

I-69

連続繊維により補強した RC 橋脚の荷重-変位に関する実験

北海道開発局 正員 佐藤 昌志
 北海道開発局 ○正員 三田村 浩
 三井建設(株) フェロー 三上 浩
 室蘭工業大学 正員 岸 徳光

1. はじめに

平成7年1月に発生した阪神・淡路大地震以後、旧設計指針にて建設された道路・鉄道橋脚の耐震補強工事が盛んに行われている。耐震補強は新設計指針の規定を満足できるように行うのが理想的であるが、同時に重要性や経済性を十分に考慮して行う必要がある。例えば、段落としを有する橋脚の段落とし部を曲げ・せん断補強することで破壊を基部に移行させることができる。しかし、基部破壊に移行させる場合には基礎構造も含めた耐震安全性を検討する必要があり、場合によっては基礎構造の補強が必要となる。一方、橋脚の基部が地中深くに埋没している場合には、基部や基礎構造の補強に膨大な時間と費用が必要となる。このような場合には、破壊を基部に移行させずに段落としの脆性的な破壊を防護して靱性能を向上させる補強方法が合理的であると考えられる。

本研究は、段落としを有する大型の壁式橋脚において、補強後も基部破壊に移行せず、かつ、靱性能を大きく向上させる補強方法として、アラミド繊維シート補強と貫通鉄筋による横拘束を併用する工法を提案し、その靱性能の改善効果を実験的に検討したものである。実験に用いた試験体は、昭和55年の道路橋示方書・同解説に準拠して製作し、靱性能は実上部工の1/2~1/3程度の死荷重67.5tfが作用する状態での水平交番載荷実験によって検討した。

2. 補強設計の概要

実験に用いる模型橋脚は、段落とし部の作用モーメントに対する安全率が基部よりも小さいため、段落とし部で曲げ破壊する可能性がある。一方、段落とし部で曲げ破壊する試験体の破壊性状は図-1のようになることが知られている。すなわち、曲げひびわれが水平方向に断面の中央付近にまで進展し、このひびわれはその後斜め下方にせん断ひびわれとして逐次進展していく。ただし、この斜め下方に進展するひびわれは、通常のせん断ひびわれと性状が異なることに留意する必要がある。すなわち、通常のRC梁における斜めひびわれは、図-2に示すように主として引張側で進展するのに対して、上述の斜めひびわれは圧縮側で進展している。鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は主として引張主鉄筋比に依存し、圧縮鉄筋の影響は考慮されない。すなわち、上述した曲げひびわれ発生後の圧縮領域で進展する斜めひびわれに対するせん断抵抗力は、せん断抵抗断面の減少、複鉄筋断面から単鉄筋断面への移行(圧縮鉄筋のみで引張鉄筋が存在しない)することによって極めて小さなものとなることが予想され

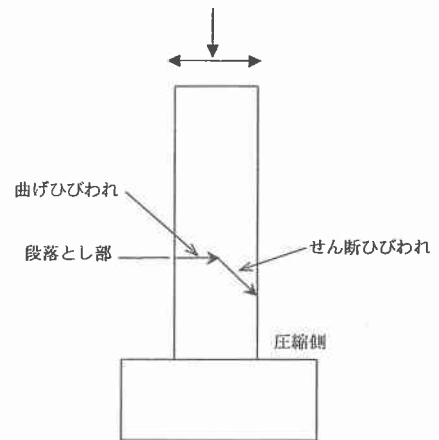


図-1 ひびわれ性状

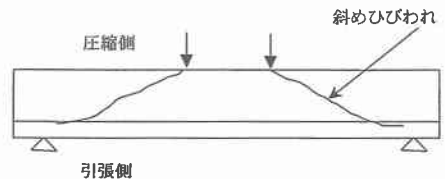


図-2 単純支持 RC 梁のひびわれ性状

Field Test of Wall Type RC Pier Strengthened with FRP Sheet
 by Masashi SATO, Hiroshi MITAMURA, Hiroshi MIKAMI and Norimitsu KISHI

る。そこで、段落とし部にアラミド繊維シートを巻き付けてせん断補強および靱性補強することとした。段落とし部の抵抗モーメントは断面分割法により、 $M_u=131.3\text{ tfm}$ であり、この時の作用せん断力は加力点から段落としまでのアーム長が 2.65 m であることより、

$$S = \frac{131.3}{2.65} = 49.5\text{ tf} \quad (1)$$

ここでは、安全側にこの作用せん断力に対してアラミド繊維シートを巻き付けてせん断補強する。せん断補強に必要なアラミド繊維シートの断面積は、参考文献 1) より下式によって求められる。

$$A_{AF} = \frac{49.5 \times 10^3 \times 1.15}{21000 \times 0.6 \times 40} = 0.113\text{ cm}^2 \quad (2)$$

＊有効高さは壁厚の半分の 40 cm とした。

目付け量 415 g/m^2 のシートを用いると、必要枚数は

$$n = \frac{0.113}{2 \times 0.0286} = 1.98\text{ 枚} \quad (3)$$

∴ 60 tf/m 級シート 2 枚で補強する。

なお、補強範囲は既往の実験結果を参考に、段落とし上部に 1D (D:壁厚) 以上、段落とし下部に $0.6 \sim 0.7D$ 程度以上とし、 30 cm 幅シートを用いることから、壁高さ方向に 1.5 m を補強することとした。一方、アラミドシートによる横拘束効果は断面寸法比が $1:1 \sim 1:1.5$ 程度までについては確認されている。しかし、本橋脚模型は $1:3$ 程度以上と扁平であり、アラミドシート巻き付けのみでは所定の横拘束効果が得られない可能性がある。そこで、シート巻き付け後に所定の位置に貫通鉄筋を配置し、壁の厚さ方向のはらみ出しを抑制することとした。貫通鉄筋は、壁の幅方向を $1:1$ 程度の寸法比とするため図-3 に示すように 2 断面に配置する。貫通鉄筋の本数はさっ孔本数の削減など施工性や工費を考えると少ないほうが良いが、一方でその効果を十分に発揮させるためには壁厚の半分程度以下の間隔で配置する必要があると思われる。本実験においては、 30 cm 間隔で壁の上下方向に 4 段配置することとした。貫通鉄筋は巻き付けるアラミドシートと同等以上の引張剛性を有していなければならない。かつ、1 本の貫通鉄筋は左右両側に有効でなければならない。ここで、巻き付けるアラミドシートの引張剛性は、

$$E \cdot A = 1.2 \times 10^6 \times 150 \times 2 \times 0.0286 = 10,296,000\text{ kgf} \quad (4)$$

縦方向 4 本の貫通鉄筋の $E \cdot A$ はこれ以上でなければならないことから、

$$2.1 \times 10^6 \times 4 \times \frac{A}{2} \geq 10,296,000 \quad (5)$$

$$\therefore A > 2.45\text{ cm}^2$$

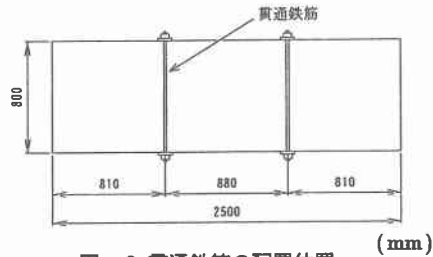


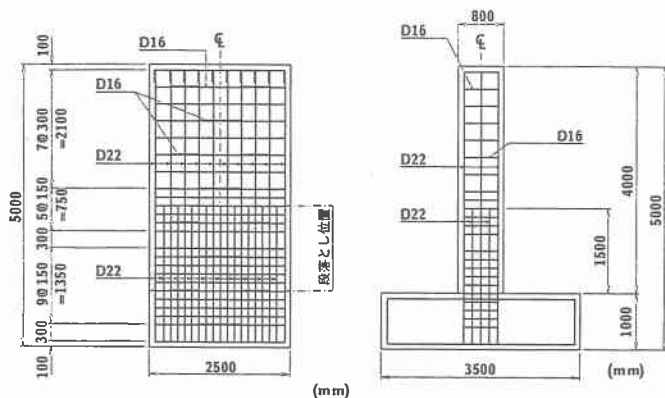
図-3 貫通鉄筋の配置位置

D19以上が必要となるが、貫通鉄筋は両端をねじ加工し、ナットで固定するためD22を使用することとした。

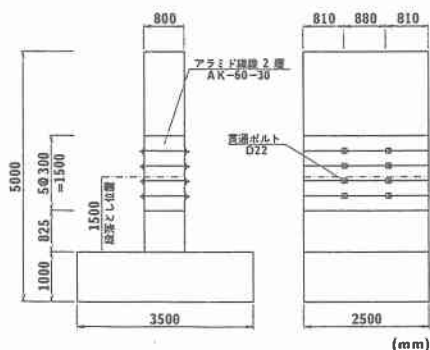
3. 実験の概要

図-4 に試験体の形状寸法と配筋状況を示す。実験に用いた試験体は壁厚 80 cm 、壁幅 250 cm 、壁高 400 cm で、基部より 150 cm の位置で主鉄筋の段落としを行っている。一方、図-5 に提案した補強工法による補強の概要を示す。検討は、無補強試験体 S55-N と補強した試験体 S55-A の実験結果を比較し、主として靱性能改善効果に着目して行った。用いたコンクリートの実験時の材令における圧縮強度は 20.4 MPa 、弾性係数 13.9 GPa 、ポアソン比 0.112 である。また、アラミドシートは目付け量が 415 g/m^2 、厚さ 0.286 mm 、弾性係数 126.5 GPa 、引張強度 2.48 GPa 、破断歪 1.96% のものを 2 枚巻き付けた。なお、用いた鉄筋は主鉄筋、ス

ターラップともに SD345 で、引張強度は 390MPa、弾性係数 229GPa、降伏歪 0.17% である。水平交番加力は実上部工を模擬した 2 主桁橋の死荷重 67.5 tf を軸力として作用させた状態で、ジャッキ式繰り返し載荷装置を用いて行った。なお、支承部の構造はピン支持となっている。載荷荷重はロードセルで計測し、水平変位はワイヤ式変位計にて測定した。水平交番載荷は、壁中央の主鉄筋に貼り付けた歪ゲージの計測結果をもとに、主鉄筋が降伏歪に達した時の変位を降伏変位 δ_y 、その時の荷重を降伏荷重 P_y として δ_y 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ と変位振幅を漸増させて繰り返し加振する方法とした。繰り返し回数は各変位振幅ごとに 5 回とし、1 回目の正・負方向いずれかの載荷荷重が P_y を下回った段階を破壊と定義した。



図－4 試験体の形状寸法と配筋状況



図－5 補強の概要図

4. 実験結果および考察

4.1 荷重－変位関係

表－1 に実験結果をとりまとめた。段落とし部を拘束した S55-A の降伏変位は無補強の S55-N よりも 30% 程度大きくなり、終局変位も 40% 程度大きくなっている。なお、段落とし部の曲げ補強は行っていないため、補強した S55-A の最大荷重は S55-N に比べて 5% 程度しか増加していない。終局荷重は S55-N が $6\delta_y$ 、1 回目において P_y を若干上回る程度であったのに対して、S55-A では $8\delta_y$ 目において急激に載荷荷重が低下したため $7\delta_y$ が終局となり、その時の載荷荷重は P_y の 1.4 倍、最大荷重の 96% 程度と高い荷重レベルを保持していた。なお、終局塑性率は S55-N で 6.86、S55-A で 7.37 と大差はない。図－6 に各試験体の荷重－変位関係を示す。S55-N は $5\delta_y$ の正・負載荷 2～3 回目において段落とし部の損傷が著しくなり $6\delta_y$ 、1 回目で急激に載荷荷重が低下している。一方、S55-A は $7\delta_y$ を終了した後の $8\delta_y$ 、1 回目の正・負載荷において段落とし部に巻き付けたアラミドシートが水平方向に広範囲に破れ、その付近での主鉄筋が一部破断して破壊した。終局塑性率は両者で大差がないものの、明らかに補強した S55-A においてエネルギー吸収性能が向上していることが分かる。図－7 に荷重－変位関係の包絡線を示す。包絡線は各変位振幅の正負 1 回目の荷重－変位関係を用いて示した。図より包絡線の領域は補強した S55-A で大きく、載荷荷重を安定して大きな変位振幅まで保持できることがわかる。

4.2 破壊性状

図－8 に各試験体の実験終了後の破壊性状を示す。無補強の S55-N は、段落とし部周辺で複数の主鉄筋が座屈または破断し、かぶり部分のコンクリートが広範囲に剝落している。また、壁厚方向には段落とし部より下側で斜め 45 度のひびわれが正・負方向に発生していることがわかる。なお、基部には数本の曲げひびわれが生じているがせん断ひびわれは発生していない。一方、補強した S55-A では、段落とし近傍のアラミド

表－１ 実験結果一覧

試験体名	変位 (cm)		荷重 (kN)							終局時	終局塑性率 ($\delta u/\delta y$)
	δ_y	δ_u	P_y			P_u			P_{max} 最大値		
			正	負	平均	正	負	平均			
S55-N	2.02	13.85	398.9	366.6	382.8	390.2	431.5	410.9	563.2	$6\delta_y$	6.86
S55-A	2.58	19.02	410.4	405.1	407.8	560.7	532.7	546.4	592.1	$7\delta_y$	7.37

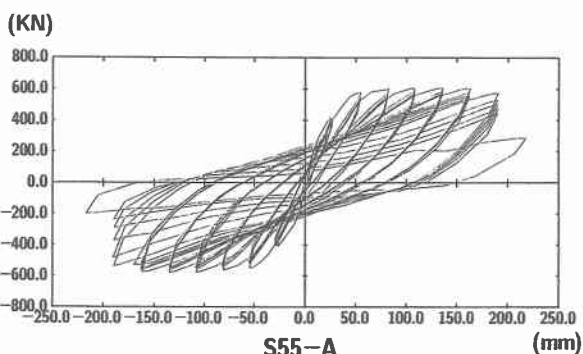
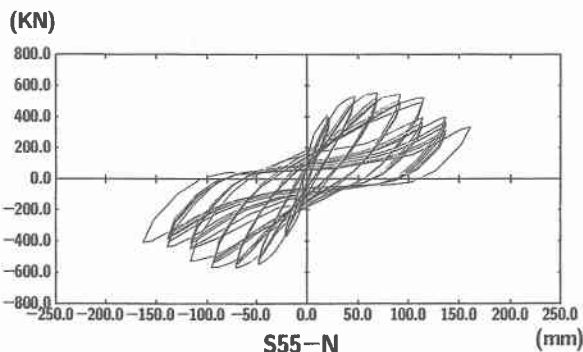
シートが水平方向に破断し、段落とし位置では一部隙間が生じて、その部分から内部のコンクリートが押し出されていることがわかる。なお、壁厚方向には S55-N で見られた段落とし下部での斜め方向のひびわれは生じていないことがわかる。すなわち、本補強方法によって S55-N で生じた斜めひびわれが抑制され、段落とし部の損傷が緩和されて、靱性能が向上したものと考えられる。なお、S55-A の基部においては、曲げひびわれと一部斜め方向のひびわれが発生している。

4.3 変位分布

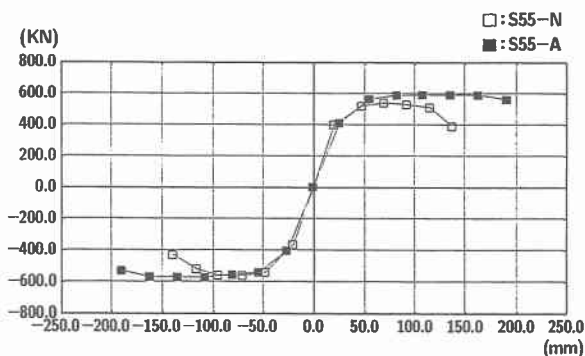
図－９に各試験体の変位分布を示す。なお、S55-N では 5 δ_y 以後、S55-A では 6 δ_y 以後、高さ 200cm より下に配置した変位計に異常が生じたためデータは得られていない。S55-N では、4 δ_y までの結果から基部より 100 ～ 200 cm 区間で曲率が変化し、5 δ_y 以上では段落としより上部で主として変形が進んでいるものと考えられる。一方、S55-A では 5 δ_y まで変位曲率はなだらかな分布を示しているが、6 ～ 7 δ_y の変位から段落とし部周辺の変位を類推すると、この段階では主として段落とし位置から上方で変形していることがわかる。

4.4 靱性能

図－１０に等価剛性と変位振幅の関係を示す。等価剛性は各変位振幅正負

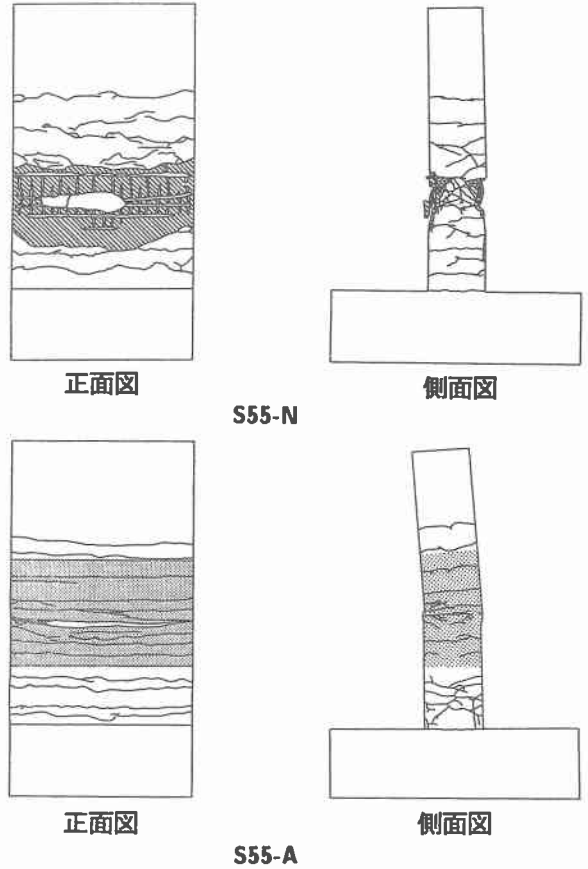


図－６ 各試験体の荷重－変位関係

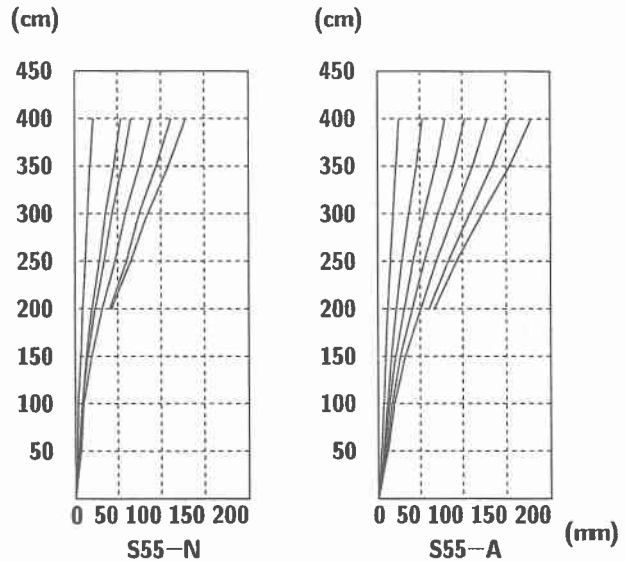


図－７ 荷重－変位関係の包絡線

1 回目の荷重－変位関係を用いて算出した。これより、等価剛性は両試験体において載荷振幅の増加に対応して指数関数的に減少していることがわかる。 $1\delta_y$ においては、無補強の S55-N の方が 20 % ほど大きいですが、変位振幅が大きくなるにつれて両者の差は小さくなり、 $6\delta_y$ では補強した S55-A の方が等価剛性が大きくなっている。このように、段落とし部を本方法で補強することによって、等価剛性の低下を抑制できることがわかる。図－11 に等価粘性減衰定数と変位振幅の関係を示す。等価粘性減衰定数は各変位振幅の正負 1 回あたりのエネルギー吸収能力（ループで囲まれた面積）を載荷時に部材に蓄積されるエネルギーで除した値である。S55-N の減衰定数は $1\delta_y$ で大きいですが、 $2 \sim 5\delta_y$ では変位振幅の増加とともに線形に増加している。しかし、 $6\delta_y$ では段落とし部の両端部における主鉄筋が破断するなどして完全な塑性ヒンジ状態となり、減衰定数は大幅に低下している。一方、補強した S55-A では、 $6\delta_y$ まで変位振幅の増加とともに線形に減衰定数は増加し、 $7\delta_y$ では $6\delta_y$ とほぼ等しい減衰定数を示している。これは、 $7\delta_y$ において水平方向に破断したシートの隙間から内部のコンクリートが押し出されるなど、主鉄筋の座屈が顕著になり始めたためと考えられる。しかし、主鉄筋の破断は見られず、完全なる塑性ヒンジ状態には至っていない。図－12 に吸収エネルギーと変位振幅の関係を示した。吸収エネルギーは、前述した荷重－変位関係の包絡線を基に、各変位振幅の正・負側の吸収エネルギーを平均した値とした。補強した S55-A では、終局の $7\delta_y$ まで変位振幅の増加に対応して吸収エネルギーが線形に増大している。一方、S55-N では $5\delta_y$ まで変位振幅の増



図－8 実験終了後の破壊性状



図－9 各試験体の変位分布

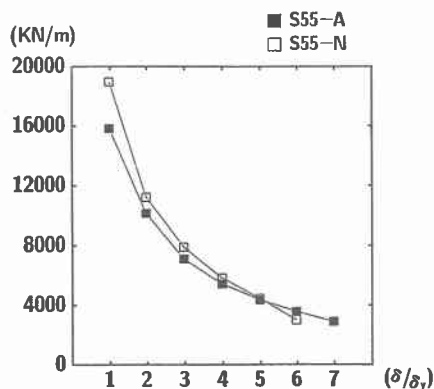


図-1 0 等価剛性と変位振幅の関係

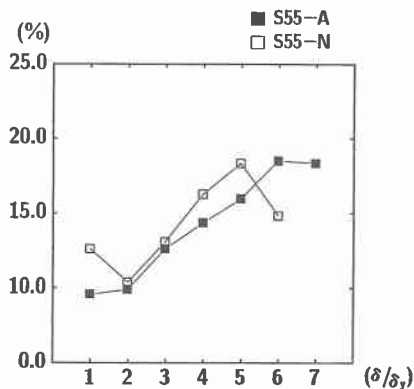


図-1 1 等価粘性減衰定数と変位振幅の関係

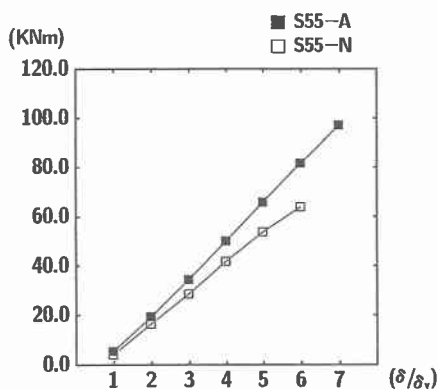


図-1 2 吸収エネルギーと変位振幅の関係

加に対応して吸収エネルギーが線形に増加するが、 $6\delta_y$ ではエネルギー吸収量の伸びが少なくなっている。なお、両者の吸収エネルギーと変位振幅のなす勾配を比較すると、明らかに補強したS55-Aの方が勾配が大きい。終局時の吸収エネルギーはS55-Aで97 KNm程度、S55-Nで63.7 KNm程度であり、S55-Aの方がS55-Nよりも1.5倍以上吸収エネルギーが大きくなっている。

5. まとめ

段落としを有する壁式橋脚において、補強後も基部破壊に移行せず、靱性能を大きく向上させる補強工法として、アラミド繊維シート巻き付け補強と貫通鉄筋による横拘束を併用する工法を提案し、靱性能の改善効果を実験的に検討した。実験の結果、本補強工法によって1.5倍程度以上のエネルギー吸収能力の向上が見込め、大きな変位振幅まで安定して載荷重を保持できることが明かとなった。なお、今回の補強では段落とし部直上の貫通鉄筋位置が高すぎ、段落としとその直上貫通鉄筋の間に損傷が集中したため破壊が早期に生じたことが考えられ、段落とし部近傍の貫通鉄筋の最適位置については今後の検討課題である。

参考文献

- 1) アラミド補強研究会：アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法 設計・施工要領（案），1998.