

V-12

RC橋脚の変形性能に対する巻き立て鋼板の補強効果について

北海道大学 学生員 森久保 司
 北海道大学 正 員 木村 勉
 北海道大学 正 員 古内 仁
 北海道大学 正 員 上田 多門

1. はじめに

平成7年1月17日に襲った阪神大震災における土木構造物の破壊は衝撃的なものであり、なかでも橋脚の被害がその後の復旧活動の障害となり、大きな影響を与える結果となった。損傷を受けたRC橋脚の多くは昭和40年代に施工されたものであり、曲げモーメントの減少にともなう主鉄筋の段落とが多く採用されていた。現在、そのような既設橋脚に対して耐震補強を行っていくことが急務とされており、破壊耐力のみならず、ねばり強い構造となるような変形性能の向上が求められている。現在補強工法として多く用いられている鋼板巻き立て工法は、その補強方法によって曲げ耐力の増大、部材じん性の向上およびせん断耐力の増大を目的として行われている。巻き立て鋼板を橋脚基部にアンカー定着しない場合は、柱のじん性の向上とせん断耐力の増加を見込んでいる。本研究は、主として巻き立て鋼板補強量を変数としてRC橋脚の耐力と変形性能について実験によって調査を行った。

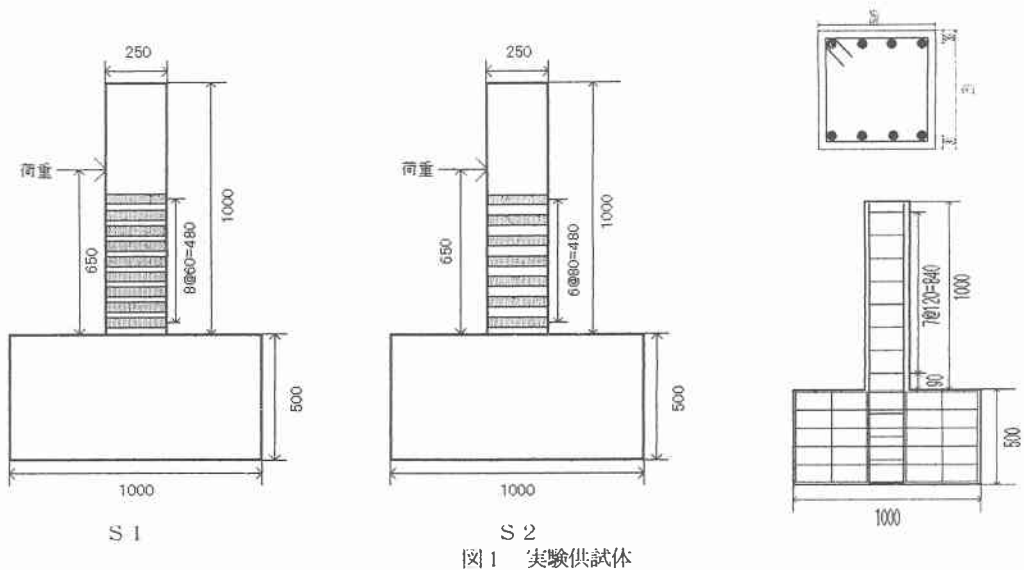


図1 実験供試体

2. 実験概要

供試体は図1に示すように巻き立て鋼板量を変えた2体である(表1参照)。なお、表1に示す横拘束筋比は式(1)の換算式によって与えた¹⁾。表1には帯鉄筋によるもの(式(1)の第1項)と鋼板によるもの(同様に第2項)に分けて表記した。

Study on effect of retrofit by steel jacketing around RC pier on defomation

by Tsukasa MORIKUBO, Tsutomu KIMURA, Hitosi FURUUCHI and Tamon UEDA

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d_h} + \frac{4 \cdot l}{d_j} \cdot \frac{f_{yj}}{f_{yh}} \quad (1)$$

- A_h : 帯鉄筋 1 本あたりの断面積(cm^2)
 s, d_h : 帯鉄筋の間隔(cm)および有効長(cm)
 d_j, l : 鋼板の有効長(cm)および厚さ(cm)
 f_{yh}, f_{yj} : 帯鉄筋および鋼板の降伏強度(MPa)

供試体の配筋は図 1 に示すように軸方向に D 22 鉄筋を 4 本ずつの複鉄筋とし、帯鉄筋は $\phi 6$ を 12 cm 間隔で配置した。また、実際の鋼板巻き立て補強では連続した鋼板を用いるのが一般的であるが、本実験では鋼板をしま状に取り付けた。それは、加工時の溶接可能な鋼板の厚さに限界があることと、実験中にひび割れの発達状況を観察するためによる。

表 1 実験供試体の諸元

供試体	鋼板高さ (mm)	鋼板厚 (mm)	鋼板間隔 (mm)	鋼板枚数 (枚)	主鉄筋比 (%)	帯鉄筋の 体積比 (%)	鋼板の 体積比 (%)	横拘束筋比 ρ_s (%) (帯鉄筋+鋼板)
S 1	40	1.2	20	9	2.82	0.45	1.42	1.87
S 2	40	1.2	40	7	2.82	0.45	1.07	1.52

使用したコンクリートは普通ポルトランドセメントを用いて、圧縮強度は S 1 で 22.6 MPa、S 2 で 17.1 MPa であった。また、鋼板の力学的特性は降伏強度が 261.7 MPa、ヤング係数 173.5 GPa、破断強度 360.6 MPa であった。

本実験は、供試体の柱部分を水平になるように反力壁に取り付け、垂直に設置されたアクチュエーターにより正負交番荷重を静的に加えた。試験機と供試体の接合部には、水平方向の変位を拘束しないようにヒンジを介した。なお、本実験では軸力を作用させていない。載荷パターン、主鉄筋の最大ひずみが実測で降伏ひずみに達したときの変位を δy とし、 δy 、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、…とその整数倍の変位を正負それぞれ 3 回ずつ与えた。なお、S 1 は $4\delta y$ 以降は正負それぞれ 1 度ずつ載荷装置による変位の限界まで変位を与えた。S 2 は、 $4\delta y$ と $5\delta y$ はそれぞれ 1 度ずつ変位を与えた。

表 2 計算値と実験結果

	計算値			実測値		
	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	せん断耐力 (kN)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏変位 (mm)
S 1	189.7	197.1	185.1	164.3	207.9	10.667
S 2	189.7	197.0	162.4	152.6	200.1	8.722

3. 実験結果および考察

供試体 S 1 と S 2 の計算値と実測値の比較を表 2 に示し、載荷点における荷重と変位の関係をそれぞれ図 2、図 3 に示す。計算値は平成 8 年制定の道路橋示方書耐震設計編におけるコンクリートの応力度—ひずみ

関係を用いて降伏荷重および最大荷重を算出した。²⁾両供試体とも、計算値が実測値よりも小さな値を示しており、安全側であることがわかる。また、両供試体の耐力には大差がないことも明らかである。

荷重－変位関係は、S 1、S 2 それぞれを図 2、図 3 に示す。両供試体とも $2\delta y$ の 1 サイクル目にピークを迎え、その後その荷重を維持することなく低下しており、じん性が低いことがわかる。その時供試体は斜めひび割れが何本も入り、そのうちの数本はひび割れ幅が大きく、破壊の支配的要因であった。以上のことより主鉄筋の降伏後にせん断破壊が生じたものと考ええる。したがって、実際の施工でこの程度の補強量では $3\delta y$ 程度の変形でせん断破壊が生じるおそれがある。破壊時の様子をスケッチしたものを図 4 に示す。じん性率 μ (降伏変位 δy で終局変位 δu を除したもの。ここで、部材の耐力が降伏荷重まで低下した時を終局とした。) については、土木学会「阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式」によると、式 (2) によりそれぞれ 6.0 と 4.6 になる。³⁾

$$\mu = 12 \left(\frac{0.5 \cdot V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3 \quad (2)$$

V_c : コンクリートの受け持つせん断耐力

V_s : 帯鉄筋および鋼板の受け持つせん断耐力

V_{mu} : 曲げ耐力

本実験においては、先述の荷重パターンによる交番荷重であるため荷重増加時に除荷し逆方向に変位を与えたため、厳密に包絡線を描くことが出来ないが概ね 3 程度であるように思われる。

次に鋼板と帯鉄筋の高さ方向のひずみ分布を図 5 に示す。これは、 $2\delta y$ の 1 サイクル目の荷重増加時の同じ荷重レベルにおける鋼板と帯鉄筋のひずみ量である。載荷点近くのひずみはあまり増加せず、中心部のみが突

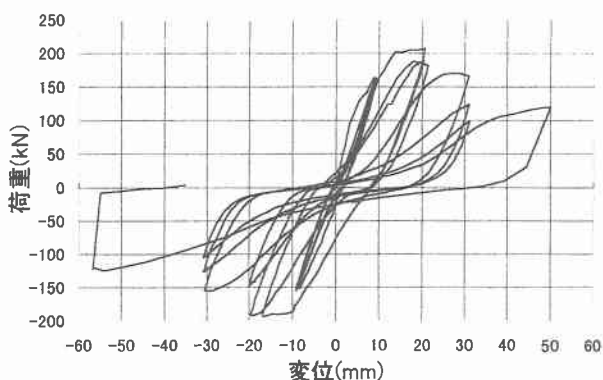


図 2 S 1 の荷重－変位曲線

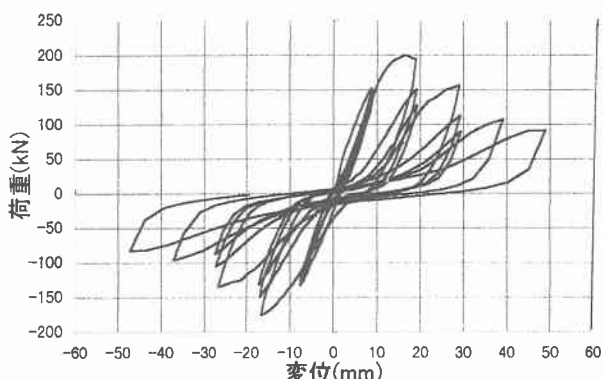


図 3 S 2 の荷重－変位曲線

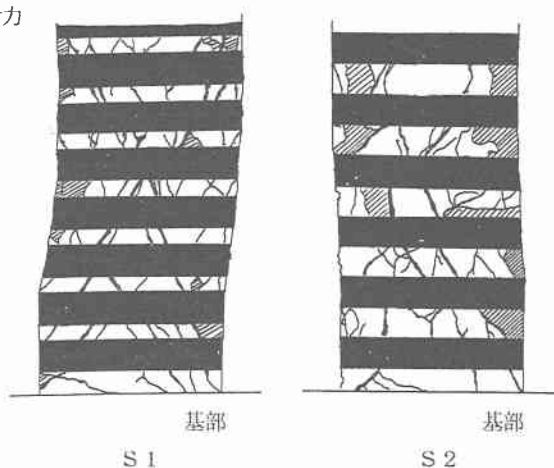
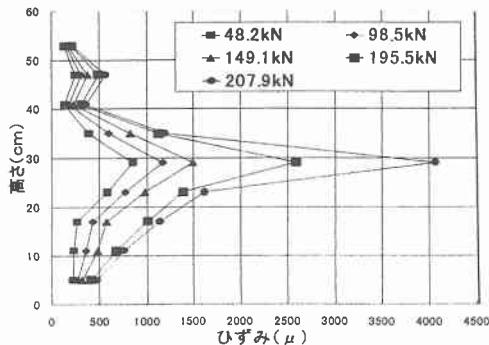
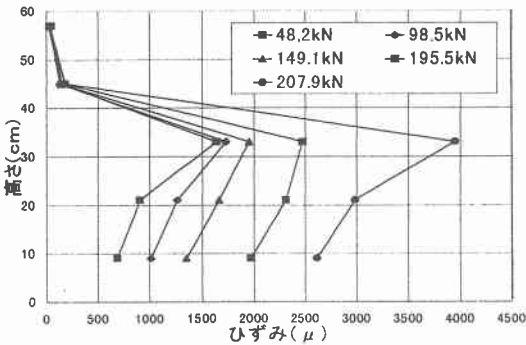


図 4 供試体破壊図

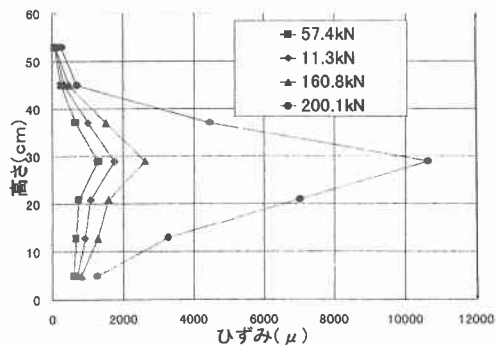
出していく様子がわかる。また、はじめは帯鉄筋のほうがひずみ量が大きかったが、荷重増加につれて両者が近似していく、という結果を得た。これにより、せん断力に対する抵抗をほぼ同等におこなっていることが明らかである。また、補強量の少ないS2において最大荷重載荷時に中心部のひずみが急増している。



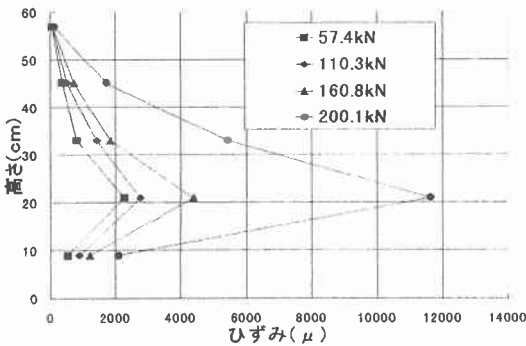
S1の鋼板ひずみ分布



S1の帯鉄筋ひずみ分布



S2の鋼板ひずみ分布



S2の帯鉄筋ひずみ分布

図5 柱高さ方向ひずみ分布

4. 結論

- (1) 道路橋示方書による耐力計算は実際より小さな値を与えており、安全側であった。
- (2) 本実験のように横拘束筋比が1.5%~1.8%程度となるような補強では、3δy程度でせん断破壊が生じてしまう危険がある。
- (3) 横拘束筋比が0.3~0.4%程度変化しても耐力や変形性能に大差は生じなかった。

参考文献

- 1) 川島・大塚・中野・星隅・長屋：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強 土木研究所資料 第3444号、1996. 5
- 2) 平成8年制定道路橋示方書 耐震設計編
- 3) 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式 土木学会 1996. 9