

# 論文 せん断スパン, 配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響

金 吉熙<sup>\*1)</sup>・吉田 章彦<sup>\*2)</sup>・佐藤 裕一<sup>\*3)</sup>・藤井 栄<sup>\*4)</sup>

**要旨** : せん断スパン長さ, せん断補強筋量, 主筋の配筋の変化を実験変数とした RC 梁の実験を行った。実験より, せん断スパンが短くなると建築学会設計指針式は最大耐力を過小評価すること, 主筋を途中でカットした場合は耐力が 1 割程度低下するが, カットオフ長さによる差は顕著でないこと, 二段配筋二段目筋の付着強度は一段筋の 0.5 倍程度であること等が示された

**キーワード** : RC 梁, せん断力, 付着作用, せん断スパン, カットオフ筋, 二段配筋

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート柱, 梁部材のせん断耐力は主筋の付着性状と密接な関係がある。現行の建築学会耐震設計指針<sup>1)2)</sup>では, せん断耐力をトラス機構とアーチ機構の和で表す塑性理論式に立脚し, 主筋の付着力はトラス機構の構成力として考えられ, 付着力の上限でせん断耐力の定まる場合には付着割裂破壊として取り扱われている。一方, 主筋の付着性状は, せん断ひび割れの入り方や鉄筋配置(二段配置やカットオフ筋の存在)の影響を受けて大きく変化することが考えられているがこれらの特性に対する研究は現在まで十分でない。本研究では, RC 梁を対象にせん断スパン, 主筋配筋方法の違い(一段・二段配筋, カットオフ筋の有無およびカットオフ長さ), せん断補強筋量の相違がせん断耐力, 付着割裂耐力に及ぼす影響を実験的に調査し, 現行の設計指針での付着, せん断耐力の相関に対する考え方を検討したものである。

## 2 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は計 12 体である。表-1 に試験体の特性一覧, 図-1 に試験体の配筋詳細を示す。断面は 20cm × 30cm であり, コンクリート圧縮強度が

30.6MPa, 主筋は D16( $f_y = 796\text{MPa}$ ), せん断補強筋は D6( $f_y = 305\text{MPa}$ )を使用した。せん断スパン比は, 1.5 と 0.75 の 2 種類を用意した。主筋配筋方法は図-1 に示すように, 一段配筋とした N タイプ 6 体(4-D16), 2 段配筋の D タイプ 3 体(2-2-D16, 2-4-D16), 上・下端筋引張鉄筋 4 本のうち中間の 2 本をスパン内でカットオフした試験体 3 体(N-50-L-C1, N-50-L-C2, N-50-L-C3)である。カットオフ筋の長さは梁端部から試験体有効せいを越えて, 鉄筋径の 10, 20, 30 倍と変化させた。せん断補強筋は D 6 スターラップの間隔を 110mm, 75mm, 50mm の 3 レベルに変化させた。試験体は横打ちで作成した。各試験体の名称は表-1 の脚注に示す。

### 2.2 載荷方法及び計測事項

図-2 に載荷装置を示す。若林式の載荷方法により逆対称の曲げせん断力を与える。一方向単調載荷で破壊させ, たわみ量 15mm まで変形させてから除荷し, 負側にも載荷した。せん断力(V), 層間変位のほか, 図-2 に示すようにスパン領域を 4 分割して各領域のせん断, 曲げ, 軸方向変形を変位計によって計測した。主筋と補強筋には図-1 に示す位置にひずみゲージを設置してひずみを計測した。

\*1 京都大学大学院博士課程 工学研究科 環境地球工学専攻 工修(正会員)  
 \*2 京都大学大学院修士課程 工学研究科 環境地球工学専攻 (正会員)  
 \*3 京都大学大学院助手 工学研究科 環境地球工学専攻 博士(工学)(正会員)  
 \*4 京都大学大学院助教授 工学研究科 環境地球工学専攻 博士(工学)(正会員)

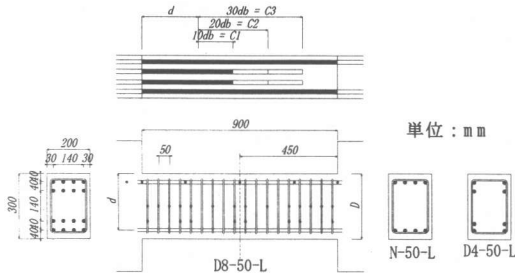


図-1 試験体詳細

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 実験結果の概要

表-1に最大せん断力と破壊モードを示す。建築学会の終局強度型、靱性保証型耐震設計指針式による最大耐力計算値(それぞれ  $V_{aj1}$ ,  $V_{aj2}$ )もあわせて示す。最終破壊モードはせん断スパン比が小さい ( $a/D=0.75$ ) 試験体とカットオフ試験体はすべてせん断破壊となり、せん断スパン比が大きい ( $a/D=1.5$ ) 試験体はすべて付着割裂破壊となった。また、2D-16を二段配筋したD-4-50-Lはせん断破壊となり、主筋本数が多い4D-16を二段配筋したD8-110-L, D8-50-Lは付着割裂破壊になった。

図-3に荷重-変形曲線を示す。同図(a)より、せん断スパン比が小さい試験体の方が耐力、剛

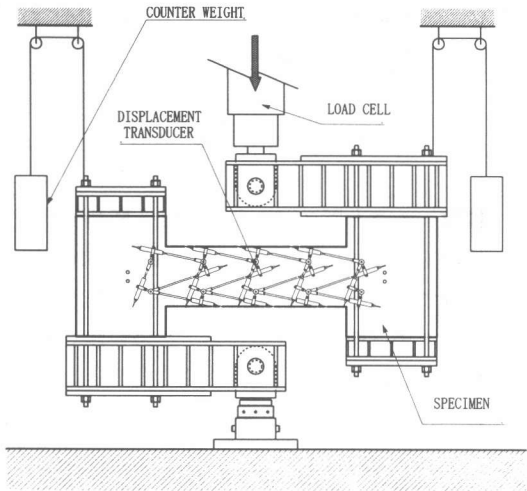


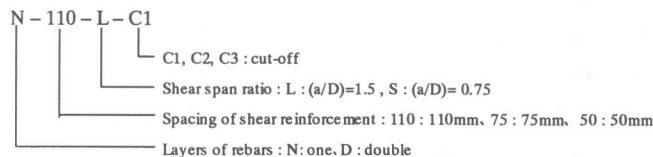
図-2 載荷装置

性が大きいこと、付着割裂破壊モードは最大耐力以後の劣化がせん断破壊モードに比べて緩やかなこと、両破壊形式ともせん断補強筋量の増大によって耐力が増加するが、せん断スパン比が小さい試験体では顕著ではないことが分かる。しかし試験体N-110-Sのみ極端に耐力が小さく性状が異なっており、原因は不明であるが以下の検討からは除外することとした。同図(b)には鉄筋配置の異なる試験体を比較している。主筋の本数が増える二段配筋試験体(D8-110-L, D8-50-

表-1 試験体特性及び実験結果一覧

specimen	Shear span	B*D	Longitudinal reinforcement	Shear reinforcement		$\sigma_B$ (MPa)	$V_{aj1}$ (kN)	$V_{aj2}$ (kN)	$V_{exp}$ (kN)	Failure mode
				$\sigma_{wy}$	$P_w \sigma_{wy}$ (MPa)					
N-110-S	0.75	200*300 (mm)	4D-16 $f_y = 796$ (MPa)	305 (MPa)	0.88 (D6@110)	30.6 (MPa)	190 (S)	155 (S)	158(-166)*1	Shear
N-75-S					1.3 (D6@75)		207 (B)	174 (S)	274(-175)	Shear
N-50-S					1.95 (D6@50)		212 (B)	190 (B)	290(-188)	Shear
N-110-L	0.88 (D6@110)				138 (S)		123 (S)	148(-119)	Bond	
N-75-L	1.3 (D6@75)				163 (B)		149 (S)	152(-139)	Bond	
N-50-L	1.95 (D6@50)				171 (B)		151 (B)	198(-172)	Bond	
D4-50-L	1.95 (D6@50)				171 (B)		192 (S)	177(-165)	Shear	
D8-110-L	0.88 (D6@110)				138 (S)		123 (S)	158(-120)	Bond	
D8-50-L	1.95 (D6@50)				206 (S)		192 (S)	213(-170)	Bond	
N-50-L-C1	1.5				10db *2		1.95 (D6@50)	171 (B)	180 (B)	172(-136)
N-50-L-C2		1.95 (D6@50)	171 (B)	180 (B)		167(-132)	Shear			
N-50-L-C3		1.95 (D6@50)	171 (B)	180 (B)		177	Shear			

$V_{aj1}$ : 終局強度型耐震設計指針式による計算値  
 $V_{aj2}$ : 靱性保証型耐震設計指針式による計算値  
 \*1 ( )内は負荷荷時最大耐力  
 \*2 カットオフ筋の梁有効せい以降のカットオフ長さ  
 右の式中の記号は参考文献参照



$$V_{aj1} = \min(V_s, V_b)$$

$$V_s = b \cdot j_c \cdot p_w \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot q / 2$$

$$V_b = \Sigma(\tau_{bw} \cdot \Psi) j_c + \left( v \cdot q - \frac{\Sigma(\tau_{bw} \cdot \Psi)}{\sin \phi \cdot \cos \phi} \right) \frac{b \cdot D}{2} \cdot \tan \theta$$

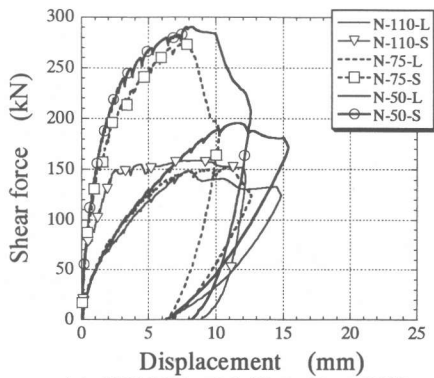
$$V_{aj2} = \min(V_{m1}, V_{m2}, V_{m3}, V_{bw})$$

$$V_{m1} = \mu \Psi_w \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_c + \left( v \cdot q - \frac{5 p_w \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b \cdot D}{2} \cdot \tan \theta$$

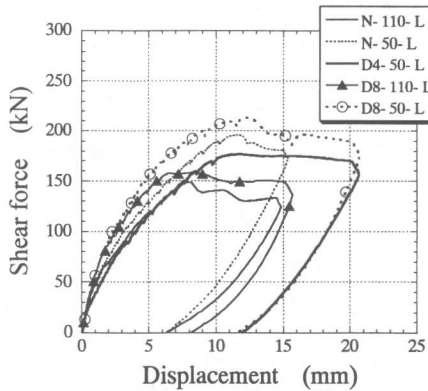
$$V_{m2} = \frac{\lambda \cdot v \cdot \beta \cdot p_w \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e \cdot j_c$$

$$V_{m3} = \frac{\lambda \cdot v \cdot \beta \cdot \sigma}{2} \cdot b_e \cdot j_c$$

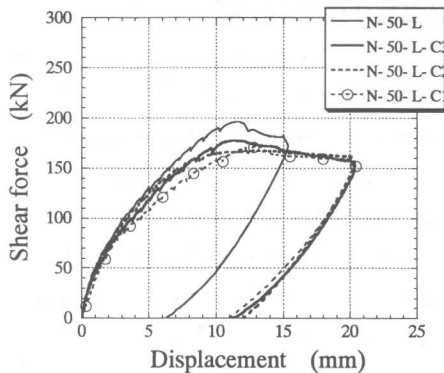
$$V_{bw} = \Sigma(\tau_{bw} \cdot \Psi) j_c + \left( v \cdot q - \frac{2.5 \Sigma(\tau_{bw} \cdot \Psi)}{\lambda \beta_e} \right) \frac{b \cdot D}{2} \cdot \tan \theta$$



(a) 補強筋量、せん断スパンの影響



(b) 二段配筋の影響



(c) カットオフ筋長さの影響

図-3 荷重-変形曲線

L) はそれぞれ対応する試験体 (N-110-L, N-50-L) に比して剛性の増大と約 5-10% の耐力上昇がみられた。主筋量の等しい D4-50-L は付着破壊は生じなかったものの耐力は一段配筋のものより 10% 低い。同図 (c) にはカットオフの影響を示す。カットオフ長さの影響は顕著でなく、比較試験体に対していずれも約 15% 程度耐力が低下した。ただし、両者の破壊モードが異なることに留意する必要がある。図-4 に最大耐力時のひび

割れ状況例を示す。せん断スパン比が 1.5 の試験体は主筋に沿う付着割裂ひび割れが急速に進展して最大耐力となった。スパンが短い試験体では両端を対角に結ぶ斜めひび割れの成長によってせん断破壊になり、カットオフ試験体では端部の圧縮縁に向かう斜めひび割れが開口してせん断破壊している。また、主筋量の多い二段配筋試験体では二段目 (内側段) 主筋位置で付着破壊が生じている。

### 3.2 実験結果の考察

#### 3.2.1 実験結果と指針式<sup>1)2)</sup>との比較

図-5 に実験結果と建築学会の終局強度型、靱性保証型耐震設計指針による算定値との比較を示す。ここでの算定値は付着、せん断強度算定値のうち小さい方を用いている。カットオフ試験体の付着割裂強度はカットしていないものとして計算した。図よりいずれの指針でもせん断ス

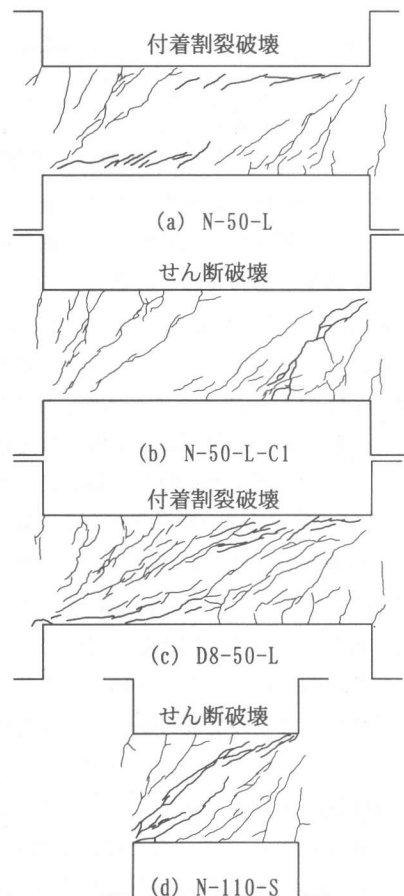
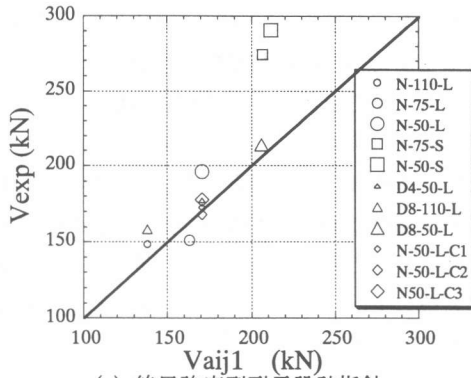
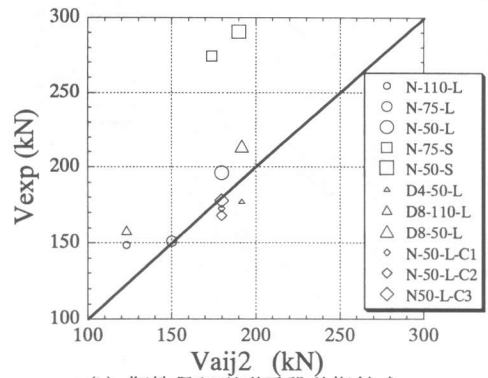


図-4 最大耐力時のひび割れ状況

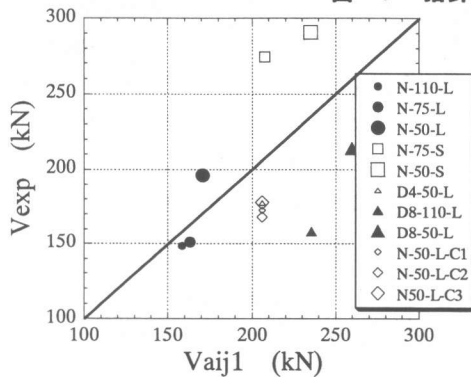


(a) 終局強度型耐震設計指針

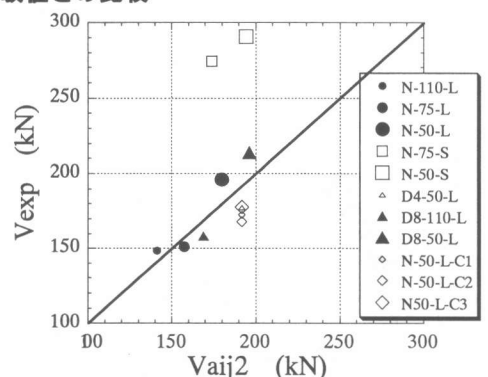


(b) 靱性保証型耐震設計指針式

図-5 指針式と実験値との比較



(a) 終局強度型耐震設計指針



(b) 靱性保証型耐震設計指針式

図-6 指針式と実験値との比較(黒塗りは付着破壊)

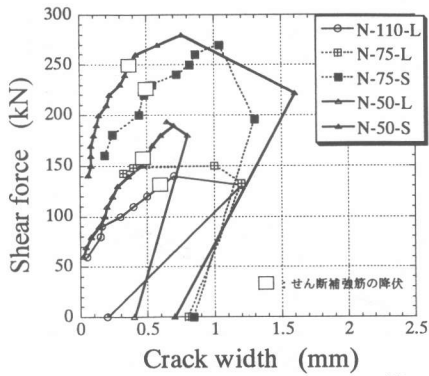
パン比が小さい試験体の耐力をかなり過小評価していること、靱性保証型指針では補強筋間隔の大きい試験体の耐力を過小評価していること以外は実験値とほぼ対応していることが分かる。しかしながら、実験結果と指針式の評価による破壊形式は表-1に示すように、必ずしも対応していない。図-6は実験によって得られた破壊モードに対応する耐力計算値と実験結果との比較を示す。図の黒で塗った試験体が付着割裂破壊になった試験体であり、指針式による計算値も付着破壊に対する算定値である。図-5とあわせて比較すると、終局強度型指針式ではかなりの試験体で危険側の評価となっている。これは付着破壊試験体では二段配筋の場合に付着強度が低減されないことで耐力を過大評価したこと、せん断破壊試験体ではカットオフ試験体の耐力低下を考慮しなかったことなどによっている。一方、同図(b)より靱性保証型指針式では2段配筋の影響を考慮していること等、付着割裂破壊

試験体に対して適合性が良くなっているが、せん断破壊となったせん断スパン比の小さい試験体では終局強度型指針よりもさらに耐力を過小評価している。これはトラス機構の分担力は変わらないもののトラス機構に起因するコンクリート圧縮応力を終局強度型指針より大きく見積もる修正を行っているためにアーチの寄与分が大幅に小さく計算されるためである。

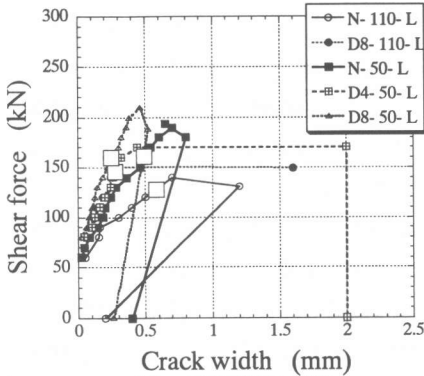
上記のごとく現行の指針式では特に、せん断スパンの短い場合のせん断強度、付着強度の評価が十分でないこと、カットオフ筋や二段配筋で危険側の評価となる場合がある。

### 3.2.2 荷重とひび割れ幅との関係

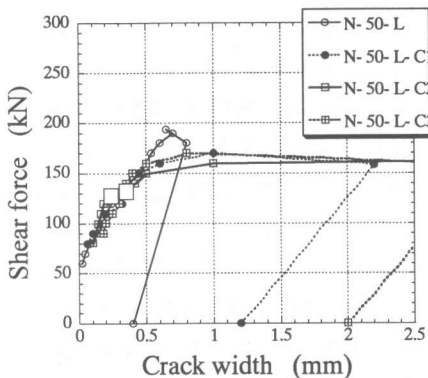
図-7にせん断ひび割れ幅とせん断力の関係を示す。せん断補強筋が配筋されている位置のひび割れ幅を計測することより、ひび割れ幅とせん断補強筋のひずみとの比較もできるようにした。同図(a)より、同一せん断力に対してせん断スパンが長いほどひび割れ幅が大きく、曲げ応



(a) 補強筋量, せん断スパンの影響



(b) 二段配筋の影響



(c) カットオフ長さの影響

図-7 荷重とひび割れ幅との関係

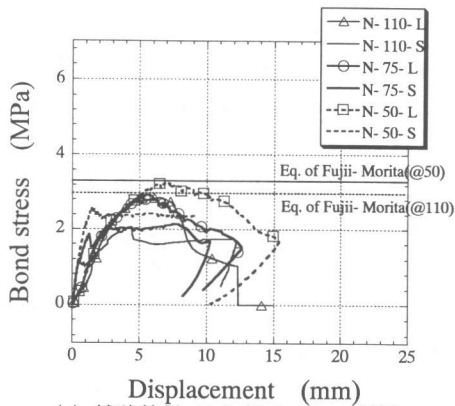
力の影響が大きいことがわかる。また、せん断補強筋の量が大きいほどひび割れ幅が減少する。最大耐力時のひび割れ幅はせん断スパン長によらず対応する試験体ではほぼ等しく0.6mm~1.0mmとなっている。(b)より主筋の本数が多い二段配筋試験体(D8-110-L, D8-50-L)ではひび割れ幅が小さくなるのが分かる。また、同図(c)に示すように主筋のカットオフ長さはひび割れ幅には影響を与えない。

### 3.2.3 付着応力

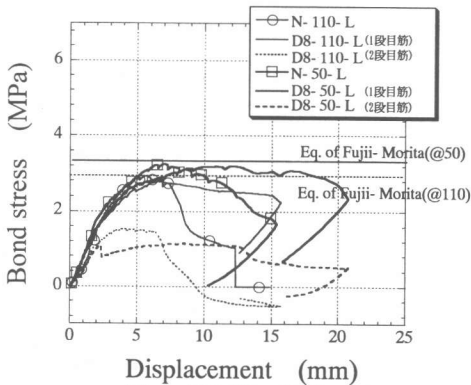
主筋に貼り付けた5ヶ所のひずみゲージ位置で分割される4区間のスパン中央2区間領域の平均付着応力(せん断スパン比0.75の試験体はスパン全長にわたる平均付着応力)の推移を図-8に示す。付着破壊になった試験体では最大付着応力の実験値は既往の強度式<sup>3)</sup>と良い適合性が確認できる。

図-8(a)にせん断スパン比の大小による付着応力の違いを示す。スパンが短い方の付着応力が30%ほど小さい。指針式の考え方によると形成されるトラスの角度が大きくなり、トラスが分担する耐力がせん断スパン比の大きい場合よりも低下することを意味している。残りをアーチ機構で分担することになるが指針式によるアーチ機構の計算では既に述べたように実験結果が説明できない。指針式の考え方に基づくならば、せん断スパン比の小さい場合にはコンクリートの有効圧縮強度をひび割れ幅等の性状の相違を考慮して、より大きく見積もること、付着力によらないコンクリートの曲げ圧縮応力変化を構成力としたトラスを付加してトラス角度を大きく見積もること等の取り扱いが必要といえる。また、短スパン梁では端部圧縮鉄筋が大きく引張側に転化することから、危険断面でのコンクリート圧縮内力が増大し、その作用位置も軸心に近づく。このような曲げ応力の変化をあわせて考慮する必要がある。

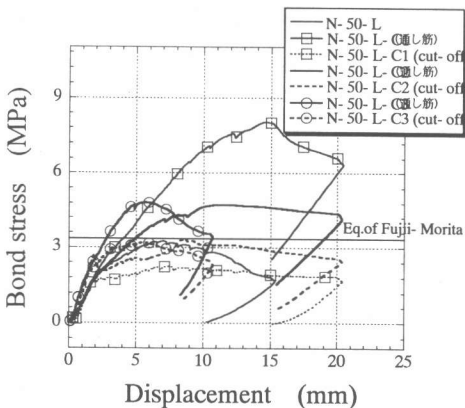
図-8(b)には二段筋の付着応力を示すが、内側段で付着破壊した二段配筋試験体D8-50-L, D8-110-Lでは靱性保証型指針式による強度低減係数の0.6より低い0.5程度の大きさとなっている。また、2段目の主筋の付着応力が先に限界に達して、2段目位置で付着割裂破壊したことが確認できる。同図(c)は、カットオフ試験体の場合の付着応力の挙動を示す。カットオフ筋の最大付着応力は、カットオフ長さが10dbの場合に他の試験体より35%ほど小さいが、20, 30dbでは、比較試験体のN-50-Lとほぼ等しい応力を発揮している。一方、図-9に示すように、カットオフ筋の引張応力の上昇はある時点



(a) 補強筋量、せん断スパンの影響



(b) 二段配筋の影響



(c) カットオフ長さの影響

図-8 付着応力と変形との関係

で止まり、この時の付着応力を保持する。通し筋である隅筋の梁端引張応力が增大するために付着応力が大きく上昇する特徴がある。

#### 4. まとめ

実験により以下のことが指摘できる。

- 1) せん断スパン比 ( $a/D$ ) が 1.5 から 0.75 に短くなることにより約 1.5 倍耐力の上昇

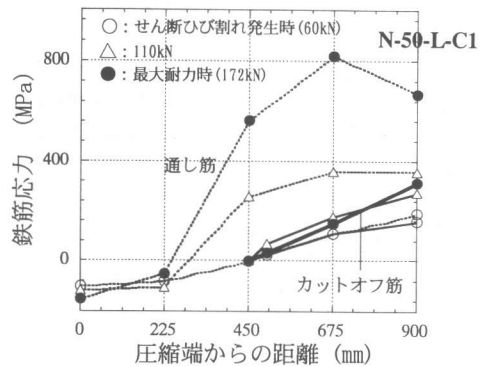


図-9 カットオフ試験体での鉄筋応力分布

が見られ、現行の建築学会指針による式は大幅に耐力を過小評価した。また、 $a/D = 0.75$  の試験体のスパン内平均付着応力は  $a/D=1.5$  の場合より 30% 程度小さい大きさであった。今後、コンクリート有効圧縮強度の変化や付着力によらないトラスを考える必要があるといえる。

- 2) 二段配筋した梁は、一段配筋に比べて 5 ~ 10% 耐力が上昇した。2 段目主筋 (内側筋) の付着強度は一段の場合の 0.5 倍となり、靱性保証型の指針式の 0.6 より低い。
- 3) 部材途中で鉄筋量の半分がカットオフされた場合のせん断耐力は付着破壊となった通し配筋のせん断耐力に比べて 0.85 倍となったが、カットオフ長さの違いによるせん断耐力の相違は顕著でなかった。カットオフ筋の最大付着応力は、カットオフ長さが梁せい以降 10db の場合に 35% ほど小さいが、20, 30db では、通し配筋の場合とほぼ等しい付着強度を発揮した。

#### 付記

本研究は文部省科学研究費基盤研究 (B)(2) (代表者: 藤井 栄) による研究である。試験体作成にあたり (株) 高周波熱練の協力を得た。また、本研究は神谷一彰氏 (京大) との協力で実施したことを付記する。

#### 参考文献

- (1) 日本建築学会, “鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説”, 日本建築学会, 1999
- (2) 日本建築学会, “鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説 日本建築学会, 1990
- (3) 藤井 栄・森田 司郎 “異形鉄筋の付着割裂強度に対する研究-第 1 報 付着割裂破壊を支配する要についての実験結果-”, 日本建築学会論文集, 31 号, pp.47 - 55, 1982.9