

V-43

鋼板で巻き立てた RC 橋脚の補強効果について

北海道大学 大学院 学生員 ○飛世 浩貴

北海道大学 大学院 正会員 古内 仁

北海道大学 大学院 正会員 上田 多門

1.はじめに

兵庫県南部地震により橋梁をはじめとする多数のRC構造物が被害を受け、それ以降既存の構造物に対する耐震補強が必要となっている。これまで、様々な研究が行なわれており、鋼板や炭素繊維シートの巻きつけによる補強、鋼製橋脚に対してはコンクリートを充填して補強がなされている。その中でも、鋼板巻き立て工法は、曲げ耐力の増大、部材靱性の向上およびせん断耐力の増大を目的として行なわれている。

本研究ではせん断補強筋比(帯鉄筋比と鋼板比の和)を一定とし、帯鉄筋比と鋼板比の割合をパラメータとし、RC橋脚の正負交番荷重試験を行ない、その補強効果や破壊性状、靱性および各ひずみ性状について検討を行なった。

2.実験概要

2. 1 実験供試体

本研究で用いた供試体は図1に示すように、標準的な橋脚の1/5縮小モデルであり、断面が250mm×250mmのRC橋脚である。

供試体の配筋は軸方向鉄筋としてD19を8本、帯鉄筋としてD10を配置した。鋼板については連続した鋼板を用いるのが一般的であるが、本実験では績状に取り付けた。これは、加工時の溶接可能な鋼板厚に限界があること、実験中にひび割れを進行状況を観察するためによる。

使用したコンクリートは普通ポルトランドセメントで、実験当日に圧縮強度試験を行なった。圧縮強度は供試体1が22.4MPa、供試体2が23.2MPaであった。

本実験では、2体の供試体を作製しており、その諸元を表1に示す。

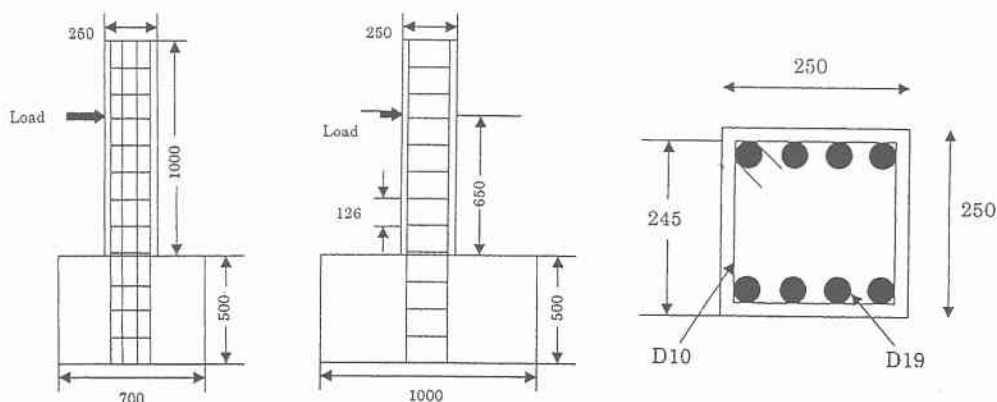


図1 実験供試体

Study on effect of retrofit by steel plate jacketing of RC pier

by Hiroki TOBISE, Hitosi FURUUTI, Tamon UEDA

表 1 実験供試体の諸元

供試体	主鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋間隔 (cm)	鋼板比 (%)	鋼板間隔 (cm)	せん断補 強筋比(%)	鋼板厚 (mm)	鋼板幅 (mm)
1	2.04	0.45	12.6	0.22	25.6	0.67	1.6	44
2	2.04	0.34	16.9	0.33	16.9	0.67	1.6	44

2.2 載荷方法および測定方法

供試体は図2に示すように鋼製の反力壁に柱部分が水平になるように取り付け、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、軸力は作用させていない。供試体と反力壁は300kNのプレストレスを2回かけたPC鋼棒で固定されている。

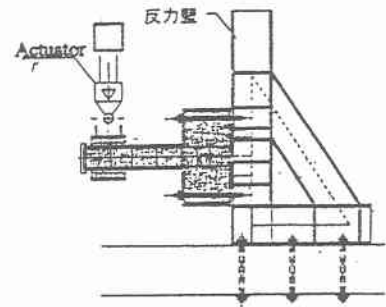


図2 載荷方法

測定方法は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、 $1\delta y$ 、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ …とその整数倍の変位を正負それぞれ1回ずつ与えた。測定は供試体の変位、主鉄筋・帯鉄筋・鋼板のひずみを測定した。

1. 実験結果および考察

3. 1 荷重—変位曲線

供試体1、2の荷重—変位曲線をそれぞれ図3、図4に示し、耐力の計算値と実測値の比較を表2に示す。最大荷重は、供試体1が159kN、供試体2が147kNとなった。両供試体とも $3\delta y$ の荷重が正のときにピークを迎え、その後荷重を維持できずに低下した。供試体には斜めひび割れが複数本入り、そのうち2～3本はひび割れ幅が大きく、破壊の要因の1つとなったと思われる。供試体2については、 $4\delta y$ の荷重が正のときに鋼板が破断してしまい荷重が半分ほどまで低下したため実験を終わらせた。供試体1と供試体2では降伏荷重、最大耐力ともにそれほど差はみられなかった。

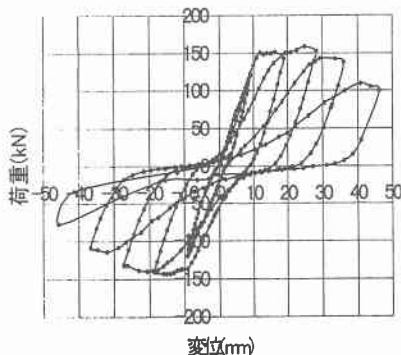


図3 供試体1の荷重—変位曲線

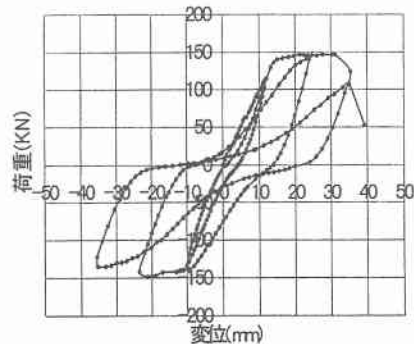


図4 供試体2の荷重—変位曲線

表 2 計算値と実験値

	計算値			実験値	
	降伏荷重 (KN)	曲げ耐力 (KN)	せん断耐力 (KN)	降伏荷重 (KN)	曲げ耐力 (KN)
1	129.0	130.9	175.9	120.9	159
2	129.0	130.9	170.8	113.8	146.7

3. 2 靱性率

本実験においては部材の耐力が降伏荷重まで低下したときを終局とした。靱性率については以下の評価式¹⁾を用いた。なお、鋼板は帯鉄筋と同様に扱い、トラス機構を考慮してせん断耐力を計算した。なお、以下の式ではV_sに帯鉄筋と鋼板のせん断耐力を含めた。

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5 V_c + V_s}{V_{mu}} \right)$$

μ_0 : 靱性率

V_c : コンクリートの受け持つせん断耐力

V_s : 帯鉄筋の受け持つせん断耐力

V_{mu} : 曲げ耐力

この式を用いると供試体 1、2 の靱性率はそれぞれ 9.7 と 9.3 となる。本実験においては載荷方法が正負交番載荷であるため荷重増加時に除荷し逆方向に変位を与えるため厳密に包絡線を描くことはできないが、概ね 4～5 程度であると思われる。両供試体とも実験値が計算値を下回った。供試体 1 については斜めひび割れによる荷重低下、供試体 2 については鋼板の破断と斜めひび割れによる荷重低下が原因であると思われる。また、上の靱性率評価式の V_s は本来帯鉄筋の受け持つせん断耐力であって、本実験のように鋼板を帯鉄筋と同様の評価をし、 V_s の項に鋼板のせん断耐力も組み込んだことが計算結果と実験値に差異を生じさせた原因の 1 つではないかとも思われ、鋼板補強も含めた靱性率評価式の確立に関する検討が必要であろう。

3. 3 鋼板のひずみ分布

図 5、6 に鋼板の高さ方向のひずみ分布を示す。これは、斜めひび割れ付近のひずみで、 $2\delta_y$ の荷重増加時のひずみ量である。載荷点と基部近くのひずみはあまり増加せず、中心部のひずみが突出している様子がわかる。両供試体とも同様の挙動を示しているが、鋼板の補強量の多い供試体 2 のほうが全体的にひずみ量が大きいがわかる。これは、供試体 2 のほうが帯鉄筋が少ないためにより鋼板によるところが大きいためではないかと思われ、鋼板比と帯鉄筋比の関係に対する検討が必要であると思われる。

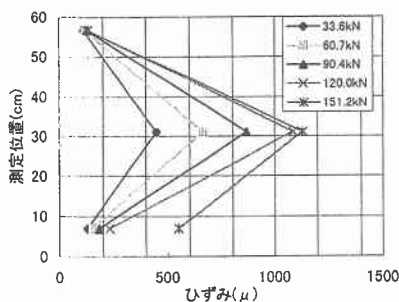


図5 供試体1のひずみ分布

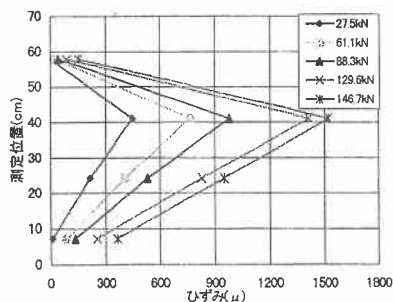
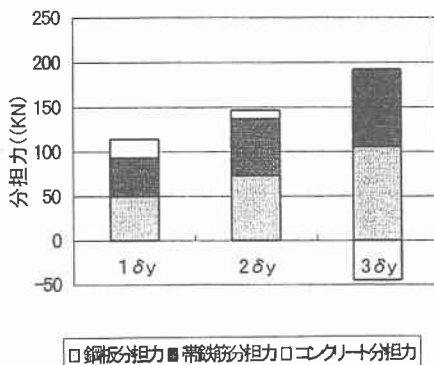
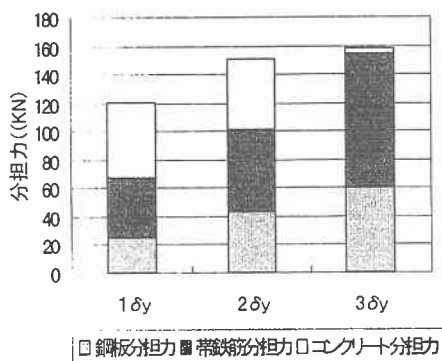


図6 供試体2のひずみ分布

3. 4分担せん断力の変化

図7, 8に供試体1と2の鋼板、帯鉄筋、コンクリートの分担せん断力の変化を示す。鋼板および帯鉄筋が受け持つせん断力は斜めひび割れ付近のひずみより求めている。また、コンクリートがうけもつせん断力は全せん断力から鋼板と帯鉄筋の分担力を引いたものである。両供試体とも $2\delta_y$ から $3\delta_y$ にかけてコンクリートの分担力が急激に減少している。供試体2では $3\delta_y$ でコンクリートの分担力が大きくマイナス側になっているが、これは鋼板が破断したことからすると鋼板と帯鉄筋のひずみが大きくなりすぎたためだと思われる。繰返し载荷をうけると鋼板と帯鉄筋の分担力は概ね増加しているが、コンクリートの分担力は減少すると思われる。



2. まとめ

- (1) 土木学会「阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式」による靱性率評価式を用い、鋼板を帯鉄筋に換算して計算すると実験値が計算値を下回りという結果になった。これにより、鋼板補強も組み込んだ靱性率評価式の確立に関する検討が必要であろう。
- (2) 鋼板のひずみ量は載荷点と基部近くに比べて中心付近のひずみが極端に大きくなるという結果を得た。
- (3) 作用せん断作用力に対する分担せん断力を鋼板、帯鉄筋、コンクリートに分けた場合、繰返し载荷を受けると、コンクリートの分担せん断力が減少する。

参考文献

- 1) 土木学会「阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式」コンクリート技術シリーズ