

論文 束ね鉄筋を有する RC 梁の付着性状に関する実験的研究

小前健太郎*¹・細川洋治*²・塩原等*³・小谷俊介*⁴

要旨：束ね鉄筋及び集合鉄筋の付着割裂強度に関する鉄筋コンクリート梁のせん断実験を行った。単位長さ当りの付着力を用いて付着割裂強度を検討した結果、束ね鉄筋及び集合鉄筋は等価断面鉄筋に置換し、3本の主筋の重心位置、あるいは内側の2本の主筋の中心を結ぶ線上の midpoint に配置することで既往の設計式を適用できることを示した。

キーワード：束ね鉄筋、集合鉄筋、鉄筋コンクリート梁、付着割裂強度

1. 目的

本研究は、曲げ降伏前に付着割裂破壊する束ね鉄筋及び集合鉄筋を有する鉄筋コンクリート梁部材のせん断実験により、束ね鉄筋及び集合鉄筋の付着性状を把握することを目的とする。

日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、RC 規準[1]）では、束ね鉄筋の付着の検定は、束ね鉄筋の全断面積と等しい断面積を持つ1本の鉄筋の等価直径に基づいて行うことを奨励している。しかし、束ね鉄筋に関する既往の研究では、鉄筋の引き抜き試験や、梁の曲げ実験等により付着性状を検討したものは見られるが、曲げせん断力が作用する部材での検討は多くない。また、RC 規準[1]で定められた必要最少鉄筋間隔以下の鉄筋間隔で、断面隅角部に主筋を集中的に配筋した場合（以下、集合鉄筋）の付着性状に関する研究も十分ではない。

そこで本研究では、束ね鉄筋（6-D13：3本束ね $a_f=7.62\text{cm}^2$ ）及び集合鉄筋の付着性状を等価断面鉄筋（2-D22： $a_f=7.74\text{cm}^2$ ）を有する試験体3体の付着割裂強度に関するせん断実験を行い、①束ね鉄筋と集合鉄筋の最大付着応力度とその評価方法、②繰り返し載荷による付着劣化、③束ね鉄筋及び集合鉄筋のひび割れ性状、④集合鉄筋の各鉄筋の応力度分布、等の検討を行い、束ね鉄筋及び集合鉄筋の付着性状を把握し、付着設計に関する指針を得ることを目的とした。

2. 実験概要

2.1. 試験体の概要

試験体の諸元及び配筋を表2.1に、形状寸法を図2.1に示す。試験体は通常の1/2スケールを想定し、大野式逆対称モーメント載荷[3]が行えるように試験体両端部にスタブを有する3体である。せん断スパン比は1.5とした。束ね配筋はL字型に配筋した。集合配筋は粗骨材最大寸法13mmの1.25倍を目安に鉄筋間隔を30mmとしてL

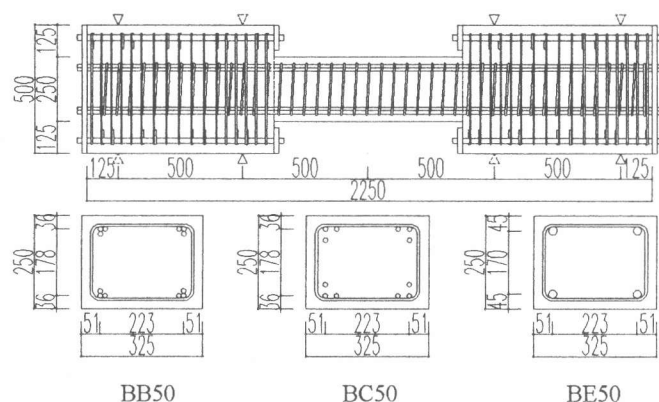


図 2.1 試験体の形状寸法

*1 清水建設（株） 設計本部，修士（工学）（正会員）

*2 前田建設工業（株） 技術研究所，工博（正会員）

*3 東京大学大学院助教授 工学系研究科建築学専攻，工博（正会員）

*4 東京大学大学院教授 工学系研究科建築学専攻，工博，Ph. D（正会員）

字型に配筋した。せん断補強筋間隔は試験区間内では同一（50mm）である。コンクリートは、上端筋・下端筋の区別が出ないように横方向から打設した。試験体は曲げ降伏強度とせん断強度に達する前に付着割裂破壊するように、高強度の主筋及びせん断補強筋を用いて設計した。付着の設計は、断面の平面保持を仮定した断面解析によって曲げ降伏時せん断力を求め、主筋の平均付着応力度を精算し、付着割裂強度は日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」（以下、指針）[2]の精算式（以下、指針式）を用いた。材料特性を表 2.2 に示す。

表 2.1 試験体の諸元

試験体	$b \times D$ (mm)	L (mm)	σ_B (MPa)	主筋			せん断補強筋		
				本数・径	σ_y (MPa)	p_t (%)	本数・径・間隔	σ_{wy} (MPa)	p_w (%)
BB50	325×250	750	24.1	6-D13	979	1.09	2-R7.4@50	1404	0.49
BC50				6-D13	979	1.09			
BE50				2-D22	1001	1.13			

b : 梁幅, D : 梁せい, L : 内法スパン長さ, σ_B : コンクリート圧縮強度, σ_y : 主筋降伏強度, p_t : 引張主筋比, σ_{wy} : 補強筋強度, p_w : せん断補強筋比

表 2.2 使用材料の力学特性

コンクリート				鉄筋				
σ_B (MPa)	ϵ_B (%)	E_c ($\times 10^5$ MPa)	σ_t (MPa)		σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	E_s ($\times 10^5$ MPa)	σ_{max} (MPa)
24.1	0.199	2.29	2.42	D13	979	0.703	1.938	1078
				D22	1001	0.722	1.917	1116
				7.4R	1404	0.892	2.069	1428

σ_B : コンクリート圧縮強度, ϵ_B : 圧縮強度発生時の歪度, E_c : 1/3 強度時の割線弾性係数, σ_t : コンクリート割裂引張強度, σ_y : 降伏強度, ϵ_y : 降伏歪度, E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_{max} : 引張強度

2.2. 実験方法

1) 加力方法 本実験では大野式繰り返し載荷加力法[3]を用いる。地震時には繰り返し水平力によりコンクリートが劣化して付着性状に影響を与えと考え、繰り返し後の付着性状を検討するために正負繰り返し加力とした。加力装置を図 2.2 に、載荷履歴を図 2.3 に示す。

2) 測定計画 全体変形は、測定フレームを両スタブ加力点位置から持ち出し、各々のフレームの相対変位として定義した。主筋には、 $D/2$ (D : 梁せい) を基準に等間隔に歪ゲージを貼付した。

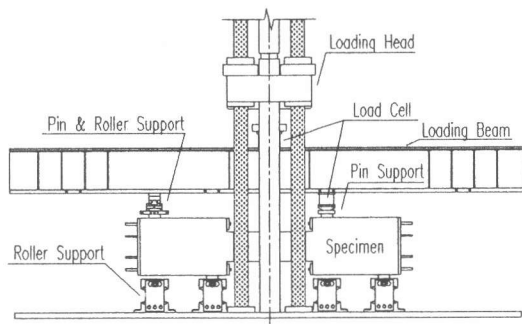


図 2.2 加力装置

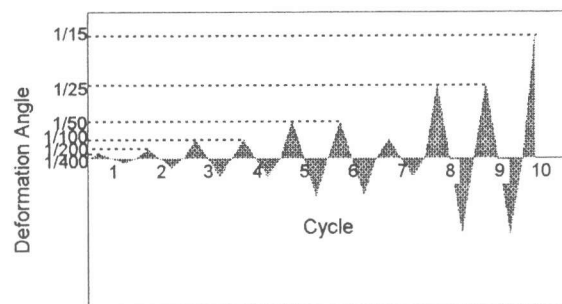


図 2.3 載荷履歴

3. 実験結果

3.1. 破壊状況

全ての試験体がコーナースプリット型の付着割裂破壊により耐力低下をおこした。付着割裂ひび割れの発生は、部材角 $R=1/200$ の 1 サイクル目（以下、1/200(1C)）あたりで起こり、部材の上下

割れの発生は、部材角 $R=1/200$ の1サイクル目（以下、1/200(1C)）あたりで起こり、部材の上下面に観測された。1/25(1C)終了時のひび割れ図を図3.1に示す。上段から上面・側面・下面の順に示した。試験体 BE50 では断面隅角部が剥落し、典型的なコーナースプリート型の付着割裂ひび割れが発生したのに対し、試験体 BB50 及び BC50 は共に最終的に部材側面のかぶりコンクリートがほとんど脱落し、せん断補強筋が完全に露出した。上下に並んだ主筋に沿って発生したひび割れが、せん断補強筋に沿って伸展し、かぶりコンクリートがコアコンクリートと分離したためである。また、試験体 BC50 では2段主筋位置及び内側主筋位置にひび割れが発生する傾向があった。

3.2. 荷重－変形関係

各試験体の荷重変形関係を図3.2に、諸発生荷重及び耐力維持率を表3.1に示す。この場合の耐力維持率は、1/50(1C)及び1/25(1C)のピーク時の耐力の正負の平均値の最大耐力 Q_{max} に対する比を表している。主筋及びせん断補強筋の降伏は無かった。試験体は1/50(1C)で最大耐力に達した。各試験体の諸耐力には有意な差は無かった。1/50(1C)の耐力維持率では試験体 BE50 が他の2体と比較して小さい値となっていたが、これは試験体 BE50 が1/50(1C)の途中で付着劣化が激しくなり耐力低下したためである。1/25(1C)の耐力維持率は $BC50 > BE50 > BB50$ の順であった。

表 3.1 実験結果一覧

試験体	Q_{fc} (kN)	Q_{sc} (kN)	Q_{bc} (kN)	Q_{max} (kN)	耐力維持率		破壊モード
					1/50	1/25	
BB50	15.7	64.5	98.5	201	0.907	0.713	付着割裂破壊
BC50	25.9	63.6	102.1	207	0.971	0.805	付着割裂破壊
BE50	13.9	70.3	74.6	202	0.995	0.765	付着割裂破壊

Q_{fc} : 曲げひび割れ発生荷重, Q_{sc} : せん断ひび割れ発生荷重, Q_{bc} : 付着割裂ひび割れ発生荷重, Q_{max} : 最大耐力

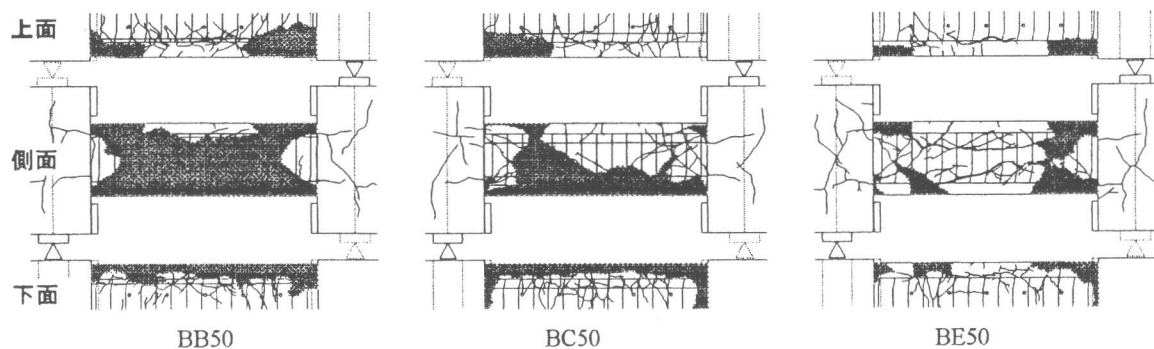


図 3.1 破壊状況（1/25(1C)終了時）

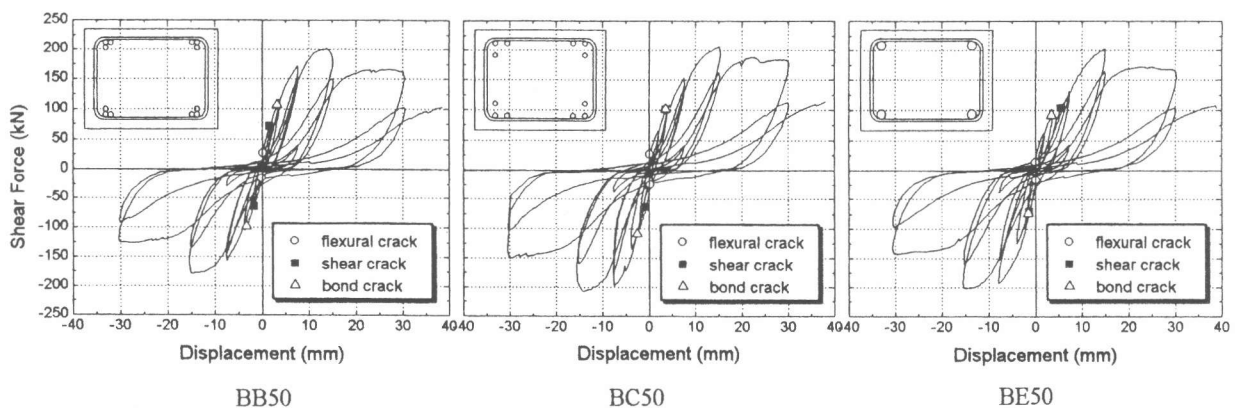


図 3.2 荷重－変形関係

4. 実験結果の検討

4.1. 単位長さ当りの主筋平均付着力

主筋の付着応力度分布は部材内で一様には分布せず、破壊の進行と共に変化する。また、付着割裂ひび割れは部材中央部の主筋沿いに生じるが、部材の引張側には曲げひび割れ及びせん断ひび割れが生じ、部材中央部と端部ではひび割れ状態も異なる。従って、付着応力度の算定に用いた付着長さは、正負の繰返しを考慮して両端から有効せいを除いた非ヒンジ領域とした。

試験体 BB50, BC50 では付着割裂に対して有効な周長の明確な規定がないため、単位長さ当りの主筋平均付着力で算定した。非ヒンジ領域の3点における歪度に対して最少自乗法によって歪度勾配 $\Delta\epsilon/\Delta x$ を求め、単位長さ当りの主筋平均付着力 τ_l を式(4.1)で算定した。ここに、 A_s ：鉄筋断面積（束ね鉄筋、集合鉄筋の時は3本の和）、 E_s ：鉄筋のヤング係数。

$$\tau_l = A_s E_s \frac{\Delta\epsilon}{\Delta x} \quad \text{式(4.1)}$$

4.2. 集合鉄筋の主筋応力度分布

集合鉄筋（BC50）の個々の鉄筋の応力度分布を図4.1に示す。1/100, 1/50, 1/25の1Cのピーク時の下端鉄筋の応力度分布を示した。横軸は引張側危険断面からの距離を表している。隅角部主筋は変形が進んでも応力度勾配は緩やかにならないが、中主筋では1/50から1/25への間、2段主筋では1/100から1/50への間に応力度勾配が緩やかになり、付着力が低くなっている。従って集合鉄筋の付着割裂破壊は内側の2本の主筋を結ぶ面で生じたことが推定できる。

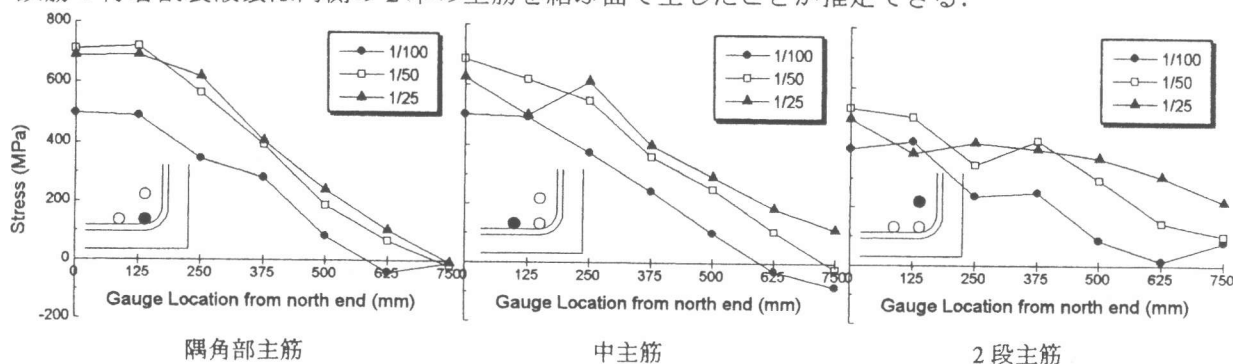


図4.1 集合鉄筋の主筋応力度分布

4.3. 最大付着力

1) 最大付着力と最大耐力時の付着力の関係 試験体 BC50 及び BE50 は部材が最大耐力を発揮した時に付着割裂強度に達した。一方、試験体 BB50 は 1/100(1C)のピークで付着力が最大に達したが、この時試験体は最大耐力に到達していない。試験体 BB50 は 1/50(1C)で最大耐力に達した直後に、主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生して部材耐力が低下している。1/100(1C)で加力を続ければ付着力の上昇が見込まれるが、1/50(1C)における付着割裂ひび割れ発生により部材耐力が低下したということ、また、実際の地震力は繰返し载荷であることを考慮して、最大耐力時の付着力を試験体の付着割裂強度とした。

2) 割裂面の推定 既往の設計式に束ね鉄筋及び集合鉄筋を適用する場合、どのように鉄筋を等価断面鉄筋で置換し、その等価断面鉄筋をどの位置に配置するかということが問題となる。4.2節より、集合鉄筋は隅角部の主筋以外の2本を結ぶ線上で付着割裂が生じたことが推定される。そこで、既往の設計式を適用する際に、試験体 BB50 及び BC50 に関して可能性・実用性を考慮し表4.1

の様な割裂面を仮定した。

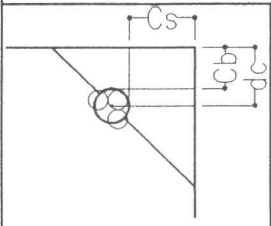
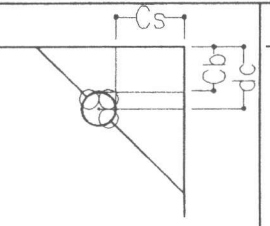
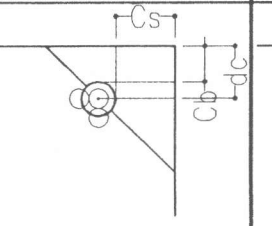
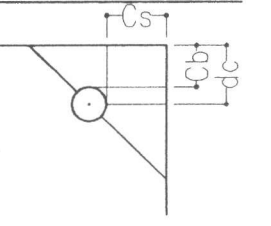
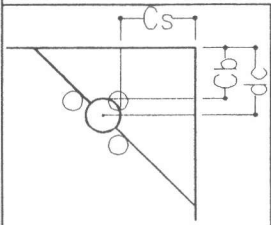
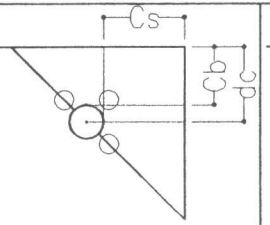
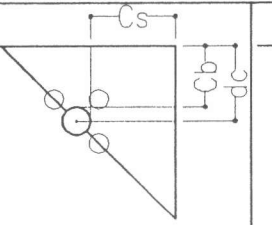
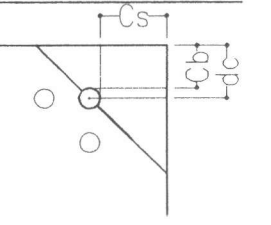
3) 既往の設計式との比較・検討 試験体は全てコーナースプリット型の付着割裂破壊で耐力低下した。そこで、既往の設計式でコーナースプリット型の破壊モードに対して提案されているものと、本実験結果を比較・検討する。ここでは指針式[2]及び藤井－森田式[4] [5]を比較の対象とした。各試験体の付着割裂強度と既往の設計式による付着割裂強度の算定値の比較を表 4.1 に示す。それぞれの仮定した割裂面に対して、左側に指針式、右側に藤井－森田式の算定結果を示した。括弧内の値は付着割裂強度の（実験値） / （既往の設計式による算定値）を表している。

付着割裂強度は、試験体 BC50 が最も高く、以下試験体 BB50, BE50 の順であった。集合鉄筋（BC50）及び束ね鉄筋（BE50）の等価断面鉄筋（BE50）に対する付着割裂強度の上昇率はそれぞれ 1.29, 1.04 であった。

次に、実験値と設計式の比較をする。指針式は等価断面鉄筋及び束ね鉄筋を過大評価しているのに対し、藤井－森田式は実験値の下限をとっており安全側の算定である。割裂面では、試験体 BB50, BC50 共に 3 本の主筋を等価断面鉄筋に置換して、3 本の主筋の重心位置（表 4.1 の①と⑤）に配置、あるいは内側の 2 本の主筋の中心を結ぶ線上の中点（表 4.1 の②と⑥）に配置する、という割裂面が実験結果と良く対応している。

束ね鉄筋に関しては、束ねたことによる付着力の上昇分に対して付着割裂強度が良く追随している。集合鉄筋は、若干低めに算定するが安全側の算定である。従って、束ね鉄筋及び集合鉄筋の付着の設計は、等価断面鉄筋に置換して、3 本の主筋の重心位置、あるいは内側の 2 本の主筋の中心を結ぶ線上の中点に等価断面鉄筋を仮定することで既往の設計式を適用できると言える。

表 4.1 割裂面を考慮した付着割裂強度 (N/mm)

実験値	BB50 ($\tau_{max}=394$)						BE50 ($\tau_{max}=378$)	
置換法								
	①		②		③		④	
計算値	425(0.928)	374(1.055)	437(0.902)	385(1.024)	401(0.982)	351(1.121)	428(0.884)	366(1.033)
実験値	BC50 ($\tau_{max}=489$)							
置換法								
	⑤		⑥		⑦		⑧	
計算値	456(1.073)	403(1.215)	483(1.012)	423(1.156)	480(1.018)	399(1.227)	388(1.260)	292(1.673)

BB50 ①束ね鉄筋を等価断面鉄筋に置換して束ね鉄筋の重心に仮定する。②束ね鉄筋を等価断面鉄筋に置換して内側の 2 本の主筋の中心を結ぶ線上の中点に仮定する。③束ね鉄筋を等価断面鉄筋に置換して隅角部主筋中心位置に仮定する。BC50 ⑤ 3 本の集合配筋を等価断面鉄筋に置換して集合鉄筋の重心に仮定する。⑥ 3 本の集合鉄筋を等価断面鉄筋に置換して内側の 2 本の主筋の中心を結ぶ線上の中点に仮定する。⑦内側の 2 本の鉄筋が付着割裂したと考え、内側の 2 本の集合鉄筋を等価断面鉄筋に置換して、2 本の主筋の中心を結ぶ線上の中点に仮定する。

⑧隅角部の主筋が付着割裂したと考え、隅角部主筋のみを考慮する。 τ_{max} ：付着割裂強度（最大せん断強度発生時の付着力）， C_s 、 C_b ：藤井－森田式を適用する際のかぶり厚さ， d_c ：指針式を適用する際のかぶり厚さ

4.4. 付着劣化に及ぼす繰返し载荷の影響

繰返し载荷による付着劣化を検討するために、規準化付着力と累積部材角の関係を図 4.2 に示す。横軸の累積部材角は各サイクルピーク時の部材角を累積したもので、規準化付着力は、各サイクルピーク時の付着力の上端と下端の平均値を実験から得られた付着割裂強度で規準化したものである。従って、付着力の応力維持率と考えることができる。図から 1/100(1C)までは各試験体間に大きな差はないが、付着劣化後の 1/25(1C)以降は、試験体 BC50 が最も応力の維持率が高く、以下、試験体 BB50、試験体 BE50 の順であることがわかる。

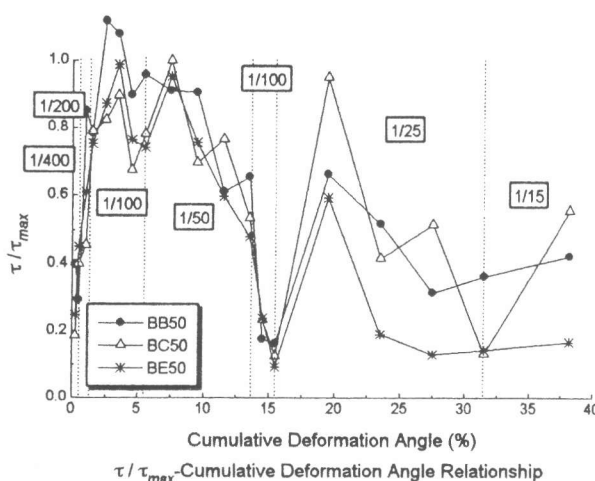


図 4.2 付着力維持率

5. まとめ

主筋の配筋詳細を変動因子（束ね鉄筋，集合鉄筋，等価断面鉄筋）とした曲げ降伏前に付着割裂破壊する試験体 3 体の正負繰返し曲げせん断実験を行い、最大付着力及び繰返し载荷の影響に関する検討を行った結果、以下の知見を得た。

1) 束ね鉄筋及び集合鉄筋の付着の設計は、等価断面鉄筋に置換して、3 本の主筋の重心位置、あるいは隅角部主筋以外の内側の 2 本の主筋の中心を結ぶ線上の midpoint に等価断面鉄筋を仮定することで既往の設計式を適用できた。

2) 繰返し载荷による付着力の維持率は、集合鉄筋が最も高く、以下、束ね鉄筋，等価断面鉄筋の順であった。

3) 束ね鉄筋及び集合鉄筋は、等価断面鉄筋と同程度の部材強度を有するが、最大耐力後の耐力維持率は集合鉄筋が最も高く、以下、等価断面鉄筋，束ね鉄筋の順であった。

謝辞：本研究は前田建設工業(株)の研究助成を受けて行われた。また、実験には東京大学大学院修士課程、楠原文雄君の協力を得た。ここに深く感謝致します。

参考文献：[1]日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，1991，[2]日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」，1990，[3]荒川卓，大野和男：「新载荷法による鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗について」，日本建築学会論文報告集 第 57 号，pp581-584,1957.7，[4]藤井栄，森田司郎：「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究－第 1 報 付着割裂破壊する要因についての実験結果－」，日本建築学会論文報告集第 319 号，pp47-55，1982.9，[5]藤井栄，森田司郎：「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究－第 2 報 付着割裂強度式の提案－」，日本建築学会論文報告集第 324 号，pp45-53，1983.2