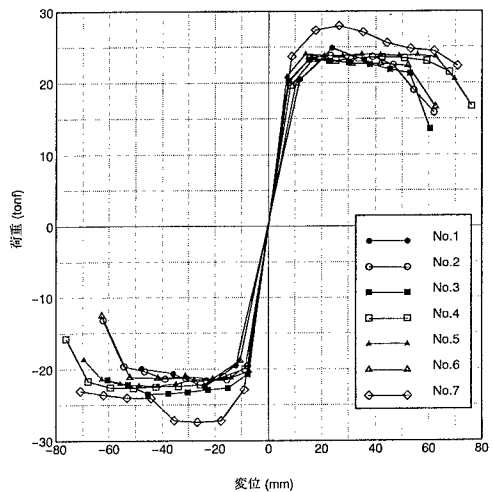


図-1 荷重～変位 包絡曲線