論文 丸鋼を用いたRC部材の地震時破壊形態に関する実験的研究

伊東 典紀^{*1}·桑木野 耕介^{*2}·大郷 貴之^{*3}

要旨: 1970 年代以前までに建設された鉄道構造物は丸鋼が用いられたものが多く存在するが、丸鋼を用いた 鉄筋コンクリート柱の破壊形態に関して定量的に述べた知見は少ない。そこで本研究では、丸鋼を用いた鉄 筋コンクリートラーメン高架橋の柱を模擬した試験体による正負交番載荷試験を実施し、破壊形態の確認を 行った。その結果、曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊は、せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 と、部材が曲げ耐力に達するときのせん断力の比により概ね区分することができ、曲げ破壊する試験体は部 材諸元によってはじん性率が10程度以上の大きな変形性能が得られることを確認した。 キーワード: 丸鋼, 鉄筋コンクリート, 正負交番載荷試験, 破壊形態

1. はじめに

鉄道の鉄筋コンクリート(以下, RC という)構造物 は、建設年代が古いものが多い。現在の RC 構造物には 異形鉄筋が用いられることが一般的であるが, 1970年代 以前に建設された RC 構造物には、丸鋼が用いられてい る場合がある。既往の研究^{例えば 1)~3)}では、丸鋼を用いた RC 部材や鉄筋とコンクリートの付着のない RC 部材に 関して, 異形鉄筋を用いた RC 部材と比較してコンクリ ートの損傷が少ないことや変形性能が高いことが報告さ れている。

現在, RC ラーメン高架橋や RC 橋脚等に対する耐震補 強が全国的に進められており,対象構造物の中には丸鋼 を用いたものも含まれている。しかし、RC 構造に関す る知見の多くは異形鉄筋を対象としていることから、丸 鋼を用いた RC 構造物の耐震診断や耐震補強は,異形鉄 筋を用いた RC 部材の知見を準用して行われているのが 実情と考えられる。そのため、丸鋼を用いた RC 部材の 破壊形態を把握することは重要である。

以上を背景に本研究では, 耐震補強対象としている丸 鋼を用いた RC ラーメン高架橋の柱を模擬した試験体を 用いて正負交番載荷試験を実施し、破壊形態の確認を行 った。その結果,異形鉄筋部材として文献 4),文献 5)に

基づき算定されるせん断補強鋼材を用いない棒部材のせ ん断耐力 V。と、文献 6)に基づき算定される部材が曲げ 耐力に達するときのせん断力 Vmmの比により、概ね曲げ 破壊と曲げ降伏後のせん断破壊を区分することができ, 曲げ破壊する試験体は、部材諸元によってはじん性率が 10 程度以上の大きな変形性能が得られることを確認し たので以下に述べる。

実験の概要

2.1 既存のRCラーメン高架橋柱の諸元

正負交番載荷試験は,既存の RC ラーメン高架橋の柱 を模擬した縮小モデルにより実施した。当該高架橋は, 1925年(大正14年)頃に建設されたものと、線増工事 により 1954 年(昭和 29 年)頃に建設されたものが並行 しており、いずれも丸鋼が用いられている。表-1に既 設RC ラーメン高架橋柱の諸元を示す。

既設柱は、引張鉄筋比 pt が 0.25~0.37%, せん断補強 鉄筋比 pwが 0.05~0.11%, せん断スパン比 a/d が 2.43~ 3.70,曲げせん断耐力比(せん断耐力 V_nと部材が曲げ耐 力に達するときのせん断力 Vmuの比)が 1.39~2.00 であ った。また、1925年製と1954年製では軸方向鉄筋のフ ーチングへの定着方法が異なっており、1954年製は軸方

				表−	-1 民	お設備	哥 架和	() 高諾に	℃				
			N. A. Ider					帯鉄筋			材料		
	断面寸法		せん断	軸方向鉄筋							DH- 65-	コンク	耐
建設年			~~~ ₩							亚大 肋	リート	力	
	幅	高さ	a/d	径φ	間隔D	$D/\phi \\$	p_t	径	間隔	$p_{\rm w}$	f _{syk}	f _c	比
	mm	mm	a/u	mm	mm	-	%	mm	mm	%	N/mm^2	N/mm^2	
1925年	910	910	3.00	22	158.0	7.2	0.29	9	230	0.06		21.0	1.64
	910	910	3.00	22	197.5	9.0	0.25	9	230	0.06	200		1.79
	1070	910	2.88	25	190.0	7.6	0.32	9	230	0.05	200		1.54
	910	1070	2.43	25	158.0	6.3	0.32	9	230	0.06			1.39
1954年	760	760	3.70	22	160.0	7.3	0.29	9	150	0.11	225		2.00
	760	760	3.70	25	160.0	6.4	0.37	9	150	0.11	223		1.76
※鉄筋の引張降伏強度は文献7)により、コンクリートの圧縮強度は同時期に建設された近傍の													



*1 東日本旅客鉄道	(株)	構造技術センター	主席 (正会員)
*2 東日本旅客鉄道	(株)	構造技術センター	修(工) (正会員)
*3 東日本旅客鉄道	(株)	構造技術センター	課長 工修



右効		右动	オノ新		動士白鉄窑			世社な		材料強度**						
試	試 断面	有効	せん町	a/d	甲山ノノドリル人加			田址八加		コンクリート		鋼材		曲げ	軸方向鉄筋の	
験	寸法	b b	a	a u	亿.木	間隔	D/m	n.	汉,即回	n	tì:	フーチ	軸方向	基建放	せん断	フーチング内
体		u	u		王·本	D	D /ψ	Ρt	1王 1月11日	Pw	111	ング	鉄筋	市邺肋	耐力比	の定着方法
	[mm]	[mm]	[mm]		mm・本	[mm]		[%]	[mm]	[%]		[N/1	nm ²]			
NO.1					φ22×3	160.0	7.27	0.66	φ9ctc150	0.19	26.1	28.1	300.5	372.6	1.64	半円形フック
NO.2	.2		1155	3.0	φ25×3	160.0	6.40	0.85	φ9ctc150	0.19	28.3	34.5	304.1	372.6	1.41	半円形フック
NO.4	450×450	385	1155		φ25×4	106.7	4.27	1.13	φ9ctc150	0.19	24.9	23.9	308.0	372.6	1.06	半円形フック
NO.5	430×430	565			φ19×3	160.0	8.42	0.49	φ9ctc150	0.19	20.8	25.8	318.0	372.6	1.83	半円形フック
NO.6			770	2.0	φ22×3	160.0	7.27	0.66	φ9ctc150	0.19	24.2	25.3	300.5	372.6	1.35	半円形フック
NO.7			1155	3.0	D22×3	160.0	7.27	0.67	D13ctc150	0.21	17.5	26.6	375.6	338.7	1.73	半円形フック
NO.8	700,700	640	40 1600	00 25	φ22×4	193.3	8.79	0.34	φ9ctc150	0.07	28.9	30.0	293.4	372.6	1.62	半円形フック
NO.9	/00//00	0+0	1000	2.5	φ19×4	193.3	10.18	0.25	φ9ctc300	0.07	24.5	25.6	309.4	372.6	1.47	フックなし

表-2 試験体の諸元

※ 材料強度はコンクリートが圧縮強度を鋼材が引張降伏強度を示す。





向鉄筋がフーチング内でL型に曲げられて半円形フック により定着されているのに対して,1925年製では55~ 70φ程度の定着長は確保されているものの,端部に半円 形フックが設けられていないという特徴がある(図-1)。

2.2 試験体の諸元

試験体の諸元を表-2に、試験体の形状および配筋図 を図-2に示す。

No.1, No.2, No.4, No.5, No.6, No.7 の6体は, 柱断 面寸法が 450mm×450mm の縮小試験体である。No.1, No.2, No.4, No.5 は, せん断スパン比 a/d を 3.0 とし, 異形鉄筋として算出した曲げせん断耐力比 V_u/V_{mu} をパ ラメータとした試験体であり, V_u/V_{mu} は 1.06~1.83 で ある。ここで, V_u は帯鉄筋により受け持たれる棒部材の せん断耐力 V_s とせん断補強鋼材を用いない棒部材のせ ん断耐力 V_c の和とし, V_s は文献 6)に示される方法によ り, V_c は a/d によるせん断耐力の増加を考慮した値とし て文献 4)および文献 5)に示される方法により算出した。 また, V_{mu} の算出にあたり曲げ耐力 M_u は, 文献 6)に示さ <u>φ</u>

図-3 半円形フックの形状®



図-4 載荷装置の概要

れる方法により算出した。

No.6 は,配筋は No.1 と同じで a/d を 2.0 とした試験体 である。No.7 は,異形鉄筋試験体であり No.1 の配筋を 基本として材質および鉄筋径が近い異形鉄筋を使用した。

なお、これら6体の試験体は、軸方向鉄筋の間隔Dと 軸方向鉄筋径 φ の比 D/ φ を既設柱と同程度としたため、 引張鉄筋比 p_t およびせん断補強鉄筋比 p_w は既設柱より も若干大きい値となっている。

No.8, No.9 は, 既設柱に近い諸元とした試験体であり, 柱断面は 700mm×700mm とし, p_t および p_w を既設柱と 同程度とした。No.8 は 1954 年製の柱を模擬した試験体 であり, No.9 は 1925 年製の柱を模擬した試験体である。

軸方向鉄筋のフーチング側の定着方法は、No.9 以外の 試験体は半円形フックにより定着し、No.9 は半円形フッ クがない構造とした。試験体の軸方向鉄筋のフーチング 側の定着長は、丸鋼とコンクリートの付着強度を文献 6) に基づき、異形鉄筋とコンクリートの付着強度の 40% と して既設柱の定着長を算出した結果、最大 47 φ 程度であ

ったこと、既設柱の図面より軸方向鉄筋の定着長が 50φ 程度以上確保されていたことから 50φ とした。また、半 円形フックの形状は、実構造物では確認されていないた め、文献8)を参考に図-3に示す形状とし、直線部の長 さは 1.5φ とした。なお、このフックの直線部の長さは、 帯鉄筋のフックにも適用した。柱上端側の軸方向鉄筋の 定着方法は,先行して試験を実施した No.1, No.4, No.5 は半円形フックにより定着したが、その他の5試験体は 柱上端側の軸方向鉄筋の定着部コンクリートの破壊が懸 念されたため、柱天端に設置した鋼板にネジ切り加工し た軸方向鉄筋をナットにて固定する方法とした。

2.3 載荷方法

載荷装置の概要を図-4に示す。載荷方法は静的正負 交番載荷とし、軸方向圧縮応力度は既設高架橋と同程度 の 1.0N/mm² とした。また, 各ステップでの繰り返し回 数は3回とした。

基準水平変位 δ_vは, 丸鋼試験体では鉄筋とコンクリー ト間のすべりにより、軸方向鉄筋が降伏ひずみに達する までに大きな水平変位を要することが懸念されたため, 軸方向鉄筋が初降伏した時、または水平荷重が降伏荷重 の計算値に達した時のいずれか早い方の載荷点変位をδ_v として, δ_vの整数倍の水平変位で載荷を行った。結果と して本実験では、全試験体で水平荷重が降伏荷重の計算 値に達した時の載荷点変位をδyとしている。

実験結果と考察

3.1 丸鋼試験体の損傷状況

写真-1は試験体の損傷状況であり, No.4, No.7, No.8 は水平荷重が降伏荷重の計算値まで低下した水平変位時 での損傷状況, No.9 は水平荷重が降伏荷重の計算値の 80%まで低下したときの水平変位時の損傷状況を示す。

(1) No.1, No.2, No.5, No.6, No.8

No.1, No.2, No.5, No.6, No.8 の破壊形態は曲げ破壊 であり、概ね同様の損傷状況であった。これら5試験体 は、柱基部を除いてほとんどひび割れは発生しなかった。 6~86vで柱基部の載荷面側の隅角部のコンクリートが圧 壊し、その後の載荷の進展に伴い損傷範囲は次第に拡大 したが、水平荷重が降伏荷重の計算値まで低下した段階 においても,異形鉄筋試験体 No.7 と比較して軸方向鉄筋 の面外方向の変形は小さく、かぶりコンクリートの剥離 も少なかった。水平荷重が降伏荷重の計算値まで低下し た時の剥離範囲は、柱基部から 0.4~1.0D(D:断面高さ) であった。

(2) No.4

No.4 は、曲げせん断耐力比 Vu/Vmu が 1.06 の試験体 である。破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊であった。 1δ_vの段階から柱基部から1D程度の高さに曲げひび割れ



曲げ破壊(丸鋼)



No.7 (11δ-2押) 曲げ破壊(異形鉄筋)





No.4 (6δ-1押)

No.9 (12 δ -3 押) 曲げ降伏後のせん断破壊 軸方向鉄筋の定着破壊

写真-1 試験体の損傷状況

表-3 最大荷重の実験値と計算値

	最大荷重									
試験体	計算值	実験値	直(kN)	実験値/計算値						
	(kN)	Ē	負	Ē	負					
NO.1	172.4	196.8	192.5	1.14	1.12					
NO.2	212.7	241.6	229.3	1.14	1.08					
NO.4	293.8	338.7	315.2	1.15	1.07					
NO.5	142.1	166.7	163.3	1.17	1.15					
NO.6	256.6	296.9	279.8	1.16	1.09					
NO.7	199.0	245.2	241.8	1.23	1.21					
NO.8	350.0	397.6	379.8	1.14	1.09					
NO.9	295.2	262.4	255.0	0.89	0.86					

および斜めひび割れが発生した。その後、軸方向鉄筋が 降伏ひずみに達した 2δ_vで, 柱基部から 1.3~1.6D の高さ から対角の基部付近に向かうX状の斜めひび割れが進展 し, 6δ_vで斜めひび割れが開口して水平荷重が大きく低下 した。柱コンクリートの損傷範囲は、柱基部から 1.5~ 2.0D 程度の高さであった。

(3) No.9

No.9は、軸方向鉄筋のフーチング側の定着部に半円形 フックがない試験体である。3.3 で後述する通り、3δ、以 降においてフーチングから軸方向鉄筋の定着破壊による 大きな抜け出しが発生した。その結果, 3δ, 以降は水平荷 重は増加せず、他の曲げ破壊した丸鋼試験体と比較して 圧縮側コンクリートの損傷は非常に緩やかに進展した。 かぶりコンクリートの剥離範囲は、水平荷重が降伏荷重 の計算値の80%まで低下した12δ_vの段階においても,柱 基部から 0.2~0.4D の高さまでであった。





3.2 荷重 - 変位関係

表-3に最大荷重 V_uの実験値と異形鉄筋として算出 した計算値を示す。また,図-5に No.4, No.7, No.8, No.9の荷重-変位曲線を示す。図中には,荷重-変位曲 線の骨格曲線の計算値を併記している。計算結果の各点 は,原点に近い側からそれぞれ,ひび割れ発生点(C点), 部材降伏点(Y点),最大耐力点(M点),部材降伏点の 耐力を維持できる限界点(N点)である。

曲げ破壊した No.1, No.2, No.5, No.6, No.8 は, $3\delta_y$ ~ $6\delta_y$ で最大荷重に達し,最大荷重の実験値と計算値の比 は 1.07~1.17 であった。水平荷重はその後の載荷の進展 に伴い低下したものの,N点以降も異形鉄筋試験体 No.7 のような急激な荷重低下はなく,安定した履歴曲線とな っている。一方,曲げ降伏後にせん断破壊した No.4 は, $3\delta_y$ で最大荷重に達し、 $5\delta_y$ までは概ね曲げ破壊した試験体と同様の経過であったが、斜めひび割れが開口した $6\delta_y$ で急激に荷重が低下した。

軸方向鉄筋の抜出しが発生した No.9 の水平荷重は, $1\delta_y$ で降伏荷重の計算値に達し $2\delta_y$ で最大荷重となった。 最大荷重の実験値は計算値の $86 \sim 89\%$ であった。 $3\delta_y$ 以降の水平荷重は,他の曲げ破壊した試験体と比較して緩 やかに低下した。これは,軸方向鉄筋の抜け出しにより, コンクリートの損傷が少なかったためと考えられる。

3.3 軸方向鉄筋ひずみ

図-6は軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布である。 No.8, No.9 について示す。半円形フックにより定着した 丸鋼試験体の軸方向鉄筋ひずみの発生状況は、全て同様 の傾向であったため代表して No.8 のみ示す。また, No.9 は軸方向鉄筋のフーチング側の端部に半円形フックがな い試験体である。

柱部分のひずみに着目すると、No.8 は載荷ステップの 進展に伴い丸鋼とコンクリートの付着力が低下し、高さ 方向にひずみが平均化している。また、発生ひずみは、 最大荷重付近となる 6δy以降では降伏ひずみ εy程度を上 限に増加が頭打ちとなっている。一方、No.9 は全体的に 発生ひずみが No.8 よりも小さい。柱基部に着目すると、 2δyまでは No.8 と同程度のひずみが発生しているが、そ の後の載荷ステップでは逆に発生ひずみが小さくなって おり、軸方向鉄筋が抜け出したことが分かる。

この結果から、軸方向鉄筋の定着部に半円形フックが なく定着長が50φ以下の場合、軸方向鉄筋の定着破壊に よる抜け出しが発生し、半円形フックにより定着を確保 した RC 柱と異なる破壊形態となることが確認された。

3.4 帯鉄筋ひずみ

図-7は、丸鋼試験体の帯鉄筋ひずみの高さ方向分布 である。曲げ破壊した試験体のうち No.8 と曲げ降伏後に せん断破壊した No.4 について示す。

No.8 は、 $6\delta_y$ 以降では軸方向鉄筋の面外方向への変形 量の増大により、柱基部から 200mm までの高さの帯鉄 筋の発生ひずみは増大するが、最大荷重となる $6\delta_y$ まで の帯鉄筋の発生ひずみは最大 200µ 程度である。柱基部 から 50mm の高さの帯鉄筋以外にはひずみはほとんど発 生しておらず、既往の研究^{例えば 1),2)}と同様の結果であった。 一方で No.4 は、柱基部から 200mm と 350mm の高さの 帯鉄筋のひずみが載荷ステップの進展に伴い増加してお り、水平荷重が急落した $6\delta_y$ で発生ひずみが降伏ひずみ ε_y を超えている。

このことより,曲げ破壊した試験体と曲げ降伏後にせん断破壊した試験体では,帯鉄筋ひずみの発生状況が異なり,曲げ破壊する試験体は帯鉄筋にひずみがほとんど 発生しないことが確認された。

3.5 破壊形態と Vc/Vmuの関係

曲げ破壊した丸鋼試験体は、ひび割れがほとんど発生 せず、帯鉄筋の発生ひずみも非常に小さいことから、帯 鉄筋はせん断力をほとんど負担していないと考えられる。

そこで、丸鋼試験体の部材のせん断耐力には帯鉄筋に より受け持たれる棒部材のせん断耐力 V_sを考慮しない ものとして曲げせん断耐力比を算出し、破壊形態との関 係を整理することとした。

表-4は、丸鋼試験体における、せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 V_c と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} の比 V_c/V_{mu} および、各試験体の破壊形態を示したものである。なお、軸方向鉄筋が定着破壊した No.9 の結果は除いている。また、丸鋼を用いた類似の実験結果として澤松らの実験結果 ^{1),9)}を併記した。



表-4 Vc/Vmuと破壊形態

試験体	V _c /V _{mu}	破壊形態
No.1	1.03	曲げ破壊
No.2	0.91	曲げ破壊
No.4	0.70	曲げ降伏後のせん断破壊
No.5	1.08	曲げ破壊
No.6	0.94	曲げ破壊
No.8	1.11	曲げ破壊
澤松ら ¹⁾	1.16	曲げ破壊
澤松ら ⁹⁾	2.46	曲げ破壊

曲げ破壊した試験体は、 V_c/V_{mu} が 0.91 以上であり、 曲げ降伏後にせん断破壊した No.4 は 0.70 であった。試 験体数は少ないものの、この結果から丸鋼を用いた RC 部材の曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊は、 V_c/V_{mu} により概ね区分できると考えられ、本実験の範囲におい ては V_c/V_{mu} が 0.91 以上の場合には曲げ破壊となること が確認された。

3.6 じん性率と Vc/Vmuの関係

図-8は、じん性率の実験値 $\mu_{exp} \ge V_c / V_{mu}$ の関係を示したものである。

 μ_{exp} は,終局変位の実験値 δ_{uexp} を降伏変位の実験値 δ_{yexp} で除した値とし,正側,負側の低い方の値を図示した。 ここで, δ_{yexp} は水平荷重が降伏荷重の計算値 P_{yeal} に達し た時の水平変位の実験値とし, δ_{uexp} は荷重一変位曲線の 包絡線において,試験体の水平荷重が P_{yeal} を下回らない 最大変位とした。

図-8によると、 μ_{exp} と V_c/V_{mu} の関係には一定の正

の相関が見られる。また、じん性率に着目すると曲げ破壊となる V_c/V_{mu} が 0.91 以上の試験体の場合には、 μ_{exp} が 10 程度以上の高い変形性能が得られる結果であった。

一方、図-9は μ_{exp} と V_u/V_{mu} の関係であるが、 μ_{exp} と V_u/V_{mu} の関係は、図-8よりも相関が低い。これは、 前述の通り V_u には帯鉄筋により受け持たれるせん断耐 力 V_s が含まれているが、曲げ破壊する丸鋼試験体の場合 V_s は極めて小さく、部材のせん断耐力を過大評価してい るためであると考えられる。

4. まとめ

断面寸法が 450mm×450mm または 700mm×700mm, せん断スパン比 a/d が 2.0~3.0, 引張鉄筋比 p_tが 0.25~ 1.13%, せん断補強鉄筋比 p_wが 0.07~0.19%, 軸方向圧 縮応力度が 1.0N/mm², 軸方向鉄筋のフーチングへの定着 長が 50φ の RC 試験体を用いて静的正負交番載荷試験を 行い, 丸鋼を用いた RC 柱の破壊形態について考察を行 った。本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 丸鋼を用いた RC 柱の破壊形態は、軸方向鉄筋の定着が確保されている試験体では曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊が確認された。曲げ破壊となる試験体は、a/d によるせん断耐力の増加を考慮したせん断耐力 V_cと、異形鉄筋として算出した、部材が曲げ耐力となるときのせん断力 V_{mu}の比により概ね判定が可能であり、本実験では V_c/V_{mu}が 0.9 程度以上の試験体では、全て曲げ破壊となった。
- (2) じん性率 $\mu_{exp} \ge V_c / V_{mu} \ge 0$ 関係には一定の正の相 関が見られる。本実験では、 V_c / V_{mu} が 0.9 程度以 上の場合には、じん性率が 10 程度以上の高い変形 性能を持っていることが確認された。
- (3) 軸方向鉄筋のフーチング側の端部に半円形フック がない試験体は、軸方向鉄筋の定着破壊による抜け 出しが発生した。その際の最大荷重は、半円形フッ クにより定着を確保した試験体よりも低く、異形鉄 筋としての計算値の86~89%であった。

参考文献

- 澤松俊寿,三田村浩,西弘明,松本高志,加保勇介: 柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性,構造工学論文集, Vol.58A, pp.333-342, 2012.3
- 川島一彦,細入圭介,庄司学,堺淳一:塑性ヒンジ 区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート 橋脚の履歴特性,土木学会論文集,No.689, I-57, pp.45-64, 2001.10



- 松岡由高,中村光,国枝稔,河村精一:有限要素解 析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評 価,コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.595-600, 2011
- 二羽淳一郎,山田一宇,横沢和夫,岡村甫:せん断 補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集,第 372 号, V-5, pp.167-176, 1986.8
- 5) 石橋忠良,松田好史,斉藤啓一:少数本のくいを用 いたフーチングのせん断設計について,土木学会論 文報告集,第 337 号, pp.197-204, 1983.9
- 6) 国土交通省鉄道局監修,鉄道総合技術研究所編:鉄
 道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物),
 丸善, pp.71-74, pp.135-150, 2004.4
- 国土交通省鉄道局監修,鉄道総合技術研究所編:鉄 道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)鋼・ 合成構造物),丸善,pp.56,2007.1
- 吉田徳次郎:鉄筋コンクリート設計法,養賢社, pp.434-437, 1934.4
- 9) 澤松俊寿,岡田慎哉,角間恒,西弘明:軸方向鉄筋 比の小さい鉄筋コンクリート橋脚の水平方向の抵 抗特性に関する実験的検討,構造工学論文集, Vol.60A, pp144-154, 2014.3