

既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法

A study for seismic reinforcement method on existing cylindrical steel piers by welded rectangular steel plates

忠 和男* 櫻井 孝昌**

Kazuo Chu* Takamasa Sakurai**

* 工修、豊田工業高等専門学校助教授、環境都市工学科 (〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1)

** 工博、豊田工業高等専門学校教授、環境都市工学科 (〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1)

In this paper the purpose of reinforcement of existing piers is for improvement of ductility of piers. At the same time the increase of horizontal bearing capacity of piers needs to be kept in limited value because of protecting the anchor part of the pier from destruction.

Welded rectangular steel plates on base zone of the pier were used for the reinforcement method. On the other hand the plates were kept unwelded at the limited part on the base zone. After reinforcement of the piers, the local buckling will be occurred at the part and increase of horizontal bearing capacity will be kept limited and the ductility of the piers is able to increase. We call this reinforcement system as "Fuse Structure".

This study was dealt with the examination about piers of that Radii-Thickness Ratio Parameter is in 0.083 to 0.15. This study was carried out by experimental and analytical method. The result of the study is that the increase of horizontal bearing capacity of the pier could be kept less than 11% and the increase of ductility was improved by 30%.

KEYWORDS: Buckling, Cylindrical Steel Pier, Reinforcement, Seismic Design, Ductility, Cyclic Loading

1. まえがき

兵庫県南部地震の経験により、耐震設計の見直しが行われた。これに伴って既設鋼製橋脚の補強法が必要となり、これに関わる研究成果が報告され参考資料も公表されている^{1), 2), 3), 4), 5), 6), 7)}。

既設橋脚の補強を行う場合、橋脚部の補強は、コンクリート充填法や補強材による補強法を用いて、強度やじん性を増加させることができる。しかし、橋脚基礎部やアンカー部は、補強工事に多大の経費や労力を要する。このため、橋脚部分の補強に当たって、その水平耐力が過度に上がらないように抑え、じん性のみを向上させる工法を用いることによって、基礎部分やアンカー部の負担を軽減する工法が求められている¹⁾。さらに、水平耐力の増加を抑える方法に関する研究成果も報告されている^{3), 4), 5), 7)}。

本論文の目的は橋脚の水平耐力の増加を10%程度に抑え、靱性を定められた設計基準を満たすように増加させることである。一般に円筒鋼製橋脚の補強では、補強による水平耐力の増加が著しく、この増加率を10%程度に抑えることがかなり困難である。現在のところ有効な方法として鋼管巻き立て工法が推奨されている¹⁾。しかし、径厚比パラメータが0.13以上の円筒鋼製橋脚に対しては、この鋼管巻き立て工法は適用外とされている¹⁾。これは橋脚の局部座屈が象の足座屈形状である場合にのみ有効であり、径厚比パラメータが大きくなると、

局部座屈形状が波形となって、円筒の内側に変形する可能性があるためと考えられる。

本研究では、局部座屈が発生する橋脚の近傍に矩形鋼板(補強板)を貼り付けて補強する工法を用いた。ただし、この際に局部座屈発生位置には補強板を貼り付けない部分を設け、この部分で局部座屈を発生させ、この近傍に貼り付けられた補強鋼板が座屈の進展を抑えることによって水平耐力の増加を抑え、靱性を向上させる工法として検討した。この鋼板貼り付けのない部分を持つ構造をヒューズ構造と称することとする。

数値解析と模型実験を行い、この補強法が本論文の目的を達成していることが確認できた。

2. 研究の方法

本研究は図-1に示す円筒鋼製橋脚の模型を対象として、実験と数値解析を行った。この模型は実橋の1/10程度のサイズである。実験は径厚比パラメータ R_t が0.12程度の供試体を用いたが、本報告はこのモデルを基準として、板厚を変化させることによって R_t を変化させ、数値解析によって R_t と水平耐力の増加および塑性率 μ の変化の傾向を調べて、補強効果を検証した。

3. 模型実験

実験に用いた供試体は市販の電縫鋼管(材質STKR400)を加工して作製し、素材の引張試験はこの

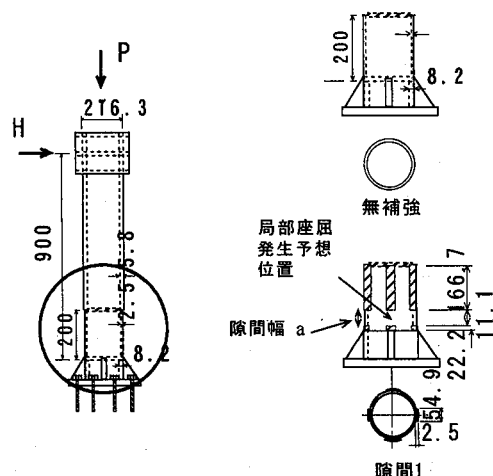


図-1 供試体形状

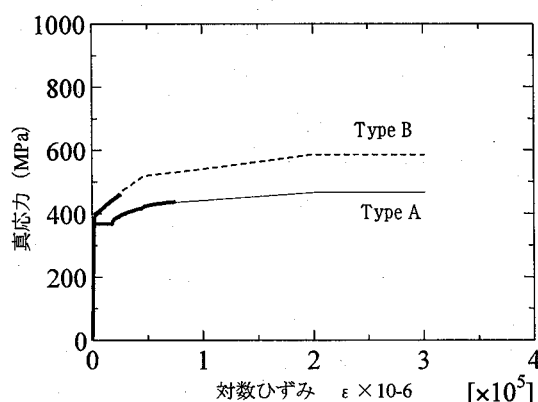


図-2 応力-歪み関係

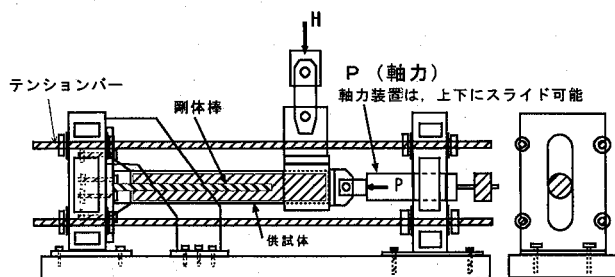


図-3 実験装置概略

供試体から切り出した JIS 5 号試験片で行った。その応力-ひずみ関係を図-2 に示す。Type A と Type B の素材試験は、それぞれ後述する実験供試体 Type AE と Type BE から切り出した素材の引っ張り試験結果である。実験で得られた結果を太線で表し、実験で得られなかったひずみの大きい領域は文献⁹⁾を参照して、複数の曲線の内でも実験結果に適合するものを選んだ。同じ規格の電縫鋼管では

表-1 供試体の諸元と材料特性

項 目		
長 さ (L) mm		900.0
半 径 (r) mm		103.6
	無補強	隙間1
板 厚 (t) mm	2.42	2.58
径厚比パラメータ (Rt)	0.122	0.129
細長比パラメータ (λ)	0.320	0.342
降伏応力 (σ_y) MPa	374.0	398.9
ヤング係数 (E) GPa	223.4	209.1
ポアソン比 (ν)	0.247	0.274
降伏水平荷重 (Hy) KN	28.52	32.34
降伏水平変位 (δ_y) mm	1.86	1.77

※注

r : 鋼管の半径(mm) (中心から板厚中央面までの距離)

Hy : 鋼管の最大縁応力度が δ_y の時の鋼管上端の水平荷重 (梁の微小変位理論による)

δ_y : Hy が作用するときの橋脚下端より 700mm の位置の水平変位

$$Rt = \sqrt{3(1 - \nu^2)} \times \frac{\sigma_y}{E} \times \frac{r}{t}$$

あるが、それぞれの供試体は異なる時期に製作されたため、両者が同一の素材とはならなかった。

局部座屈が発生する橋脚基部を対象としたので、図-1 の左端に示す円筒鋼管を基本構造として、それに補強を行わない無補強 (Type AE) および鋼板貼り付け補強 (Type BE) の 2 種類の供試体を作製した。供試体は、市販の電縫鋼管 (材質、STKR400) の基部 200mm 部分を切削し、図-1 に示すような形状に加工した。また、その基部は、板厚 8.2mm の円筒鋼管の表裏から均等に切削して厚さ 2.5mm に仕上げたものを基準とした。鋼管の寸法は、実構造物や鋼構造物設計指針を参照し、径厚比パラメータを考慮して実構造物に近いパラメータとなるように決定した。補強は図-1 に「隙間1」として示すように、補強板を貼り付けて行うが、一部それを貼り付けない部分 (ヒューズ部) を設ける。その部分の円筒軸方向間隔は、著者らの研究結果^{4), 5)}によって、円筒の弾性座屈の 1 波長 λ ($\lambda = 3.4\sqrt{rt}$) の 0.2 倍程度が適切であることが分かったので、この値を用いた。補強板の板厚は鋼管と同じ厚さとした。

表-1 には、供試体の諸元および材料特性を示した。実験は図-3 に示す実験装置を用いて単調載荷と繰り返し載荷の 2 通りで行った。繰り返し載荷は、実験で得られた橋脚下端より 700mm の位置の降伏水平変位 δ_y を単位と

して $\pm 1 \delta y$ 、 $\pm 2 \delta y$ 、・・・と漸増させ破壊に至るまで載荷した。

4. 数値解析

数値解析においては、実験で用いた供試体の形状および材料特性を用いて、鋼管の板厚を変化させて、基準となる4種類の径厚比パラメータを求め、それらについて解析した。計算は汎用構造解析プログラム MSC.MARC を用い、弾塑性有限変位解析による有限要素法によって行った。計算は4節点厚肉シェル要素を用い、Von Misesの降伏条件のもとで、移動硬化則に基づいて行った。材料の応力-ひずみ関係は図-2に示すように実験で得られた結果を真応力-対数ひずみに換算して用いた。解析モデルは対称性を利用して、円筒の1/2を解析対象とし、橋脚の上端部に全断面降伏軸力の15%を載荷した状態で、水平方向の変位制御で解析した。数値解析を行った補強板の板厚は実験と同じとした。解析は補強を行わない橋脚（無補強）、隙間を設ける鋼板貼り付け補強（隙間1）および隙間を設けない鋼板貼り付け補強（隙間0）の3種類について行った。さらに、解析に用いた鋼管材料の応力-ひずみ関係は図-2に示すType AとType Bの2種類について行った。

5. 実験結果と数値解析結果

図-4～図-5および写真-1～写真-2に繰り返し載荷に関する無補強および隙間1の実験、および解析による変形図を示す。図に示すように解析および実験共に、無補強の場合は、供試体基部30mm（全長の30分の1程度）付近から円筒外側に膨らむ象の足座屈を示した。これに対して、補強を行った隙間1は図-2に示す隙間部分で円周方向に星型形状の局部座屈変形を示した。これは、補強鋼板が外方向に膨らむ変形を抑え、補強材のないところではそれが解放されて星型形状になったものと考えられる。なお、補強板は円筒本体と同じ曲率に加工し、本体に全周すみ肉溶接したが、実験において溶接部で剥離も亀裂も生じなかった。解析と実験の形状が良く一致していることが分かる。

図-6に無補強の場合について、径厚比パラメータ Rt に対する水平耐荷力 H_{max} と塑性率 μ の関係を示した。 H_{max} は降伏水平荷重 H_y で無次元化して示した。ここに、 μ は水平荷重-水平変位の釣り合い曲線において、 H_{max} を経過した後に水平荷重が $0.9H_{max}$ となる荷重に対応する水平変位を $\delta 90$ と表すと、 $\mu = \delta 90 / \delta y$ で定義した⁶⁾。これ以後に示す図も同様の座標系で定義した。図-6には図-2に示す応力-ひずみ関係がType AとType Bの異なる材料特性を有する橋脚モデルに対する結果を示した。さらに、載荷条件として、単調載荷と繰り返し

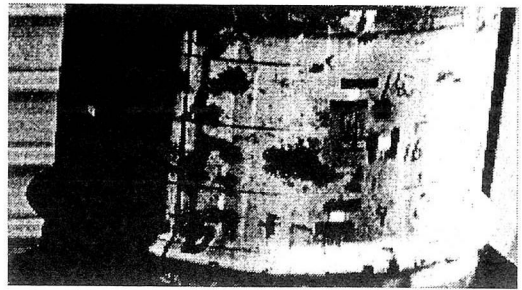


写真-1 無補強AE（実験）の変形図

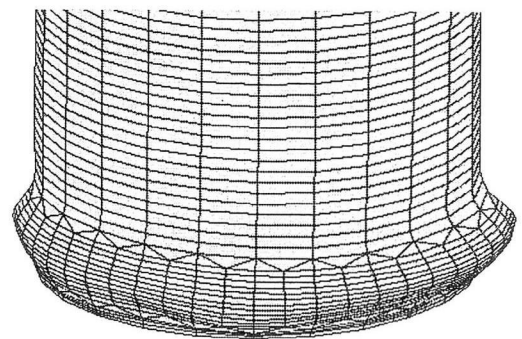


図-4 無補強AE（計算）の変形図

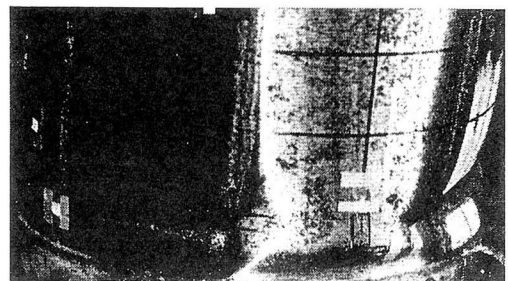


写真-2 隙間1BE（実験）の変形図

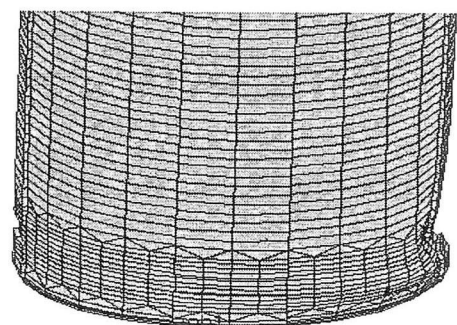


図-5 隙間1BE（計算）の変形図

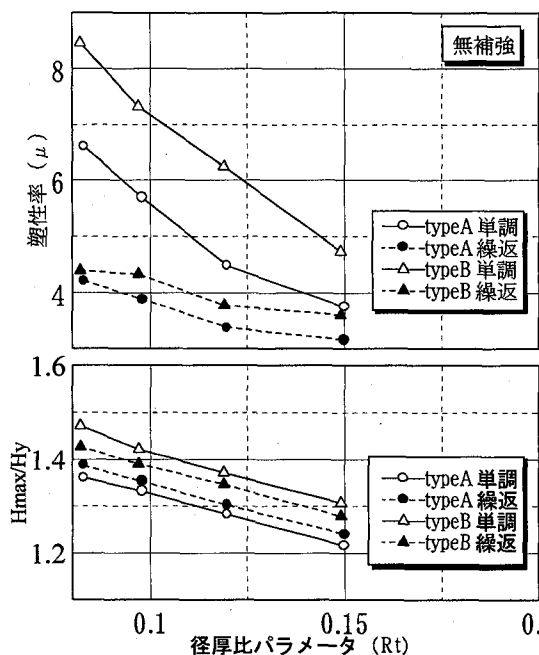


図-6 R_t と μ および H_{max}/H_y との関係

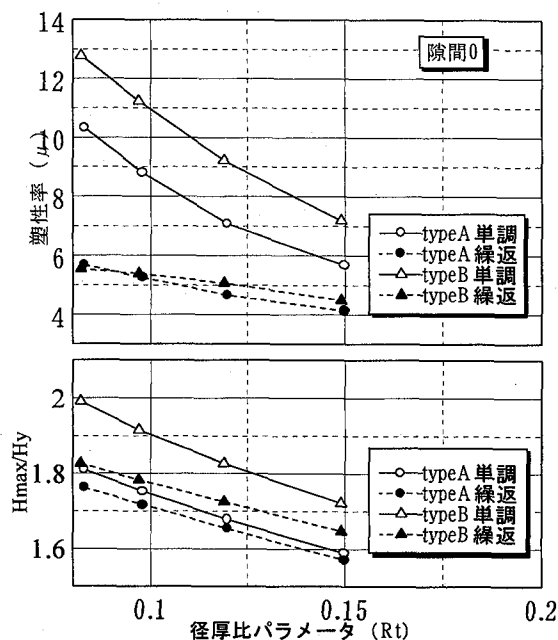


図-8 R_t と μ および H_{max}/H_y との関係

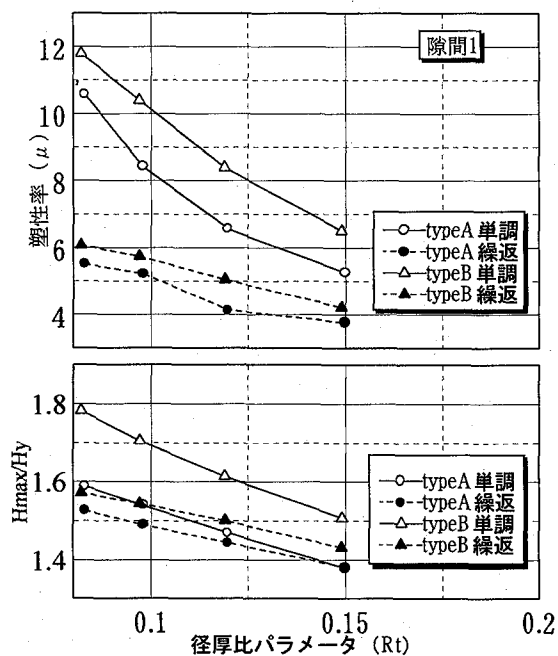


図-7 R_t と μ および H_{max}/H_y との関係

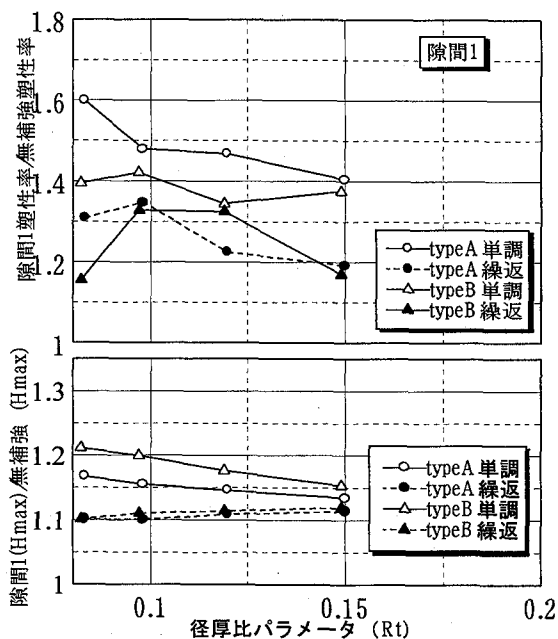


図-9 R_t と μ および H_{max}/H_y との関係

荷重の両者について示した。

無補強の場合について、Type AとType Bの結果を比較すると、単調荷重における H_{max}/H_y の値はType Bの方がType Aより最大で8%程度大きい、繰返し荷重ではこの差は最大で3%となる。一方、塑性率 μ については、単調荷重の場合Type Bの方が28%大きく、繰返し荷重ではこれが13%となる。これは図-2に示すように、Type Bのひずみ硬化係数がひずみの小さい領域ではType Aより大きく、ひずみが大きい領域ではその差が小さくなる

ためである。繰返し荷重では、残留ひずみが加わってひずみの大きい領域での挙動となるため、両者の結果の差は小さくなるものと考えられる。なお、 H_{max}/H_y の比較において、Type Aでは単調荷重の場合の方が繰返し荷重の場合より最大2%大きくなるが、これはType Aの材料が降伏棚を有するためと考えられる。

耐震補強を検討する場合、繰返し荷重が対象となるので、繰返し荷重の結果について、図-4から10まで、全体的に見ると、Type AとType Bの結果の違いは

表-2 形状データ

記号	隙間幅 (a mm)	半径 (r mm)	隙間幅比 a / r	細長比パラ メータ λ
A1	11.40	103.6	0.11	0.3254
A2	10.36	103.6	0.10	0.3246
A3	9.324	103.6	0.09	0.3237
A4	8.288	103.6	0.08	0.3230
B1	11.40	103.6	0.11	0.3483
B2	10.36	103.6	0.10	0.3472
B3	9.324	103.6	0.09	0.3462
B4	8.288	103.6	0.08	0.3453

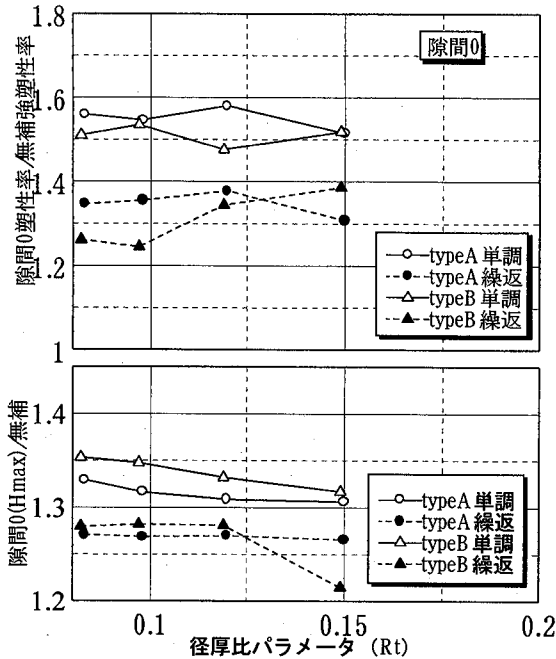


図-10 Rtと μ および $H_{\max}/H_y$ との関係

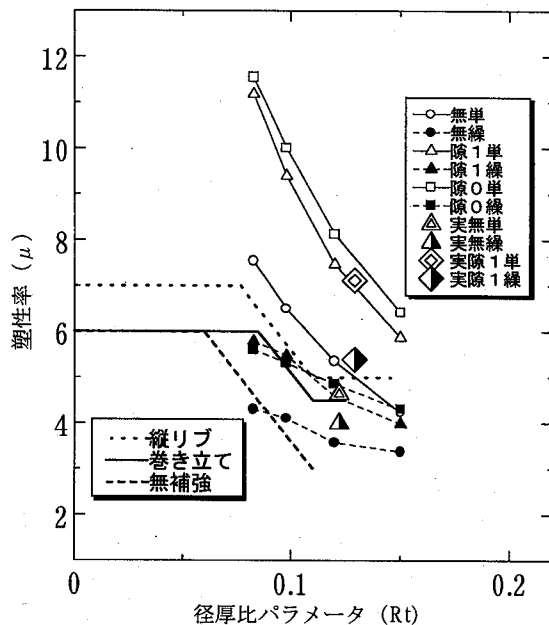


図-11 Rtに対応する μ の設計基準

$H_{\max}/H_y$ で最大5%、塑性率 μ で最大20%程度の差が生じている。

これ以降、結果をType AとType Bの場合の平均値で考察する。これは、鋼管の材料がそれらの平均である場合に相当する。図-6の無補強の結果について考察する。単調載荷と繰返し載荷共に、 R_t が増加するに従って、 $H_{\max}/H_y$ および μ は減少する。単調載荷と繰返し載荷の場合を比較すると、 $H_{\max}/H_y$ に関しては R_t に関わらず両者はほとんど同じである。一方 μ については、繰返し

し載荷の場合の値は単調載荷の場合のその0.6~0.8倍に減少する。図-7は隙間を有する補強板（隙間1）による結果で、図-8は隙間を設けない補強板（隙間0）で補強した場合の結果である。補強を行った単調載荷と繰返し載荷の結果の相違は $H_{\max}/H_y$ については、無補強の場合と同様でほとんど両者の差はない。一方、 μ については繰返し載荷の値は単調のその0.5~0.7倍となる。

図-9は隙間1の補強効果を無補強の場合を基準にして示したものである。図の縦座標は隙間1の場合の

$H_{\max}/H_y$ および μ を、それぞれ無補強の対応する値で除した結果である。繰返し載荷の場合について、 R_t に対応する $H_{\max}/H_y$ と μ をType AとType Bの平均値で比較すると、 $H_{\max}/H_y$ に関しては R_t が増加するのに従って無補強の場合に対する隙間1の増加率は10%~11%である。これに対して、 μ の増加率は R_t が0.08~0.12では無補強の値の35%~28%増加し、 R_t が0.15では18%増加した。隙間0の場合の結果を図-9のと同様にして図-10に示す。隙間0の場合では無補強の場合に対して $H_{\max}/H_y$ の増加率は R_t に関わらず28%で、これに対応する μ の増加率は R_t が増加するにつれて30%~28%とほぼ一定値となっている。

以上のことにより、隙間を設けた場合は水平耐荷力の増加を10%程度に抑え、 μ を18%~35%増加させることが出来る。これに対して隙間を設けない場合は水平耐荷力が30%程度まで増加するのに対して、 μ は30%程度増加し $R_t=0.15$ の場合を除いて μ の増加率は隙間1の場合とあまり変わらない。従って、補強板に隙間を設けることによって、水平耐荷力の増加を10%程度に抑え、靱性を18%~30%まで向上させることが出来ることが検証出来た。

図-11に既設円筒鋼製橋脚の補強基準について、縦リブ補強、鋼管巻き立て補強および無補強に対する R_t と許容塑性率 μ_s の設計基準²⁾と本研究で得られた結果との比較を示した。図には単調載荷と繰返し載荷の塑性率に関して、無補強、隙間1、隙間0の結果をType AとType Bの平均値で示した。補強によって、水平耐荷力の増加を10%程度に抑えられる隙間1の繰返し載荷に注目すると、その塑性率は鋼管巻き立て工法と縦リブ工法の間位置しており、設計基準を満足していると判断できる。

表-3 最大荷重比 (Hmax/Hy) と塑性率 (μ)

記号	Rt	Hy (KN)	無補強						隙間 1						隙間 0					
			Hmax/Hy		$\mu = \delta 90 / \delta y$				Hmax/Hy		$\mu = \delta 90 / \delta y$				Hmax/Hy		$\mu = \delta 90 / \delta y$			
			単調	繰返	δy	単調	繰返		単調	繰返	δy	単調	繰返		単調	繰返	δy	単調	繰返	
A1	0.083	40.4	1.36	1.39	2.02	6.61	4.21		1.59	1.53	1.70	10.5	5.51		1.81	1.76	1.67	10.3	5.67	
A2	0.098	34.5	1.33	1.35	1.94	5.68	3.88		1.54	1.49	1.62	8.40	5.22		1.75	1.72	1.59	8.78	5.25	
A3	0.120	28.4	1.28	1.30	1.86	4.47	3.38		1.47	1.44	1.54	6.56	4.13		1.68	1.65	1.51	7.06	4.65	
A4	0.150	22.9	1.22	1.24	1.78	3.74	3.15		1.38	1.38	1.48	5.25	3.76		1.59	1.57	1.44	5.66	4.12	
B1	0.083	49.2	1.47	1.43	2.40	8.46	4.52		1.78	1.57	2.03	11.8	6.07		1.99	1.83	1.99	12.8	5.54	
B2	0.098	42.0	1.42	1.39	2.29	7.32	4.32		1.71	1.54	1.92	10.4	5.74		1.92	1.78	1.89	11.2	5.38	
B3	0.120	34.7	1.37	1.35	2.18	6.24	3.77		1.61	1.49	1.81	8.39	5.05		1.83	1.73	1.79	9.21	5.07	
B4	0.150	27.9	1.31	1.28	2.08	4.73	3.60		1.51	1.43	1.71	6.50	4.21		1.72	1.65	1.69	7.18	4.49	

表-4 実験による最大荷重比 (Hmax/Hy) と塑性率 (μ)

記号	補強法	Rt	Hy (KN)	δy (mm)	Hmax/Hy		μ	
					単調	繰返	単調	繰返
AE	無補強	0.122	28.52	1.86	1.30	1.34	4.37	4.02
BE	隙間 1	0.129	32.34	1.77	1.57	1.50	7.15	5.39

なお、図中には実験で得られた単調載荷と繰返し載荷について、無補強 (Type AE) と隙間1補強 (Type BE) の結果もプロットした。解析と実験の結果の誤差は Hmax/Hy では1%、 μ の誤差は最大で13%であった。表-2に本解析で用いた鋼管の形状データを、表-3と表-4には解析結果と実験結果をまとめて示した。

6. 結論

矩形鋼板貼り付け工法を用いて、既設円筒鋼製橋脚の耐震補強法を検討した。補強の目的は水平耐荷力の増加を10%程度に抑え、塑性率を設計基準値まで増加させることである。模型実験と数値解析によって、以下の結論を得た。

- 1、座屈形状に関して、無補強の場合は象の足座屈形状であるのに対して、隙間1の補強の場合では鋼板貼り付け部分が凹む星型座屈形状となる。この座屈形状が星型になることによって、局部座屈の進展が緩和され、靱性の向上が計られると考えられる。この座屈形状を発生させる隙間間隔は、円筒の軸方向弾性座屈1波長の0.2倍が適正である。
- 2、隙間部を設けた鋼板貼り付け工法によって、水平耐荷力の増加を10%程度に抑え、靱性を20%~30%増加させることが出来る。
- 3、本論文で提案した工法によって得られた結果を文献2)で提案されている円筒鋼製橋脚の補強基準と比較すると、本論文の結果は鋼管巻きたて工法と縦リブ補強工法の間位置しており、本論文で提案した補強法に

よって橋脚の補強に必要な靱性が得られていることが検証できた。

参考文献

- 1) 日本道路協会、既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、平成9年8月
- 2) 建設省土木研究所他、道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (Ⅲ)、平成9年4月
- 3) 西川、山本、名取、寺尾、安波、岡本、既製鋼製橋脚の靱性改善方法に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.42A, pp.975-985, 1996.3
- 4) 忠和男、櫻井孝昌、後藤芳顯、鋼板貼付けによる既設円筒鋼製橋脚の補強法に関する実験的研究、第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp. 209-216、2001.1
- 5) K.Chu, T.Sakurai, An experimental study for seismic reinforcement method on existing cylindrical steel piers by welded rectangular steel plates, ICASS'02, Vol, pp.763-770, 2002, 12
- 6) 首都高速道路公団、財団法人首都高速技術センター、首都高速道路の橋梁に関する調査研究、平成9年3月
- 7) 松村、北田、澤登、中原、無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究、構造工学論文、Vol.47A, pp.35-44, 2001.3
- 8) (社) 鋼材倶楽部橋梁研究会、高性能鋼の概要 (橋梁向け) pp. 8

(2002年9月13日受付)