

論文 コアコンクリートの補強鉄筋を分割配置したRC橋脚の変形挙動に関する実験的研究

杉崎 向秀*1・小林 薫*2

要旨：RC構造物は、帯鉄筋を密に配置することにより地震時の変形性能を高めているが、施工性が悪くなるなどの問題点がある。今回、柱部材と比べて大断面となる橋脚を対象として、軸方向鉄筋の内側に、施工性向上等を目的として分割した、コアコンクリート補強用の鉄筋を配置する構造を考案した。模型試験体による正負交番載荷試験の結果、従来の橋脚構造と比べて、大幅に変形性能が向上し、今回の試験体においては、部材角 1/6.5 程度まで降伏荷重を維持した。また、コアコンクリート補強用の鉄筋は、分割した場合においてもせん断補強効果を有することが分かった。

キーワード：RC 橋脚, 変形性能, コアコンクリート, せん断補強

1. はじめに

鉄道用の鉄筋コンクリート（以下、RC という）高架橋では、RC 柱部材において、軸方向鉄筋を取り囲むように配置する帯鉄筋（以下、外巻き帯鉄筋という）を密に配置し、地震時変形性能を高めることにより大規模地震に対する耐震性能を確保している。しかし、既往の研究¹⁾によると、外巻き帯鉄筋を密に配置した RC 柱試験体では、大変形領域において、かぶりコンクリートの剥落以降、軸方向鉄筋のはらみ出しにより外巻き帯鉄筋が外れ、急激に耐荷力が低下する挙動を示すと報告されている。そのため、外巻き帯鉄筋が外れた後においても、急激な耐荷力低下をしないことが耐震性能の向上につながる。

一方、柱部材より大断面となる橋脚においても、耐震性能を確保するために、柱同様、外巻き帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置して、地震時変形性能を高めることが一般的である。しかし、外巻き帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置することは、施工性の低下やコストアップにつながる反面、この種の構造の破壊状況を勘案すると、変形性能の大幅な増加は望めないと考えられる。

また、道路橋においては、高い変形性能を有する構造として、インターロッキング式橋脚²⁾などがあるが、インターロック部に軸方向鉄筋を配置する必要があること、大口径の円形帯鉄筋を要するなど、施工性、及びコスト面において検討が必要と考えられる。

そこで、筆者らは、軸方向鉄筋の内側に、大口径となる円形帯鉄筋ではなく、分割することで現地にて組立可能なコアコンクリート補強用の鉄筋（以下、内側補強鉄筋という）を配置する構造を考案した。これにより、外巻き帯鉄筋を密に配置することなく変形性能が向上し、円形帯鉄筋においても大口径部材とならず、分割したことにより現地での施工性は向上する。また、コスト面においても有利な構造であると考えられる。

これまで、柱部材においては、外巻き帯鉄筋に加え、軸方向鉄筋内に円形スパイラル状の帯鉄筋を配置することにより、変形性能が大幅に向上する構造についての研究³⁾がなされているが、大断面となる橋脚を対象とした研究はこれまで行ってきておらず、分割したことによる影

*1 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 課長 博(工) (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体	平均軸方向 圧縮応力度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋				帯鉄筋(1D区間)		内側補強鉄筋						コンクリート圧縮強度			
		径	n:本数	鉄筋比 P _t (%)	配置	鉄筋比 P _{w帯} (%)	せん断補強用		コアコンクリート拘束補強用		補強直径 (芯間隔) R _s (mm)	補強ピッチ (芯間隔) S _r (mm)	柱	フーチング			
							配置	鉄筋比 P _{w内} (%)	合計鉄筋比 P _{w帯} +P _{w内} (%)	配置					径		
B-10	1.0	D	29	18	1.61	D13@100	0.211	-	0.000	0.211	-	-	-	-	31.9	26.3	
B-14	1.0	D	29	18	1.61	D13@200	0.106	D13@100	0.422	0.528	D13@100	D	13	420	100	37.0	33.8
B-15	1.0	D	29	18	1.61	D13@200	0.106	D13@100	0.422	0.528	D13@50	D	13	420	50	34.7	33.1
C-5	1.0	D	29	18	1.61	D13@200	0.106	D6@100	0.106	0.211	D6@100	D	6	420	100	34.9	35.6

試験体	せん断補強鉄筋 = 帯鉄筋 + 内側補強鉄筋					せん断補強鉄筋 = 帯鉄筋のみ				
	曲げ耐力		せん断耐力 V _{mu} (kN)	耐力比 V _v (kN)	耐力比 V _v /V _{mu}	曲げ耐力		せん断耐力 V _{mu} (kN)	耐力比 V _v (kN)	耐力比 V _v /V _{mu}
	M _u (tf·m)	M _u (kN·mm)				M _u (kN·mm)	V _{mu} (kN)			
B-10	128.96	1264665.58	843.11	934.57	1.11	1264665.58	843.11	934.57	1.11	
B-14	129.92	1274079.97	849.39	1623.00	1.91	1274079.97	849.39	737.46	0.87	
B-15	129.50	1269961.18	846.64	1612.21	1.90	1269961.18	846.64	726.67	0.86	
C-5	228.74	2243173.12	1495.45	928.69	0.62	2243173.12	1495.45	706.08	0.47	

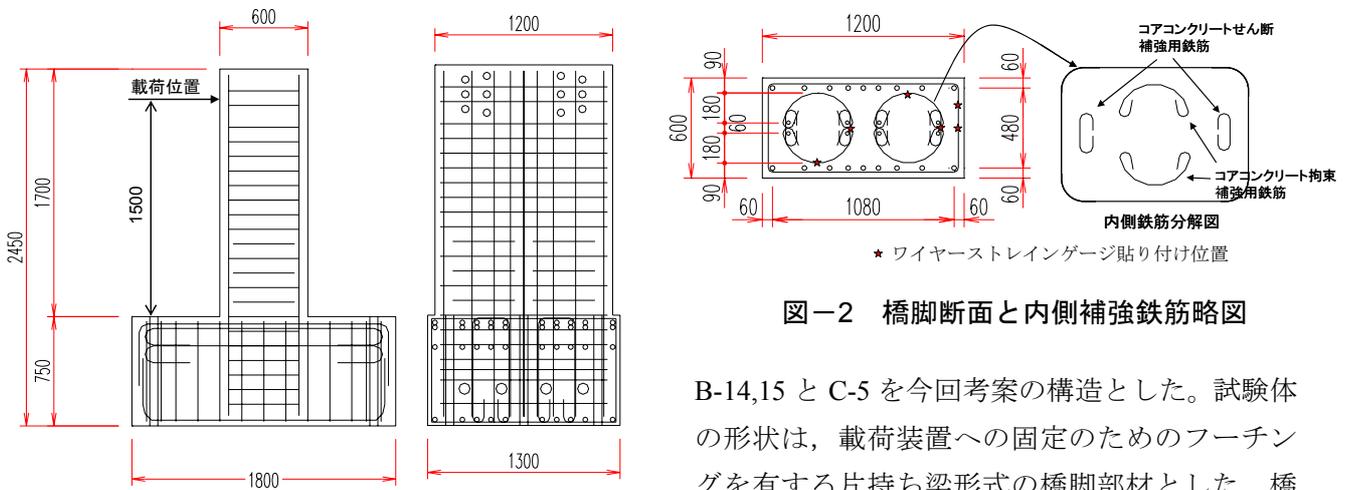


図-1 試験体概要

図-2 橋脚断面と内側補強鉄筋略図

響も未解明である。また、内側補強鉄筋は、コアコンクリートを拘束補強する効果のほかに、せん断補強としての効果も有すると考えられるが、その影響についても未解明であるため、内側補強鉄筋を分割することにより、それぞれの影響を把握し、最適な配置を提案することももうひとつのテーマとしている。

今回、橋脚を対象とした本構造の基礎的な変形性能及び耐荷特性を確認する目的で、模型試験体の静的正負交番載荷試験を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の諸元を表-1に、試験体概要を図-1に示す。B-10は従来構造の基本試験体とし、

B-14,15とC-5を今回考案の構造とした。試験体の形状は、載荷装置への固定のためのフーチングを有する片持ち梁形式の橋脚部材とした。橋脚断面の形状は、高さ600mm×幅1200mmの長辺比1:2の橋脚を模擬したものとした。

橋脚断面、及び内側補強鉄筋の略図を図-2に示す。内側補強鉄筋は、基部から900mm(1.5D, D:断面高さ)に配置した。形状は、4分割した鉄筋を組み合わせることにより円形となるものとした。今回、このように分割した理由としては、①現場での施工性を考慮したため、②コアコンクリートの拘束補強効果とせん断補強効果をどの鉄筋が機能しているのかを明確にすることを意図したためである。この分割した内側補強鉄筋のうち、曲げを受ける面に配置するものをコアコンクリート拘束補強用鉄筋(以下、内側圧縮縁鉄筋)、載荷方向側面に位置するものをコアコンクリートせん断補強用鉄筋(以下、内側せん断鉄筋)とする。各鉄筋の補強による影響を把握するため、それぞれの鉄筋の径、ピッチ等を変化させた。またそれぞれの鉄筋の両端



写真-1 載荷試験状況

には半円形のフックをつけ定着をとっている。

外巻き帯鉄筋は、基部から 1.0D の位置においては、3 重巻きとし、1.0D 以降に損傷が現れにくくした。これは、損傷が集中する箇所は部材基部から 1.0D 区間程度であるという既往の研究⁴⁾を参考にしたものである。また、外巻き帯鉄筋は、B-10 を除いて、耐力比 (V_y/V_{mu} , ここに V_y : 部材のせん断耐力, $V_{mu}=M_u/a$ M_u : 部材の曲げ耐力, a : せん断スパン) の計算値⁵⁾が 1.0 を下回るように設定した。

軸方向鉄筋は、B-10,14,15 は同様のものを用い、C-5 については耐力比を下げるために高強度鉄筋 (USD685) を使っている。それぞれ、片側 9 本の 1 段配筋とした。

2.2 載荷方法及び計測項目

試験体を載荷試験装置にセットした状況を写真-1 に示す。鉛直ジャッキはスライド装置により、水平ジャッキの押し引きに対応して動くことができ、載荷中一定の軸力を保持できるように制御した。軸圧縮応力は、一般的な鉄道用橋脚を参考にして、 1.0N/mm^2 とした。

載荷手順は、まず変位制御にて、正側及び負側の順に引張側の軸方向鉄筋のひずみ測定値が材料実験の結果から求まる降伏ひずみに達するまで載荷し、その変位を 1δ とする。以降 $\pm 5\delta$, $\pm 10\delta$, $\pm 15\delta \dots$ と 5δ 刻みの変位制御で交番載荷を行った。ただし、C-5 試験体は、耐力比を下げ、せん断破壊させるとともに、内側補強鉄筋がせん断補強として寄与しているのかを確認する試験体であるため、 $\pm 1\delta$ 以降、 $\pm 3\delta$, ± 5

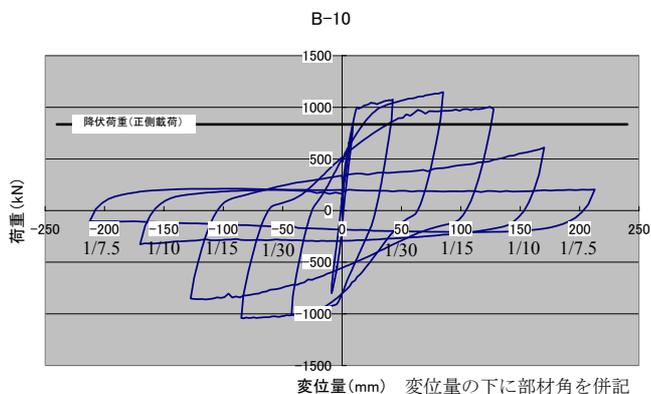


図-3 荷重 - 変位関係 (B-10)

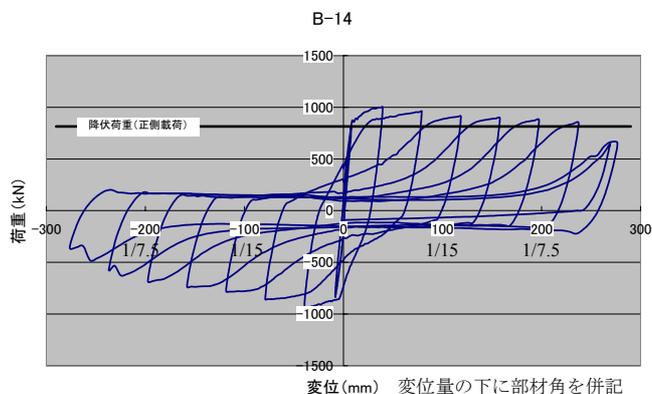


図-4 荷重 - 変位関係 (B-14)

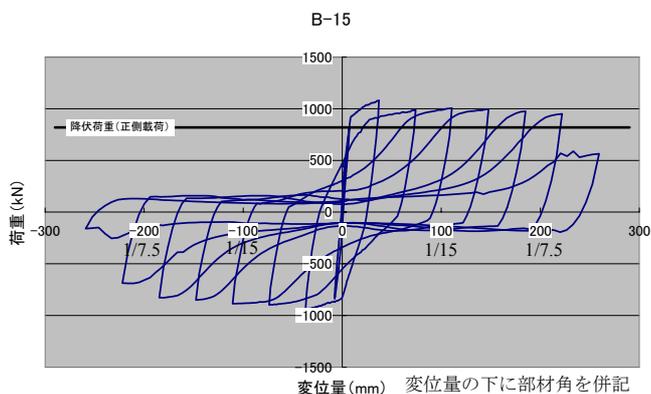


図-5 荷重 - 変位関係 (B-15)

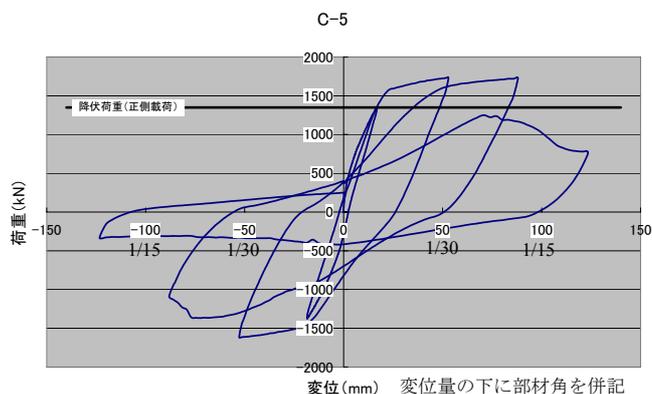


図-6 荷重 - 変位関係 (C-5)

δ 、 $\pm 7\delta$ と載荷した。今回このように、増加変位量を多くして載荷した理由は、変形性能が高いと予想される本構造において、繰返し回数の増加は軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断を誘発しやすくなることが懸念されたためである。

計測項目は、ワイヤーストレインゲージによる軸方向鉄筋（フーチング上端位置とその他任意の点）、内側補強鉄筋・外巻き帯鉄筋の各位置（図-2参照）でのひずみ値と変位計による載荷位置・1D・1.5D位置における水平変位とした。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊状況

各試験体の載荷点位置における水平荷重と変位の関係を図-3~6に示す。いずれの試験体も、初期ひび割れはフーチングと橋脚の境界面に発生し、200~480kNで橋脚下端から200mm、400mmの位置においてひび割れが発生した。その後、上方に向かって順次曲げひび割れが発生し、引張り鉄筋の降伏に至っている。

B-10は内側補強鉄筋を配していない従来の橋脚構造としたもので、耐力比は1.11としている。1 δ 正側では、834kNで引張側軸方向鉄筋が降伏した。15 δ （部材角：1/12）載荷時と25 δ （部材角：1/7）載荷時の状況を写真-2、3に示す。2サイクル目となる、5 δ 載荷時に多少のひび割れの延伸とともにひび割れ幅が広がり、15 δ の載荷時に圧縮側において軸方向鉄筋のはらみ出しから、かぶりコンクリートが剥落し、荷重が低下した。その後荷重は急激に下がり、20 δ （部材角：1/9）時は最大荷重の1/2程度、25 δ 載荷時には、最大荷重の1/4を下回った。

B-14は、正側は815kNで降伏した。5 δ （部材角：1/36）負側載荷時に圧縮側コンクリートがはらみ出し、10 δ （部材角：1/19）負側載荷時からかぶりコンクリートが剥落しはじめた。その後、大きな変化はなく、荷重も降伏荷重付近で推移していった。30 δ （部材角：1/6.3）負側載荷中に、引張側軸方向鉄筋が1本破断した。35

δ （部材角：1/5.5）正側載荷時にも、引張側軸方向鉄筋が2本破断した。試験終了後、損傷状態を確認したところ、柱基部0mmの内側圧縮縁鉄筋の破断を確認した（写真-4）。また、コア



写真-2 15 δ （部材角 1/12）載荷時（B-10）



写真-3 25 δ （部材角 1/7）載荷時（B-10）



写真-4 内側圧縮縁鉄筋破断状況

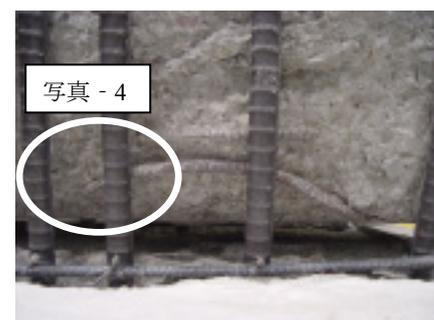


写真-5 載荷終了時の内側圧縮縁鉄筋（B-14）



写真-6 載荷終了時 (B-15)

コンクリートの圧縮縁は繰り返しの載荷により徐々に損傷することから、0mm 位置の圧縮縁補強鉄筋の縁端部は上方に曲がっていた (写真-5)。

B-15 は、正側は 819kN で降伏した。5 δ (部材角: 1/40) 載荷時にコンクリートの圧壊が始まり、10 δ (部材角: 1/20) 載荷時に圧縮側のコンクリートがはらみ出した。その後、載荷を続けたが、かぶりコンクリートが剥落した後は大きな変化は見られなかった。荷重もほぼ一定で推移した。30 δ (部材角: 1/6.7) 負側載荷時に引張側軸方向鉄筋が 1 本破断したが、その後も載荷を続けたところ、35 δ (部材角: 1/5.8) 正負載荷時に、それぞれ引張側軸方向鉄筋が破断し始めたため、載荷終了とした。試験終了後の状況を写真-6 に示す。軸方向鉄筋内のコアコンクリートに大きな損傷は見られないことが分かる。

C-5 は、耐力比を下げるために、軸方向鉄筋は高強度鉄筋 (USD685) を使っている。そのため、降伏荷重は、1349kN であった。1 δ 負側載荷時に側面部に載荷位置からの斜めひび割れが発生した。5 δ (部材角: 1/17) 負側載荷中に圧縮側かぶりコンクリートがはらみ始め、ピーク変位直前で急激に荷重低下となった。この時点においてせん断破壊したものと思われる。そして、7 δ (部材角: 1/12) 正側載荷を行うと、かぶりコンクリートが剥落し、外巻き帯び鉄筋を 3 重巻きにした 1D の位置から、対面側の基部に向かうせん断破壊面が確認できた (写真-7)。

3.2 大変形時の荷重

内側補強鉄筋を配置するという本構造にすることにより、従来構造に比べ、かぶりコンクリートが剥落した後においても急激に荷重が低下

表-2 かぶりコンクリート剥落後の荷重の比較

試験体	計算値	実験値 (25 δ)	実験値/計算値
	最大荷重	荷重	P_n2/P_n1
	P_n1 (kN)	P_n2 (kN)	
B-14	797.3	876	1.10
B-15	797.3	975	1.22



写真-7 せん断破壊状況 (C-5)



写真-8 せん断破壊面 (C-5)

することなく、30 δ (部材角: 約 1/6.5) 程度まで降伏荷重を維持できることが確認された。

本構造における破壊状況は、かぶりコンクリートが剥落した後もコアコンクリートの損傷は比較的少ないという特徴がある。本構造のかぶりコンクリート剥落発生程度の水平変位時における荷重をかぶりコンクリートを無視した断面と仮定して計算を試みた。実験値は 25 δ (部材角: 約 1/8) 時の荷重とした。検討結果を表-2 に示す。計算結果は、仮定した断面における荷重とほぼ同じ値となった。

3.3 せん断補強鉄筋

せん断破壊をした C-5 において、試験終了後、コアコンクリート部分を確認したところ、せん断破壊面に沿って内側せん断鉄筋の破断が確認できた (写真-8)。また、せん断破壊とならなかった B-14,15 試験体では、かぶりコンクリート剥落以降の外巻き帯鉄筋が外れた後は、内側せん断鉄筋が主にせん断補強として機能する。こ

これらの結果を踏まえると、内側せん断鉄筋量を適切に配置することによって、かぶりコンクリート剥落後の変形時においてもせん断破壊を防止できることが分かった。

3.4 圧縮縁補強鉄筋

B-14 試験体と B-15 試験体は圧縮縁補強鉄筋量を変化させたものである。それぞれの荷重-変位関係を比較すると、圧縮縁補強量が多い B-15 試験体の方が荷重の低下は若干緩やかとなる傾向を示した。また、試験終了後のコアコンクリートの損傷状態を確認すると、比較的、B-15 試験体の方が、損傷が少なかった。

3.5 軸方向鉄筋ひずみ

軸方向鉄筋のひずみは、 20δ (部材角: 約 1/10) 以降の変形時においては、計測不能となるが多かった。今回の試験において、計測できた軸方向鉄筋の変位-ひずみ関係の例を図-7 に示す。計測位置は、B-14 試験体の中心に位置する、橋脚下端位置における軸方向鉄筋のひずみ量である。変位 79mm (10δ , 部材角: 1/19) において $33,000\mu$, 変位 118mm (15δ , 部材角: 1/12.5) において $52,500\mu$, 変位 157mm (20δ , 部材角: 1/9.5) において $68,000\mu$ を超える値を示した。

4. まとめ

軸方向鉄筋の内側に分割した補強用鉄筋を有する RC 橋脚の変形挙動を把握する目的で、模型試験体による交番載荷試験を行った。今回の載荷試験により得られた知見を以下に示す。

- (1) 橋脚の軸方向鉄筋の内側に、コアコンクリートが損傷しない程度の、分割した内側補強鉄筋を配置することにより、従来の橋脚構造に比べ、大幅に変形性能が向上した。
- (2) コアコンクリートが損傷しない十分な量の内側補強鉄筋を配置した場合の、かぶりコンクリート剥落以降の荷重は、かぶりコンクリート分の断面を欠損した計算値とほぼ等しくなった。
- (3) 内側補強鉄筋はせん断補強鉄筋としての効果も有する。

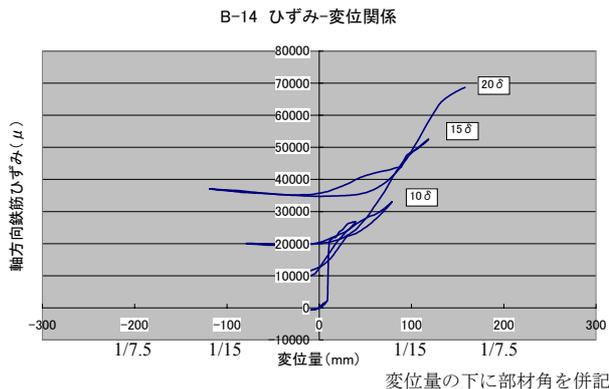


図-7 軸方向鉄筋のひずみと変位の関係 (B-14)

- (4) 圧縮縁補強用鉄筋を多く配置することにより、コアコンクリートの損傷を抑える傾向が見られた。
- (5) 橋脚下端における、軸方向鉄筋のひずみ量は、変形が進むごとに大きくなり、載荷点変位量 157mm (20δ , 部材角: 1/9.5) において $68,000\mu$ を超える値を示した。

参考文献

- 1) 中山弥須夫, 石橋忠良, 鎌田則夫, 鬼柳雄一: 帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.7
- 2) 藤倉修一, 川島一彦, 庄司学, 張建東, 武村浩志: インターロッキング式帯鉄筋を有する RC 橋脚の耐震性, 土木学会論文集, No.640 / I-50, pp.71-88, 2000.1
- 3) 石橋忠良, 菅野貴浩, 木野淳一, 小林薫, 小原和宏: 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負交番載荷実験, 土木学会論文集, No.795 / V-65, pp.95-110, 2005.8
- 4) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 吉田徹, 海原卓也: 大変形領域の交番載荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究, 土木学会論文集, No.711 / V-56, pp.45-57, 2002.8
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004年4月