

論文 高強度コンクリートおよび高強度せん断補強筋を用いた曲げ型短スパン RC 梁の変形性能

神野 帆乃香*1・吉安 祐樹*2・平井 龍也*1・楠原 文雄*3

要旨：高強度コンクリートと高強度せん断補強筋 785 級を用いたせん断スパン比 1 の鉄筋コンクリート梁の構造実験により、せん断補強筋量が鉄筋コンクリート梁の変形性能に及ぼす影響に関して検討を行った。試験体はいずれも曲げ降伏後にせん断破壊し、せん断補強筋量の増加に伴い梁端部にせん断変形が集中した。限界変形角の実験値は計算値を上回り、せん断補強筋量の増加に伴い鉄筋コンクリート梁の変形性能は向上した。

キーワード：高強度せん断補強筋, 高強度コンクリート, 短スパン, 曲げ破壊先行型, 変形性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造の高層化による鉄筋の高密度化を避けるため、高強度せん断補強筋の需要が高まっている。高強度せん断補強筋を用いれば、せん断補強筋量を減らすことが可能になる。一方、せん断補強筋には拘束効果による曲げ降伏後の靱性能の確保も期待されており、補強筋量を減らすことは曲げ降伏後の靱性能の低下につながるおそれがある。高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の実験的研究^{例えば1)}はいくつかあるものの、境界梁などに用いられる曲げ破壊先行型の短スパン RC 梁において、せん断補強筋量が変形性能に及ぼす影響に関しては、いまだ知見が不足している。

そこで本研究では、74N/mm²の高強度コンクリートと高強度せん断補強筋 785 級を用いたせん断スパン比 1 の RC 梁の構造実験を行い、せん断補強筋量が RC 梁部材の構造性能および変形性能に及ぼす影響に関して検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に試験体諸元と耐力計算値を、図-1 に試験体の配筋および梁断面を示す。試験体はせん断スパン比 1 の 1/2.5 スケール RC 梁の計 3 体であり、形状寸法は全試験体共通で内法スパン 800mm, 梁幅 250mm, 梁せい 400mm である。主筋は 2 段配筋であり、スタブ内でプレートに溶接した。実験変数はせん断補強筋比とし、試験体 F6N-0.4-1, F6N-0.6-1, F6N-1.1-1 のせん断補強筋間隔はそれぞれ 160mm, 100mm, 50mm, せん断補強筋比は 0.36%, 0.57%, 1.14% である。日本建築学会の靱性指針⁴⁾によるせん断耐力に基づくせん断余裕度は、1.36, 1.63, 2.01 で、全て曲げ破壊先行型である。なお、耐力計算には材料試験によって得られた値を用いた。コンクリートは全ての試験体で同一バッチであり、後述する材料試験の結果では、コンクリートの圧縮強度は 74N/mm²であった。主筋には降伏強度が 381N/mm²の D13(SD345)を、せん断補強筋には降伏強度が 805N/mm²の Y10(YK785)を全試験体共通で使用した。

表-1 試験体諸元と耐力計算値

試験体名	F6N-0.4-1	F6N-0.6-1	F6N-1.1-1	
断面寸法[mm]	250×400			
スパン[mm]	800			
主筋	種別：SD345 配筋：4+4-D13 $p_t=1.19\%$			
せん断補強筋	配筋	2-Y10@160	2-Y10@100	2-Y10@50
	$p_w[\%]$	0.36	0.57	1.14
Q_{mu} [kN]	343			
Q_{mean} [kN] (Q_{mean}/Q_{mu})	542 (1.58)	570 (1.66)	627 (1.83)	
Q_{su} [kN] (Q_{mean}/Q_{mu})	467 (1.36)	560 (1.63)	691 (2.01)	
Q_{bu} [kN] (Q_{mean}/Q_{mu})	466 (1.36)	532 (1.55)	665 (1.94)	

p_t ：引張鉄筋比, p_w ：せん断補強筋比, Q_{mu} ：修正 Kent-Park モデル²⁾と平面保持仮定を用いた断面解析により算出した曲げ耐力時のせん断力, Q_{mean} ：荒川 mean 式³⁾によるせん断耐力, Q_{su} ：靱性指針⁴⁾によるせん断耐力, Q_{bu} ：靱性指針による付着割裂破壊を考慮したせん断耐力

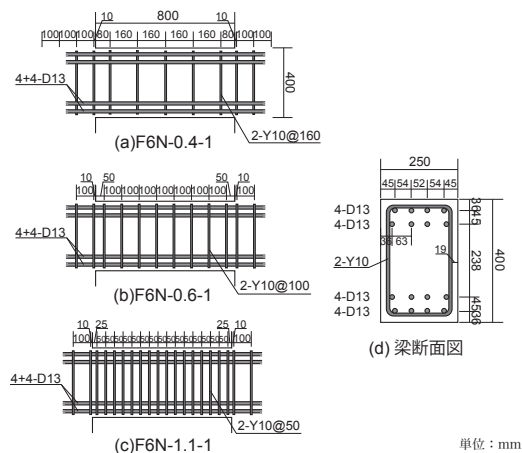


図-1 試験体の配筋

*1 名古屋工業大学 学部学生 (学生会員)
 *2 名古屋工業大学 大学院生 (学生会員)
 *3 名古屋工業大学 教授・博(工) (正会員)

2.2 使用材料特性

表-2 にコンクリートの圧縮・割裂試験結果を、表-3 に鉄筋の引張試験結果を、図-2 に鉄筋の応力度とひずみの関係を示す。コンクリート圧縮・割裂試験は実験期間を考慮して加力期間前、加力期間後の計 2 回行った。Y10(YK785)は、0.2%オフセット耐力を求めた。ヤング係数は鉄筋の応力度が 50N/mm^2 から F 値の 50%の値の範囲まで直線勾配を最小二乗法により求めた。降伏強度は公称断面積で除して求めており、降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除した値とした。

2.3 加力計画

図-3 に加力装置と相対回転角・部材角計測用の変位計を示す。試験体は梁部材であるが、軸力による構造性能への影響は少ないものとして 90° 回転して加力した。治具の自重によって試験区間に生じるせん断力および曲げモーメントは、载荷前に各ジャッキにより打ち消し、加力中は、固定側スタブに対する加力側スタブの相対回転角がゼロになるように制御した。

図-4 に加力サイクルを示す。加力は正負交番繰り返す载荷とした。载荷前半は、荷重制御であり RC 規準⁵⁾による使用性確保のための長期許容せん断力 Q_{AL1} 、せん断ひび割れを許容した長期許容せん断力 Q_{AL2} 、損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} の順に行った。ひび割れ測定は、図-4 中の赤丸で示した特定のサイクルごとのピーク時、長期許容せん断力 Q_{AL2} 、完全除荷時と橙丸で示した長期許容曲げモーメント時のせん断力の最大 4 回のタイミングで行った。なお、载荷前半の荷重制御は、長期許容せん断力 Q_{AL2} まで除荷したときの残留ひび割れが 0.2mm を超えるまで行った。これは RC 規準にて、短期許容せん断力時のせん断ひび割れが 0.3mm 未満になる設計が求められることから、文献⁹⁾より、実大の $\sqrt{1/n}$ 倍 ($1/n$: 試験体の縮尺)になると仮定し、本実験の最大ひび割れ幅の許容値を 0.2mm としたためである。载荷後半は、最大耐力の 80%以下に至るまで部材角 R による制御で载荷した。ここで、部材角 R とは試験体に設置した変位計で得られた加力側スタブの固定側スタブに対する相対変位を試験体スパンで除したものとした。

表-2 コンクリートの圧縮・割裂試験結果

材齢	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	割裂引張強度 [N/mm ²]
51 日 (加力期間前)	73.1	27.5×10^3	5.16
72 日 (加力期間後)	75.2	30.1×10^3	4.50
平均値 (6 本)	74.1	28.8×10^3	4.83

表-3 鉄筋の引張試験結果

	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	降伏ひずみ [μ]	引張強度 [N/mm ²]
主筋(D13)	189×10^3	381	2012	535
せん断補強筋 (Y10)	195×10^3	805	4124	990

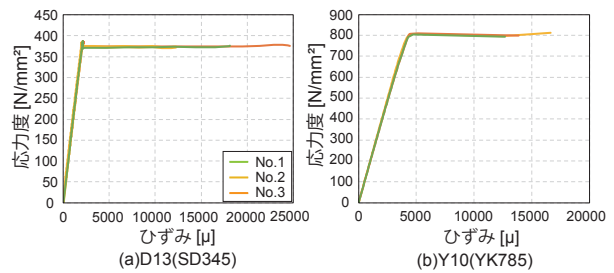


図-2 鉄筋の応力度とひずみの関係

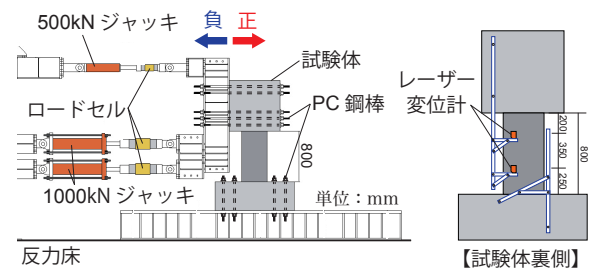


図-3 加力装置と相対回転角・部材角計測用の変位計

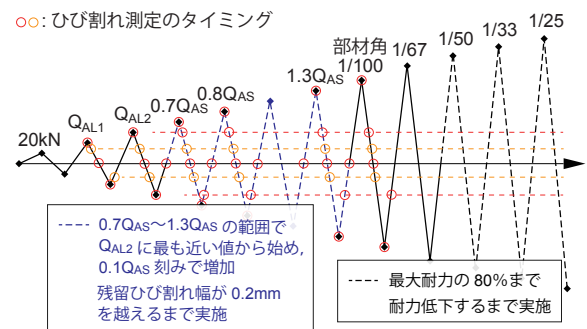
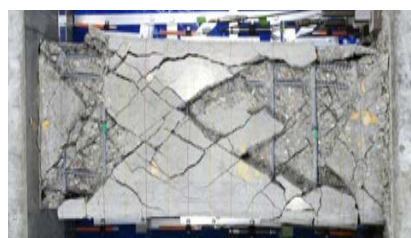


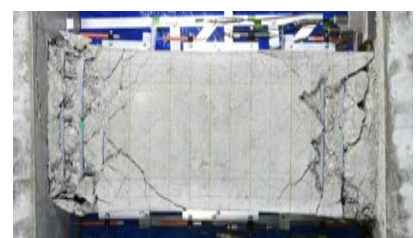
図-4 加力サイクル



(a)F6N-0.4-1
R=6.0%



(b)F6N-0.6-1
R=7.0%



(c)F6N-1.1-1
R=9.0%

写真-1 最終破壊状況

表-4 実験結果

試験体名	曲げひび割れ耐力[kN]		せん断ひび割れ耐力[kN]		両端主筋降伏				最大耐力[kN]			破壊形式
	正	負	正	負	正載荷		負載荷		正	負	Q_{max}/Q_{mu}	
					せん断力[kN]	部材角[%]	せん断力[kN]	部材角[%]				
F6N-0.4-1	110	-120	145	-165	340	0.59	-295	-0.46	373	-332	1.09	曲げ降伏後の せん断破壊
F6N-0.6-1	95	-100	170	-150	333	0.52	-311	-0.44	351	-346	1.02	
F6N-1.1-1	110	-110	160	-160	323	0.49	-307	-0.38	365	-351	1.06	

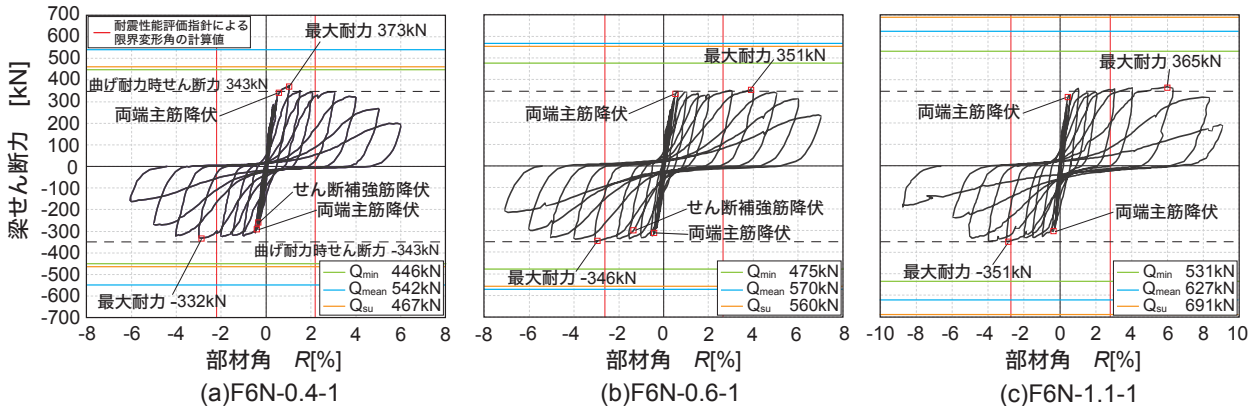


図-5 梁せん断力と部材角の関係

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真-1 に各試験体の最終破壊状況を示す。F6N-0.4-1 は、正載荷で部材角 0.59%，せん断力 340kN，負載荷で部材角-0.46%，せん断力-295kN の時、両端の主筋が降伏し、部材角-0.36%，せん断力-266kN でせん断補強筋が降伏した。F6N-0.6-1 は、正載荷で部材角 0.52%，せん断力 333kN，負載荷で部材角-0.44%，せん断力-311kN の時、両端の主筋が降伏し、部材角-1.3%，せん断力-300kN でせん断補強筋が降伏した。F6N-1.1-1 は、正載荷で部材角 0.49%，せん断力 323kN，負載荷で部材角-0.38%，せん断力-307kN の時、両端の主筋が降伏した。F6N-1.1-1 は、せん断補強筋は降伏しなかった。

いずれの試験体も曲げ降伏後のせん断破壊となった。F6N-0.4-1、F6N-0.6-1 は梁部材全体にひび割れが生じているのに対して、F6N-1.1-1 はひび割れが梁端部に集中している。

3.2 梁せん断力と部材角の関係

表-4 に実験結果を、図-5 に各試験体の梁せん断力と部材角の関係を示す。表-4 には実験結果に加え、コンクリートの応力度-ひずみ度関係を修正 Kent-Park モデル²⁾として平面保持仮定を用いた断面解析により算出した曲げ耐力時のせん断力 Q_{mu} に対する正載荷時の最大耐力の比を示した。図-5 中の破線は曲げ耐力時のせん断力 Q_{mu} を、赤色の実線は耐震性能評価指針⁷⁾による限界変形角の計算値を示している。なお、F6N-1.1-1 は加力制御に用いた部材角 R の値が不良であったため加力履歴

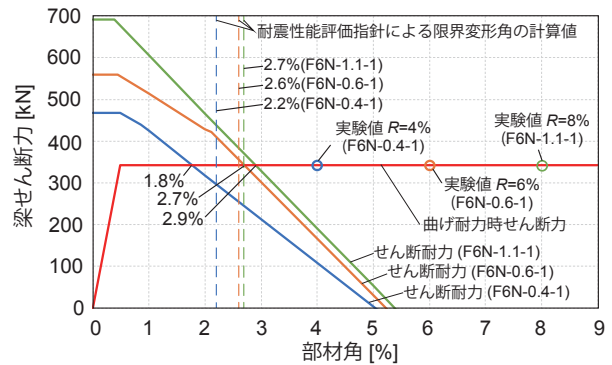


図-6 せん断耐力と部材角の関係

表-5 限界変形角の計算値と実験値の比較

試験体名	計算値[%]		実験値 [%]
	靱性指針による 限界変形角	耐震性能評価指針 による限界変形角	
F6N-0.4-1	1.8	2.2	4.0
F6N-0.6-1	2.7	2.6	6.0
F6N-1.1-1	2.9	2.7	8.0

が図-4 の通りになっておらず、左右非対称のグラフとなっている。

F6N-0.4-1 は部材角 1.0% で最大耐力 373kN に達し、曲げ耐力時のせん断力 Q_{mu} の 1.09 倍であった。F6N-0.6-1 は部材角 4.0% で最大耐力 351kN に達し、曲げ耐力時のせん断力 Q_{mu} の 1.02 倍であった。F6N-1.1-1 は部材角 6.0% で最大耐力 365kN に達し、曲げ耐力時のせん断力 Q_{mu} の 1.06 倍であった。全ての試験体において、最大耐力が断面解析による耐力評価と概ね一致した。

3.3 限界変形角

図-6 にせん断耐力と部材角の関係を、表-5 に限界変形角の計算値と実験値の比較を示す。せん断耐力は日本建築学会の靱性指針に示されたヒンジ領域の回転角の増大に伴って低下するせん断耐力を示し、これが曲げ耐力時のせん断力と一致する点を限界変形角の計算値とした。限界変形角の実験値を最大耐力の80%を下回らない最大の部材角としたとき、F6N-0.4-1では4.0%、F6N-0.6-1では6.0%、F6N-1.1-1では8.0%となり、せん断補強筋量の増加に伴うRC梁の変形性能の向上が見られた。全ての試験体で限界変形角の実験値は両指針の計算値のいずれに対しても大きく上回った。また、限界変形角の計算値は、せん断補強筋量による差が小さいのに対して、実験値は大きな差が見られた。

3.4 変形成分

図-7 に変位計の配置図を、図-8 に回転角の概念図を、図-9 にせん断変形概念図を示す。本実験では図-7 に示すように、試験体をほぼ等間隔に4区間に分けて変位計を取り付け測定した。梁の上下に取り付けた変位計が曲げ変形測定用、斜めに取り付けた変位計がせん断変形測定用である。

曲げ変形成分は、曲げ変形を試験体の水平変位で除した値である。曲げ変形は、回転角を試験体の長さで積分することによって求められる。図-7の点線で示す曲線で囲まれた領域の面積で略算される。なお、本実験では実線で示す直線で囲まれた領域の面積として近似したため、曲げ変形 u_B は以下の(1)式で表される。

$$u_B = \frac{l_1\theta_1}{2} + \frac{l_2(\theta_1 + \theta_2)}{2} + \frac{l_3(\theta_2 + \theta_3)}{2} + \frac{l_4(\theta_3 + \theta_4)}{2} \quad (1)$$

ここで、回転角 θ_x は各区間の上下に取り付けた変位形により計測した水平変位を用いて求めた。回転角 θ_x は、上下の水平変位 v_U 、 v_D を用いて以下の(2)式で表される。

$$\theta_x = \frac{v_U - v_D}{H} \quad (2)$$

せん断変形角 γ は、 x 方向のせん断変形角を γ_x と y 方向のせん断変形角 γ_y の差であり、図-9 により定義した相対座標を用いて以下の(3)式で表される。相対座標は各区間の上下の水平の変位計および斜めの変位計の値から求めた。

$$\gamma = \gamma_y - \gamma_x = \frac{(y_2 + y_3)/2 - y_1/2}{(x_2 + x_3)/2} + \frac{x_3/2 - x_2/2}{(y_1 + y_3)/2 - y_2/2} \quad (3)$$

図-10 に正載荷における曲げ変形成分と部材角の関係を、図-11 に正載荷におけるせん断変形成分と部材角の関係を、図-12 に部材角と各測定区間における曲げ変形角とせん断変形角の関係を示す。せん断補強筋量によって、曲げ変形角に大きな差は見られず、部材角が大き

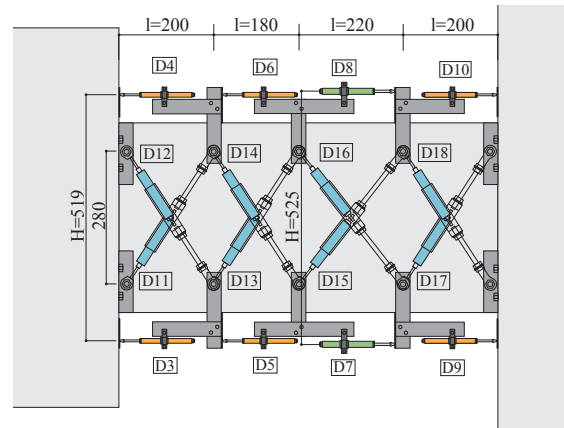


図-7 変位計の配置図

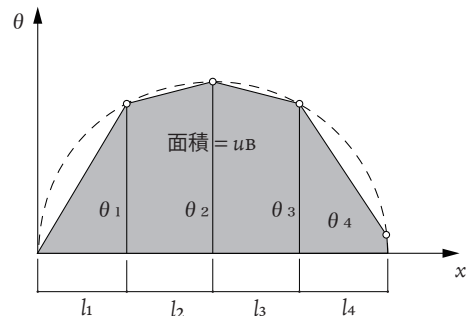


図-8 回転角の概念図

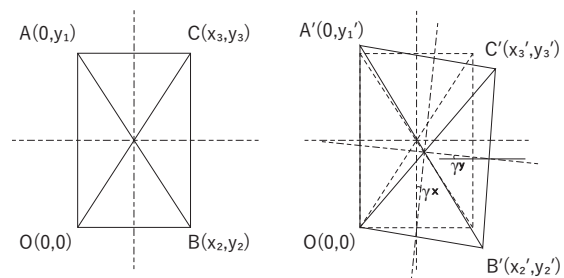


図-9 せん断変形概念図

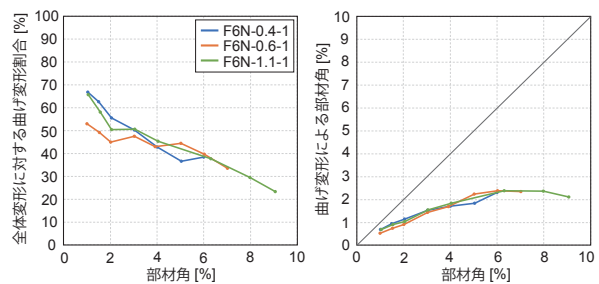


図-10 曲げ変形成分と部材角の関係

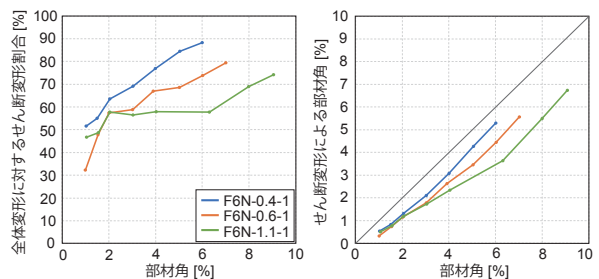


図-11 せん断変形成分と部材角の関係

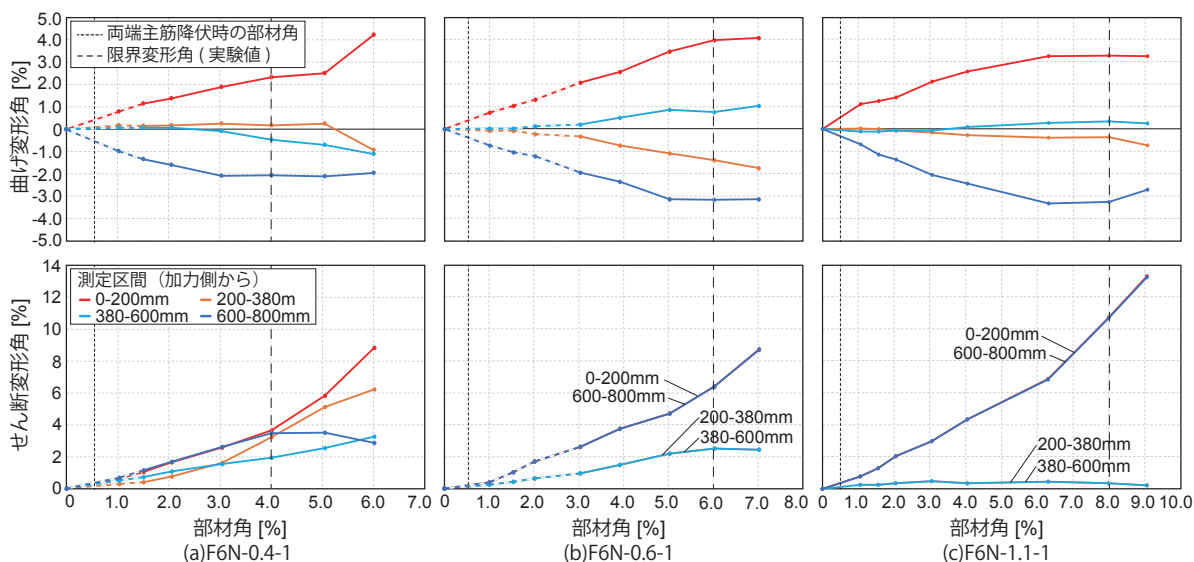


図-12 部材角と各測定区間の変形角の関係

くなるにつれて全体変形に対する曲げ変形割合は小さく、せん断変形割合は大きくなった。一方で、せん断補強筋量が多いほど部材角に対するせん断変形角は小さくなり、部材角が大きくなるほどその傾向が顕著に見られた。ただし、曲げ変形成分を計算する際の近似により、特に梁端部に变形が集中する場合は曲げ変形成分には誤差があることも考えられる。また、曲げ変形測定用の変位計はインサートから離れた位置に設置したため、部材の变形により測定値に誤差が生じたと考えられる。

図-12 中の縦方向の点線は両端主筋降伏時の部材角、破線は実験で得られた限界変形角を示している。せん断補強筋が降伏するサイクルまでは破線で、せん断補強筋降伏後は実線で示した。部材角と各測定区間の曲げ変形角の関係は、全ての試験体で梁中央側の測定区間よりも梁端部の測定区間の変形角が大きい。F6N-0.6-1 は、せん断補強筋が降伏した後に梁中央での曲げ変形角が増加した。F6N-1.1-1 は梁端部の曲げ変形角に対する梁中央での曲げ変形角が小さく、梁端部に曲げ変形が集中していると言える。いずれの試験体も限界変形付近で梁端部における曲げ変形の増加が落ち着いた。

部材角と各測定区間のせん断変形角の関係は、せん断補強筋量の増加に伴って、梁中央でのせん断変形角が小さくなった。また、F6N-0.6-1、F6N-1.1-1 は加力側と固定側でせん断変形角の推移が同様であるのに対して、F6N-0.4-1 はばらつきがあり、部材角の増大に伴って梁の加力側の変形が固定側の変形よりも大きくなった。また、いずれの試験体も限界変形付近で梁端部のせん断変形角の増加率が大きくなり、F6N-0.6-1、F6N-1.1-1 は限界変形以降、増加していた梁中央部でのせん断変形角が減少した。

部材角と変形角の関係より、せん断補強筋量の増加に伴って変形が梁端部に集中することがわかり、写真-1で

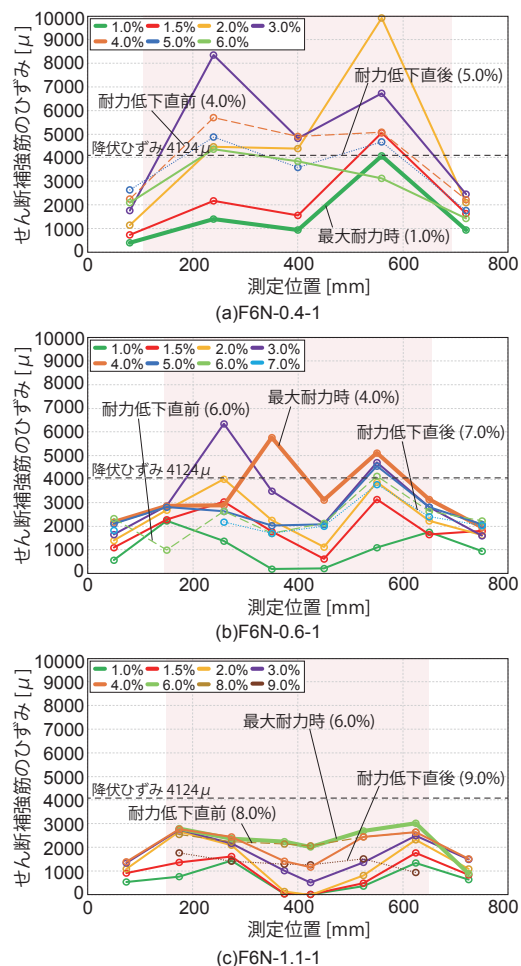


図-13 せん断補強筋のひずみ分布

示したようにせん断補強筋量の増加に伴って、梁端部にひび割れおよび破壊が集中していることと一致する。いずれの試験体も主に梁端部において限界変形付近で曲げ変形角の増加が落ち着き、せん断変形角が急増していることから、限界変形付近で試験体の変形が曲げ変形からせん断変形に移り、せん断破壊が進んだと考えられる。

3.5 せん断補強筋のひずみ分布

図-13 に各試験体の正載荷におけるピーク時のせん断補強筋のひずみ分布を示す。測定位置は加力スタブ側からの距離である。ひずみは鉄筋を挟んで貼り付けた2枚のひずみゲージにより得られた値の平均値とした。ただし、片側が計測不能であった場合は片側のひずみゲージの値としている。図-13 中の太線は各試験体の最大耐力時、破線は耐力低下直前、点線は耐力低下直後のせん断補強筋のひずみ分布である。また、破線は材料試験に基づくせん断補強筋の降伏ひずみ 4124μ を示している。靱性指針による限界変形におけるトラス機構の角度 φ と、トラス機構に關与する断面の有効せい j_e の積により求めたトラス機構を切り出したときの梁の水平方向長さを色付けした。

F6N-0.4-1 は、せん断補強筋の降伏とともに測定位置 240mm, 560mm でのひずみが急増した。梁端部でのみ、せん断補強筋のひずみは降伏ひずみに達しなかった。F6N-0.6-1 も F6N-0.4-1 同様、せん断補強筋の降伏とともに測定位置 250mm, 550mm でひずみが大きくなったが、F6N-0.4-1 に比べてせん断補強筋降伏後のひずみの増加は小さい。F6N-0.6-1 は梁端部に加え、梁中央のうち固定スタブ側の測定位置でもせん断補強筋の降伏は見られなかった。F6N-1.1-1 は F6N-0.4-1, F6N-0.6-1 に比べてやや梁端部に近い、測定位置 175mm, 625mm でひずみが大きくなった。F6N-1.1-1 ではせん断補強筋のひずみはいずれの測定位置においても降伏ひずみに達しなかった。

いずれの試験体も色付けした範囲内でのせん断補強筋のひずみの変動が大きく、トラス機構の角度が大きいほど、色付けした範囲内と範囲外での変形の差が大きくなった。

降伏ひずみを大幅に超えていた梁中央付近のせん断補強筋のひずみは、せん断補強筋量の増加に伴って、降伏ひずみを下回るまで減少した。これに伴い、試験体の梁中央付近での変形も減少し、梁端部での変形が増加した。これは、せん断補強筋量の増加による拘束効果が十分に発揮されたことで、梁中央での変形が減少し、梁端部へ変形が集中したと考えられる。

4. まとめ

高強度せん断補強筋を用いたせん断スパン比 1 の RC 梁（せん断余裕度 1.58~1.83）のせん断補強筋比を実験変数とした構造実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 全ての試験体において、最大耐力は平面保持を仮定した断面解析による耐力評価と概ね一致した。
- (2) せん断補強筋量の増加に伴い、RC 梁の変形性能の向上が見られた。
- (3) 最大耐力の80%を下回らない限界変形角の実験値は

全試験体において耐震性能評価指針より算出した限界変形角の計算値を上回った。

- (4) 靱性指針に示されたヒンジ領域の回転角 R_p を考慮したせん断耐力から得られる限界変形角に対し、最大耐力の80%を下回らない限界変形角の実験値は全試験体において計算値を上回った。
- (5) 部材角の増加に伴い、全体変形に対する曲げ変形割合は小さく、せん断変形割合は大きくなる。
- (6) F6N-0.6-1, F6N-1.1-1 は限界変形付近で試験体の変形が曲げ変形からせん断変形に移り、せん断破壊が進んだと考えられる。
- (7) せん断補強筋量の増加に伴って、変形が梁端部に集中する。
- (8) せん断補強筋量の増加に伴う拘束効果の向上により、梁中央でのせん断補強筋のひずみが小さくなるため、梁中央での変形が減少し、梁端部への変形が集中したと考えられる。

謝辞

本研究は名古屋工業大学と山口鋼業株式会社との共同研究として実施したものである。また、実施にあたり名城大学 市之瀬敏勝教授、山口鋼業株式会社 宮田英樹氏、飯島建築事務所 金子慶一氏、名古屋大学 日比野陽准教授には貴重な助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 角彰, 益尾潔, 山本憲一朗, 三宅守雄, 松木英夫, 村井和雄, 久徳敏治: 高強度せん断補強筋を用いた RC 短スパンばりの曲げ変形性能に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集 構造系, Vol.32, pp.73-76, 1992.6
- 2) Park, R and Paulay, T: Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, p.28, 1975
- 3) 荒川卓: 鉄筋コンクリート梁の許容せん断力とせん断補強について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 1969.8, コンクリートジャーナル, Vol.8, No7, 1970 ほか
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 6) 真田靖士, 市之瀬敏勝, 高橋之, 飯塚桃子: RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, pp.481-490, 2015.3
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, 2004