論文 シングル配筋された RC 梁部材の構造性能評価に関する研究

中野 克彦*1・松崎 育弘*2・杉山 智昭*3・千田 啓吾*4

要旨:鉄筋コンクリート構造基礎梁および壁式鉄筋コンクリート構造等で用いられているシ ングル配筋された RC部材の構造性能(耐力・靭性能)は,部材の靭性能を考慮しない許容 応力度設計法を用いてきたことにより,その評価方法は曖昧である。本稿では,シングル配 筋された RC部材の構造性能を評価するにあたっての問題点を明確にするため,せん断補強 筋に 180°フックおよび全強度型鉄筋交差溶接を施した組立鉄筋を用いた梁部材の曲げ・せ ん断実験を行い,構造性能を把握した。また,閉鎖型のせん断補強筋を用いた RC梁部材の 実験結果と比較することで,既往の評価式を適用するにあたっての問題点を示した。 キーワード:シングル配筋,全強度型鉄筋交差溶接,180°フック,せん断強度,靱性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造(以下,RC造)基礎梁 および壁式鉄筋コンクリート構造(以下,WRC 造)等で用いられているシングル配筋されたRC 部材の構造性能(耐力・靭性能)は,部材の靭 性能を考慮しない許容応力度設計法を用いてき たことにより,ほとんど検討されていないのが 実状である。また,シングル配筋 RC 部材の構造 性能評価方法としては,日本建築学会の鉄筋コ ンクリート構造計算規準(以下,RC規準)およ び壁式鉄筋コンクリート構造計算規準(以下, WRC 規準)が準用されているが,RC 規準では 「引張鉄筋及び圧縮鉄筋を包含すること」,WRC 規準では「シングル配筋は許容するが,180°フ



ックを付けて定着すること」と規定されており 曖昧である。さらに,戸建住宅用のRC造基礎梁 は,梁幅が120~150mmと狭いために,通常シ ングル配筋が用いられているが告示1347号にお いて「主筋と補強筋は緊結すること」と示され ているだけである。

本研究では,主筋とせん断補強筋をスポット 溶接した組立鉄筋ユニットを含めたシングル配 筋部材の構造性能評価にあたっての問題点を明 らかにすることを目的としている。

2. 実験概要

2.1 実験計画

本研究では,シングル配筋部材の構造性能を

把握するために,以下の2シリーズの実験を計 画し,実施した。図-1に試験体形状および断面 図を示す。両シリーズともに,梁せい(D)400mm, クリアスパンは1600mmとした。

(1) シリーズ A

せん断補強筋をシングル配筋した梁と閉鎖型 のせん断補強筋を用いた梁との曲げ性状を比較 したシリーズである。表 -1 に試験体一覧を示す。

共通要因は梁断面 b×D= 300×400mm, せん断 スパン比 a/D= 2.0(せん断スパン a= 800mm), コ ンクリート設計基準強度 Fc= 24N/mm²とし, 主 筋には D19(SD345), せん断補強筋には D10 (SD295A)を用いた。

変動要因は, せん断補強筋の形状であり, 溶

圭	1	試驗休——>	計算結果お上が実験結果―― 覧 (シリーブ ^)
বহ -	1	武 殿仲一見,	計昇結末のよい夫駅結末―見(ンリース A)

No	В	主笛	せん断補強筋		計算値 ^{*1}			実験値*2				
INU.	(N/mm^2)		形状	配筋	_c Q _{mu}	_c Q _{su}	余裕度	eQmy	eQmax	R _u	破	<i>]</i> 壊
A-1		4 D10	溶接閉鎖型	2-D10				145	163	1/33	F	S
A-2	25	(1.22%)	180°フック	(SD295A)	157	154	0.98	145	161	1/67	F	SP
A-3		(1.2270)	組立鉄筋	$p_w = 0.32\%$				147	164	1/67	F	SP

*1 _cQ_{mu}: RC 規準略算値より求めた曲げ強度時のせん断強度 (kN), _cQ_{su}: 大野・荒川 min 式より求めた せん断強 (kN)

*2_eQ_{my}:部材降伏時のせん断力(kN),_eQ_{max}:最大耐力時のせん断力(kN), R_u:部材降伏後に最大耐力 の80%に耐力が低下した時の部材角(rad.),破壊モード(F S:曲げ降伏後のせん断破壊, F SP: 曲げ降伏後の梁端部上面割裂破壊)

No.	B (N/mm ²)	士笜	せん断補強筋		計算值 ^{*2}			実験値*3					
			形状	配筋 ^{*1}	p _w (%)	曲げ	せん断	余裕度	$_{e}Q_{mu}$	eQmax	R _u	破壊	
B-1		1-D22 (1.29%)	-	-	0	107	44.4	0.41	-	62.0	-	S	
В-2			組立 - 鉄筋	1-D10, @200	0.24		76.9	0.72	•	97.3	-	SP	
В-3	26.6			1-D-10, @150	0.32		81.9	0.77	1	99.5	-	SP	
B-4				1-D10, @100	0.48		90.4	0.84	108	112	1/88	F SP	
B-5				1-D13, @150	0.56		94.7	0.88	112	116	1/91	F SP	
B-6				1-D10, @100,R	0.48	108	86.6	0.80	-114	-117	-1/62	F SP	
B-7		1-D19 (0.96%)		1-D10, @200	0.24	80.0	71.4	0.89	•	-86.8	-	SP	
B-8	23.1			1-D10, @150	0.32		76.5	0.96	-83.3	-85.3	-1/99	F SP	
B-9				1-D10, @100	0.48		84.9	1.06	-85.2	-87.7	-1/69	F SP	
B-10				1-D10, @100,R	0.48		84.9	1.06	86.5	93.2	1/50	F SP	
B-11	27.7	1-D22 (1.29%)	2 6) 180° フック 6)	1-D10, @200	0.24	107	78.3	0.73	-	90.2	-	SP	
B-12				1-D-10, @150	0.32		83.3	0.78	-	90.7	-	SP	
B-13				1-D10, @100	0.48		91.8	0.86	98	102	1/99	F SP	
B-14		1-D19		1-D10, @200	0.24	80.0	71.4	0.89	-	-85.0	-	SP	
B-15		(0.96%)		1-D10, @100	0.48		84.9	1.06	83.6	87.3	1/67	F SP	

表-2 試験体一覧,計算結果および実験結果一覧(シリーズB)

*1 「R」の記号は梁端部に上面割裂破壊防止用の補強筋を配した試験体。

^{*2 &}lt;sub>c</sub>Q_{mu}: RC 規準略算値より求めた曲げ強度時のせん断強度 (kN), _cQ_{su}: 大野・荒川 min 式より求めた せん断強 (kN)

^{*3。}Q_{my}:部材降伏時のせん断力(kN),。Q_{max}:最大耐力時のせん断力(kN), R_u:部材降伏後に最大耐力 の80%に耐力が低下した時の部材角(rad.),破壊モード(S:せん断破壊,SP:梁端部上面割裂破壊, F SP:曲げ降伏後の梁端部上面割裂破壊)

接閉鎖型補強筋,180°フック補強筋,およびせん断補強筋を主筋に溶接した組立鉄筋ユニットの3種類とした。

なお,組立鉄筋ユニットとは,主筋とせん断 補強筋を工場においてスポット溶接したもので あり,溶接点のせん断強度は規格降伏点強度を 確保し,主筋は規格降伏点強度および規格伸び を確保するような溶接規準を満たす鉄筋ユニッ トである。

(2) シリーズ B

シングル配筋した梁部材の構造性能を把握す ることを目的とした,曲げせん断実験シリーズ である。表-2に試験体一覧を示す。

共通要因は梁断面 b×D= 150×400mm, せん断 スパン比 a/D= 2.0(せん断スパン a= 800mm), コ ンクリート設計基準強度 Fc= 24N/mm² とした。 主筋には D19 および D22(SD345), せん断補強 筋には D10 および D13(SD295A)を用いた。

変動要因は, せん断補強筋形状2種類(180° フック,組立鉄筋ユニット), せん断補強筋比 5 水準(pw=0,0.24,0.32,0.48,0.56%), 主筋径 2 水準(D19,D22)の3要因とした。また,試験 体 B-6,B-10には,靭性能を向上させる目的で 梁端部1.5D区間に図-1中に示す補強を施した (コの字型のD6補強筋を50mm間隔で2本の D6筋でスポット溶接した補強金物)。

2.2 材料試験および加力方法

表 - 1,表 - 2 中に実験時のコンクリート圧縮 強度(_B),表 - 3 に鉄筋の材料試験結果を示す。 なお,組立鉄筋の溶接点のせん断強度が各せん 断補強筋の降伏強度以上あり,主筋の伸びが規 格値以上あることを材料試験により確認した。

加力形式は,両シリーズともに大野式逆対称 モーメント形式の正負交番繰り返し載荷とした。 加力制御は変位制御とし,加力サイクルは,部 材角 R=1/400 で±1回,1/200 で±1回,1/133 で± 1回,1/100 で±2回,1/67 で±1回,1/50 で±1回, 1/30 で±1回を基本とし,破壊した時点で終了し た。

- 3. 実験結果
- 3.1 シリーズ A
 - (1) 耐力および破壊性状

表 - 1 に計算結果および実験結果を示す。なお, 計算値は曲げ強度時のせん断力(_cQ_{mu})を RC 規 準略算式により, せん断強度(_cQ_{su})を大野・荒 川 min 式により算出した。

曲げ降伏時および最大耐力時のせん断力は, せん断補強筋形状に関わらず,ほぼ同程度の値 であり,RC規準略算式より求めた曲げ強度時の せん断力に対して,曲げ降伏時で約0.95倍,最 大耐力時で1.05倍であった。

表-3 鉄筋材料試験結果一覧

	使用鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
シリーズA	D19(SD345)	368	1.74	544
	D10(SD295A)	371	1.87	514
シリーズB	D22(SD345)	389	1.84	553
	D19(SD345)	389	1.75	563
	D13(SD295A)	344	1.85	497
	D10(SD295A)	363	1.83	515



図 - 2 破壊状況(シリーズ A)



図-3 せん断力と変形の関係(シリーズA)

図 - 2 に最終破壊状況を示す。全ての試験体に おいて曲げひび割れ,せん断ひび割れが発生し た後に,梁上面に主筋に沿ったひび割れが発生 した。閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体(A-1) では,上面割裂ひび割れは発生したものの,そ の後はひび割れが伸展せずにせん断ひび割れの 伸展により最終破壊に至った。これに対して, シングル配筋を用いた試験体(A-2,A-3)では, せん断ひび割れの伸展と同時に図 - 2 に示すよ うな上面割裂ひび割れも伸展し,最終破壊の決 定的要因となった。

A-1 試験体に比べ, A-2, A-3 試験体ではせん断 補強筋によるコアコンクリートの拘束効果が得 られず,このような破壊が生じたものと考えら れる。最終破壊形式は, A-1 試験体で曲げ降伏後 のせん断破壊, A-1, A-2 試験体で曲げ降伏後の上 面割裂破壊を示した。

(2) 変形性状

図 - 3 にせん断力(Q)と相対変形()の関 係を示す。3 体ともに,初期剛性および降伏時剛 性は等しく,R=1/133rad.付近で梁端部の主筋が 降伏し,R=1/67rad.付近で最大耐力に達した。最 大耐力以降の変形性状は,A-1 試験体が R= 1/33rad.のサイクルでせん断破壊したのに対し, A-2,A-3 試験体ではR=1/50rad.のサイクルにお いて上面割裂破壊により急激に耐力低下した。 塑性率(限界変形の降伏時変形に対する比)は A-1 試験体で4.4,A-2,A-3 試験体で2.5 程度であ り,シングル配筋を用いた試験体が閉鎖型補強 筋を用いた試験体より靭性能の小さい性状を示した。

3.2 シリーズ B

(1) 破壊性状

表 - 2 に計算結果および実験結果を示す。なお, 計算値はシリーズ A と同様な方法で算出した。

主筋に D22 を用いて端部補強を施さなかった 試験体は, せん断補強筋が無い B-1 試験体 (_cQ_{su}/_cQ_{mu}= 0.41)でせん断破壊, その他の試験 体(_cQ_{su}/_cQ_{mu}= 0.72~0.88)ではせん断補強筋形 状に関わらず, 主筋が材料試験による降伏ひず みに達した試験体もあったが, 明確な部材降伏 現象はみられずに上面割裂破壊を示した。

主筋に D19 を用いて端部補強を施さなかった 試験体は,B-7,B-14 試験体(_cQ_{su}/_cQ_{mu}=0.89)で 上面割裂破壊,その他の試験体(_cQ_{su}/_cQ_{mu}=0.96, 1.06)で曲げ降伏後の上面割裂破壊を示した。

一方,端部補強を施した B-6, B-10 試験体では 曲げ降伏後の上面割裂破壊を示した。

(2) 耐力

図 - 4 に最大耐力実験値 ($_{e}Q_{max}$)を $_{e}Q_{mu}$ で除 した値とせん断余裕度($_{e}Q_{su/e}Q_{mu}$)との関係を示 す。なお,図中には $_{B}= 24N/mm^{2}$ 程度の閉鎖型 せん断補強筋を用いた RC 梁部材の既往の実験 結果¹⁾も示してある。

。Qsu/cQmu が 1 を超えると,明確な部材降伏が 先行する破壊形式となっており,閉鎖型せん断 補強筋を用いた場合の 0.8 程度よりも高めとな っている。上面割裂破壊した試験体の。Qmax/cQsu は,1.1~1.4 倍となっており,せん断余裕度の上 昇に伴い_{eQmax}が上昇している。また,明確な部 材降伏後に上面割裂破壊した試験体の _{eQmax}/_{cQmu}は,1.1~1.3 倍となっている。

以上の事より,シングル配筋された RC 梁部材 の曲げ強度およびせん断強度は,閉鎖型せん断 補強筋を用いた RC 梁で用いられている評価式 が適用できると考えられる。しかし,評価式に 対する安全率,また,せん断強度の破壊形式に は梁上面の割裂破壊も含まれており,主筋の付 着割裂強度も含めた強度の評価が必要である。

(3) 変形性状

図 - 5 にせん断力(Q)と相対変形()の 関係,図 - 6 に限界変形角(R_u)とせん断余裕度 (_cQ_{su}/_cQ_{mu})との関係を示す。限界変形角は曲げ 降伏した試験体において急激に耐力が低下した 時の変形角とした。

梁端部の主筋が材料試験による降伏ひずみに 達する前に上面割裂破壊した試験体(_cQ_{su}/_cQ_{mu} が 0.4~0.8 程度) は, p_wが上昇するにつれて最



大耐力が上昇し,最大耐力付近で急激な耐力低 下を示した。

cQ_{su}/_cQ_{mu} が 0.85 ~ 1.0 の試験体は,主筋が材料
 試験による降伏ひずみに達した直後(R=
 1/100rad.程度)に上面割裂破壊により急激に耐力
 低下を示し, cQ_{su}/_cQ_{mu} が上昇しても靱性能の上



図-5 せん断力と変形の関係(シリーズB)



図 - 6 限界変形角とせん断余裕度の関係

昇はみられなかった。一方, $_{c}Q_{su/c}Q_{mu}$ が1を超 える試験体では,明確な部材降伏現象がみられ, R=1/67rad.程度まで耐力を維持した。以上の事よ り,シングル配筋された RC 梁部材の曲げ降伏後 の靭性能は,梁端部の上面割裂破壊により決定 されるため, $_{c}Q_{su/c}Q_{mu}$ による評価は適用できな い可能性があると考えられる。

図 - 7 は梁端部の補強効果を示したものであ る。梁端部に補強鉄筋を施した B-10 試験体は, 補強無しの B-9 試験体の限界変形角が 1/67rad. であるのに対し,1/50rad.まで改善され補強鉄筋 の補強効果が実験により確認された。しかし, せん断余裕度が同程度の閉鎖型せん断補強筋を 用いた A-1 試験体の靱性能よりは小さい結果と なった。

4. まとめ

本実験範囲内において以下の知見を得た。

- (1) シングル配筋に全強度型鉄筋交差溶接された組立鉄筋を用いた RC 梁の構造性能は, せん断補強筋に 180°フックを用いた RC 梁 と同等であることを実験により確認した。
- (2) シングル配筋された RC 梁の曲げ強度およびせん断強度は、閉鎖型せん断補強筋を用いた RC 梁で用いられている評価式が適用できることを実験により確認した。しかし、通常のかぶり厚を確保しても、梁端部において脆



図-7 端部補強鉄筋の補強効果

性的なコンクリートの割裂破壊を示す可能 性があり,主筋の付着割裂破壊を含めた強度 の評価が必要である。

- (3) シングル配筋された RC 梁の曲げ降伏後の 靱性能は、梁端部のコンクリートの割裂破壊 が決定要因となるため、閉鎖型せん断補強筋 を用いた RC 梁よりも小さい結果となり、せ ん断余裕度による評価は適用できない。
- (4) 本実験で提案した梁端部の補強方法は割裂破壊防止に有効であることが確認できたが、せん断余裕度が同程度の閉鎖型せん断補強筋を用いた RC 梁の靱性能よりは小さい。

謝辞

実験にあたり,ミレニアムベース協会に組立 鉄筋ユニットを提供いただきました。ここに記 して御礼申し上げます。

参考文献

- ・鈴木麻悠美,石飛直樹,平野直人,中野克彦, 松崎育弘 他:高強度せん断補強筋を用いた RC梁部材の構造性能に関する実験研究,日 本建築学会大会学術講演梗概集,pp.253~ 258,2002.8
- 2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説