論文 構成材料の強度の組合せが RC はりのせん断耐力に及ぼす影響

平岡 慎也*1·松本 浩嗣*2·二羽 淳一郎*3

要旨: コンクリート強度とせん断補強鉄筋の降伏強度の組合せが RC はりのせん断耐力に及ぼす影響を検討した。高強度せん断補強鉄筋と普通強度コンクリートを併用した場合に、示方書におけるせん断補強鉄筋の降伏強度に制限値を設けても、せん断耐力を過大に評価する傾向があることを示した。a/d=3.0 の RC はりにおいて、構成材料の強度の組合せにより、破壊形式が斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に破壊形式が移行する可能性を明らかにした。せん断補強鉄筋を有する a/d=3.0 の RC はりに、 f_c ©=120MPa 程度のコンクリートを用いると、せん断補強鉄筋が降伏するにも関わらず、せん断圧縮破壊に至る場合があることを示した。

キーワード:高強度コンクリート,高強度せん断補強鉄筋,破壊形式,画像解析

1. はじめに

RC 構造物に高強度コンクリートや高強度せん断補強 鉄筋を用いることで、配筋を簡略化することができ、施 工性が改善する。また、上部構造物の軽量化により耐震 性が向上する。このように、高強度材料の利用は、施工 性や安全性を向上させる。ただし、高強度材料を用いた RC 構造物の設計を合理的に行うためには、より正確な せん断耐力の評価が求められる。

高強度せん断補強鉄筋を用いる場合には、その性能を十分に発揮させることが求められるが、30MPa 程度のコンクリートと併用した場合に、せん断補強鉄筋が降伏せずに破壊に至ることが報告されている。そのため土木学会コンクリート標準示方書では、せん断補強鉄筋の降伏強度に、25 倍のコンクリート圧縮強度による制限を設けている 1)。せん断補強鉄筋の降伏強度に制限を設けている 1)。せん断補強鉄筋の降伏強度に制限を設けるということは、せん断補強鉄筋が降伏しない斜め引張破壊が生じることを意味するが、そのメカニズムが十分に検討されているとは言いがたい。

せん断補強鉄筋を有しないスレンダーRC はりにおいて、高強度コンクリートを用いると、斜めひび割れ発生後にタイドアーチ機構からなる耐荷機構によりせん断耐力が増加し、せん断圧縮破壊に至ることが報告されている²⁾。せん断補強鉄筋を有する RC はりに対して、高強度コンクリートを使用した場合の、せん断耐力を検討した研究は少ない。

このように、高強度材料を用いたスレンダーな RC はりにおけるせん断耐荷機構は、未解明な部分が多い。そこで本研究では、東らが開発した画像解析手法 ³⁾を用いて、斜めひび割れ面の挙動を詳細に測定し、コンクリート強度とせん断補強鉄筋強度の組合せが、スレンダーな RC はりのせん断破壊形式に与える影響を検討した。

2. せん断耐力算定法

本研究におけるせん断耐力の算定方法を以下に示す。 土木学会コンクリート標準示方書 $^{1)}$ では、スレンダービームのせん断耐力($V_{v,CALI}$)は、式(1)により算定されている。

$$V_{v,CAL1} = V_c + V_s \tag{1}$$

 V_c : せん断補強鉄筋を用いない RC 棒部材のせん断耐力 V_s : せん断補強鉄筋により受け持たれる RC 棒部材のせん断耐力

 V_c は、普通強度コンクリート(f_c 30)を用いた RC はりでは、以下のように算定される 4 。

$$V_{c,CAL1} = f_{vc} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot bd \tag{2}$$

$$\begin{split} &\text{T.S.} \quad \beta_{vc} = 0.2 \text{-} \sqrt[3]{f_c} \text{'} \,, \qquad \beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \\ &\beta_p = \sqrt[3]{100 p_t} \leq 1.5 \,, \qquad \beta_a = 0.75 + 1.4 \, d/a \,, \end{split}$$

 $f_c': コンクリート強度(N/mm^2), b: 試験体幅(mm),$

d:有効高さ(mm), p_t =軸方向鉄筋比,

a: せん断スパン長(mm), である。

高強度コンクリートは、自己収縮が大きいことが知られている。河金らは、自己収縮を低減することで、せん断耐力が向上することを明らかにし、その影響を精度良く陽な形で、せん断耐力算定式に取り込んだ式(3)を提案している $^{2)}$ 。近年、自己収縮の制御方法の研究が活発に行われていることを踏まえ、高強度コンクリート(fc80, fc120)を用いた RC はりの V_c の算定式として式(3)を用いた

$$V_{c,CAL2} = 0.11E_c^{2/5} f_t^{1/5} \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0,def}} 100 p_t \right)^{1/3}$$

$$\times d^{-2/5} (0.75 + 1.4/(a/d)) bd$$
(3)

- *1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (学生会員)
- *2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 助教 博(工) (正会員)
- *3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

b	d	а	a/d	軸方向	鉄筋		せん断補強鉄筋			
(mm)	(mm)	(mm)	a/a	径-強度規格	本数	$p_t(\%)$	径-強度規格	s (mm)	$p_w(\%)$	
225	300	900	3.0	D32-SBPD1080	2	2.38	D10-SD295A or USD785	300	0.21	

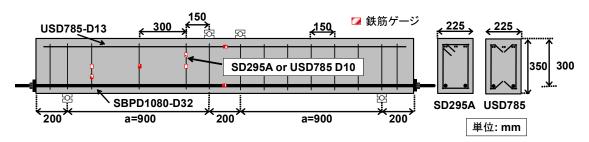


図-1 配筋図

ここで、 E_c : コンクリート弾性係数(kN/mm^2)、 f_i : コンクリート引張強度(MPa)、 ϵ_s : 斜めひび割れに発達する曲げひび割れ発生断面における、コンクリート引張部を無視して曲げ理論を用いて求めた斜めひび割れ発生時の引張鉄筋ひずみ、 $\epsilon_{0,def}$: 引張鉄筋位置でのコンクリート応力がゼロ状態の時の引張鉄筋ひずみ、である。 $\epsilon_{0,def}$ の算定断面は、載荷点から 1.5d 離れた断面とした。

V。は、トラス理論に基づき式(4)により算定される。

$$V_{s} = A_{w} \cdot f_{wv} \cdot z/s \tag{4}$$

ここに、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2) , f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度(MPa), s: せん断補強鉄筋の配置間隔(mm), z: 応力中心間距離で,d/1.15(mm)である。せん断補強鉄筋の降伏強度に,後述する制限値 $(25f_w)$ は、設けていない。

ディープビームのせん断耐力式として、式(5)が提案されている 5 。

$$V_{c,CAL3} = \frac{0.24 \cdot f_c^{12/3} \cdot (1 + \sqrt{p_t}) \cdot (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} bd \quad (5)$$

r: 載荷板の部材軸方向長さ(mm), である。

また,谷村らはせん断補強鉄筋を有するディープビームのせん断耐力を式(6),式(7)のように提案している⁶⁾。

$$V_{v,CAL2} = k \cdot V_{c,CAL3} \tag{6}$$

$$k = 1 + 0.85(100 p_w)^{1/3} \cdot (a/d - 0.75) \ge 1$$
 (7)

pw: せん断補強鉄筋比

せん断耐力の実験値と、式(1)~(7)のせん断耐力算定式により算出されるせん断耐力の計算値の比較を行った。

表-2 コンクリート計画配合

配合	W/B	s/a	単位量(kg/m³)								
BL E	(%)	(%)	W	С	SF	S	G	EX	SRA		
f_c30	55	45	165	300	0	806	1016	0	0		
$f_c 80$	25	42	155	536	59	683	994	25	6		
f _c 120	16	33	150	845	93	469	964	40	6		

SF:シリカフューム(SF/B=11%), C:早強セメント,

Gmax=20mm, EX:膨張剤, SRA:収縮低減剤

表一3 鉄筋諸元

		降伏	引張	降伏*3	弾性	
径	規格	強度	強さ	ひずみ	係数	
		(MPa)	(MPa)	(×10 ⁻⁶)	(kN/mm ²)	
D10	SD295A*2	336	456	1680	200	
D10	SD295A*1	407	525	2035	200	
UD10	USD785	981	1023	4905	200	
UD13	USD785	962	1033	4810	200	
D32	SBPD1080	1175	1299	5875	200	

- *1 試験体 fc80SD295A: fwy=407N/mm2
- *2 試験体 fc30SD295A, fc120SD295A: fwy=336N/mm²
- *3 弾性係数は, 200kN/mm²と仮定している。

3. 実験概要

表-1,表-2,表-3に本研究で用いた試験体諸元, コンクリートの計画配合,鉄筋諸元を示す。目標コンク リート強度ごとに,鉄筋規格が SD295A,または USD785 のせん断補強鉄筋を用いた試験体を各1体ずつ作製した。 先述した式(3)は,せん断補強鉄筋を有しない高強度 RC はりの実験的検討から,斜めひび割れ発生強度への収縮 による影響を評価した算定式である。せん断補強鉄筋を 有する場合,せん断補強鉄筋により,コンクリートに生

表-4 実験結果一覧

	コンクリート物性			計算値				実験値			比較		破
試験体	f_c '	f_t	E_c	$V_{y,CAL1}$	$V_{c,CAL}$	$V_{s,CAL}$	$V_{y,CAL2}$	$V_y(0.5P_{max})$	$V_{c,EXP}$	$\mathcal{E}_{s,def}$	17	17	壊
武)映14	(MPa)	(MPa)	(kN/mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(×10 ⁻⁶)	$V_{y,EXP}$ $/V_{y,CAL1}$	$V_{y,EXP}$ $/V_{y,CAL2}$	形式
fc30SD295A	37	2.2	30	141	99	42	172	158	103	-	1.12	0.92	С
fc30USD785	33	2.7	26	217	95	122	159	167	85	-	0.77	1.05	С
fc80SD295A	83	4.4	36	163	113	50	293	209	118	36	1.28	0.72	T
fc80USD785	86	4.0	39	233	112	122	299	261	108	-5	1.12	0.87	С
fc120SD295A	121	4.3	44	134	93	42	378	316	175	-27	2.36	0.84	С
fc120USD785	118	4.8	45	227	105	122	372	311	160	114	1.37	0.84	С

 f_c ': コンクリート圧縮強度、 f_t : コンクリート引張強度、 E_c : コンクリート弾性係数、

 $V_{c,CAL}$: コンクリート分担分のせん断耐力の計算値 (式(2)または式(3)), $V_{s,CAL}$: せん断補強鉄筋分担分のせん断耐力の計算値 (式(4)) $V_{v,CAL}$: スレンダービームのせん断引張耐力の計算値 ($=V_{c,CAL}+V_{s,CAL}$), $V_{v,CAL}$: ディープビームのせん断圧縮耐力の計算値(式(5)~式(7))

 $V_{c,EXP}$: コンクリート分担分のせん断耐力の実験値、 $V_{v}(0.5P_{max})$: せん断耐力の実験値

&def:収縮によって生じた軸方向鉄筋ひずみ(引張+,圧縮-),破壊形式 C:せん断圧縮破壊,破壊形式 T:斜め引張破壊

じる引張応力が増大し、せん断耐力への影響が懸念される。しかし、その影響は十分に明らかになっていないため、膨張材 (EX) および収縮低減剤 (SRA) を添加した。さらに f_c80 , f_c120 の配合では、0℃にプレクーリングした水を用いることで、収縮量を低減した。さらに、 f_c80 , f_c120 の配合を用いた RC はり作製時には、型枠底面と側面にポリエステルフィルムを貼り付けることで、型枠による拘束を極力低減させている。養生条件は、材齢 1 日後にアルミ粘着テープを貼付し、その後載荷試験 2 日前に脱型を行い、それ以降載荷試験まで気中養生とした。

図-1に配筋図を示す。図-1に示すように、高強度 せん断補強鉄筋 (USD785) を用いたせん断補強鉄筋では、折り曲げ加工の制限により、両端に鋭角フックの折り曲げ加工を施したせん断補強鉄筋2本を1組のせん断補強鉄筋として使用した。各試験体とも、軸方向鉄筋の定着は、定着プレートとナットを用いて確保した。図-1に示すように、せん断補強鉄筋は、載荷点より150、300、300、150mmの間隔で配筋している。各試験体を斜め引張破壊させるため、意図的にせん断補強鉄筋間隔をコンクリート標準示方書で規定される最小値(d/2)より大きく、有効高さ(d)と等しく設計する必要があった。しかし、せん断補強鉄筋間で、斜めひび割れが貫通する恐れを考慮し、せん断補強鉄筋間隔をd/2だけずらした配置とした。式(4)でせん断補強鉄筋分担分のせん断耐力の算定の際のせん断補強鉄筋間隔(s)は、300mmとしている。

上述のように、せん断補強鉄筋間隔を最小値 (d/2) より大きく、有効高さ(d)と等しく設計している。この最小値の規定は、トラス理論における斜めひび割れ 45 度の仮定を考慮し、斜めひび割れがせん断補強鉄筋と必ず交わるように、決められている値であり、規定を満たす設計

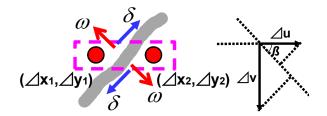


図-2 斜めひび割れ開口変位とずれ変位の算出

は安全側となる。しかしながら、せん断補強鉄筋間隔が増加して、有効高さ程度となっても、トラス理論が成立する実験データも多数存在する⁷⁾。したがって本研究では、せん断補強鉄筋間隔が有効高さまで拡大しても、トラス理論が成立するものと考えることとした。

載荷は, せん断スパン 900mm, 等曲げ区間 200mm の 単純はり形式での単調載荷とし、支点は試験体の回転変 形および軸方向の変形を拘束しないピン+スライド支持 とした。載荷試験では、荷重、変位(たわみ)、鉄筋ひず みとともに,画像解析手法を用いて,斜めひび割れ開口 変位(ω)とずれ変位(δ)を測定した。本検討で用いた画像 解析手法は、東らが開発した載荷試験中に撮影したデジ タル画像から供試体表面のターゲット座標値を算出する 手法である(ターゲット直径 9mm, 間隔 40mm)³⁾。以 下に、斜めひび割れ開口変位とずれ変位の算出方法を示 す。図-2に示すように、作用荷重レベル毎の斜めひび 割れを挟む一組のターゲットの x, y 方向の相対変位とタ ーゲット高さにおけるひび割れ角度 (β) を用いて、ひ び割れ開口変位(ω)とずれ変位(δ)を算定した(式(8))。ひ び割れ開口変位は、ひび割れが開く方向が正の方向であ り、ずれ変位は、左側のターゲットがひび割れに沿って 右上方向に移動する場合を正の方向と定義している。

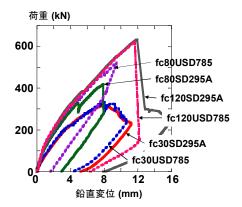
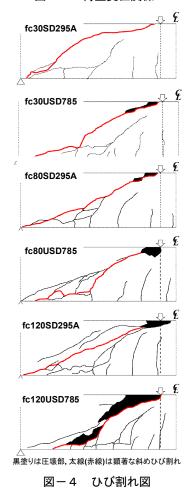


図-3 荷重変位関係



 $\omega = \Delta u \cdot \sin \beta + \Delta v \cdot \cos \beta$

$$\delta = \Delta u \cdot \cos \beta + \Delta v \cdot \sin \beta$$

$$\Delta u = \Delta x_2 - \Delta x_1, \Delta v = \Delta y_2 - \Delta y_1$$

4. 実験結果

4.1 実験結果の概要

すべての試験体は、軸方向鉄筋が降伏する前に破壊に至った。表-4に実験結果一覧を示す。収縮によって生じた軸方向鉄筋ひずみは、河金らの研究²⁾における収縮を低減した配合(LAS)を用いた試験体のひずみと比較して、その差が小さいことから、収縮低減対策の効果が現

れていると考えられる。せん断耐力の実験値をスレンダービームのせん断耐力算定式による計算値($V_{y,CALI}$)で比較すると,試験体 fc30USD785 で,せん断耐力の実験値 ($V_{y,EXP}$)は計算値($V_{y,CALI}$)を下回った。そのほかの試験体では,実験値は計算値を上回った。また,せん断耐力の実験値をディープビームのせん断耐力算定式による計算値 ($V_{y,CAL2}$)と比較すると,試験体 fc30USD785 で,せん断耐力の実験値($V_{y,EXP}$)は計算値($V_{y,CAL2}$)を上回った。しかし,そのほかの試験体では,実験値は計算値を下回っている。せん断補強鉄筋を有するディープビームせん断耐力算定式(谷村式)における,せん断スパン比の適用範囲は,a/d<2.69 であるため,せん断補強鉄筋による補強効果を表す係数 k の値が,せん断スパン比 a/d=3.0 の本実験試験体では k=2.1 とかなり大きいため,計算値は実験値を過大に評価したものと推察される。

図-3に各試験体の荷重変位曲線を示す。コンクリート強度が上がるにつれて、初期剛性が大きくなっていることがわかる。またfc120のコンクリート配合を用いた2試験体のせん断耐力を比較すると、せん断補強鉄筋の強度が大きく異なるにも関わらず、せん断耐力がほぼ一致した。破壊形式は、せん断補強鉄筋の降伏の有無ではなく、後述する作用せん断力と斜めひび割れ開口変位とずれ変位の推移から判断している。

4.2 破壊性状

図-4に各試験体の最大荷重時のひび割れ図を示す。 試験体 fc80SD295A では、斜めひび割れが圧縮縁を貫通 するとともに、荷重低下を起こした。一方、そのほかの 試験体では、顕著な斜めひび割れの上縁と試験体上縁の 間のコンクリートが圧壊するか、もしくは試験体全面に おいて斜めひび割れ近傍のコンクリートの圧壊とともに、 荷重低下を起こした。最大荷重後の荷重低下は、高強度 コンクリートを用いるほど大きく、脆性的な破壊に至っ た。

4.3 画像解析の精度

図ー5に、試験体 fc120USD785 において、画像解析により得られた載荷点直下の曲げひび割れ幅と試験体底面に設置した π ゲージ(測定長 100mm)から得られたひび割れ幅を比較した結果を示す。画像解析による曲げひび割れ幅は、曲げひび割れを挟む一組のターゲットの部材軸方向の相対変位である。最大荷重に至るまで、画像解析により得られる曲げひび割れ幅と底面に設置した π ゲージの計測による曲げひび割れ幅は、ほぼ一致している。以上により、本研究で行った画像解析から得た斜めひび割れ開口変位とずれ変位は、斜めひび割れ面挙動を評価できていると推察される。

4.4 せん断補強鉄筋ひずみ

図-6に各せん断補強鉄筋のひずみ変化をせん断力

(8)

レベル毎に示す(測定位置は図-1に示す)。鉄筋ゲージ が複数貼付されているせん断補強鉄筋では, ひずみが大 きい方の値を用いている。試験体 fc120USD785 は、最大 荷重に達する以前にせん断補強鉄筋が降伏している。試 験体 fc30USD785 では、高強度せん断補強鉄筋の降伏強 度は、示方書のせん断補強鉄筋降伏強度の制限値(25fc') よりも大きいこともあり, せん断補強鉄筋は最大荷重時 に降伏しなかった。そこで、せん断補強鉄筋の分担分の せん断耐力を算出する際に, せん断補強鉄筋の降伏を仮 定するのではなく, せん断補強鉄筋降伏強度の制限値 (25f.') を適用してせん断補強鉄筋の分担分のせん断耐 力を算出した。せん断耐力の実験値と比較すると, V_{vEXP}/V_{vCAL} =0.84 となり、制限値を設けても実験値は計算 値を下回った。後述するように斜めひび割れ挙動から判 断される破壊形式が、せん断圧縮破壊であったため、制 限値を適用しても実験値が計算値を下回ったと推察され る。

一方,試験体 fc80USD785 と fc120USD785 では、せん 断補強鉄筋の降伏強度が制限値($25f_c$)よりも小さく、設計上せん断補強鉄筋は降伏するはずである。しかし、試験体 fc80USD785 は、最大荷重時に降伏ひずみに達することなく破壊に至っている。

4.5 せん断破壊形式に関する検討

田所らは RC はり表面に貼付したコンタクトチップ間

の距離をコンタクトゲージによって測定し、相対変位から斜めひび割れ挙動を捉えた結果から、せん断圧縮破壊する RC はりの斜めひび割れにおいては、斜めひび割れ開口変位とずれ変位の増加がほぼ同じ割合で増加すること、また斜め引張破壊する RC はりの斜めひび割れでは、開口変位のみが大きく増加することを報告している 8。

一般的に斜めひび割れ面の応力伝達は、斜めひび割れ の挙動、すなわち斜めひび割れ開口変位とずれ変位の関 係により、斜めひび割れにおいて伝達されるひび割れ直 交方向の圧縮伝達応力とひび割れ水平方向のせん断伝達 応力で表すことができる。田所らは、斜めひび割れにお いて開口変位とずれ変位が同程度の割合で増加する場合、 せん断伝達応力が大きいことを報告している。

図-7に各試験体の試験体底面からの高さ 215, 135 mm における,作用せん断力と斜めひび割れ開口変位とずれ変位の関係を示す。試験体 fc80SD295A では,せん断補強鉄筋の降伏とともに斜めひび割れ開口変位が急増し,斜め引張破壊に至っている。一方,試験体 fc80USD785では,ひび割れ開口変位とずれ変位が同程度の割合で増加している。斜めひび割れにおいて,水平方向に大きなせん断伝達応力が生じ,斜めひび割れ発生以降の主圧縮応力角度が小さくなっていると推察される。このことから,斜めひび割れにおけるせん断伝達応力により,部材軸に対する主圧縮応力角度が小さくなることで, a/d=3.0

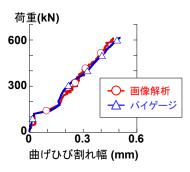


図-5 曲げひび割れ幅の比較

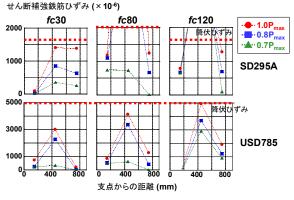


図-6 せん断補強鉄筋ひずみ

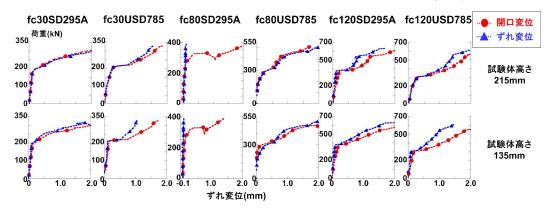


図-7 斜めひび割れ開口変位とずれ変位の推移

のスレンダーな RC はりにも関わらず,支点と載荷点を 結ぶ圧縮ストラットが形成され,せん断圧縮破壊に至っ た可能性がある。ただし,田所らは普通強度の材料でし か検討しておらず,高強度材料を用いた場合に,同じ傾 向を示すのかどうかは議論の余地があり,今後の課題で ある。

図-7より, 試験体 fc120SD295A と fc120USD785 の 試験体では、ひび割れ開口変位とずれ変位の増加がほぼ 同じ割合で増加していることがわかる。試験体 fc120SD295A では、荷重が 375.3kN 時(0.69Pmax)にせん断 スパン中央のせん断補強鉄筋が降伏している。しかし, その後も開口変位とずれ変位が、ほぼ同じ割合で増加し ている。超高強度コンクリートを用いると、普通強度コ ンクリートと比較して,斜めひび割れ発生荷重が向上し, 斜めひび割れ発生後のひび割れ面が負担するせん断力が 大きくなると考えられる。開口変位とずれ変位が、ほぼ 同じ割合で増加した場合には、主圧縮角度がより小さく なり、せん断圧縮破壊に至るものと推察される。このこ とが 120MPa 程度のコンクリートと普通強度せん断補強 鉄筋を用いた RC はりにおいて、せん断補強鉄筋が降伏 しているにも関わらず、せん断圧縮破壊に至った原因と 思われる。

鈴木らは、超高強度コンクリートを用いた、せん断補 強鉄筋を有しない RC はりにおける、遷移域はa/d=2.5-3.0であると報告しており 9 、本研究の試験体はその遷移域 に属する。

以上のように、a/d=3.0 の RC はりにおいて、コンクリート強度とせん断補強鉄筋の降伏強度の組合せにより、斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に破壊形式が移行し、破壊に至ることがある。土木学会コンクリート標準示方書におけるせん断耐力の算定式は、破壊形式によって算定式が異なるため、高強度材料を用いた RC 部材の合理的なせん断耐力算定式を確立するには、構成材料の強度の組合せが破壊形式に及ぼす影響を明確にし、破壊形式の遷移域を明らかにすることが求められる。

5. 結論

本研究で得られた結論を以下にまとめて示す。

- 高強度せん断補強鉄筋(USD785)と普通強度コンク リートを併用すると、せん断補強鉄筋の降伏強度に 対する制限値(25f_c')を用いても、せん断耐力を過 大に評価する傾向がある。
- 2) 高強度せん断補強鉄筋(USD785)と f_c Ø=80MPa 程度 のコンクリートの組合せでは、せん断補強鉄筋の降 伏強度が制限値($25f_c$ ')以下にも関わらず、せん断補強鉄筋は降伏しなかった。降伏強度に対する制限値の設定方法には、まだ議論の余地があるものと考

えられる。

- 3) a/d=3.0 の RC はりにおいて、構成材料の強度の組合せによって、せん断破壊形式が変化することを明らかにした。
- 4) 100MPa を超えるコンクリートを用いた RC はりの 破壊形式は、a/d=3.0 程度であれば、せん断補強鉄 筋の降伏の有無によらず、せん断圧縮破壊となる傾 向がある。このため、せん断補強鉄筋の強度が破壊 形式に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

謝辞

本研究で使用した高強度せん断補強鉄筋は、高周波熱錬株式会社にご提供頂きました。ここに深謝いたします。

参考文献

- 土木学会編:2012 年制定 コンクリート標準示方書 【設計編】,2013.
- 河金甲,佐藤良一:高強度RCはりの斜めひび割れ発生強度に及ぼす収縮の影響評価,土木学会論文集E, Vol.65, No.2, pp.178-197, 2009
- 3) 東広憲,渡辺健, 二羽淳一郎:破断した軸方向鉄筋 を有する RC はりの破壊に対する画像解析,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.727-732, 2009
- 4) 二羽淳一郎,山田一宇,横沢和夫,岡村甫:せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価,土木学会論文集,第 372 号, V-5, pp.167-176, 1986
- 5) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式,第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集,pp.119-126,1983
- 6) 谷村幸裕,佐藤勉,渡邊忠朋,松岡茂:スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究,土木学会論文集,No.760/V-63,pp.29-44,2004.5
- 7) たとえば、刑部圭祐、松本浩嗣、二羽淳一郎:収縮 を受けた高強度コンクリートはりのせん断破壊メカ ニズム、土木学会年次学術講演会、Vol.67,V-261、 pp.521-522, 2012
- 8) 田所敏弥,佐藤靖彦,上田多門:斜めひび割れ面の せん断伝達機構と鉄筋コンクリート棒部材の斜め引 張破壊,土木学会論文集,No.739/V-60,pp.195-211, 2003
- 9) 鈴木基行, 秋山充良, 王衛侖, 佐藤成禎, 前田直己, 藤沢豊: コンクリート圧縮強度 130MPa までを対象と した腹鉄筋のない RC はりのせん断強度式, 土木学会 論文集, V-60, pp.75-91, 2003