論文 超高強度コンクリートを使用した RC 部材のせん断伝達メカニズム に関する研究

川野翔平^{*1}·齊藤弘幸^{*2}·香取慶一^{*3}·林静雄^{*4}

要旨: 強度 120N/mm²クラスの超高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート部材では, 外乱を受けると,荷重-変形関係において正・負で骨格曲線の対称性が崩れ,現状の復元力 特性モデルが適用できなくなることが指摘されている。その主要因はひび割れ発生時に, コンクリート中の骨材とモルタルが一体となって割れ,ひび割れ面が平滑になることにある と考えられる。本研究では,こうした問題を解決するために,ひび割れ面が平滑になった場 合のせん断伝達メカニズムを明らかにするとともに,超高強度鉄筋コンクリート部材の骨格 曲線の対称性を維持するために必要な補強方法を提案する。

キーワード:高強度コンクリート,せん断伝達,骨材のかみ合い,骨格曲線

1. はじめに

既往の研究により,超高強度コンクリートを 鉄筋コンクリート部材に使用した場合,せん断 ひび割れ(以降ひび割れとする)面におけるせ ん断伝達機構が普通強度鉄筋コンクリートのそ れとは大きく異なることが現状でわかってきて いる。これはひび割れ面が平滑になることより, 骨材のかみ合い作用によるせん断伝達能力が減 少するためであると考えられる。これにより, 荷重-変形関係において正・負で骨格曲線の対 称性が崩れ,同一部材角における正荷重と負荷 重が異なるといった問題が発生する。

本研究では、こうした問題を解決するために、 せん断補強筋比、コンクリート強度、コンクリ ート中の骨材を主な変動要因とした実験を行い、 ひび割れ発生から最大耐力に至るまでのひび割 れ挙動などからせん断伝達メカニズムを明らか にし、超高強度鉄筋コンクリート部材の骨格曲 線の対称性を維持するために必要な補強方法を 提案することとする。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に試験体及び断面形状を, 表-1に試 験体諸元一覧を示す。また使用した材料の力学 的性質を表-2に示す。試験体数は全8体とし た。共通要因としては, 断面:b×D=200×250mm, シアスパン比1.5, 主筋は, NO.1~NO.6 につい てはD13を焼入れし高強度化したものを, NO.7 ~NO.8 についてはSD390をそれぞれ配筋した。 せん断補強筋には,降伏比が0.9程度の高強度鉄 筋を用いた。さらにはせん断性状を純粋に見る



図-1 試験体及び断面形状(共通)

- *1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻 (正会員)
- *2 (株) 大林組
- *3 東京工業大学助手 建築物理研究センター 博士(工学) (正会員)
- *4 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

No	幅	せい		主筋		せん断補強筋			岛廿	$\sigma_{\rm B}$	軸力
INU.	mm			配筋	$\sigma_{y}(N/mm^{2})$	配筋	p _w (%)	$_{w}\sigma_{v}(N/mm^{2})$	月17	(N/mm ²)	(kN)
1						φ3.5@120	0.19	1767			
2						φ3.5@60	0.37	1767			
3					030	φ5.0@120	0.57	1740		125	
4	200	250	15	8-013	909	φ3.5@30	0.74	1767	普通	125	0
5	200	200	1.5	0-013		φ5.0@60	0.74	1740			0
6 7						φ5.0@30	1.48	1740			
					403	φ5.0@120	0 37	1740		25	
8					-03	φ5.0@120	0.57	1740	軽量	20	

表一1 試験体諸元一覧

※M/QD:シアスパン比 σ_y: 主筋降伏強度 pw: せん断補強筋比_wσ_y: せん断補筋降伏強度 σ_B: コンクリート圧縮強度
表 - 2 材料の力学的性質
表 - 3 コンクリートの調合

鉄笛	$\sigma_{y,w}\sigma_{y}$	σ_{max}	Es	
业入分力	N/mm ²	N/mm ²	×10 ⁵ N/mm ²	
φ3.5	1767	1964	1.90	
φ5.0	1740	1933	1.97	
D13(SD390)	403	562	1.87	
D13(焼入れ)	939	956	1.94	
コンクロ	r r	σ_{B}	Ec	
1279	1.	N/mm ²	×10 ⁴ N/mm ²	
NO.1~N	10.6	125	4.5	
NO.7~N	NO.8	25	1.7	

ため,軸力は0(kN)とした。変動要因は,せん断 補強筋径,せん断補強筋間隔,コンクリート強 度,粗骨材の種類とした。

コンクリートの調合については**表-3**に示す ように,高強度の NO.1~NO.6 は水結合材比を 20%とし,高性能 AE 減水剤を用いて,スランプ フロー値が 60×60cm となるように管理した。

2.2 加力方法

加力装置図を図-2に示す。試験体には、コ ンクリートスタブ部分に鉄骨のスタブを取り付 けた。加力は変位制御による逆対称正負交番繰 返し載荷で行った。加力スケジュールは、部材 角±1/600 で正負交番載荷 1 回,その後は、 ±1/300,±1/150,±1/100,±1/75,で2回,±1/50 で1回繰り返した後、押し切りとした。

2.3 ひび割れ測定方法

ひび割れの計測方法を図-3に示す。せん断 ひび割れ発生後,ひび割れ面に対して直交方向 の接点移動距離をひび割れ幅 w とし,水平方向 の移動距離をせん断ずれ δ とした。計測箇所は 試験体表面に引かれた左右対称の 50mm ピッチ の線とひび割れとの交差点上全てとした。

W/B	単	位量	(l/m ³	3)	減水材	air	slump-flow				
(%)	W B G S		(B×%)	(%)	(cm×cm)						
20	155	250	264	330	1.2	1.3	60×60				
NO.7~NO.8											
W/B	単	位量	(l/m ³	3)	減水材	air	slump				
(%)	W	В	G	S	(B×%)	(%)	(cm)				
55	162	96	366	326	0.25	5.0	18.5				

※W:結合水 B:結合材 G:粗骨材 S:細骨材





図-3 ひび割れ計測方法

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4に荷重-部材角関係を、**図-5**にひび 割れ図を示す。

(1)NO.1~NO.6(高強度シリーズについて)

最も補強筋量が少ない NO.1 試験体は, せん断 補強筋が破断することによってせん断破壊に至 った。残りの NO.2~NO.6 は全て主筋が降伏した 後,終局状態を迎えた。ひび割れについては, 補強筋量が増加するにつれて,分散し,幅も小 さくなっていた。なおひび割れの形状は直線的 で,その面は非常に平滑であった。

(2)NO.7~NO.8(普通強度シリーズについて) 両試験体とも曲げ降伏したものの,付着ひび 割れ発生に伴う付着滑りを起こした。また NO.3 と比べると,補強筋量が同じでも,同一部材角



図-5 ひび割れ図

におけるひび割れ幅が大きくなっていた。

3.2 実験値と計算値の比較

表-4に実験値と計算値の比較を示す。高強 度シリーズの NO.1~NO.6 においてせん断余裕 度を1.0以上としていたが、余裕度が最も小さい NO.1 がせん断破壊を起こした。これは文献 2)に よると,アーチの負担率を多くした場合,せん 断耐力の評価方法に問題があると指摘されてお り、本実験においても同様な傾向となった。

3.3 各種変動要因による骨格曲線の比較

図-6~図-8に正載荷時の骨格曲線を、せ ん断補強筋径, せん断補強筋間隔, 骨材による 影響ごとに比較をしたものを示す。なおここで いう剛性とは、せん断ひび割れ発生後の剛性を 示すものとする。

(1) せん断補強筋径(図-6)

φ3.5mm, φ5.0mm のもの共に, せん断補強筋 比が増加してゆくにつれて、そしてせん断補強 筋間隔が狭まるほど、剛性低下が小さくなった。 これについては 4.2 でも述べるように, ひび割れ 面において、ずれに対する抵抗が働いた影響に よるものと考えられる。

(2) せん断補強筋間隔(図-7)

せん断補強筋間隔:60mm, 30mm のものについ ては、せん断補強筋比が倍異なってもいても、 ほぼ同じ骨格曲線となっていた。

(3)骨材(図-8)

普通骨材を使用したもの,人工軽量骨材を使 用したものはほぼ同じ骨格曲線を示した。

以上のことより,最大耐力以前において,骨 格曲線に対して支配的な要素はせん断補強筋間 隔であるということがいえる。

4. 実験結果の考察

4.1 ひび割れ幅

縦軸に全ひび割れ幅平均値を,横軸に部材角 をとったものを図-9に示す。ひび割れ幅平均 値は部材角とほぼ線形関係にあり、せん断補強 筋比が増大するにしたがってひび割れ幅を抑制 できる結果となった。

		~		2.4					•	
	$_{c}Q_{sc}$	_c Q _{su}	_c Q _{mu}	_c Q _{bu}	_e Q _{sc}	eQmax	_c Q _{bu}	_c Q _{su}		
No.			(k	N)			0	0	破壊モート	
—	101	201	100r	1001	110	010				
⊢Ļ-	121	321	305		112	210	0.92	1.05	せん断	
2	123	517	305	310	107	315	1.02	1.70	田け	
3	124	452	305	302	120	300	0.99	1.48	曲げ	
4	125	639	305	355	126	321	1.16	2.10	曲げ	
5	121	613	305	353	108	315	1.16	2.01	曲げ	
6	125	711	305	441	114	317	1.45	2.33	曲げ	
7	55	185	131	140	72	121	1 07	1 41	曲げ	
8	54	185	131	140	73	123	1 07	1 41	曲げ	
~	<u> </u>	A TT#3	1년 +년		, , , , и	5+.14	1 111 71	ブウェーム	一 曲 0	
X c	Q_{sc} .	AIJIJ	归土相	虹よ	いたせ	ん町ひ	ひ刮れ	独度訂昇1但		
c c e e 4 3 (Ny) 2	$Q_{mu} : Q_{bu} : Q$	AIJ 曲げ AIJ せん 終局 (PV NO.2 (2) (2) (2) (2) (37%)	終性 1 終性 1 で 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	a 食 食 ま ま ま か し し い し し い し し し い し し し い し し い し し い い し い い い し い い い し い い い い い い い い い い い い い	・算値 り求生 I	かた付 荷重 40(30((N ^{N)} 20(。 着割裂 0	強度 <u>NO</u> 0.6 (pw:0. 48%)	1.5 74%)	
断一			~	7		断力し、		NO.3 (pw/0.379)	260	
ŧΥ₽				//		3		(pw.u.37)	/0/	
ΨI		NO.1	//			₽ 100				
		pw:0.19	70				. 1			
	0	10/	20%	30/		(0% 1	% 20/	30/ 10/	
	0%	1 %	∠%	3%	4% *****		0/0 1	/0 ∠%	J/0 4%	
		(a)	0:3.5m	m	部材角		(b) @ 5 0n	部材角 nm	
		(a)	μ.υ.υm					ω/ψ.υ.υπ		
		义—	- 6	せ/	も断	補強	筋径に	こよる	比較	
	00 -					404	0			
4			NO.5			400		NO.6		
		(p	w:0.749	%)			(pw	:1,48%)		
3	00 -		1	1		300	0 -			
î				2		î			. /	
÷ 2	00		(nw:0	37%		ع 20	n -	NO.4	10/)	
£,			(pw.o.			۲ <u></u>	° /	(pw:0.74	+%)/	
2			1	//		2				
ΨI	00 [/					⊉ 100				
	0		// .			(0			
	0%	1%	2%	3%	4%		0% 1	% 2%	3% 4%	
	(.) ** 24	** 88 (5)	.comm	部材角		(h) #		部材角	
	(8	コノ 下用 り虫 .	別间開				(U)作用	列目化来了	9.5011111	
	図-7 せん断補強筋間隔による比較									
			1	50			人工軽量			
			÷				·—+≤≞ ↓			
			ξ,		M	N				
			Ϋ́,	~ Γ	/ `	V	/ ۲			
			る悪	_ /		N	0.7			
			Ψ	50 🖌		(普通	骨材			
							//			
				0 L		<u> </u>				
				0%	1%	2%	3%	4%		
							音	『材角		
			Z.	<u>v</u>	o .	国 + +	1	ᇰᄔᄨ		
			2	최 — (o '	月竹	1-43	リレ取		
0	.8	>−NO.1				0.8	3 г			
		5— NO.2					-0-N	107		
εn	.6	► NO.3		ρ.		Ê 0.6	3 - ● -N	108		
j,	~ ⊣	► NO.4	. /	6		<u> </u>		•		
툴이	1 -	- NO.5	j ø,	~	<i>-</i>	響∩⊿	1	Þ		
u ا	· - [-<	≻NO.6	//	<u> </u>	pw:ズ	₩ 1.0 1	•	\checkmark		
Ň,	<u>,</u>	6		\$↓		ž n ž	, [•		
均し	.2	2	Ā			均 0.2	-			
₩.		<	- ·			H .				

٥

図-9 平均ひび割れ幅

2%

部材角

0%

2%

部材角

1%

(b)NO.7~NO.8

表-4 実験値と計算値の比較

0%

1%

(a)NO.1~NO.6

4.2 ひび割れ幅とせん断ずれ

せん断ひび割れ幅とせん断ずれとの関係を 図-10 に示す。図中の◆は正載荷時を,×は負 載荷時を示している。比較に用いた試験体は, pw:0.37%(NO.3,NO.7,NO,8), pw:1.48%(NO.6)試験 体とした。図中の点線は最小二乗法により算出 したひび割れ幅とせん断ずれの関係である。

まず(a)と(b)の比較より,人工軽量骨材を使用 したコンクリートのひび割れ面は,高強度コン クリートのひび割れ面とほぼ同等なほどに平滑 になるという結果となった。次に(a)と(c)の比較 では,補強量が同じであるにもかかわらず,NO.7 は,せん断ずれが小さくなっていることから, 高強度コンクリートのひび割れ面では滑りを生 じていることがわかる。そして(a)と(d)の比較に より,せん断補強筋をより多く配した方が,せ ん断ずれを抑えることが出来,結果として普通 強度コンクリートのひび割れ挙動に近くなった。

以上より, せん断補強筋を多く配することは, ひび割れ幅の拡幅低減のみならず, せん断ずれ に対する抵抗にも効果的であるといえる。

4.3 せん断力の負担割合

せん断力を各抵抗要素に分け、試験体ごとに 比較したものを図-11 に、そして算出に用いた マクロモデルおよび式を図-12 に示す。

図-11(a)はその例を示し、図中の線は上から 順に(1):全せん断力 Q, (2):コンクリート負担分 V_c, (3):骨材のかみ合い作用による負担分 V_{cc}, (4):せん断補強筋の負担分 V_Hとなっており、V_H のみ第 4 象限側に示すものとする。なお、V_{cc} は V_cの一部とするものとし、詳しい算出方法は 文献 3)を参照されたい。また、(b)~(d)の図中の α は、補強筋の計算上¹⁾の限界補強量 pw₀で各々 の試験体の pw を除した指標(α =pw/pw₀)で、 α ≥1 となった場合には全て1とみなすものとする。

まず普通強度コンクリートを用いた場合,(b) より V_{c} の減少が V_{cc} の減少によるものではない ことがわかる。一方で高強度コンクリートを用 いた場合,(c)において α =0.49 程度では V_{c} が比 較的大きいものの,(d)において α =0.82 程度とな



ると、 V_H が比較的多くなる。また α の値が高く なるにつれて、 V_C の減少分を、 V_H が補っている ことがわかる。

これより, せん断補強筋比の増大につれ, 入 力されたせん断力に対して, 補強筋が大半のせ ん断力を負担し, 残りをコンクリートが負担し ていることになる。そしてこのことは, せん断 力が高く応力状態が厳しい状態になるほど顕著 になるといえる。また Vcと Vcc はあまり連動し ていないことから, 骨材のかみ合い作用は能動 的に力を伝達するものではなく, トラス・ アーチ作用を成立させるための一要素に過ぎな いことがいえる。

4.4 骨格曲線の対称性

骨格曲線の同一部材角における正荷重と負荷 重の比:Q_角/Q_正と平均ひび割れ幅との関係を 図-13に示す。(a)と(b)より,ひび割れ面が平滑 であると,ひび割れが開くにつれ,負載荷時の 荷重が低下する傾向にある。同様に(c)~(e)にお いて,せん断補強筋比が増加するにつれて,ひ び割れ幅が小さくなり,荷重差は小さくなるこ とが予想されたが,相反する結果となった。よ ってひび割れ幅の大小が骨格曲線の対称性に及 ぼす影響は少ないといえる。

5. まとめ

本研究では,超高強度コンクリート RC 部材の 補強方法を,以下のように提案する。

- せん断補強筋を多く配することは、せん断 ずれを抑制し、部材として一体性を確保す るために有効であるとあるといえる。
- 2) pw:0.74%においても α の値が 1 に満たず,

※A_w: せん断補強筋断面積, ε: せん断補強筋歪, n: せん断補強筋 上半数, θ: ひび割れ角度(45°), G_{max}: 骨材の最大径 (NO.1~ NO.6, NO.8: 2mm NO.7: 25mm とした), σ_B=30N/mm²

図-12 せん断伝達モデルおよび算出式

 $V_{\rm H}$ を意図的に増やす意味で,高強度コンク リートの補強効果の限界は pw:1%前後にあ ると考えられる。

3) 本研究で検討した骨材のかみ合い作用は骨 格曲線の対称性に影響をあまり及ぼさない

6. 今後の検討課題

本研究では柱部材を想定しているため,軸力 を導入した実験が今後望まれる。

謝辞

本研究は東京工業大学建築物理研究センター共同研究の一貫とし て行われたものであります。本研究を行うにあたり、貴重な御助言 と多大な御協力を賜った(株)高周波熱錬、(株)デイ・シイセメン ト、(株)ポゾリス物産、(株)日本メサライト工業に深謝致します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 松崎育弘他:超高強度コンクリート (F_c=150N/mm²級)を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究(その1・その2),日本建 築学会学術講演梗概集,c-2,2004.8,pp.229-232
- 3) 李宝禄前川宏一:接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式、コンクリート工学,vol.26,No.1A,1988.1,pp.1-15

図-13 正荷重と負荷重の耐力差と平均ひび割れ幅との関係