

論文 交番載荷試験による壁式橋脚のせん断補強に関する実験的研究

谷本俊充*¹・吉田紘一*²・今野久志*³・岸 徳光*⁴

要旨：RC壁式橋脚の耐震補強工法として、帯状鋼板を貫通ボルトで取り付ける工法を提案し、実物橋脚の1/3～1/5模型を用いて水平交番載荷試験によって変形性能を検討した。本研究では特に橋脚模型に段落し部を設け、上部工の死荷重を模擬した10tfの鉛塊を模型頭部に設置して実験を行った。その結果、帯状鋼板を貫通ボルトによって水平方向あるいは鉛直方向に取り付ける補強により耐力及び変形性能の向上が期待できることが明らかとなった。

キーワード：耐震補強、鋼板、RC壁式橋脚、変形性能

1. はじめに

RC橋脚の耐震性を検討するにあたっては、ねばり強さ（靱性）を付与することが重要であると考えられる。具体的には、昭和55年の新耐震設計法（道路橋示方書V耐震設計編）から橋脚の変形性能の照査が盛り込まれ、平成2年の改訂では変形性能の他にせん断耐力の照査、さらには平成7年の基準（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）においては横拘束筋の効果が新しい知見として示されている。

本研究は、比較的实验研究が少ない壁式橋脚に着目し、縦横比1:4のRC矩形橋脚模型を用い、既設橋の主鉄筋段落し部のせん断補強に関する交番載荷試験を行い、その変形性能等について検討したものである。本実験での計測項目は荷重及び変位と橋脚基部及び段落し部の軸方向鉄筋歪であり、検討は主として荷重-変位関係及び橋脚高さ方向の変形分布特性に着目して行った。最後に残留変位率、等価剛性、等価粘性減衰定数などの変形性能を示す指標を用いて検討を行った。

2. 実験概要

2. 1 試験体

実験は、壁式橋脚の補強効果を検討するために、表-1に示す4種類の試験体について行った。試験体の形状及び配筋を図-1に示す。試験体は、縦横比が1:4（30cm×120cm）の長方形断面で、軸方向鉄筋にはD10を用い、橋脚基部の鉄筋比は1.1%で、橋脚基部から橋脚高の1/3以上の範囲で鉄筋量を半分減少させている。またスターラップとしてD6を15cm間隔に配置した。使用した鉄筋は全てSD295Aである。

表-1 試験体の一覧

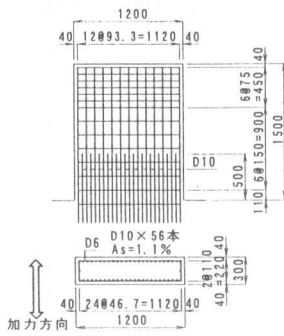
試験体	補強内容
N	無補強
SH	帯状鋼板横張り
SV	帯状鋼板縦張り
SVC	炭素繊維全巻き+帯状鋼板縦張り

*1 北海道開発局開発土木研究所 構造研究室 研究員、（正会員）

*2 北海道開発局旭川開発建設部 部長

*3 北海道開発局開発土木研究所 構造研究室 研究員、（正会員）

*4 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科、工博（正会員）



図一 試験体形状・配筋

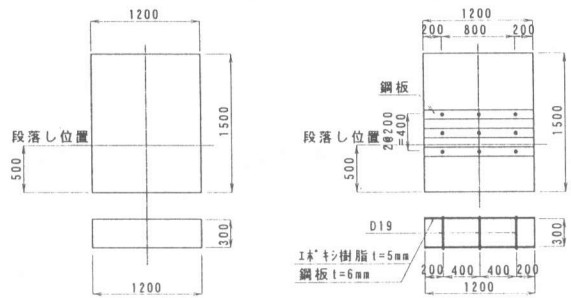
図-2は無補強試験体の形状及び補強を行った3種類の試験体の補強状況を示している。SH試験体は帯状鋼板を拘束効果によるせん断補強として水平方向に、SV及びSVC試験体は曲げ補強及びせん断補強としてそれぞれSV試験体は帯状鋼板を鉛直方向に、SVC試験体は炭素繊維を巻き付け

た後に帯状鋼板を鉛直方向に貫通ボルト（D19）で取り付けられたものである。帯状鋼板の取り付け範囲は、段落し部位置（ $h=50\text{cm}$ ）の上部 $1.3B$ （ B ：試験体の壁厚 30cm ）及び下部 $0.7B$ の範囲について行った。尚、帯状鋼板を使用したのはひび割れ調査等の維持管理を容易にするためである。補強に使用した帯状鋼板は厚さ 6mm で材質はSS400であり、炭素繊維は、厚さ 0.165mm のものを2層巻き付けている。また、試験体のコンクリートの設計基準強度は 210kgf/cm^2 であり、実験時の材令における平均圧縮強度は 260kgf/cm^2 であった。

2.2 実験方法

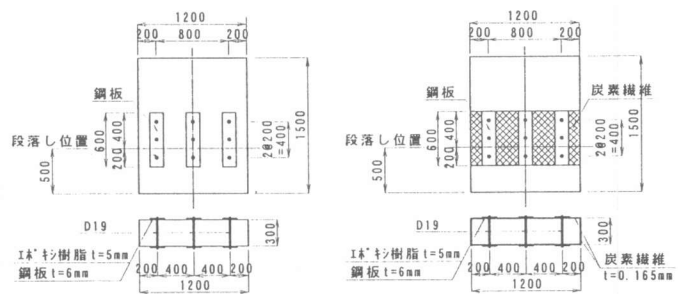
水平荷重は図-3に示すように圧縮・引張り両用の油圧ジャッキを用いて上部工の死荷重を模擬した重量 10tf の鉛塊の高さ方向中心部に水平に加力している。尚、フーチングは8本のPC鋼棒を用いて反力ベッドに緊結している。

実験では水平荷重を交替載荷しているが、初めに引張力を載荷していることによりこれを正載荷とし、圧縮力を負載荷とした。尚、橋脚基部



(a)試験体N

(b)試験体SH



(c)試験体SV

(d)試験体SVC

図-2 無補強試験体の形状及び補強供試体の補強状況

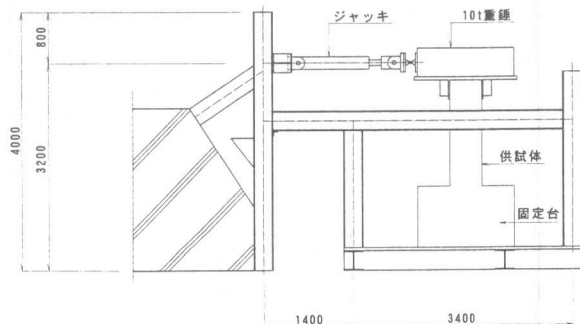


図-3 実験装置概要

または段落し部の軸方向鉄筋が降伏するまでは以下のように荷重を行った。最初の正荷重において引張側鉄筋の歪が 500μ になるまで荷重し、次に負荷重において反対側の鉄筋が 500μ になるまで荷重する。以後、この繰り返しを鉄筋歪が 700μ 、 1000μ 、 1300μ 、 1600μ の各レベルに対して行う。相対する鉄筋歪が 1600μ になった時点で軸方向鉄筋が降伏したものとみなし、正・負荷重を平均して橋脚基部または段落し部の降伏荷重 (P_y)、降伏変位 (δy) を決定した。このような荷重方法は、正・負荷重における変形状態をできるだけ同程度にするように配慮したためである。その後、 δy 、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ …の各変位段階に対して正負5回の交番荷重を行った。また終局は荷重が最大値をとった後、降伏荷重にまで低下したときと定義し、このときの変位を終局変位 (δu) とした。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重—変位関係

図—4～7に各試験体の荷重と載荷点の変位の関係を、また表—2にそれらの結果を整理して示している。水平交番荷重は、正・負荷重で荷重—変位関係が同様

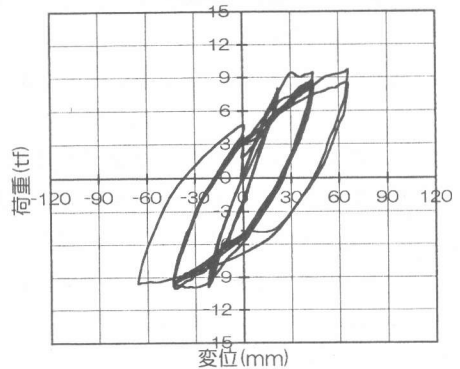
になるように配慮して行ったがばらつきがあるため、以下の考察は正・負荷重時の平均値を用いて行った。

図—4より、無補強の試験体Nの P_y は 8.9tf であり、 δy は 22mm 程度である。荷重は $2\delta y$ で最大荷重 (P_u) 9.8tf を示し、 $3\delta y$ では 9.6tf に減少している。最大変位 δu は 66mm であった。試験体の破壊性状は、 δy で段落し部に水平ひび割れが発生し、 $2\delta y$ では段落し部に斜めひび割れが急速に進展し、 $3\delta y$ で段落し部のかぶりコンクリートが剥離し終局状態となった。

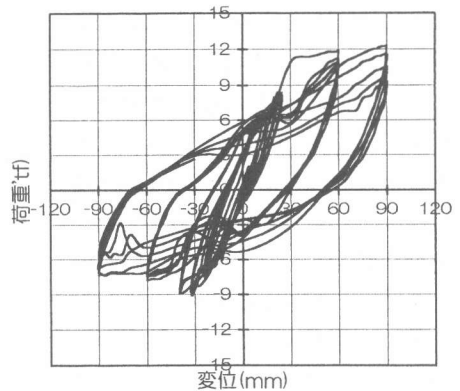
図—5に帯状鋼板の横張り補強試験体SHの荷重—変位関係を示す。試験体Nと比較すると P_y は 8.7tf で同程度であったが、 δy は 32mm であり45%程度大きくなっている。また、SHの $2\delta y$ と $3\delta y$ の荷重は 9.9tf で同じとなっており、最大変位は 88.2mm で無補強より34%程度大きくなっている。試験体の破壊性状は、 δy で鋼板間に水平ひび割れが発生し、 $2\delta y$ で基部から 70cm 程度の位置に斜めひび割れが進展し、鋼板間の段落し部のかぶりコンクリートが一部剥離した。 $3\delta y$ で完全にかぶりコンクリートが剥離し、斜めひび割れが躯体を貫通して終局状態となった。

表—2 実験結果一覧

試験体	変位 (mm)		耐力 (tf)						終局 塑性率 $\delta u/\delta y$	降伏 位置
	δy	δu	P_y			P_u				
			正	負	平均	正	負	平均		
N	22.1*	66.0	8.0	-9.9	8.9	9.4	-10.1	9.8	3.0	断落し
SH	32.0	88.2	8.4	-8.9	8.7	12.3	-7.4	9.9	4.0	断落し
SV	27.6	111.4	9.3	-8.9	9.1	12.9	-10.8	11.9	5.0	基部
SVC	29.5	112.3	11.2	-10.1	10.7	14.5	-9.5	12.0	5.1	基部



図—4 荷重—変位曲線 (N)



図—5 荷重—変位曲線 (SH)

図-6に帯状鋼板の縦張り補強試験体SVの荷重-変位関係を示す。試験体Nとの比較では P_y は9.1tfで同程度であるが、 δy は27.6mmと25%程度大きくなっている。また、荷重は $2\delta y$ で最大値11.9tfを示した後、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ と繰り返し載荷が進むにつれて低下し、 $4\delta y$ では10.5tfとなっている。最大変位は111.4mmで無補強より69%程度大きくなっている。破壊性状は、 δy で鋼板補強位置より上の無補強部に水平ひび割れが発生し、 $2\delta y$ では基部に水平ひび割れが発生した。 $3\delta y$ では基部からの斜めひび割れが急速に進展し、 $4\delta y$ で基部の斜めひび割れが躯体を貫通し終局状態となった。

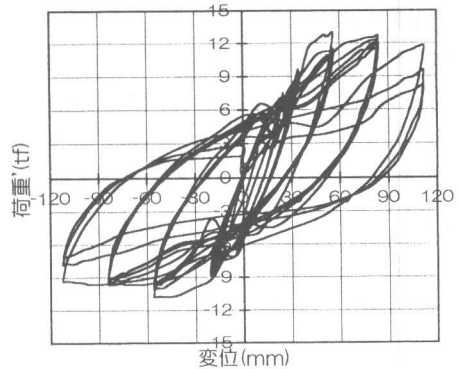


図-6 荷重-変位曲線 (SV)

図-7に炭素繊維全巻き+帯状鋼板の縦張り補強試験体SVCの荷重-変位関係を示す。 P_y は10.7tfで試験体Nより20%程度増加しており、また δy も29.5mmと33%程度増加している。荷重は $2\delta y$ で最大値12tfを示した後、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ と繰り返し載荷が進むにつれて低下し、 $4\delta y$ では10.5tfとなっている。最大変位は112.3mmで無補強より70%程度大きくなっている。破壊性状は、 δy で上部無補強部に水平ひび割れが発生し、 $4\delta y$ で基部の炭素繊維が破断し貫通ひび割れが発生して終局状態となった。

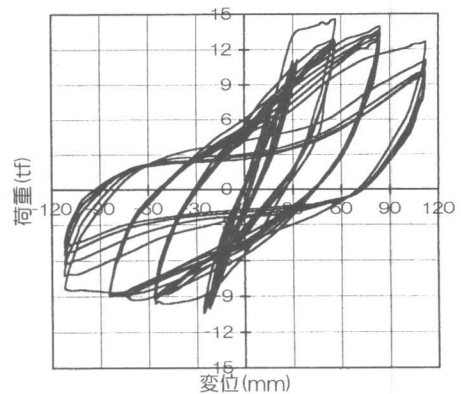


図-7 荷重-変位曲線 (SVC)

以上の結果から、補強による効果を要約すると、帯状鋼板横張りによる補強は、無補強に比較して、 P_y 、 P_u はほぼ同様であるが、 δy 及び δu はそれぞれ45%、34%程度増加しており変形性能が向上しているのが分かる。次に、帯状鋼板縦張りとは炭素繊維全巻き+帯状鋼板縦張りによる補強は、無補強に比較して P_y 、 P_u が20%程度増加しており、これは補強によって段落し部の剛性が増加し鉄筋の降伏位置が無補強あるいは帯状鋼板横張り補強試験体と異なるためと思われる。また、 δy の増加は無補強に比較し30%程度となり、帯状鋼板横張り補強と同程度であるが、 δu は約70%と大きく増加しており変形性能が大幅に向上している。表-2の右欄には、無補強試験体を基準とした補強試験体の変形性能を検討するために、各試験体の δu を無補強試験体の δy で除した値を終局塑性率

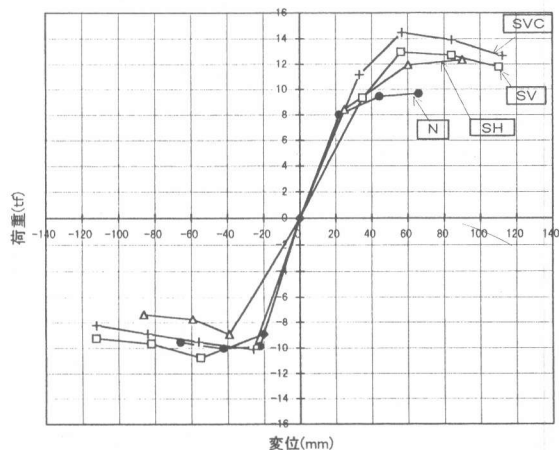


図-8 荷重-変位関係の包絡線

と定義して示している。これから無補強試験体の終局塑性率が3であるのに対して、補強試験体では4～5となり靱性が改善されていることが分かる。

図-8は荷重-変位関係の履歴曲線包絡線を示している。この図からも補強によって耐力及び靱性が大きく改善されていることが分かる。また、変形量が大きくなるに従って正・負荷荷時の荷重が大きく異なってくるが、これは破壊モードが曲げ破壊からせん断型の破壊へと変化し、試験体に斜めひび割れが進行するため正・負荷荷荷重が異なるものと考えられる。

3.2 補強による変形性能に関する検討

図-9は各試験体の各載荷振幅における橋脚高さ方向の変位分布(変形モード)を示している。尚、変位は正載荷の1回目における値である。無補強のNは、段落し部を起点とした比較的なだらかな変形状態を示している。一方、SHはNと同様に段落し部を起点とした比較的なだらかな変形状態を示しているが補強によって橋脚上部の変形量が大きくなっている。また、SHでは3 δy において基部におけるせん断変形モードが多少現れている。鋼板縦張り補強のSV及びSVCでは、補強によって段落し部を起点とする変形モードが無くなり、補強区間上部のひび割れ部を起点とした変形状態となっている。また、4 δy においては基部の斜めせん断ひび割れによる変形モードが現れている。

図-10に試験体の塑性化の程度を示す一つの尺度として各試験体の残留変位率を示した。残留変位率は、各載荷振幅の正載荷一回目における除荷時の残留変位量を最大変位 δu で除した比率である。残留変位率は、各試験体ともほぼ同様な増加傾向を示している。 δy における残留変位率は全試験体とも7%程度であるが、2 δy 以降ではNが最も大きく、3 δy は65%程度になっている。SVCは、4試験体中で最も小さく3 δy ではNに比較して20%以上小さくなっている。

図-11に文献[1]を参考にして求めた等価剛性を示した。用いた荷重-変位関係は各載荷振幅の正・負載荷一回目のものである。これより、等価剛性は載荷振幅の増加に対応して指数関数

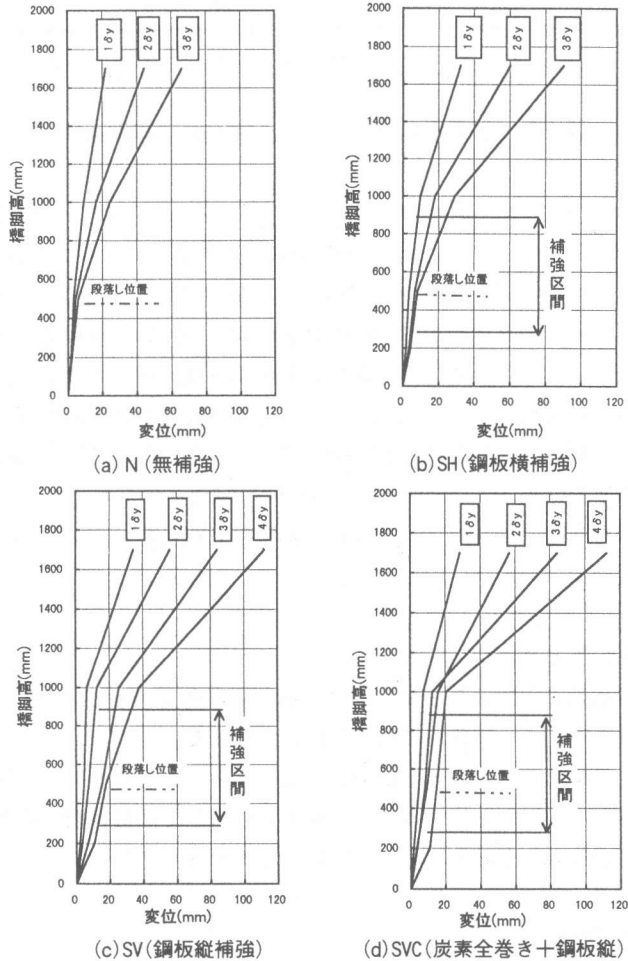


図-9 変位分布(変形モード)

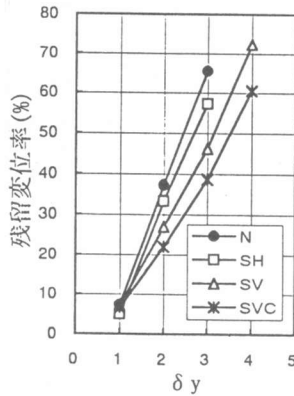


図-10 残留変位率

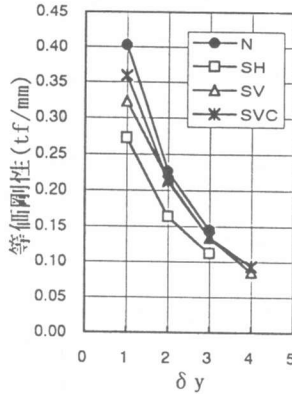


図-11 等価剛性

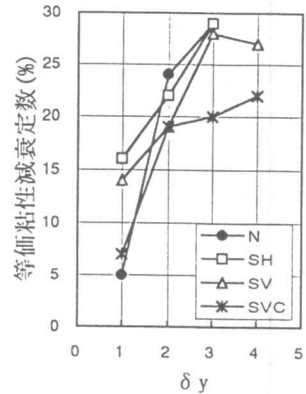


図-12 等価粘性減衰定数

的に減少していることが分かる。無補強のNは δy で0.4tf/m程度の剛性が終局時には1/3程度に減少している。一方、SHの δy における等価剛性は0.27tf/m程度であり終局時には1/3程度に減少している。SV及びSVCは δy における等価剛性が多少異なるものの、2 δy 以降はほぼ同様な値を示しており、終局時の等価剛性は δy における値の1/4程度である。

図-12に、等価剛性算定時と同じ荷重-変位関係より求めた等価粘性減衰定数を示す。尚、算出方法は文献[1]と同様とした。等価減衰定数は载荷振幅の増加に対応して大きくなっているが増加傾向は試験体ごとに異なっている。N、SH、SVの3試験体は、ともに3 δy まで直線的に減衰定数が増加し、3 δy で28%程度の減衰定数を示しているのに対して、SVCは2 δy 以降減衰定数があまり増加せず、3 δy では他の3試験体よりも3割程度小さい20%程度の減衰定数となっている。

4. まとめ

壁式橋脚の耐震補強耐震補強に関して段落しを有する縦横比1:4のRC橋脚模型を用い、交番載荷実験によって変形性能等の検討を行った。

その結果、帯状鋼板を横あるいは縦方向に貫通ボルトで取り付けることによって、耐力及び変形性能の向上が期待できるが、横方向の補強では帯状鋼板の間にせん断ひび割れが発生し、縦方向の補強よりも耐力は向上しないことが明らかとなった。

参考文献

- 1) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第292号、pp.65~74、1979.12