

2 段目主筋をカットオフした RC 梁主筋の付着割裂強度

SPLITTING BOND STRENGTH OF RC BEAM OF WHICH SECOND LAYER BARS ARE CUT OFF

伊藤 彩夏^{*1}, 長谷川 桂亮^{*1}, 鈴木 悠矢^{*2}, 高橋 之^{*3}, 市之瀬 敏勝^{*4}
Ayaka ITO, Keisuke HASEGAWA, Yuya SUZUKI,
Susumu TAKAHASHI and Toshikatsu ICHINOSE

Six RC beams were tested with second-layer bars cut off. Test variables were yield strength, cutoff length, number of bars, and length of specimens. The loading was anti-symmetric and cyclic. One of the specimens failed in bond splitting but the other specimens did not, although the observed bond stresses were much larger than the strengths specified by AIJ code. The following conclusions were obtained.

(1) Bond strength of cutoff bars in the second layer needs not be multiplied 0.6 as specified by AIJ code.

(2) To prevent bond failure after plastic cyclic deformation, bond stress of the remaining bars should be evaluated according to AIJ code.

Keywords: Reinforced Concrete, Beams, Cut off, Bond Failure, Bond Stress, Double Layer Reinforcement

鉄筋コンクリート, 梁, カットオフ, 付着破壊, 付着応力, 2 段配筋

1. はじめに

日本建築学会 RC 規準¹⁾の付着規定は, ACI code²⁾や土木学会³⁾と異なる箇所が多い。表 1 に日米の付着規定の比較を示す。第 1 の相違はカットオフ位置での曲げ強度とせん断強度である。ACI と土木学会はこれらの割り増しを行うが, 建築学会では行わない。第 2 の相違は付着応力度の計算式である。土木学会と建築学会では有効せい d を差し引くが, ACI では差し引かない (詳細は後述)。

日本建築学会の付着規定は 1999 年に大幅改訂され, 下記 2 点に関して, さらに ACI code や土木学会と異なる箇所が加わった。

(a) 2 段目主筋の付着強度を 0.6 倍する。

(b) 通し筋の付着検定を行う。

表 2 に 2 段目の主筋をカットオフした既往実験のまとめを示す。グラフの縦軸は, 試験体の断面図に●で示す鉄筋の付着応力度の測定値を示す。図中の L は付着応力度の測定区間を表す。 L は, 危険断

面から概ね有効せい d だけ離れた位置からカットオフ端までとした。横軸は RC 規準による計算値であるが, 係数 0.6 は乗じていない。

田畑ら⁴⁾の実験では, すべての実験値が計算値を上回ったが, 実質的な定着長さが主筋径の 15 倍と小さいので, 実験値が高めの値となった可能性が残る。なお, 1 段目と 2 段目の鉄筋を同時にカットオフした試験体の実験値 (□印) は, 1 段目を完全定着あるいは途中定着した試験体の実験値 (×印, ■印) を大幅に下回った。この問題については後で論じる。

1 段目と 2 段目の鉄筋を同時にカットオフした山田ら⁵⁾の実験のうち, 定着長さの長い試験体では, 計算値の 0.6 倍すなわち現行 RC 規準の規定を上回った。

2 段目鉄筋のみをカットオフした金ら⁶⁾および Sato et al⁷⁾の実験でも, 2 段目の付着強度が計算値の 0.6 倍前後の値となるものが見られた。これらの試験体では, せん断強度の計算値が曲げ強度計算値の

表 1 日米の付着規定の比較

	カットオフ			2 段目主筋の 付着強度低減	通し筋の付着
	曲げ強度	せん断強度	平均付着応力度 τ_y の計算式		
米国 ACI 318 ²⁾	割り増す		有効せい d を引かない	無視	
土木学会 ³⁾			有効せい d を引く		
日本建築学会 ¹⁾	割り増さない		有効せい d を引く	考慮	
1991 年度版					
1999 年度版以降					

*1 名古屋工業大学大学院 大学院生

*2 名古屋工業大学 学部生

*3 名古屋工業大学 助教・博士 (工学)

*4 名古屋工業大学 教授・工博

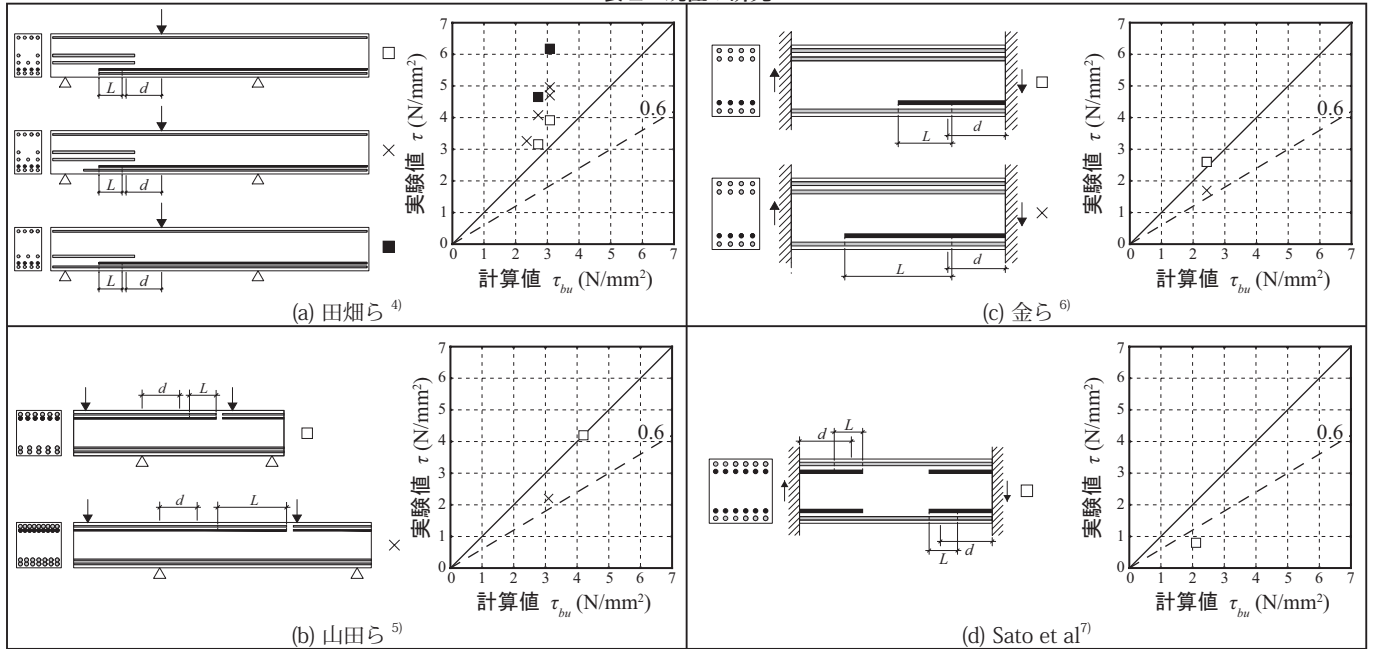
Graduate Student, Nagoya Institute of Technology

Undergraduate Student, Nagoya Institute of Technology

Assistant Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

表2 既往の研究



1/3 ~ 1/2 程度であり、せん断と付着の複合的な破壊形態になったため、見かけの付着応力度が低めになった可能性が強い。

上記のように、既往の実験は通常の部材とはかなり異なる条件下で行われているものが多い。また、単調載荷の実験が多く、曲げ降伏するカットオフ部材での通し配筋の付着応力度に関する知見も不足している。そこで本研究では、実際の部材に近い試験体で逆対称曲げの正負交番載荷実験を行い、RC 規準の妥当性および日米で異なる付着規定について検証を行う。

2. 実験概要

2.1. 材料特性

表3に使用した鋼材の引張試験結果を示す。値は鉄筋5本ずつの材料試験結果の平均値とする。表4にコンクリートの材料試験結果を示す。値は加力の前後で結果の相違が小さいので、以下の評価では表4の最下段、加力前後の平均値を使用する。コンクリートは粗骨材に山砂利(15mm以下)、細骨材に山砂(5mm以下)を用い、セメントには普通ポルトランドセメントを使用した。コンクリート供試体は封緘養生とし、試験体は現場で型枠に収めたまま散水により24日間

表3 鋼材引張試験結果(5本平均)

種別		降伏点 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
RB6.2	RB1275	1392	1477	202
D13	SD345	356	556	191
	SD785	806	994	196

表4 コンクリート材料試験結果(3本平均)

材齢	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]
32日(加力前)	27.3	22.5	2.15
46日(加力後)	28.9	23.7	2.04
平均値(6本)	28.1	22.5	2.09

湿潤を保った。なお、標準養生で行った材料試験結果は材齢28日で31.4N/mm²、材齢40日で33.3N/mm²となった。

2.2. 試験体概要

試験体は鉄筋コンクリート梁を対象とした1/3の縮尺模型とした。表5に試験体一覧を示す。実験変数は試験体の長さ、主筋の降伏強度、カットオフ筋の長さ、2段目主筋の量とし、試験体数は計6体である。図1にSH4Cの配筋図とM図、図2に梁断面詳細図を示す。梁幅は180mm、梁せいは300mmである。カットオフ筋長さは、図1(b)および表5の4~5列目に示すように、 $c_f + d$ の値を若干上回る程度に設定した。つまり、カットオフ端で曲げ破壊が生じないという設計条件だけを考慮し、付着強度 τ_{bu} による設計条件は無視した。主筋はスタブ内でナットを用いてプレートに固定した。プレートの位置は試験体とスタブの境界から240mmとした。横補強筋は高強度鉄筋を用いて、梁の端から端まで60mm間隔で配筋した。アラミド補強は、スタブが面外に膨らみ、ひび割れが広がるのを防ぐために施した。

表6に各試験体の曲げ強度とせん断強度を示す。曲げ強度はHognestadモデル⁸⁾を用いた平面保持解析により算出し、せん断強度は荒川式⁹⁾、塑性理論式¹⁰⁾、ACI code²⁾の式を用いて算出した。ACI codeにある1.5倍の安全率を考慮すると、高強度主筋を用いた試験体4体のせん断余裕度は大きくない。

表5 試験体一覧

試験体名	スパン	主筋 降伏強度	2段目 主筋	$c_f + d$	カットオフ筋 長さ
SH4N	1400mm	SD785	4本	無	無
SH4C				552mm	560mm
LH4C				644mm	650mm
LH2C	1800mm	SD345	2本	499mm	540mm
LN4C			4本	644mm	650mm
LN2C			2本	499mm	540mm

c_f : 材端からカットオフ筋不要断面までの距離, d : 有効せい

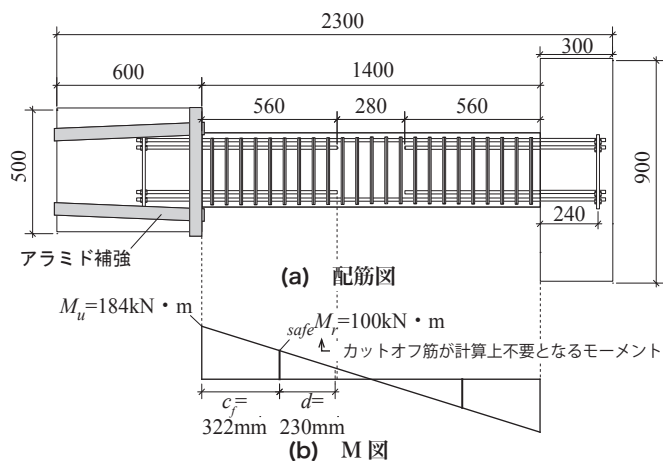


図1 試験体 SH4C

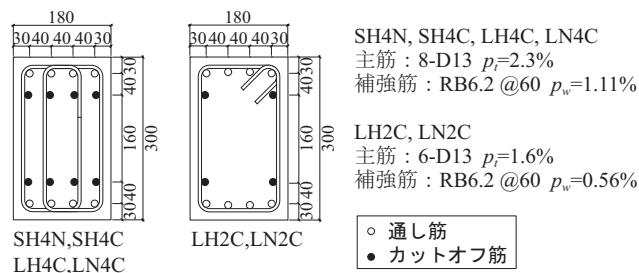


図2 梁断面詳細図

表6 曲げ強度とせん断強度

試験体名	曲げ強度 [kN]	せん断強度 [kN]		
		荒川式 ⁹⁾	塑性理論式 ¹⁰⁾	ACI ²⁾
SH4N	213	183	281	212
SH4C				
LH4C	166	179		
LH2C	146	141	168	
LN4C	91	179	281	
LN2C	72	141	168	

2.3. 加力方法

図3にSH4N, SH4C (スパン1400mm)の加力装置を示す。上のスタブを水平に保つために2つのジャッキで載荷する。ジャッキは試験体部分の中央から上下200mmの位置にそれぞれ設置した。

変形角 R (上スタブの水平変位をスパンで除した値)が繰り返しサイクルの最大変形時において $R = 1/400$ から $1/20$ まで11サイクルとなるように1回ずつの正負交番繰り返し載荷とした。

3. 破壊経過

3.1. SH4N (通し筋のみの試験体)

図4(a)にSH4Nの荷重 - 変形関係を示す。同図中の破線は、平面保持解析により算出した曲げ強度を示す。また、図4(b)に試験体上部の最終破壊状況を示す。図中の数値は、最終サイクル ($R = \pm 1/20$)におけるひび割れ幅を示している。最大耐力は、正加力側では変形角 $R = +1/25$ で236.8kN, 負加力側では変形角 $R = -1/25$ で-220.7kNとなった。その後、最終サイクルまではほぼ一定の耐力を保持した。ひび割れ幅の拡大は比較的緩やかであり、最終サイクルにおいても大きな数値にはならなかった。

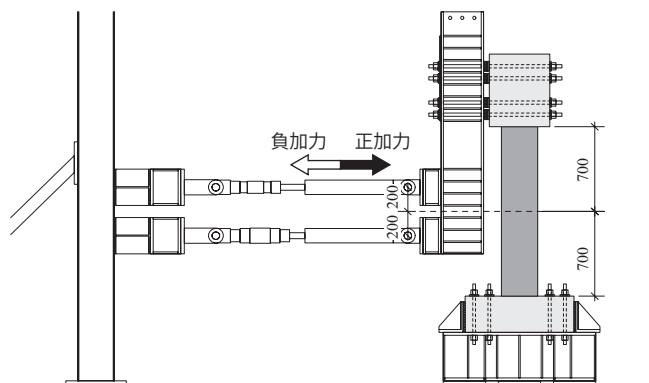
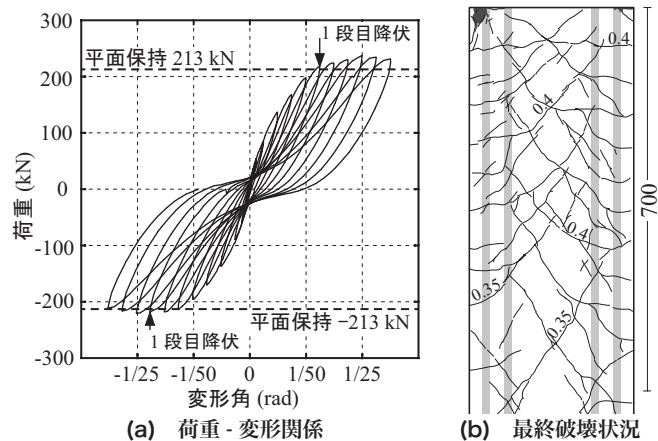


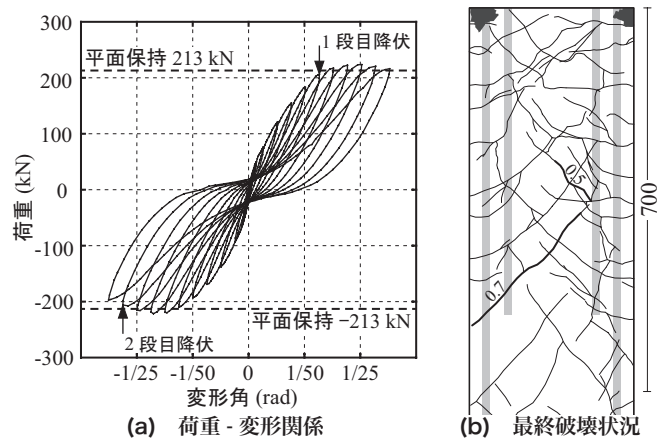
図3 加力装置



(a) 荷重 - 変形関係

(b) 最終破壊状況

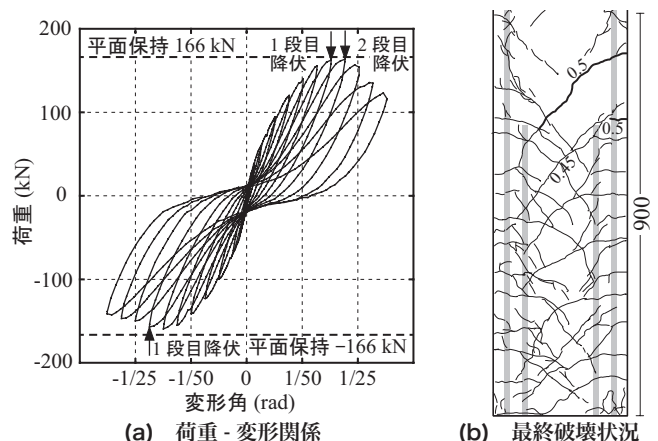
図4 SH4N 実験結果



(a) 荷重 - 変形関係

(b) 最終破壊状況

図5 SH4C 実験結果



(a) 荷重 - 変形関係

(b) 最終破壊状況

図6 LH4C 実験結果

3.2. SH4C (カットオフ筋 4 本で短スパンの試験体)

図 5 に SH4C の荷重 - 変形関係と最終破壊状況を示す。幅 0.5mm 以上のひび割れ幅は太く示している。最大耐力は、正加力側では変形角 $R = +1/25$ で 223.8kN, 負加力側では変形角 $R = -1/29$ で -220.7kN となった。負加力側で若干の耐力低下が見られた。カットオフ端部での曲げせん断ひび割れが卓越した。このようなひび割れは川島ら¹¹⁾の実験でも見られた。

3.3. LH4C (カットオフ筋 4 本で長スパンの試験体)

図 6 に LH4C の荷重 - 変形関係と最終破壊状況を示す。最大耐力は、正加力側では変形角 $R = +1/29$ で 164.8kN, 負加力側では変形角 $R = -1/33$ で -158.2kN となった。 $R = 1/33$ の変形後耐力が低下したが、これは上スタブの破壊が原因である。上スタブの破壊に伴い、反曲点位置が試験体中心から上へずれ、変形が大きくなるとともにずれも大きくなった。下端部のモーメントは平面保持による曲げ耐力の 1.00 から 1.05 倍の耐力を保っていたため、LH4C のみ図 6(b) の最終破壊状況は試験体下部を示す。この試験体でもカットオフ端近傍のひび割れが卓越した。変形角 $R = -1/50$ のサイクルで梁中央部に付着ひび割れが発生したが、拡大することはなかった。

3.4. LH2C (カットオフ筋 2 本で長スパンの試験体)

図 7 に LH2C の荷重 - 変形関係と最終破壊状況を示す。1.0mm 以上のひび割れ幅をさらに太く示している。最大耐力は、正加力側では変形角 $R = +1/33$ で 142.0kN, 負加力側では変形角 $R = -1/33$ で -142.9kN となった。最大耐力後は正負ともに耐力低下が見られた。変形角 $R = -1/40$ サイクルで梁中央部に付着ひび割れが発生した。その後、変形が進むにつれて付着ひび割れが顕著となり、最終サイクルでのひび割れ幅は 1.3mm となった。

3.5. LN4C (カットオフ筋 4 本で普通強度の試験体)

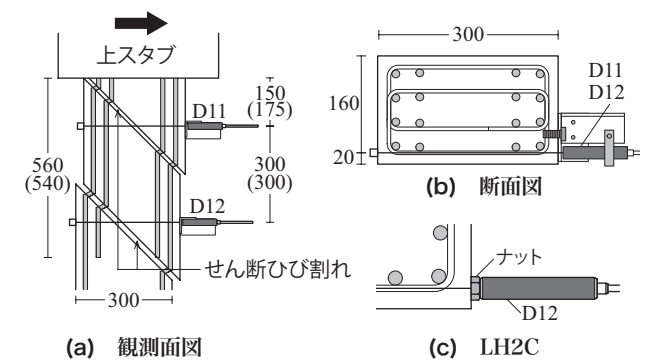
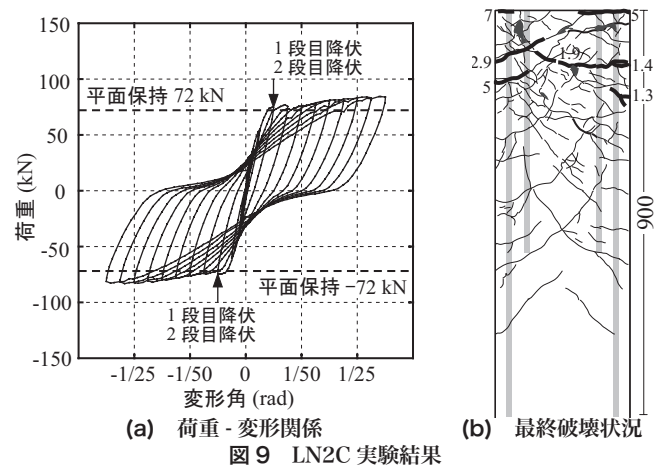
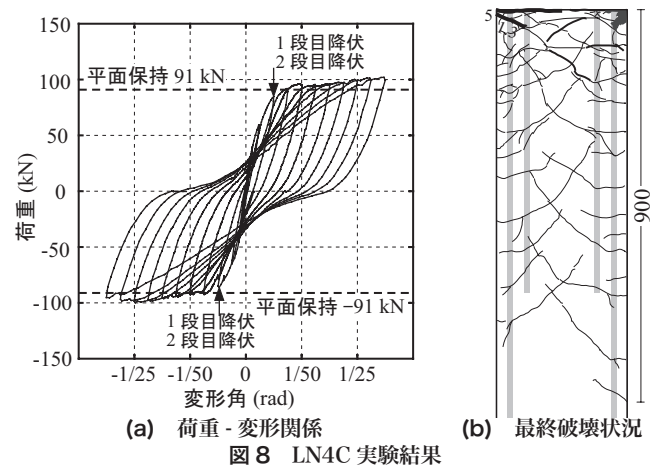
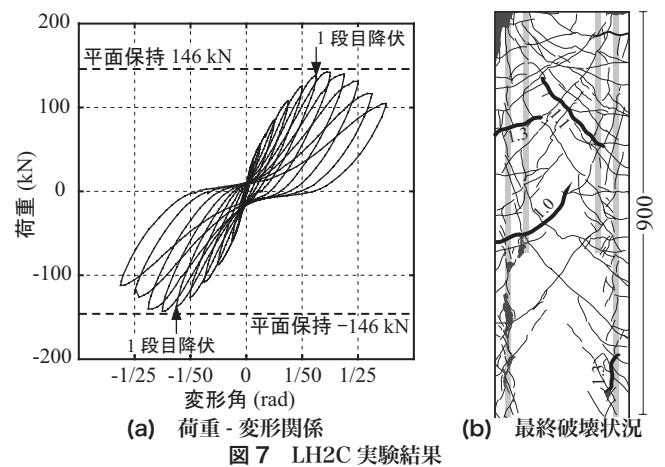
図 8 に LN4C の荷重 - 変形関係と最終破壊状況を示す。最大耐力は、正加力側では変形角 $R = +1/20$ で 102.1kN, 負加力側では変形角 $R = -1/25$ で -99.7kN となった。梁端付近の曲げひび割れが顕著であり、カットオフ端近傍や試験体中央部分でのひび割れは軽微であった。

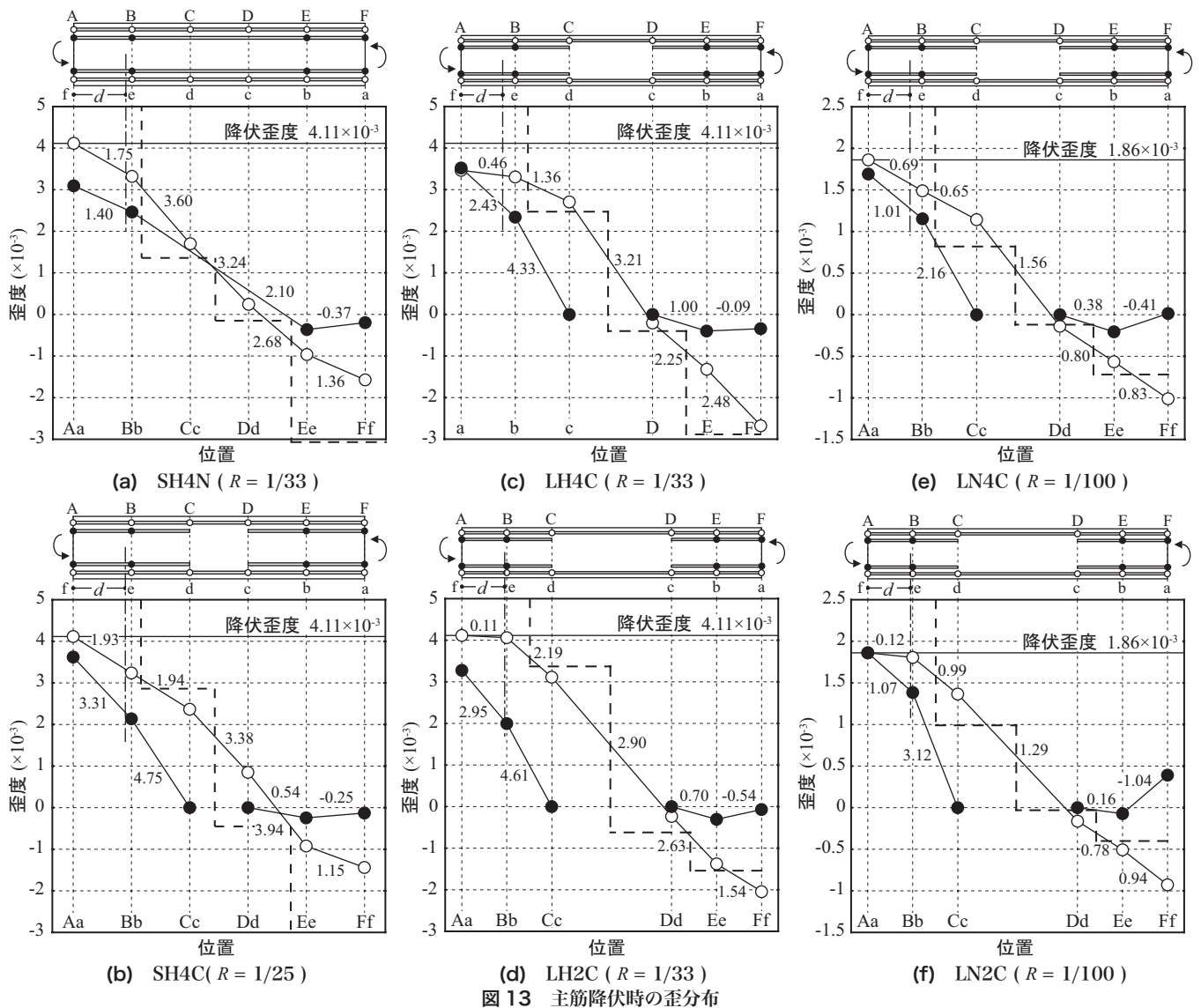
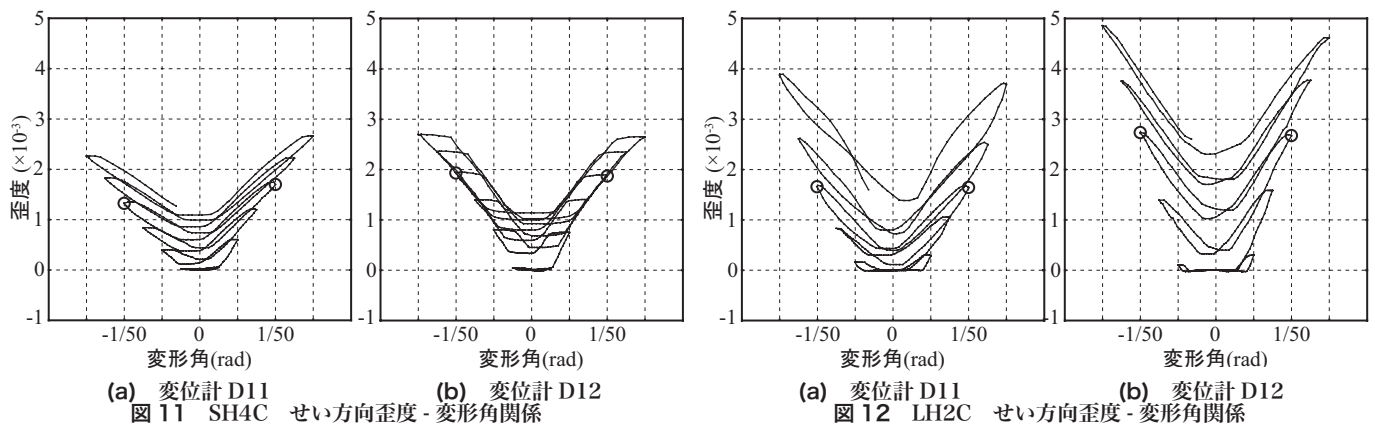
3.6. LN2C (カットオフ筋 2 本で普通強度の試験体)

図 9 に LN2C の荷重 - 変形関係と最終破壊状況を示す。最大耐力は、正加力側では変形角 $R = +1/20$ で 84.5kN, 負加力側では変形角 $R = -1/25$ で -83.2kN となった。LN4C と同様、梁端付近の曲げひび割れが顕著であり、カットオフ端近傍でのひび割れは軽微であった。試験体中央部分でのひび割れはほとんど観測されなかった。

4. せい方向の歪度

図 10 に梁上部とカットオフ端部に取り付けた水平変位計 D11, D12 の SH4C における測定位置を示す。括弧内の数字は、LH2C での測定距離を表している。横補強筋に沿ってアルミパイプを設置し、その中にピアノ線を通して変位を測定した。変位計はアングル材を用いて取り付けられているが、設置の都合上、LH2C では D12 の取り付けにアングル材ではなくナットを用いた (図 10(c))。図 11 と図 12 に変位計測定値を 300mm で除して算出したせい方向歪度と変形角 ($R = 1/33$ まで) の関係を示す。SH4C, LH2C とも、カットオフ端部の変位計 D12 の値が梁端部の変位計 D11 の値よりも大きくなっている。変形角 $R = 1/50$ (図中の○印) で比較すると、カットオフ位置の歪度は梁端部の 1.5 倍前後の値をとっている。既往の研究¹¹⁾でも同様の





指摘がなされている。したがって、ACIや土木学会で設けている、カットオフした位置でせん断強度を増やす規定は一理あるといえる。なお、LH2Cでは附着ひび割れが顕著であったが、D12の測定位置まで附着ひび割れが進展したのは $R = 1/29$ のサイクルであるから、 $R = 1/33$ 以前のD12の測定データは横補強筋の歪状態を代表しているといえる。

5. 主筋の歪度

図 13 に試験体の側面に位置する主筋に取り付けた歪ゲージの各位置の値を示す。試験体には逆対称モーメントをかけているため、正載荷時のA点とa点、負載荷時のF点とf点の4点の歪度の平均値をAaの位置に示している^{注1)}。ただし、LH4Cについては、 $R = 1/33$ 以降スタブの破壊が生じたので、念のため試験体の下半分の計測デー

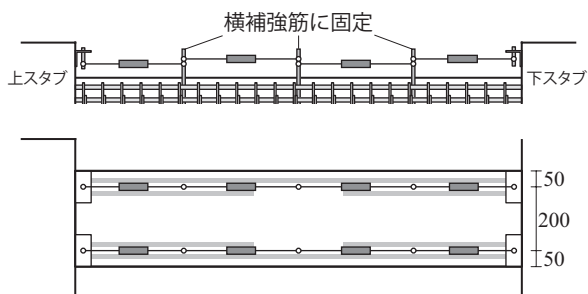


図 14 鉛直変位計取り付け図

タ (a, b, c, D, E, F) のみを使用した。図中のプロットは、4 点の平均値が、主筋の降伏歪度を越えたサイクルのピーク時の歪度を表している。なお、歪ゲージは同じ位置に鉄筋を挟んで 2 枚貼っており、その平均値を用いている。降伏歪度を越えた点は降伏歪度の値とし、カットオフ筋の端部 (C, D 点) の歪度は 0 とする。また、図中の数値は主筋の各位置での付着応力度を表している。付着応力度 τ は次式より算出した。

$$\tau = \frac{d_b \cdot E \Delta \varepsilon}{4L} \quad (1)$$

ここで、 d_b は鉄筋の呼び名、 E は鉄筋のヤング係数、 $\Delta \varepsilon$ は区間両端の歪度差、 L は区間長さである。すべての試験体で、BC 間のカットオフ筋 (図中の●) の付着応力度が、通し筋 (図中の○) の付着応力度に比べて大きくなっている。

なお、試験体には図 14 に示すように 1 段目主筋と 2 段目主筋の間にネジ棒を埋め込み、相対変位を測定した。この変位を元の長さで割ることにより、コンクリートの平均歪度が得られるものと考ええる。この結果を図 13 に破線で示す。端部 (AB, EF 間) のコンクリートの歪度 (一部、図からはみ出している) は、主筋の歪度 (1 段目、2 段目とも) に比べて大きい。これはスタブからの抜け出しのためと考えられる。B ~ E 間のコンクリートの歪度は、1 段目主筋の歪度に近い値となっている。よって、B ~ E 間の 1 段目主筋はコンクリートとほぼ一体的に伸縮し、両者の間で相対的なすべりは生じていなかったものと推察される。一方、カットオフ筋の歪度はコンクリートに比べて小さい。よって、カットオフ筋とコンクリートとの相対的なすべりは生じていたものと推察される。

6. 現行の規準式

RC 規準と ACI code に従って、各試験体の付着割裂強度 τ_{bu} と付着応力度 τ_y (1 段目主筋 τ_{y1} , 2 段目主筋 τ_{y2}) を算出した。

表 7 に計算に用いた式を示す。

表 7 平均付着応力度と付着割裂強度計算式

		AIJ	ACI
平均付着 応力度	通し筋	$\tau_{y1} = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{2(L' - d)} \quad (2)$	なし
	カット オフ筋	$\tau_{y2} = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \quad (3)$	$\tau_{y2} = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l_d} \quad (5)$
付着強度		$\tau_{bu} = K f_b \quad (4)$	$\tau_{bu} = \frac{K'}{\psi_s} \sqrt{F_c} \quad (6)$

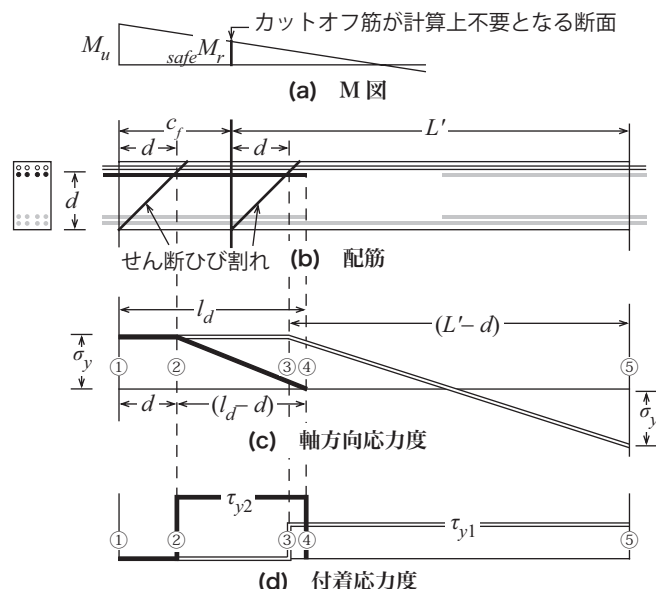


図 15 カットオフを有する梁の付着長さ

L' : 通し筋の検定断面からのスパン (後述)

l_d : カットオフ筋の付着長さ

d : 有効せい

K, K' : 鉄筋のあきまたはかぶりと横補強筋から決まる係数

f_b : 付着割裂の基準強度

ψ_s : 鉄筋径に関する係数 0.8 (D19 以下の鉄筋)

(その他の記号については RC 規準を参照)

図 15 にカットオフを有する梁の付着長さの採り方について示す。図 15(b) のように 1 段目通し筋の L' は、カットオフ筋が計算上不要となる断面から圧縮縁までの距離とする。

RC 規準では、カットオフ筋と残された通し筋の応力度分布を図 15(c) のように仮定している。通し筋を白抜、カットオフ筋を黒色で表している。図中の①②間ではせん断ひび割れのために応力度 σ_y が一様に発生し、②③間ではカットオフ筋の応力度のみが減少し、通し筋の応力度は一定であると考ええる。図 13 で述べたように、実際に②③間では通し筋の歪度の勾配がカットオフ筋よりも小さい。したがって、RC 規準での応力度分布の仮定はほぼ良好であるといえる。

7. 計算値と実験値の比較

図 16 に (2) 式と (4) 式により算出した 1 段目主筋の付着応力度 τ_{y1} 、付着強度 τ_{bu} の計算値と CD 間の実験値との比較を示す。 τ_{bu} と実験値を比較すると、SH4N, SH4C, LH4C, LH2C では実験値が計算値を上回っており、特に SH4C, LH2C の計算値に対する実験値が大きい。この 2 体を比較すると、LH2C は付着破壊を生じたが、SH4C は付着破壊を生じていない。これは、LH2C では横補強筋が外周のみに配されているのに対し、SH4C ではすべての主筋が横補強筋によって直接拘束されており、中間筋を直接拘束することが付着強度の改善に有効であることを示している。

また、LN4C, LN2C では付着応力度 τ_{y1} の計算値と実験値が概ね一致している。図 17 に LN4C の 1 段目主筋 CD 間の付着応力度 - 変形角関係を示す。図中の矢印は鉄筋が降伏した荷重ステップを表す。鉄筋降伏後も付着応力度は増加を続け^{注 2)}、変形角 $R = -1/25$ で最大値

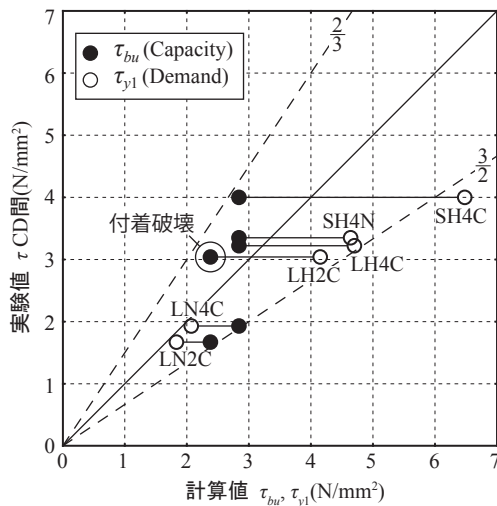


図 16 1 段目主筋の付着応力の計算値と実験値の比較

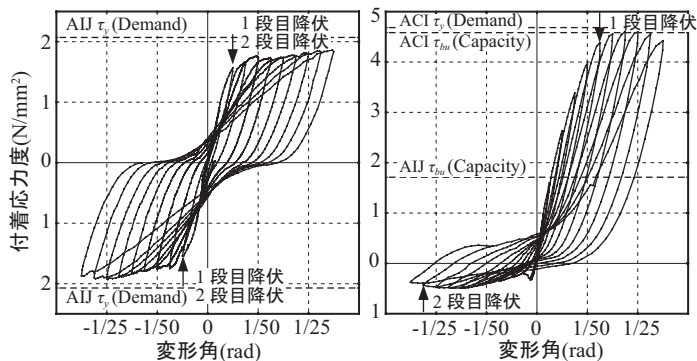


図 17 通し筋 CD 間の付着応力 (LN4C)

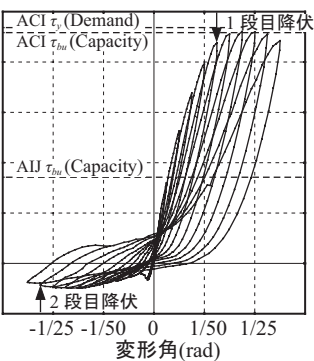


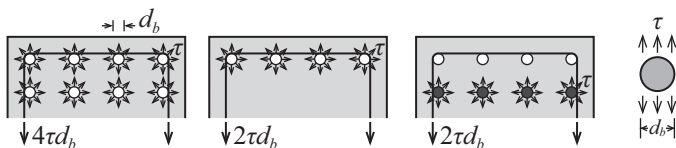
図 18 カットオフ筋 BC 間の付着応力 (SH4C)

1.93N/mm² となった。この値は、(2) 式で算定される付着応力度 $\tau_{y1} = 2.07\text{N/mm}^2$ に非常に近い値であった。

表 8 に 2 段目カットオフ筋の実験値と計算値の比較を示す。実験値は、2 段目カットオフ筋 BC, DE 間の付着応力度の最大値をそれぞれ示している。すべての試験体で、AB, EF 間の距離は梁の端部から有効せい d 離れた位置と概ね一致しており、AIJ 式で平均付着応力度を算出する際の $l_d - d$ と BC, DE 間は等しいと考える。カットオフ筋の

表 8 2 段目カットオフ筋の実験値と計算値の比較

試験体	実験値 [N/mm ²]		実験値 / τ_{bu}		実験値 / τ_{y2}	
	BC 間	DE 間	AIJ	ACI	AIJ	ACI
SH4N						
SH4C	4.61	4.91	2.79	1.04	0.58	1.02
LH4C	4.31	計測不良	2.36	0.88	0.69	1.00
LH2C	4.42	5.15	1.99	1.04	0.52	0.99
LN4C	3.21	3.17	1.87	0.70	1.17	1.79
LN2C	4.10	4.08	1.70	0.89	1.10	1.91

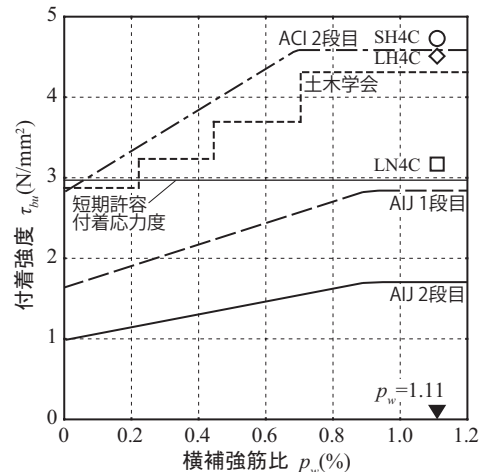


(a) 2 段通し筋 (b) 1 段通し筋 (c) 2 段目カットオフ (d) 鉛直成分
図 19 付着作用の概要

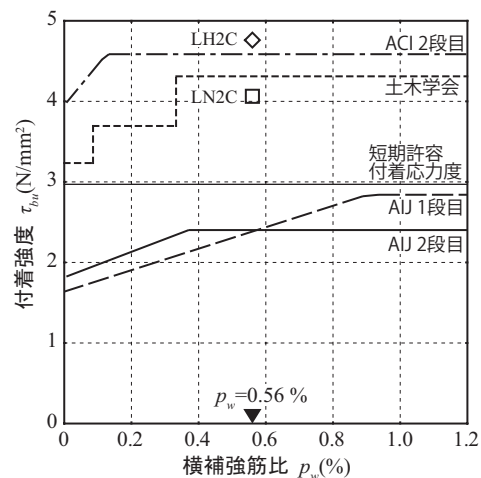
付着応力度は、いずれの試験体においても実験結果が AIJ τ_{bu} の値を大きく上回った。図 18 に特に大きかった SH4C のカットオフ筋 BC 間の付着応力度 - 変形角関係を示す。付着応力度の最大値は 4.61N/mm² となり、RC 規準より算出した付着割裂強度の 2.7 倍の値を示した。しかし、SH4C において付着破壊は生じなかった。

ここで、図 19(a) のように 2 段通し筋の場合、異形鉄筋の付着応力度 τ が放射線状に加わると考えると、その鉛直成分は図 19(d) のようになり、片側のあばら筋に単位長さあたり $4\tau d_b$ の引張力が生じる。山田ら⁵⁾の実験(表 2(b))のように 2 段配筋すべてを同時にカットオフする場合も同様である。図 19(b) のように 1 段通し筋の場合では、引張力はその半分になる。一方、2 段目主筋がカットオフされた場合、図 13 の BC 間のように通し筋の付着応力度は小さくなっている。したがって、図 19(c) のような状況が予想される。以上より、カットオフ筋の付着割裂強度を算出する際に、多段配筋の 1 段目以外の鉄筋に対して 0.6 を乗じる必要はないと考えられる。表 2(a) で \blacksquare が \square の約 1.5 ~ 1.6 倍であったのも同様の理由と考えられる。

なお、今回の試験体で BC 間の付着応力度が小さかったのは、表 5 の $c_f + d$ とカットオフ長さがほとんど同じであった(つまり図 15 の ③④間の距離が非常に小さかった)ことが理由であると考えられる。しかし、③④間の距離が長い部材(つまりカットオフ長さを鉄筋不要断面から大幅に伸ばす場合)においては、1 段目主筋の付着応力度が



(a) 2 段目主筋 4 本



(b) 2 段目主筋 2 本

図 20 付着強度と横補強筋比の関係

無視できなくなるかもしれない。この問題については、今後の検討課題としたい。

表 8 において、普通強度鉄筋を用いた試験体 LN4C, LN2C では実験値が $ACI \tau_y$ の約 1.8 倍から 1.9 倍になっている。LN4C, LN2C のカットオフ筋は、最大付着応力度時に梁端部から有効せい d だけ離れた断面まで鉄筋が降伏歪度に近い値となっていた。したがって、塑性率の大きな梁では有効付着長さを $l_d - d$ とする AIJ τ_y に近い実験結果になったと考える。

一方、高強度鉄筋を用いた試験体 SH4C, LH4C, LH2C の実験値は $ACI \tau_y$ と精度よく一致している。図 15(c) では梁端部から有効せい d だけ離れた断面まで鉄筋の応力度が一定としているが、図 13 においてこの 3 体の試験体ではカットオフ筋の引張歪度は一定になっていない。したがって、カットオフ筋の付着応力度を算定するための有効付着長さは、 ACI code のように付着長さ l_d から有効せい d を差し引かなくてもよい可能性があるといえる。ただし、部材端近傍の付着応力度は、横補強筋量に比例する¹²⁾。今回の試験体の横補強筋量がかなり多かったことを考えると、この問題についてはより慎重な検討が必要である。

図 20 に RC 規準, ACI code, 土木学会により算定された付着強度と横補強筋比の関係を示す。なお、図中に RC 規準より算出した短期許容付着応力度 $0.8f_{du}$ の値も示す。短期付着応力度は AIJ τ_{bu} の値を上回っている。2 段目主筋が 4 本の場合も 2 本の場合も、RC 規準と ACI code の間に大きな差があることがわかる。また、図中に各試験体の 2 段目主筋 BC, DE 間の最大付着応力度の平均値もプロットしている。すべての試験体で実験値が AIJ τ_{bu} を超えているが、いずれの試験体でも 2 段目主筋で付着破壊は生じていない。さらに、SH4C および LH2C においては実験値が $ACI \tau_{bu}$ をも超える値となった。この結果、RC 規準と比較して、 ACI code の付着強度算定式が妥当な算定式だと考えられる。

8. まとめ

日本建築学会 RC 規準と ACI code で異なる付着規定を検討するために、2 段配筋の 2 段目主筋がカットオフされた RC 梁の静的加力実験を行った。本研究の結果から、以下の知見が得られた。

- (1) 高強度の鉄筋を使用した試験体において、せん断ひび割れはカットオフ位置で拡大しやすい。
- (2) 両端が降伏する部材において、カットオフされない通し主筋の付着応力度は、(2) 式で評価できる。
- (3) 塑性率が大きい梁では、2 段目カットオフ筋の付着応力度 τ_y を算出する際に、有効せい d を差し引く必要がある。逆に、今回の高強度鉄筋を用いた試験体のように塑性変形が小さく横補強筋量が多い梁では、2 段目カットオフ筋の付着応力度 τ_y を算出する際に、有効せい d を差し引く必要はない可能性がある。
- (4) 2 段目主筋のみをカットオフし、1 段目主筋をカットオフしない場合、2 段目主筋の付着強度を 0.6 倍する必要はない。ただし、カットオフ長さを鉄筋不要断面から大幅に伸ばす場合には付着強度の低減が必要になる可能性もある。

謝辞

本実験の試験体作製において、JFE テクノワイヤ株式会社には高強

度せん断補強筋を提供して頂きました。東京鐵鋼株式会社には高張力ねじふし鋼棒を提供して頂きました。厚く御礼申し上げます。

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，2010
- 2) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, 2011
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書，2008
- 4) 田畑卓，西原寛，桜田智之：カットオフを用いた 2 本束ね鉄筋の付着割裂強度に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 563 号，pp.145-152, 2003.1
- 5) 山田紘，唐津敏一，森田司郎：せん断スパン内でカットオフされた RC 梁主筋の付着割裂強度，日本建築学会構造系論文集 第 459 号，pp.101-110, 1994.5
- 6) 金吉照，神谷一彰，佐藤裕一，藤井栄：RC 梁の主筋カットオフがせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系 (C-2) pp.287-288, 2002.8
- 7) Yuichi Sato, Shinichi Yagi, Katsuhiko Nagatomo and Yoshifumi Nakamura: Bond-Strengthening Hooks for RC Members with 1300 MPa-Class Shear-reinforcing Spirals Part III :Bond Strengths of Double-Layered Longitudinal Bars and Cut-off Bars, JAABE Vol.7, No.2, 2008.11
- 8) Hognestad, E., Hanson, N.W. and McHenry, D.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, *ACI Journal Proc.*V.52, No.4, pp.455-479, 1955.12
- 9) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007
- 10) JFE テクノワイヤ株式会社：高強度せん断補強「リバーボン 1275」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説，2011.9
- 11) 川島一彦，星隅順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集 No.25, 1 -33, pp.83-95, 1995.10
- 12) 市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート短柱における付着破壊のメカニズム，日本建築学会論文報告集 第 333 号，pp.73-83, 1983.11
- 13) 市之瀬研究室ホームページ，実験データ カットオフ 2012, <http://kitten.ace.nitech.ac.jp/ichilab/research/>, 2012.12.6 参照

注

注1) 降伏歪に達していない B ~ E 間では、正・負載荷での歪度の差が 500 μ 以内であり、載荷方向による歪度の差は小さかった。よって、図13では4点の歪度の平均値を用いた。

注2) 鉄筋が降伏したのは材端部のみであり、通し筋のCD間、カットオフ筋のBC間は弾性範囲にとどまった。よって、図17、図18の付着応力度は式(1)によって算定した。

(2012年12月8日原稿受理，2013年5月10日採用決定)