

論文 低強度コンクリート部材の付着性状に関する研究

八十島 章^{*1}

要旨：既存の低強度コンクリート部材の付着性能を把握することを目的として、異形鉄筋および丸鋼を用いた低強度コンクリート RC 部材の付着実験を行った。付着試験体は、付着長、かぶり厚、主筋種類、横補筋比を変動因子とし、引抜き形式と単純梁形式で加力を実施した。実験結果から、付着性状と付着強度を検討し、異形鉄筋の場合には普通強度コンクリートにおける既往の付着応力-すべり量モデルおよび付着割裂強度算定式で評価可能であることを示した。また、丸鋼の局所付着性状をモデル化し、付着長の大きい平均的な付着性状は局所付着応力-すべり量モデルに基づいた付着解析で評価できることを明らかにした。

キーワード：低強度コンクリート、付着強度、丸鋼、局所性状、付着応力、すべり

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート造建物において、設計基準強度を下回り、コンクリート圧縮強度が 10MPa 以下の低強度コンクリート建物の存在が確認されている¹⁾。耐震診断基準²⁾では適用限界値を 13.5MPa とし、それ以下の場合には耐震診断の適用範囲外としているが、現行の評価式を適宜外挿して耐力評価および靱性能評価を行い、診断や改修を実施しているのが現状である。低強度コンクリート建物の耐震安全性能を評価するためには、強度および靱性能を工学的根拠に基づいて評価することが必要である。低強度コンクリート部材は、鉄筋とコンクリートの一体性が確保できないために、曲げ強度の算定値に達しない場合や想定外の破壊形式に至ることが懸念される。また、早期に付着劣化すると、剛性が低下し、エネルギー吸収能力の乏しいスリップ型の復元力特性になるため、所要の耐震性を発揮できない可能性がある。そのため、低強度コンクリート RC 部材の付着性能を把握し、定量的に評価することが重要である。

本研究では、異形鉄筋および丸鋼を用いた低強度コンクリート RC 部材の付着実験を行い、微視的かつ巨視的に付着性状を把握し、既往の普通強度コンクリートに対する付着強度算定式の適合性について検証する。さらに、異形鉄筋および丸鋼の局所付着性状をモデル化すると共に、局所付着性状と付着長が大きい場合の平均的な付着性状の関連性について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

付着試験体の形状および配筋を図-1、図-2 に示す。試験体一覧を表-1 に示す。本実験は、局所付着性状を把握することを目的とした付着長の短い主筋引抜き形式のシリーズ I、付着強度および破壊進展状況を把握することを目的とした付着長の長い単純梁形式のシリーズ II からなる。

シリーズ I の試験体は、中心に主筋（主筋径 d_b ）を 1 本配した $224 \times 224 \times 112\text{mm}$ ($14d_b \times 14d_b \times 7d_b$) のコンクリートブロックで、断面各 4 辺にスリットを設け、かぶり厚を調節している。試験区間の付着長は 64mm ($4d_b$) で、荷重端および自由端の 24mm ($1.5d_b$) の区間は付着

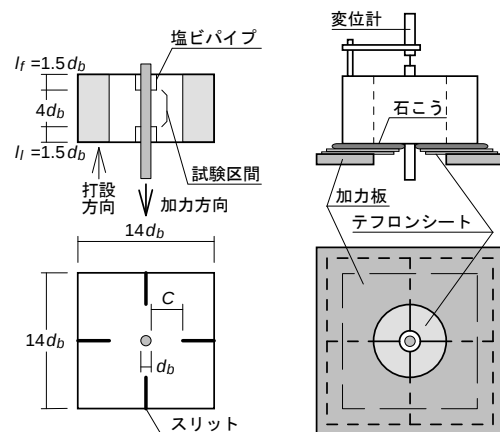


図-1 引抜き形式の付着試験体

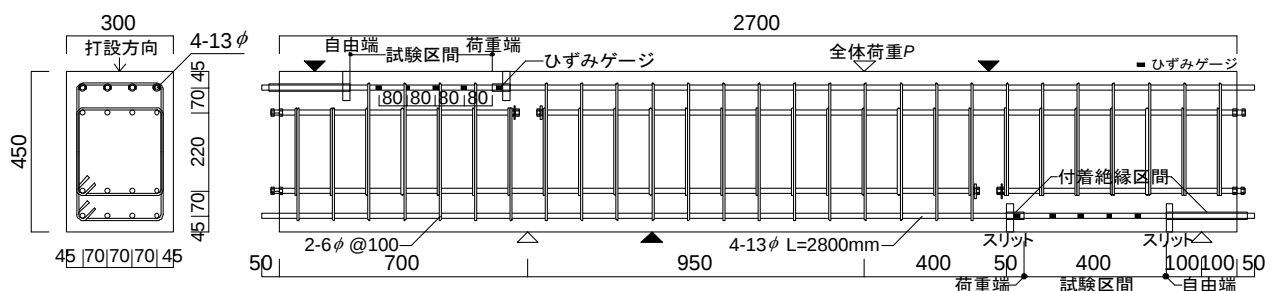


図-2 単純梁形式の付着試験体

^{*1} 筑波大学大学院システム情報工学研究科 助教 博士（工学）（正会員）

表－1 試験体一覧

実験 シリー ーズ	試験体名	断面 $b \times D$ (mm)	コンクリ ート強度 (MPa)	かぶり厚 ／主筋径 C/d_b	主筋	横補強筋	付着長 (mm)	加力 方法
I	D-C15	224×224	9	1.5	1-D16	—	64	引抜き形式
	D-C25			2.5				
	D-C35			3.5				
	P-C15			1.5	1-16 ϕ			
	P-C25			2.5				
	P-C35			3.5				
II	D13-T	300×450	9	2.4	4-D13 $p_t = 0.44\%$	2-6 ϕ @100 $p_w = 0.19\%$	400	単純梁形式 (3点曲げ)
	D13-B					—		
	P13-T				4-13 ϕ $p_t = 0.44\%$	2-6 ϕ @100 $p_w = 0.19\%$		
	P13-B					—		
	D19-T			1.5	4-D19 $p_t = 0.93\%$	2-6 ϕ @100 $p_w = 0.19\%$		
	D19-B					—		
	P19-T				4-19 ϕ $p_t = 0.93\%$	2-6 ϕ @100 $p_w = 0.19\%$		
	P19-B					—		

表－2 調合計画

目標 強度 (MPa)	水セメ ント比 (%)	単位量 (kg/m ³)					細骨 材率 (%)	圧縮 強度 (MPa)	割裂 強度 (MPa)	弾性 係数 (GPa)
		セメ ント	水	細骨材	粗骨材	AE 減水剤				
9	120	167	200	1062	797	2.17	58.0	8.9	1.1	16.3

を絶縁した。変動因子は、主筋の種類（異形鉄筋 D16，丸鋼 16 ϕ ），かぶり厚であり，試験体数は各々3 体ずつの計 18 体である。

シリーズⅡの試験体は，実構造物の応力状態に近い単純梁形式とし，引張主筋 4 本，断面 300×450mm，全長 2700mm で，1 体につき上下 2 ヶ所の試験区間（付着長 400mm）を有する。せん断ひび割れを誘発し，試験区間を明確にするために，荷重端側コンクリートにスリットを設け，荷重端から 50mm の区間には主筋外周に塩ビパイプを配して付着を絶縁した。自由端側は，支点反力による主筋の拘束を防止するために梁端から 200mm を付着絶縁区間とし，主筋周辺コンクリートの拘束による影響を排除するためにスリットを設けた。また，試験体が付着破壊する以前にせん断破壊することを避けるため，試験鉄筋の内側に補強用鉄筋を配し，端部を定着プレートで固定した。変動因子は，主筋の種類，主筋径，横補強筋比であり，試験体数は計 8 体である。

2.2 使用材料

使用した低強度コンクリートの調合と材料試験結果

を表－2 に，鉄筋の引張試験結果を表－3 に示す。目標圧縮強度 9MPa の低強度コンクリートは，粗骨材の最大寸法 20mm，水セメント比 120%とし，スランプ 19cm，空気量 3%であった。なお，コンクリートの養生条件は現場封緘養生とし，材料強度は試験体加力の前後に行った各々3 体ずつの平均値とした。

2.3 加力・計測方法

シリーズⅠの引抜き形式の加力は，スリット内部のコンクリートを拘束しないように孔を設けた加力板の上にテフロンシートと試験体を設定し，主筋を単調に引抜

表－3 鉄筋の引張試験結果

鉄筋 種別	降伏 強度 (MPa)	弾性 係数 (MPa)	引張 強度 (MPa)	伸び (%)
6 ϕ	388	206	500	26
13 ϕ	313	205	441	32
16 ϕ	316	206	449	32
19 ϕ	316	207	466	32
D13	323	186	467	27
D16	370	197	530	24
D19	387	191	604	21

くことにより行った。計測項目は、引張荷重、自由端の主筋すべり量である。

シリーズⅡの単純梁形式の加力は、せん断スパン950mmの3点曲げによる単調载荷とした。横補強筋のない下端筋を先に加力し、その後反転させて上端筋の加力を行った。計測項目は、全体荷重、加力点位置のたわみ、主筋の自由端すべり量、主筋のひずみ値である。主筋のすべり量は、試験体端部のコンクリートに変位計を固定し、各々の主筋端部の変位を計測した。主筋のひずみは、図-2に示される位置に二重コーティングして貼付したひずみゲージで計測し、荷重端の塩ビパイプ内に貼り付けた表裏2枚によるひずみ値を平均して付着応力を算出することとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

シリーズⅠの異形鉄筋を用いた試験体は、スリットの位置に割裂ひび割れが発生し、荷重低下した。主筋の節とコンクリートの境界面はほとんど損傷を受けておらず、試験体はスリットの位置でコンクリートが分断されて破壊に至った。丸鋼を用いた試験体は、主筋のすべりが発生すると共に荷重が低下し、主筋の抜け出しにより破壊に至った。

シリーズⅡの単純梁形式試験体の最終破壊状況を図-3に示す。異形鉄筋を用いた試験体は、荷重端側のスリット位置に斜めひび割れが発生した後自由端側のスリット位置に斜めひび割れが発生した。その後、横補強筋のない下端筋の試験体は主筋に沿ったひび割れが急激に発生すると同時に、全体荷重が大きく低下して破壊に至った。横補強筋のある上端筋の試験体は荷重端側から主筋に沿ったひび割れが多数発生し、ひび割れが大きく開口すると共に徐々に全体荷重が低下して破壊に至った。一方、丸鋼を用いた試験体は、荷重端側のスリット位置に斜めひび割れが発生した後は全くひび割れが発生せずに荷重が低下して破壊に至った。ただし、下端筋の試験体の全体荷重は、異形鉄筋の場合の7割程度で荷重低下は緩やかであったが、上端筋の試験体の全体荷重は、下端筋の全体荷重の半分程度までしか達せず、荷重が急激に低下した。

3.2 付着応力-すべり量関係

シリーズⅠの主筋引抜き形式による付着応力-すべり量関係を図-4に、シリーズⅡの単純梁形式による平均付着応力-自由端すべり量関係を図-5に示す(図中のモデルと解析の破線は後述)。引抜き形式の付着応力は、引張荷重を公称周長と付着長で除した値であり、すべり量は自由端すべり量の計測値に試験区間の主筋の伸び量を加えて荷重端すべり量とした値である。単純梁



図-3 最終破壊状況

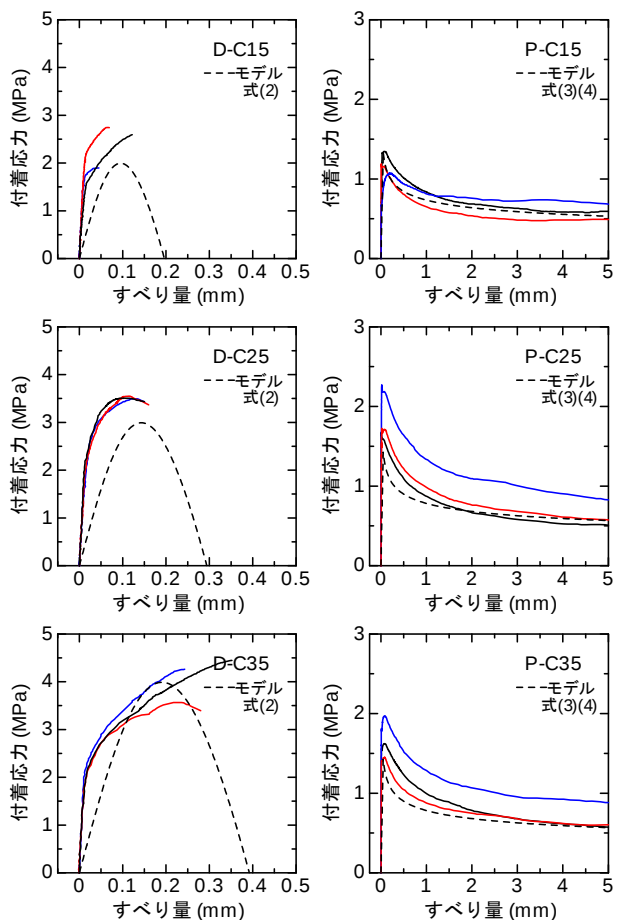


図-4 局所付着応力-すべり量関係

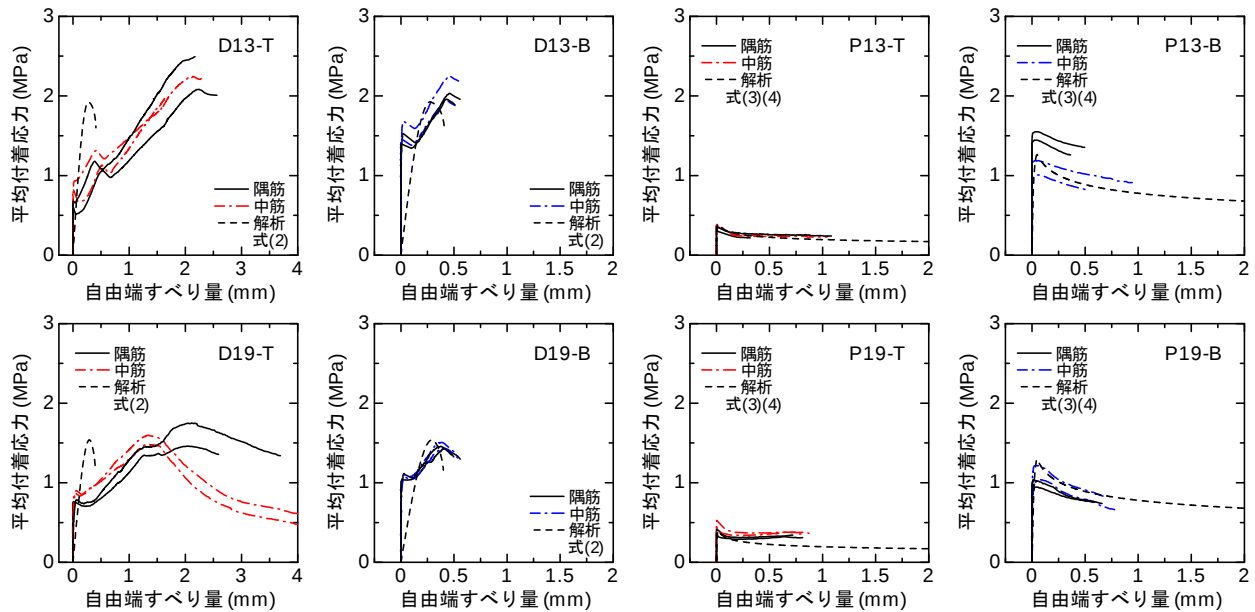


図-5 平均付着応力-自由端すべり量関係

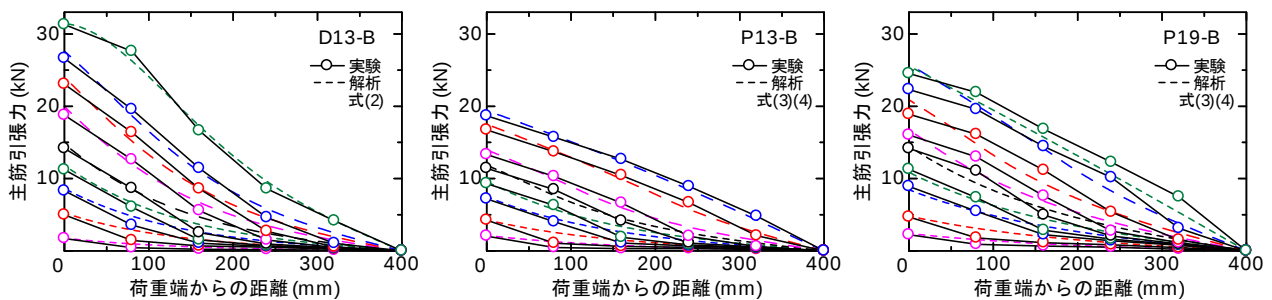


図-6 主筋引張力分布

形式の平均付着応力は、下式 (1) により算出した。

$$\tau_{ave} = \varepsilon \cdot E_b \cdot A_b / (\phi \cdot l_b) \quad (1)$$

ここで、 τ_{ave} : 平均付着応力、 ε : 荷重端のひずみ値、 E_b : 主筋のヤング係数、 A_b : 主筋の公称断面積、 ϕ : 主筋の公称周長、 l_b : 付着長さ

シリーズ I の異形鉄筋では、かぶり厚が大きくなると付着強度およびその時のすべり量が大きくなることが確認できる。しかし、丸鋼の付着強度およびすべり量は、かぶり厚によらずほとんど差がない。また、両者の曲線形状は大きく異なっているが、かぶり厚とは関連しておらず鉄筋の種類だけに依存するものと考えられる。

シリーズ II の異形鉄筋では、主筋が細くて横補強筋がある場合には付着強度およびその時のすべり量が増大している。また、横補強筋のない D19-B 試験体は全主筋がほぼ同じ挙動であるが、横補強筋のある D19-T 試験体は隅筋と中筋が同時に最大付着応力に達しておらず、隅筋が若干大きくなっている。ただし、横補強筋比 0.2% による強度の増大は僅かであり、上端筋と下端筋の主筋位置の違いによる強度差ほどに対応している。一方、丸鋼の付着性状は、横補強筋の有無および主筋径にはあまり依存せず、上端と下端の主筋位置の違いに大きな影響を受け、異形鉄筋の場合よりもその違いが顕著である。

3.3 主筋引張力分布

シリーズ II の単純梁形式における主筋軸方向引張力分布を図-6 に示す(図中の解析は後述)。主筋引張力は、荷重端側から 80mm 間隔で計測したひずみ値に主筋の公称断面積とヤング係数を乗じて算出した。すべての試験体において、主筋引張力が荷重端側から徐々に増加していく傾向が確認でき、その分布の勾配は各々の計測荷重時において一様ではなく、付着応力を担っている区間が荷重端側から推移していく様子が把握できる。異形鉄筋を用いた D13-B と D19-B、丸鋼を用いた P13-B と P19-B の主筋引張力分布の形状および増加割合は、主筋径の違いは見られず、同一主筋種類においてはほとんど同じ傾向を示していた。異形鉄筋と丸鋼の主筋引張力の分布形状を比較すると、荷重端引張力が非常に小さい段階では同様な曲線形状であるが、主筋引張力が大きくなるにつれて、異形鉄筋では荷重端側ほど主筋引張力分布の勾配が急になっている。丸鋼はその逆に荷重端側になるほど主筋引張力分布の勾配が緩やかになっていることが確認できる。この分布形状の違いは、局所の付着応力-すべり量曲線の影響によるものと考えられ、低強度コンクリートにおいても異形鉄筋であればある程度主筋すべりまで付着応力を発揮できることがうかがえる。

表－4 付着強度の実験値と計算値の比較（シリーズⅠ）

試験体名	実験値			計算値		
	付着強度*1 (MPa)	付着強度時 すべり*1 (mm)	すべり 5mm 時 応力*1 (MPa)	長期許容応力 ⁶⁾ (MPa)	短期許容応力 ⁶⁾ (MPa)	金久保式 ⁵⁾ (MPa)
D-C15	2.41	0.078	—	0.89	1.34	2.00
D-C25	3.52	0.118	—	0.89	1.34	3.00
D-C35	4.09	0.271	—	0.89	1.34	4.00
P-C15	1.27	0.036	0.54	0.53	0.80	—
P-C25	1.89	0.017	0.63	0.53	0.80	—
P-C35	1.68	0.084	0.68	0.53	0.80	—

表－5 付着強度の実験値と計算値の比較（シリーズⅡ）

試験体名	実験値	計算値				付着解析の 最大付着応力 (MPa)
	付着強度*2 (MPa)	藤井・森田式 ³⁾ (MPa)	前田・小谷式 ⁴⁾ (MPa)	長期許容応力 ⁶⁾ (MPa)	短期許容応力 ⁶⁾ (MPa)	
D13-T	2.27	2.02	1.59	0.59	0.89	1.93
D13-B	2.05	21.6	1.47	0.89	1.34	1.93
P13-T	0.37	—	—	0.36	0.53	0.40
P13-B	1.30	—	—	0.53	0.80	1.19
D19-T	1.57	1.42	1.28	0.59	0.89	1.54
D19-B	1.46	1.52	1.02	0.89	1.34	1.54
P19-T	0.44	—	—	0.36	0.53	0.41
P19-B	1.10	—	—	0.53	0.80	1.22

*1：試験体3体の平均値，*2：全主筋の平均値

4. 実験結果の検討

4.1 付着強度

シリーズⅠおよびシリーズⅡにおける付着強度の実験値と計算値の比較を表－4、表－5に示す。付着強度の計算値は、普通強度コンクリートに対して提案されている森田・藤井式³⁾、前田・小谷式⁴⁾、金久保式⁵⁾、日本建築学会 RC 規準⁶⁾の許容応力度により算出した。シリーズⅠの異形鉄筋の付着強度は、金久保式による計算値とよい対応を示しており、かぶり厚の増大による強度上昇の傾向も適合している。丸鋼の付着強度は、かぶり厚との明確な関係は見られず、短期許容応力度の2倍程度に達しており、主筋すべり量 5mm 時の付着応力は長期許容応力度に近似した値になっていることが確認できる。

シリーズⅡの異形鉄筋の付着強度は、藤井・森田式では横補強筋のある上端筋の D13-T と D19-T は安全側であるが、横補強筋のない下端筋の D13-B と D19-B は危険側の評価である。また、前田・小谷式および短期許容応力度では、いずれの試験体においても安全側の評価になっている。丸鋼の P13-T と P19-T の付着強度は、打設方向の影響により極めて低くなっており、短期許容応力度に達しておらず、長期許容応力度に近い値であることがわかる。丸鋼で下端筋の P13-B と P19-B の付着強度は、短期許容応力度を上回っているが、シリーズⅠの付着強度よりも小さくなっていることが確認できる。

4.2 局所付着応力－すべり量関係

シリーズⅡの主筋引張力分布で示されたように、付着長が主筋径の 20 倍以上の場合には、荷重端引張力の増大に伴って付着応力を担う領域が荷重端側から自由端側に推移しており、局所的な付着すべりが荷重端から連

鎖的に発生していると考えられる。そこで、低強度コンクリートにおける局所付着性状を定量的に評価し、局所付着応力－すべり量関係のモデル化を行う。

文献 5) では普通強度コンクリートにおける付着割裂する場合の局所付着応力－すべり量関係を式 (2) で表現している。モデル曲線とシリーズⅠの実験結果の比較を図－4に示す。式 (2) の計算値は、局所付着性状を概ね表現できており、低強度コンクリートに対しても適用可能であると考えられる。

$$\tau_b = 2 \cdot \sigma_t \cdot \beta \cdot s \cdot \frac{(r_u/d_b)^2 - (\beta \cdot s)^2}{(r_u/d_b)^2 + (\beta \cdot s)^2} \cdot \cot \alpha \quad (2)$$

ここで、 τ_b ：局所付着応力、 s ：すべり量、 σ_t ：コンクリート割裂強度、 α ：主筋がコンクリートを押す力の角度=34°、 β ：内部ひび割れとすべり量の関係を表す定数=10.2 (1/mm)、 r_u ： $C + d_b/2$

一方、丸鋼の局所付着性状は、コンクリート強度と主筋位置のみで支配されると想定して付着応力－すべり量関係をモデル化する。鉄筋が鉛直方向で打設され、付着長が主筋径の 12 倍以下かつコンクリート強度が 30MPa 以下の既往の付着強度実験値^{7)~11)}を、シリーズⅠの丸鋼の実験結果と合わせて図－7に示す。同図より低強度コンクリートから普通強度コンクリートに対応した丸鋼下端筋の付着強度は回帰計算によって式 (3) が得られ、付着強度時のすべり量はシリーズⅠの実験値の平均から 0.05mm に設定した。モデルの曲線形状は、丸鋼の付着作用および主筋すべり量 5mm 時の付着応力より、式 (4) で表現することとした。さらに、上端筋に対する付着強度は、許容応力度およびコンクリートの沈み込みの影響を考慮して下端筋の 1/3 倍とした。シリ

ズⅠの丸鋼の実験結果と式(3)(4)によるモデル曲線の比較を図-4に示す。モデルは実験結果を概ね表現できていることが確かめられる。

$$\tau_{b,\max} = 0.15 \cdot \sigma_B \quad (3)$$

$$\tau_b = 3.0 \cdot \sigma_B \cdot s \quad (s \leq s_m \text{ のとき}) \quad (4-1)$$

$$\tau_b = \tau_{b,\max} \cdot (s_m / s)^{0.2} \quad (s > s_m \text{ のとき}) \quad (4-2)$$

ここで、 τ_b ：局所付着応力、 s ：すべり量、 s_m ：付着強度時のすべり量（上端筋：0.017mm，下端筋：0.05mm）、 σ_B ：コンクリート圧縮強度

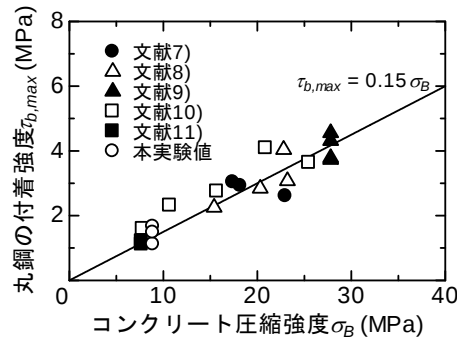


図-7 付着強度とコンクリート強度の関係

4.3 付着長の影響

局所付着応力-すべり量モデルと付着基礎微分方程式⁹⁾を用いて数値解析を行い、付着長が大きい場合の付着性状および付着長の与える影響について検討する。シリーズⅡの単純梁形式試験体を対象とした解析結果として、平均付着応力-自由端すべり量関係を図-5に、主筋引張力分布を図-6に、付着解析の最大付着応力を表-5に示す。さらに、解析による付着強度と付着長の関係を図-8に示す。図中にはシリーズⅠとⅡの実験値および既往の実験結果^{7)~12)}も示している。なお、本解析では横補強筋による拘束効果は考慮していない。丸鋼の平均付着応力-自由端すべり量関係では、解析結果が実験結果を良好に表しているが、異形鉄筋では主筋すべり量の対応があまり良くない。異形鉄筋の場合は荷重端と自由端のスリット位置からのせん断ひび割れおよび加力順序が影響したものと考えられる。主筋引張力分布および付着強度において、異形鉄筋および丸鋼の解析結果と実験結果は比較的良好な適合性があり、異形鉄筋の付着強度は丸鋼よりも付着長の影響を受けやすく、付着長の

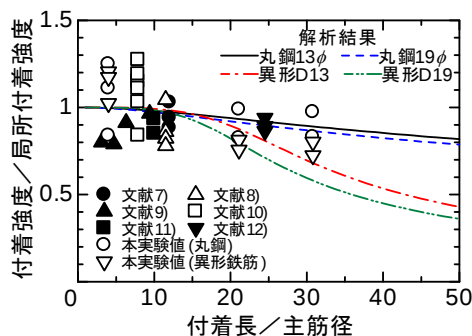


図-8 付着強度と付着長の関係

増大に伴う強度低下率が大きいことが確認できる。

5. まとめ

異形鉄筋および丸鋼を用いた低強度コンクリート部材の付着実験を行い、異形鉄筋の場合には普通強度コンクリートとほぼ同様な付着性状であり、既往の局所付着モデルおよび付着割裂強度算定式で評価可能であることを明らかにした。さらに、丸鋼の局所付着性状をモデル化し、本モデルを用いた解析により低強度コンクリート部材の付着性状を評価できることを示した。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，2009.2
- 2) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準，耐震改修設計指針・同解説，2001.1
- 3) 藤井 栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，一第1報 着割裂破壊を支配する要因についての実験結果一，日本建築学会論文報告書，第319号，pp.47-54，1982.9
- 4) 前田匡樹，小谷俊介，青山博之：異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着強度式，構造工学論文集，Vol.40B，pp.277-284，1994.3
- 5) 金久保利之，米丸啓介，福山 洋：補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究，その1：横補強のない場合の局所付着割裂性状，日本建築学会構造系論文集，No.492，pp.99-106，1997.2
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2
- 7) 小倉弘一郎，亀田登与三郎，池田昭男：各種形状の振り強化鉄筋の付着強度に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.69-1，pp.505-508，1961.10
- 8) 十代田知三：膨張頁岩を骨材とした軽量コンクリートと鉄筋の付着強度について，日本建築学会論文報告集，No.89，pp.38，1963.9
- 9) 六車熙，森田司郎，富田幸次郎：鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究（Ⅰ付着応力分布について），日本建築学会論文報告集，No.131，pp.1-8，1967.1
- 10) 小林克己，黒正清治：ネオ鉄セメントを使用したコンクリートと鉄筋の付着強度実験，日本建築学会学術講演梗概集，構造系，Vol.51，pp.5-6，1976.8
- 11) 荒木秀夫，吉田俊太郎，洪成，加川順一：低強度コンクリートと丸鋼の付着強度とその補強効果，JCI年次論文集，Vol.32，No.2，pp.883-888，2010.7
- 12) 滝本義一，鈴木豊朗，松原光彦，佐々木良一：付着強度に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.66-1，pp.425-428，1960.10