

論文 軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が RC 橋脚の耐荷力に及ぼす影響に関する解析的検討

岩田 隆弘*1・山本 翔吾*2・木下 幸治*3

要旨：RC 橋脚を対象としたこれまでの研究成果から、軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が RC 橋脚の耐荷力に及ぼす影響は大きいと考えられる。本研究では、鉄筋とコンクリートの付着を考慮したファイバー要素解析モデルを用いて、鉄筋に異形鉄筋を使用した 1/10・1/5 縮小試験体と、鉄筋に丸鋼を使用した 1/5 スケール縮小試験体を対象に、鉄筋とコンクリートの付着性状が耐荷力に及ぼす影響について解析的に検討した。その結果、丸鋼鉄筋の実験でみられた異形と比べて早期に最大耐力を迎え、耐力が低下する傾向を付着を考慮した解析で表現することができ、この傾向が付着性状に起因していることが解析的に示された。

キーワード：RC 橋脚, 縮小試験体, ファイバー要素解析, 付着性状, 耐荷力

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚）の耐震性能を明らかとするために、これまでに実大規模の試験体を用いた実験データが蓄積され¹⁾²⁾、縮小模型試験体により実大 RC 橋脚の曲げ復元力特性がどの程度評価可能か検討が進められている³⁾⁴⁾。第 2 著者らも実物大の 1/10 スケール縮小試験体と、1/5 スケール縮小試験体を用いた検討を行ってきている⁵⁾⁶⁾。この中では、特注 D3 異形鉄筋を使用した 1/10 スケール縮小試験体では最大耐力が実大 RC 橋脚より低くなり、また早期に最大耐力を迎えた後に耐力の低下が示された。

他方、第 2 著者らは 1/5 スケール縮小試験体を対象に、軸方向鉄筋を異形鉄筋から丸鋼鉄筋に変更し、その付着性状が RC 橋脚の曲げ復元力特性に及ぼす影響についても検討している⁷⁾。この中では、軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が良好でない場合では、早期に最大耐力を迎えた後に耐力が低下する傾向にあることが示された。

以上の第 2 著者らのこれまでの研究成果より、軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が RC 橋脚の耐荷力に及ぼす影響は大きいと考えられる。

本研究では、軸方向鉄筋とコンクリートの付着を考慮したファイバー要素解析モデルを用いて、軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が耐荷力に及ぼす影響について解析的に検討する。具体的には、これまでに第 2 著者らが行った軸方向鉄筋に異形鉄筋を使用した 1/10 および 1/5 スケール縮小試験体と軸方向鉄筋に丸鋼を使用した 1/5 スケール縮小試験体を対象に、完全付着を仮定した解析と軸方向鉄筋とコンクリートの付着強度を考慮した解析、実験結果との比較を通して付着性状が耐荷力に及ぼす影響について検討する。

2. 解析モデル

2.1 モデルの概要

本研究で用いた解析モデルの諸元は、これまでに第 2 著者らが載荷実験で用いた縮小試験体の諸元⁵⁾⁶⁾⁷⁾を基にモデル化しており、その構造パラメータを表-1 に示す。また、例として図-1 に 1/5 スケールの丸鋼鉄筋試験体 (1/5-φ) の橋脚部配筋図を示す。試験体のうち、1/10-D3 および 1/5-D6 は実大の RC 橋脚の 1/10 スケールと 1/5 スケールの縮小試験体⁵⁾である。一方で、軸方向鉄筋に異形鉄筋を使用したその他の試験体は、鉄筋比 (1.0%) が同じとなるように、軸方向鉄筋の径と本数を変更している⁶⁾。軸方向鉄筋に丸鋼を使用した試験体⁷⁾は、1/5 スケールの試験体の軸方向鉄筋を丸鋼に変更してあるが、入手性の関係から 1/5-φ10 の鉄筋径は 9.0 mm となっている。軸方向鉄筋は、異形鉄筋には SD295、丸鋼には SR295 を使用したが、1/5-φ6 のみ入手性の関係から降伏強度が 206 MPa と他の軸方向鉄筋と比べ 100 MPa 程度低い鋼材を使用している。

図-2 に 1/5 スケール縮小試験体の解析モデルを示す。解析モデルは、0.5D (D は円形断面直径) を塑性ヒンジ区間としてファイバー要素でモデル化し⁸⁾、塑性ヒンジ区間以外の部分には弾性梁要素でモデル化した。付着考慮モデルは、いずれの試験体においても、カバーコンクリートならびに鉄筋の損傷領域は 1/5 スケール試験体では橋脚基部より 200mm 以下、1/10 スケール試験体では橋脚基部より 100mm 以下の箇所であるため、付着考慮モデルを D/2 (1/5 では 200mm, 1/10 では 100mm) とした。なお、本解析のファイバー要素はせん断変形を考慮していない。また、塑性ヒンジ区間の下端には、軸方向鉄筋の抜け出しによる躯体の回転を表現するための回転

*1 岐阜大学大学院 工学研究科工学専攻 博士課程 (学生会員)

*2 岐阜大学大学院 工学研究科生産開発システム工学専攻 博士課程 (学生会員)

*3 岐阜大学 工学部社会基盤工学科准教授 工博 (正会員)

表-1 RC 橋脚縮小試験体の構造パラメータ

	橋脚高 h [mm]	橋脚径 D [mm]	純力 ₀ c_0 [mm]	軸方向 鉄筋	軸方向鉄 筋本数	帯鉄筋	コンクリート 圧縮強度 f_c [MPa]	軸方向鉄筋 降伏強度 f_{sy} [MPa]	導入軸力 N [kN]
1/5-D6	1350	400	18	D6	40	$\phi 3.2$	28.0	346	60
1/5-D10				D10	16		35.0	351	
1/5-D13				D13	10		43.4	320	
1/5- $\phi 6$				$\phi 6$	42		34.9	206	
1/5- $\phi 10$				$\phi 10$	18		34.9	339	
1/5- $\phi 13$				$\phi 13$	10		36.7	320	
1/10-D3	650	200	9	D3	40	$\phi 1.2$	40.8	349	15
1/10-D6				D6	10		40.8	346	

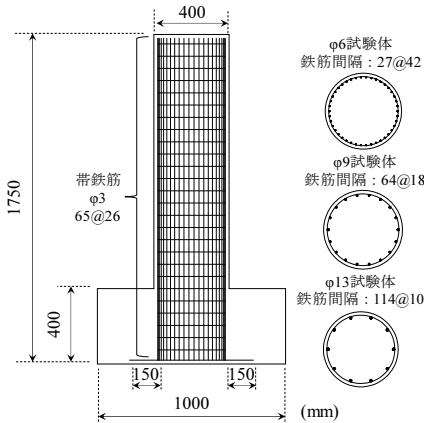


図-1 1/5 縮小試験体の配筋例

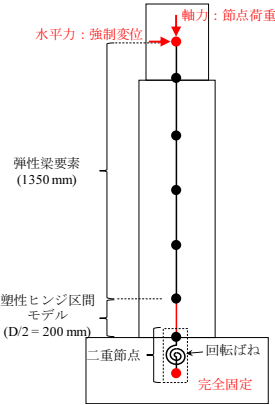
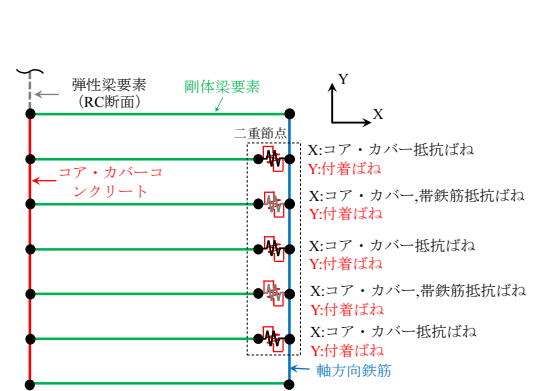
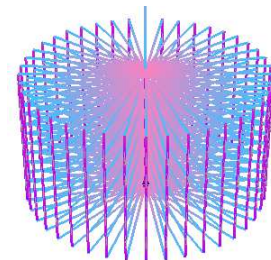


図-2 解析モデル



(a) 概念図

ばねを設けた⁹⁾。本研究では、軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が RC 橋脚の耐荷力に与える影響を検討するため、塑性ヒンジ区間を軸方向鉄筋とコンクリートの付着強度を考慮可能なモデル（付着考慮モデル）と、塑性ヒンジ区間を完全付着と仮定してファイバー断面としたモデル（ファイバー断面モデル）の2種類で解析を行った。付着考慮モデルの塑性ヒンジ区間の概念図を図-3に示す。また、ファイバー断面モデルにおけるコンクリート部の要素分割状況を図-4に示す。付着考慮モデルは、Ichikawaらの解析モデル⁸⁾を参考にモデル化した。付着考慮モデルでは、コンクリート部は、コアおよびカバーコンクリートからなるファイバー断面とし、その分割数を50分割とし、それとは別に軸方向鉄筋を1本ずつファイバー要素でモデル化した。コンクリートと軸方向鉄筋は帯鉄筋間隔の1/2ごとの高さに設けた剛体梁要素で結び、ばね要素は帯鉄筋間隔の1/2ごとの高さに軸方向鉄筋に設けた節点と剛体梁要素の軸方向鉄筋側の節点を二重節点としてその間に追加している。なお上下端は躯体により拘束されているものとし、剛結とした⁸⁾。ばね要素は、剛体梁要素の軸方向には軸方向鉄筋の変形に対してコアコンクリートとカバーコンクリート、帯鉄筋が抵抗する抵抗ばね、軸方向鉄筋の軸方向には軸方向鉄筋とコンクリートの付着を表現する付着ばねを与えた。各ばね特性の概要は後述する。解析ソフトには、UC-



(b) モデル化状況 (1/5- $\phi 6$)

図-3 付着考慮モデル

win/Frameを使用した。なお、本解析は丸鋼試験体や1/10-D3試験体の実験で見られた早期に最大耐力を迎えた後の耐力低下までを検証対象としており、その後の軸方向鉄筋の座屈による耐力低下までは収束性の課題から検討対象に至っていない。

2.2 材料特性

図-5にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。コンクリートの骨格形状にはHoshikumaモデル¹⁰⁾を採用し、内部履歴には堺-川島モデル¹¹⁾を使用した。コアコンクリートは横拘束材による拘束効果による強度増加を考慮した応力-ひずみ関係とし、軟化勾配および強度増加はHoshikumaモデル¹⁰⁾に従うものとした。また、終局後は拘束効果による応力収束域を設けている。一方で、カバーコンクリートは拘束効果を考慮していない。図-6

に軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。SD材、SR材には降伏棚を考慮したトリリニア型の移動硬化モデルを採用したが、 $\phi 6$ は引張試験において明確な降伏棚を示さなかったため、バイリニア型の移動硬化モデルとした。また、内部履歴には修正 Menegotto-Pinto モデル¹²⁾を使用した。なお、二次、三次勾配はいずれも $E_s/100$ (E_s は軸方向鉄筋のヤング係数)とした。

2.3 ばね要素の概要

(1) コア・カバーコンクリート及び帯鉄筋の抵抗ばね

図-7に軸方向鉄筋の変形に対するコンクリートおよび帯鉄筋の抵抗ばね特性と、表-2に特性値を示す。なお、表-2には後述する付着ばね、回転ばねの特性値も示す。軸方向鉄筋のコアコンクリート側への変形に抵抗するばねの剛性は無限大とし、カバーコンクリート側への変形に抵抗するばねの剛性は、浅津ら¹³⁾の提案に基づき次式で与えた。

$$K_c = k_0 c_0 s \quad (1)$$

ここで、 k_0 はかぶりコンクリートのばね算出係数 0.01、 c_0 は軸方向鉄筋の純かぶり、 s は横拘束筋間隔である。浅津らの提案式は、かぶりコンクリートのひび割れの進展から剥落までも含む平均的な挙動を表すばねとして仮定されている。

一方で、帯鉄筋は曲げ剛性により抵抗する状態と考え、次式で与えた。

$$K_s = 48E_s I_t / l_t^3 \quad (2)$$

ここで、 E_s は横拘束筋の弾性係数、 I_t は横拘束筋の断面二次モーメント、 l_t は軸方向鉄筋間隔の横拘束筋の長さである。帯鉄筋が位置する抵抗ばねの剛性は、(1)式のカバーコンクリートの抵抗ばねの剛性と足し合わせで表現している。

(2) 軸方向鉄筋とコンクリートの付着ばね

図-8に軸方向鉄筋とコンクリートの付着ばね特性を示す。使用した解析ソフトで使用可能な履歴モデルの内、異形鉄筋および丸鋼鉄筋の内部履歴に最も近い履歴モデルを使用した。異形鉄筋の付着ばねは島ら¹⁴⁾、丸鋼の付着ばねは松岡ら¹⁵⁾により提案された次式の付着応力-すべり関係を荷重-すべり関係に換算して与えた。

$$\text{(異形)} \quad \tau = 0.9f'_c{}^{2/3}(1 - \exp(-40(S/D)^{0.6})) \quad (3)$$

$$\text{(丸鋼)} \quad \tau = 0.17 \times 0.9f'_c{}^{2/3}(1 - \exp(-40(S/D)^{0.5})) \quad (4)$$

ここで、 f'_c はコンクリートの圧縮強度、 S はすべり量、 D は軸方向鉄筋径である。付着応力-すべり関係は等式から分かる様に曲線となり、また付着が切れた後は一般に負剛性となるが¹⁴⁾、本モデルでは計算の簡易化のため付着ばねの骨格はバイリニア型とし、最大付着強度以降は剛性をゼロとした。バイリニア型とする際の剛性は、モデルの簡略化のため、原点と最大付着力を結ぶ1次関数を付着ばねの初期剛性とし、最大付着力以降は剛性を

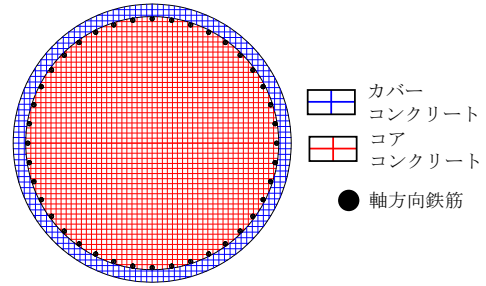


図-4 橋脚のファイバー断面と要素分割状況 (1/5- $\phi 6$)

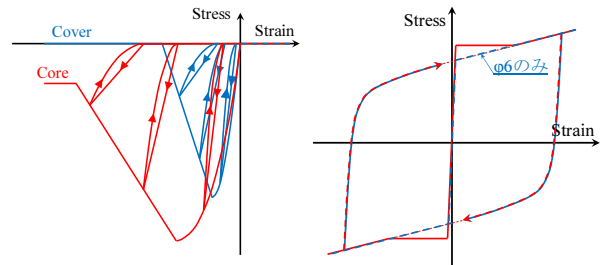


図-5 コンクリートの 図-6 鉄筋の応力-
応力-ひずみ関係 ひずみ関係

ゼロとした。また、最大付着力時のすべり変位 δ_1 は既往の研究¹⁵⁾を参考に、丸鋼鉄筋は 0.02 mm、異形鉄筋は丸鋼鉄筋の 10 倍とし 0.20 mm とした。これに伴い、最大付着力時のすべり変位が小さい丸鋼鉄筋の付着剛性が異形鉄筋の付着剛性よりも高くなっている。ただし、1/5-D13 試験体に関してはコンクリートの圧縮強度が 43.4 MPa と 1/5- $\phi 13$ 試験体と比べて高く、最大付着力が高くなるため剛性が 1/5- $\phi 13$ 試験体より高い付着剛性となっている。

1/10 スケール試験体ではモルタルが使用されており、また D6 鉄筋は一般的な竹節鉄筋とは異なり、らせん状の節を有する鉄筋となっている。一方で、式(3)はコンクリートと竹節鉄筋からなる引張試験より求められており、本研究で対象とした試験体の一部と条件は異なるが、後述のように式(3)を用いても実験結果を概ね再現できていることから、本研究で対象とする試験体に対しても適用可能と考えている。

(3) 軸方向鉄筋の抜け出しを表現する回転ばね

軸方向鉄筋の抜け出しを表現する回転ばねは、実験結果より算出したモーメント-回転角関係を多直線で近似し、線形ばねまたはバイリニアあるいはトリリニアの非線形ばね⁹⁾を与えた(図-9)。

2.4 載荷方法

節点荷重および強制変位は、実験と同様に橋脚頂部に 1/10 モデルには 15 kN、1/5 モデルには 60 kN の軸力を節点荷重で与え、水平方向に繰り返し強制変位を与えた。ただし、1/5-D10 では実験での軸力の調整不良があったため、120 kN としている。強制変位は橋脚の降伏変位を 1.0

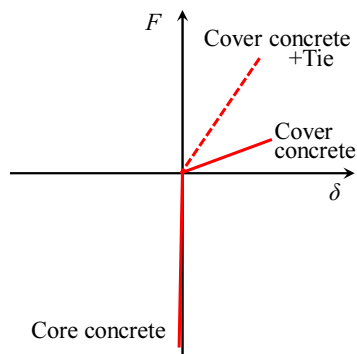


図-7 抵抗ばねの骨格線

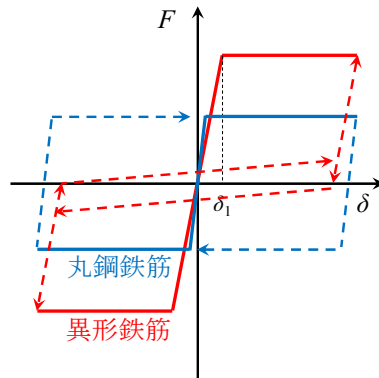


図-8 付着ばねの骨格線

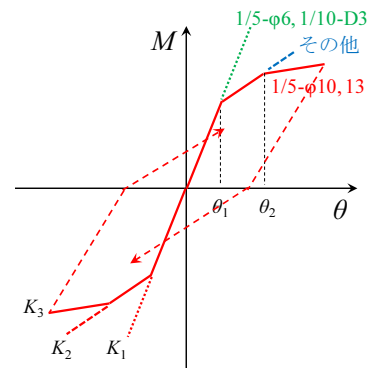
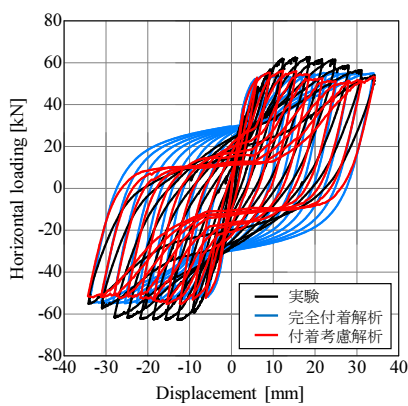


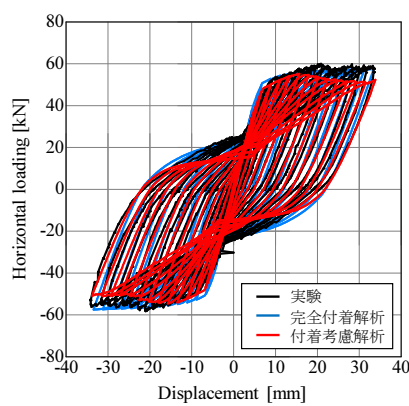
図-9 回転ばねの骨格線

表-2 各ばね要素の特性値

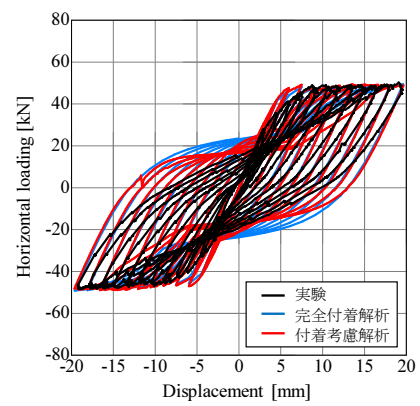
	抵抗ばね			付着ばね		抜け出し回転ばね				
	K_{cover} [kN/m]	K_{tie} [kN/m]	K_{core} [kN/m]	K_{bond} [kN/m]	δ_1 [kN]	$K_{rotation1}$ [kN · m/rad]	θ_1 [mrad]	$K_{rotation2}$ [kN · m/rad]	θ_2 [mrad]	$K_{rotation3}$ [kN · m/rad]
1/5-D6	5.85	2114.79	∞	2.90×10^4	0.20	1.28×10^5	0.44	3.03×10^4	-	-
1/5-D10	5.85	135.35		4.81×10^4	0.20	6.00×10^4	1.00	1.50×10^4	-	-
1/5-D13	5.85	192.71		9.02×10^4	0.20	5.61×10^4	0.74	3.18×10^4	-	-
1/5-φ6	5.85	2448.13		4.51×10^4	0.02	3.27×10^4	-	-	-	-
1/5-φ10	5.85	192.71		6.37×10^4	0.02	3.30×10^4	0.91	1.10×10^4	2.95	3.44×10^3
1/5-φ13	5.85	33.04		8.59×10^4	0.02	2.26×10^5	0.05	2.77×10^4	0.73	1.32×10^4
1/10-D3	1.35	334.57		1.23×10^4	0.02	1.46×10^4	-	-	-	-
1/10-D6	1.35	5.23		1.51×10^4	0.20	1.03×10^4	0.81	2.47×10^3	1.69	3.77×10^2



(a) 1/5-D6



(b) 1/5-D10



(c) 1/5-D13

図-10 1/5スケール異形鉄筋試験体の解析結果

δ_y とし、 $\pm 0.5 \delta_y$ ずつ増加させた。

3. 解析結果

図-10に1/5-D6, D10, D13の解析結果を示す。1/5-D6では、解析結果の耐力は実験結果よりも10%程度低いですが、完全付着を仮定したファイバー断面の解析と付着性状を考慮した解析の剛性、耐力が同程度である。一方、1/5-D13の結果は実験結果と完全付着を仮定したファイバー断面の解析結果、付着性状を考慮した解析結果の剛性、耐力が概ね一致している。また、1/5-D10の結果は、水平変位が15mm付近までは実験結果と完全付着を仮定したファイバー断面の解析結果、付着を考慮した解析結果の耐力が概ね一致しているが、それ以降では付着を考慮した解析の結果が耐力低下を示す。この時、付着を考慮した解析では、最外縁の軸方向鉄筋の付着ばねが最

大付着力に達していることから、軸方向鉄筋の付着に起因した耐力低下と考えられる。

以上の結果より、異形鉄筋の付着強度を考慮した解析モデルは、完全付着を仮定したファイバー断面モデルと剛性および耐力が同等の結果を示したことから、異形鉄筋では軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状がRC橋脚の耐力に与える影響は殆どないと言える。

3.2 1/5スケール丸鋼鉄筋試験体の解析結果

図-11に1/5-φ6, φ10, φ13の解析結果を示す。1/5-φ6では、完全付着を仮定したファイバー断面の解析結果および付着強度を考慮した解析結果の双方が、実験結果と同等の結果を示しており、1/5-φ6の実験結果は、完全付着と同程度の付着性状となっていると言える。

1/5-φ10, φ13では、実験において早期に最大耐力を迎えた後に耐力の低下を示すが、完全付着を仮定したファ

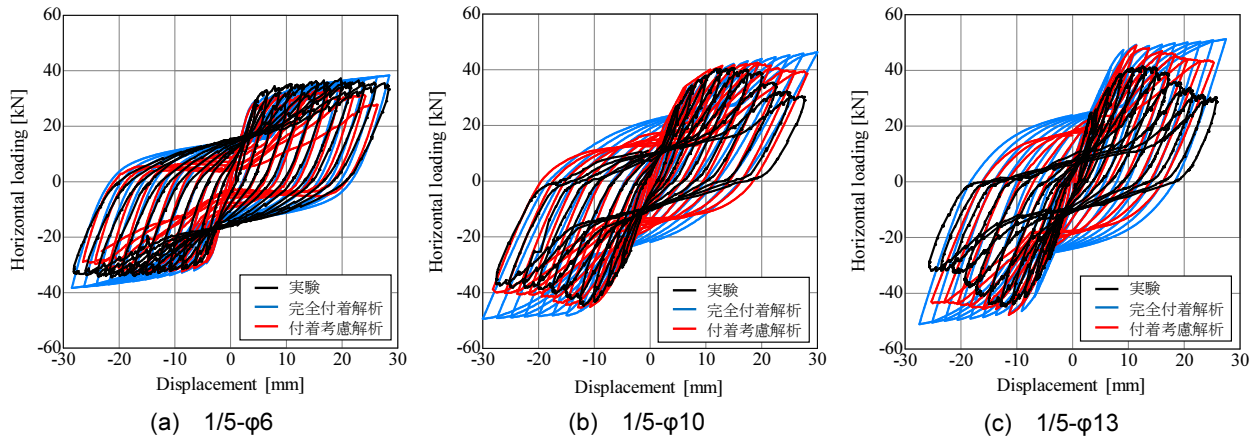


図-11 1/5スケール丸鋼鉄筋試験体の解析結果

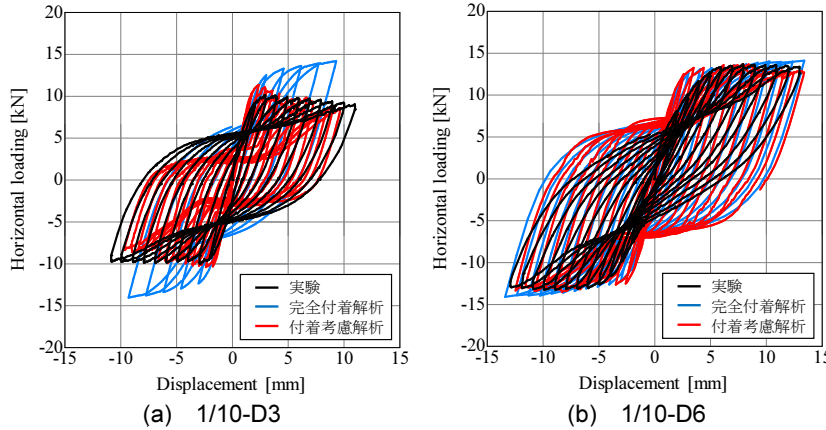


図-12 1/10スケール試験体の解析結果

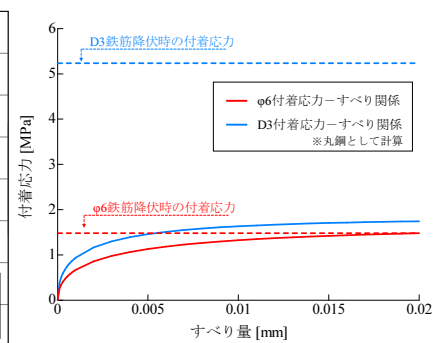


図-13 鉄筋降伏時の付着応力と付着応力-すべり関係

イバー断面の解析結果では、それを表現できていない。一方で、付着強度を考慮した解析結果では、1/5-φ13において実験結果の最大耐力が正負で差異があるため第1象限の最大耐力が一致していないものの、1/5-φ10、φ13の双方ともに最大耐力以降の耐力低下の傾向を表現できており、最大耐力を迎えるタイミングも実験結果と一致する。本論で示す範囲での実験における1/5-φ10、13試験体のポストピーク時にはコンクリートの顕著な損傷が見られず、橋脚下端でわずかに損傷が確認できる程度であった⁷⁾。一方、解析結果の圧縮軟化挙動については、付着の考慮の有無問わず全解析結果において最下端のコンクリート要素の圧縮応力が0 MPaとなるまで軟化していた。これらの結果から、付着が保たれている場合は他の要素が受け持ち耐力低下を示さないが、付着が切れた場合は、力の伝達がされずにそのポストピーク挙動は圧縮軟化挙動に依存すると考えられる。

3.3 1/10スケール試験体の解析結果

図-12に1/10-D3、D6の解析結果を示す。1/10-D3では、実験結果の傾向は前節の丸鋼鉄筋を使用した実験と解析の比較の傾向に似ており、異形鉄筋を使用した試験体と比べて、早期に最大耐力を迎え、その後に耐力低下を示す。そのため、1/10-D3は特注の竹節鉄筋であるが、付着強度を考慮した解析では丸鋼の付着強度として

解析を行った。その結果、実験結果を概ね再現できており、1/10-D3試験体では付着が確保できていないことが判断できる。一方、1/10-D6では、完全付着を仮定したファイバー断面の解析結果および付着強度を考慮した解析結果の双方が、実験結果と同等の結果を示している。

3.4 縮小した軸方向鉄筋の付着性状

前節までの解析で、1/5-φ6は丸鋼鉄筋の付着強度を考慮した解析結果は、完全付着を仮定した解析結果と同等の荷重-変位関係を示した。一方で1/10-D3は、1/5-φ6と同等の鉄筋本数でスケールを小さくしただけだが、付着強度を考慮した解析結果と完全付着を仮定した解析結果に差異が生じた。この要因について本節で検討する。

図-13にφ6鉄筋とD3鉄筋の付着応力-すべり曲線ならびに、鉄筋降伏時の付着応力を示す。なお、鉄筋降伏時の付着応力は次式より算出した。

$$\tau = \varphi f_{sy} / (4L) \quad (5)$$

ここで、 φ は鉄筋径、 f_{sy} は鉄筋の降伏強度、 L は付着長で塑性ヒンジ区間長(0.5D)として計算している。結果より、1/5-φ6は付着応力-すべり関係の最大付着応力と鉄筋降伏時の付着応力が殆ど同じであるため付着が確保されるのに対し、1/10-D3では鉄筋降伏時の付着応力が付着応力-すべり関係の最大付着応力より遥かに高いため、付着が確保されないことが分かる。

以上より、1/10-D3 の様に実大 RC 橋脚の縮尺比を満足したとしても、付着が確保されないことが、解析及び計算より示された。軸方向鉄筋に縮小鉄筋を用いた場合、実大の異形鉄筋の付着力よりも低い付着力を有するため、付着力が担保されない可能性がある¹⁶⁾。そのため、RC 橋脚を縮小する場合、使用する軸方向鉄筋が実大の軸方向鉄筋と同等の付着力を有しているかについて留意する必要がある。なお、文献 5 では正規化する際の降伏変位の整理の仕方の違いにより 1/10 縮小試験体が実大の再現性が高いと示したが、続報の文献 17) において再度整理した結果 1/10-D3 の再現性が低い結果となっている。

4. 結論

1. 異形鉄筋の付着強度を考慮した解析モデルは、完全付着を仮定したファイバー断面モデルと同等の結果を示したことから、異形鉄筋では軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状が RC 橋脚の耐荷力に与える影響は殆どない。
2. 丸鋼鉄筋の付着強度を考慮した解析の結果、実験で見られた早期に最大耐力を迎えた後に耐力が低下する傾向とそのタイミングを表現でき、この傾向は丸鋼を使用した軸方向鉄筋とコンクリートの付着性状に起因していることが解析的にも示された。
3. 縮尺比を満足した 1/10-D3 試験体は、軸方向鉄筋とコンクリートの付着が確保されず、その付着性状は丸鋼程度であることが解析的に示された。

参考文献

- 1) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 高橋良知, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大振動台実験及びその解析, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 2, pp.324-343, 2010.6
- 2) 岩田秀治, 関雅樹, 上月隆史, 阿知波秀彦: 載荷実験による RC 円形橋脚の実大モデルと 1/2 縮小モデルの損傷度比較, 土木学会第 66 回年次学術講演概要集, I_383, pp.765-766, 2010.9
- 3) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八洲雄, 吉澤義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 538/V-31, pp. 47-56, 1996.
- 4) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No. 669/V-50, pp. 215-232, 2001.
- 5) 山本翔吾, 杉森克成, 木下幸治, 内田裕市: 円形 RC 橋脚の曲げ復元力特性における寸法効果の実験的

- 検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.665-660, 2015.7
- 6) 山本翔吾, 木下幸治: 円形 RC 橋脚縮小模型試験体の寸法効果の実験的検討, コンクリート工学年次論文集, No.2, Vol.39, pp.667-672, 2017.7
 - 7) 山本翔吾, 木下幸治: RC 橋脚の履歴特性に及ぼす鉄筋とコンクリートの付着性状の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.79-84, 2018.7
 - 8) S. Ichikawa, T. Sasaki and K. Kawashima: Analytical idealization of local buckling of longitudinal bars for analyzing the seismic performance of RC columns, Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.3247-3254, 2010.
 - 9) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八洲雄, 吉澤義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.538/V-31, pp.47-56, 1996.5
 - 10) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8
 - 11) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.297-316, 2000.7
 - 12) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.7
 - 13) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-31, pp.177-194, 2001.7
 - 14) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, Vol.378/V-6, pp.165-174, 1987.2
 - 15) 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, 2011.7
 - 16) 玉山豊, 森田信義, 河野伊知郎, 伊東孝: 細径異形棒鋼 D4, D5 の品質特性とその使用方法, セメント・コンクリート論文集, Vol.71, pp.689-696, 2017.2
 - 17) S. Yamamoto and K. Kinoshita: Development of a Small-scaled RC Column Model Reproducing a Full-scaled RC Column, The 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, 2018.11