

# 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

谷村幸裕<sup>1</sup>・佐藤勉<sup>2</sup>・渡邊忠朋<sup>3</sup>・松岡茂<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:tanimura@rtri.or.jp

<sup>2</sup>正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>3</sup>正会員 工博 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)

<sup>4</sup>正会員 工博 鉄建建設(株) 技術研究所 (〒286-0825 千葉県成田市新泉9-1)

ディープビームにスターラップを配置した場合、ある程度せん断補強効果があることが明らかにされているが、定量的な評価や、そのメカニズムの解明は十分とは言えない状況にある。そこで、本研究では、載荷実験を行い種々のパラメータによるせん断補強効果への影響を明らかにするとともに、解析的検討によりせん断補強効果の生じる機構について検討を行った。その結果、スターラップを配置することにより、コンクリートの破壊領域が拡大してせん断耐力が増加すると考えられる結果が得られ、せん断補強効果はせん断スパン比とせん断補強鉄筋比により変化することが明らかになった。そして、以上の検討結果をもとに、スターラップを配置したディープビームのせん断耐力を精度よく算定する方法を提案した。

**Key Words :** deep beam, stirrup, shear strength

## 1. はじめに

梁のせん断スパン $a$ と有効高さの比 $a/d$  (以下、せん断スパン比という) が比較的小さい場合、せん断スパン比の大きい通常の梁とは異なり、斜めひび割れ発生後もアーチ的な耐荷機構を形成し、コンクリートの圧縮破壊によって耐荷力を失うことが知られている。このような梁はディープビームと呼ばれている。ディープビームにスターラップを配置した場合、通常の梁に比べてせん断補強効果は小さいものの、ある程度の補強効果があることが、実験等による既往の研究<sup>1)~6)</sup>で確認されている。2002年制定のコンクリート標準示方書<sup>7)</sup>においても、これらの研究成果を踏まえて、せん断補強鉄筋の効果を考慮できるせん断耐力算定式が示されている。しかしながら、既往の研究では、せん断補強効果の定量化を実験結果に基づく統計的な方法で検討し、そのメカニズムとの関係が十分に明らかにされていないなかったり、補強効果のメカニズムが論じられているものの、耐力算定式の適用範囲が限定的であったり、種々の課題が残されており、合理的なせん断耐力算定方法の確立が望まれている。

一方、兵庫県南部地震後の耐震設計の見直し<sup>8), 9)</sup>に伴い、地震の影響が従来に比べ大きくなる傾向にあるが、柱部材等では部材の変形性能を考慮して設計されており、耐力だけでなく変形性能を向上することにより対応しているのが一般的である。しかし、鉄道ラーメン高架橋の横梁のようにディープビームとなる部材やフーチング部材の場合は、変形性能に乏しく、地震の影響の増大に対しては、耐力の向上により対応せざるを得ない。通常、このような部材はせん断設計で断面形状が決定される場合が多いが、せん断耐力が不足する場合は、せん断補強鉄筋を配置するか断面を増加することで対応することになる。断面の増加は工事費増大につながるため、せん断補強鉄筋の配置で対処する場合が多いが、通常の梁に比べてせん断補強効果が小さくなるため、より高い補強効果を求めて、せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いることが検討されている。しかし、従来このような実験は行われておらず、そのせん断補強効果は不明であり、合理的な設計法の確立が望まれている。

また、近年、コンクリート構造物の破壊力学に関する研究が進展しており、多くの成果が得られている。最

近では、コンクリートの圧縮破壊に関する研究<sup>10), 11)</sup>も進められており、解析的な検討もある程度可能になってきていることから、破壊現象の解明に寄与するものと考えられる。

そこで、本研究では、スターラップを有するディーブームを用いた載荷実験を行い、せん断スパン比、せ

ん断補強鉄筋比のほかにはスターラップの強度、加工形状、配置や引張鉄筋比、断面形状等をパラメータとして、スターラップのせん断補強効果について検討を行うこととした。また、解析的な検討を行って、せん断補強効果の生じる機構を検討し、それらの結果を用いてせん断耐力算定式の検討を行うものである。

表-1 供試体の諸元および実験結果

No	type	a/d	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	載荷時 材齢	引張鉄筋			スターラップ					$V_{max}$ (kN)
					$f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\rho_l$	呼び名	$s_s$ (mm)	$f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_w$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\rho_w$	
1	A	0.5	23.2	38日	458	160	2.14%	—	—	—	—	0.00%	853
2	A	0.5	23.2	39日	458	160	2.14%	D6	100	370	167	0.21%	821
3	A	0.5	23.2	40日	458	160	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	833
4	A	0.5	23.2	41日	458	160	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	869
5	A	1.0	29.0	31日	458	160	2.14%	—	—	—	—	0.00%	632
6	A	1.0	29.1	32日	458	160	2.14%	D6	100	370	167	0.21%	731
7	A	1.0	29.2	33日	458	160	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	750
8	A	1.0	29.3	34日	458	160	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	804
9	A	1.5	22.9	45日	458	160	2.14%	—	—	—	—	0.00%	284
10	A	1.5	22.5	46日	458	160	2.14%	D6	100	370	167	0.21%	464
11	A	1.5	23.0	47日	458	160	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	491
12	A	1.5	23.5	48日	458	160	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	570
13	B	1.0	32.0	38日	458	160	2.14%	—	—	—	—	0.00%	661
14	B	1.0	32.0	39日	458	160	2.14%	D6	100	370	167	0.21%	751
15	B	1.0	32.0	40日	458	160	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	774
16	B	1.0	32.0	41日	458	160	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	849
17	C	1.0	31.3	45日	458	160	2.14%	D6	100	370	167	0.21%	570
18	C	1.0	31.5	46日	458	160	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	773
19	C	1.0	31.8	47日	458	160	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	756
20	D	1.0	24.3	33日	702	179	2.14%	D10	100	952*	171	0.48%	665
21	D	1.0	26.9	35日	702	179	2.14%	D13	100	1051*	174	0.84%	661
22	D	1.5	26.2	40日	702	179	2.14%	D10	100	952*	171	0.48%	537
23	D	1.5	26.3	41日	702	179	2.14%	D13	100	1051*	174	0.84%	566
28	A	0.75	25.5	44日	458	160	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	647
29	A	0.75	26.2	45日	458	160	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	666
30	A	0.75	26.4	42日	458	160	2.14%	D16	150	389	154	0.88%	701
31	A	2.0	26.6	40日	702	179	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	416
32	A	2.0	27.4	41日	702	179	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	440
33	A	1.0	24.7	28日	458	160	2.14%	D10	50	388	147	0.95%	647
34	A	1.0	24.8	29日	458	160	2.14%	D19	200	375	152	0.95%	598
35	E	0.5	25.3	35日	1330*	184	0.42%	—	—	—	—	0.00%	588
36	E	0.5	24.5	36日	1330*	184	0.42%	D10	100	388	147	0.48%	539
37	E	0.5	25.8	37日	1330*	184	0.42%	D13	100	368	146	0.84%	554
38	E	1.0	25.2	32日	1330*	184	0.42%	—	—	—	—	0.00%	358
39	E	1.0	25.4	33日	1330*	184	0.42%	D10	100	388	147	0.48%	470
40	E	1.0	25.9	34日	1330*	184	0.42%	D13	100	368	146	0.84%	470
41	A	2.5	20.6	28日	750	141	2.14%	D10	100	388	147	0.48%	324
42	A	2.5	21.4	31日	750	141	2.14%	D13	100	368	146	0.84%	376
L6	L	1.0	31.2	32日	1016*	204	0.40%	D10	250	389	147	0.29%	665
L7	L	1.0	30.5	47日	1016*	204	0.40%	D19	500	375	152	0.29%	2584

a/d: せん断スパン比,  $f'_c$ : コンクリートの圧縮強度,  $f_{sy}$ ,  $f_{wy}$ : 降伏点 (\*: 0.2%耐力),  $E_s$ ,  $E_w$ : 弾性係数

$\rho_l$ : 引張鉄筋比 (=  $A_s / (b_w \cdot d)$ ,  $A_s$ : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)),  $s_s$ : スターラップの配置間隔

$\rho_w$ : せん断補強鉄筋比 (=  $A_w / (b_w \cdot s_s)$ ,  $A_w$ : スターラップ1組の断面積),  $V_{max}$ : 最大せん断力

## 2. 実験の概要

### (1) 供試体の形状および諸元

実験に用いた供試体は40体であり、供試体の形状および諸元を図-1、2および表-1に示す。typeA～Eの供試体は、幅 $b_w=300\text{mm}$ 、高さ $h=450\text{mm}$ 、有効高さ $d=400\text{mm}$ の長方形断面を有する単純梁供試体である。引張鉄筋は、typeA～DはD29を4本、typeEはD13を4本配置しており、引張鉄筋比 $p_t$ はそれぞれ2.14%、0.42%である。引張鉄筋の降伏点は、表-1に示したとおりである。また、せん断スパン比 $a/d$ は、0.5～2.5とした。スターラップは配置しないものと配置したものを製作し、スターラップの呼び名、配置間隔および降伏点は、表-1に示したとおりである。スターラップを配置した供試体のせん

断補強鉄筋比 $p_w$ は0.21～0.95%である。

typeA供試体は、圧縮鉄筋D16を2本配置し、U形のスターラップを圧縮鉄筋に掛けて配置している。typeBは圧縮鉄筋を配置していないこと、typeCはスターラップを閉合形に加工したことがtypeAと異なる供試体である。typeDは、形状や配筋はtypeAと同じであるが、スターラップに高強度鉄筋USD785を用いている。typeEは引張鉄筋にD13を用いているが、その他はtypeAと同じである。

typeL供試体は、 $b_w \times d = 200\text{mm} \times 1000\text{mm}$ または $400\text{mm} \times 2000\text{mm}$ の断面を有する大型梁供試体で、 $a/d = 1.0$ とした。引張鉄筋に $\phi 32$ の異形PC鋼棒（断面積 $A_s = 804.2\text{mm}^2$ ）を用いており、引張鉄筋比は $p_t = 0.40\%$ 、せん断補強鉄筋比は $p_w = 0.29\%$ である。

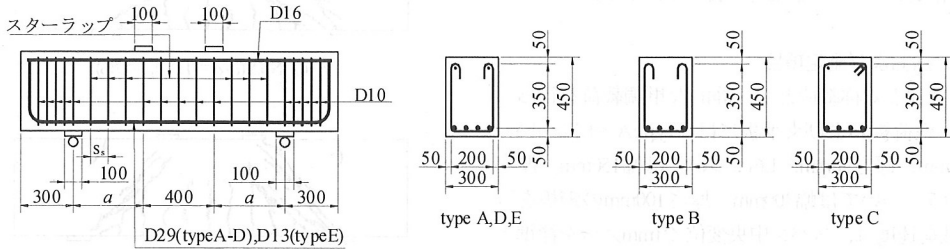


図-1 供試体の形状 (typeA～E) (単位: mm)

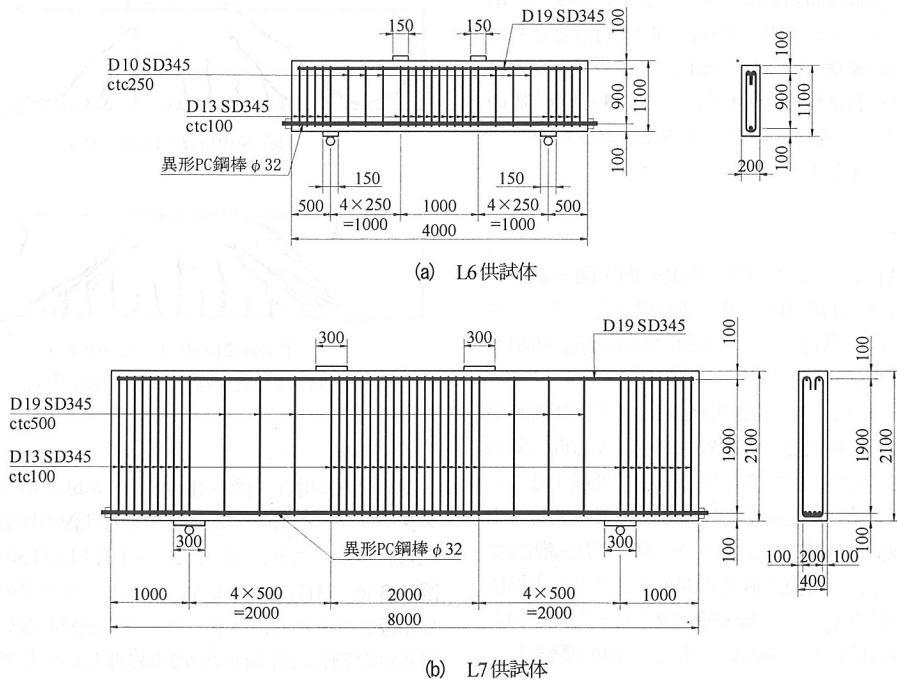


図-2 供試体の形状 (typeL) (単位: mm)

表-2 コンクリートの配合

供試体	W/C (%)	s/a (%)	単用量(kg/m <sup>3</sup> )					混和剤 A(C×%)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G		
14 9-12 20-23 28-40	65.0	45.2	153	235	852	1068	0.25	
5-8 13-19	65.5	44.9	157	240	833	1075	0.25	
41-42	65.5	48.5	178	272	861	961	0.25	
L6-L7	56.5	43.3	161	285	790	1068	0.25	

コンクリートの配合を表-2に示す。粗骨材は、最大寸法が20mmの砕石を用いた。コンクリートの打込み後、1週間養生マットを用いて湿潤養生を行い、その後室内にて保管した。それぞれの供試体に用いたコンクリートの載荷試験当日の圧縮強度を表-1に示す。

(2) 載荷方法および測定項目

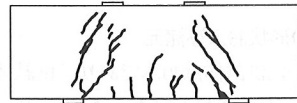
載荷方法は2点対称載荷とし、静的な単調載荷を行った。なお、載荷板および支承板には、typeA~Eについては幅100mm、厚さ20mm、L6については幅150mm、厚さ50mm、L7については幅300mm、厚さ100mmの鋼板を用いた。載荷速度は、スパン中央変位で1mm/分を標準とした。

測定は、スパン中央、載荷点および支承位置における鉛直変位、引張鉄筋およびスターラップのひずみ、供試体上面のコンクリートのひずみについて行うとともに、ひび割れ性状の観察も行った。なお、スターラップのひずみは、それぞれ部材高さの1/4、1/2、3/4の位置の3点にひずみゲージを貼り付け、すべてのスターラップで測定することを基本とした。

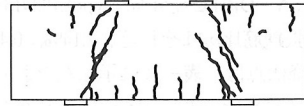
(3) 破壊状況

最大荷重時におけるひび割れ状況の例を図-3に示す。図-3には、 $a/d=0.5, 1.0, 1.5$ の場合で、スターラップを配置しない場合と、せん断補強鉄筋比 $p_w=0.84\%$ の場合のひび割れ図を示した。

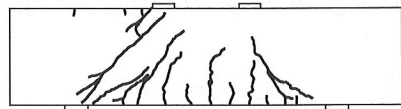
いずれも、まず、スパン中央付近に曲げひび割れが生じ、その後支承板内側と載荷板内側を結ぶ方向に斜めひび割れが生じるが、ただちに圧縮側まで進展することではなく、載荷を続けると荷重が増加した。最終的には支承板内側と載荷板外側を結ぶ斜めひび割れが圧縮側まで進展するとともに、支点と載荷点間のコンクリートが圧壊して荷重が低下し、せん断圧縮破壊となった。このとき、引張鉄筋は降伏していない。また、今回実験を行った供試体はいずれも同様の破壊形態となっており、せん断圧縮破壊したものと考えられる。



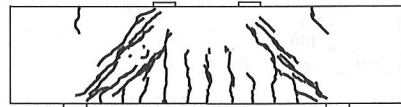
(a) No.1 ( $a/d=0.5, p_w=0\%$ )



(b) No.4 ( $a/d=0.5, p_w=0.84\%$ )



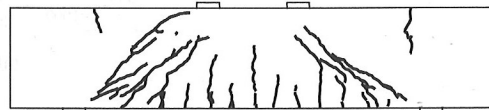
(c) No.5 ( $a/d=1.0, p_w=0\%$ )



(d) No.8 ( $a/d=1.0, p_w=0.84\%$ )



(e) No.9 ( $a/d=1.5, p_w=0\%$ )



(f) No.12 ( $a/d=1.5, p_w=0.84\%$ )

図-3 最大荷重時のひび割れ状況

$a/d=0.5$ の場合、図-3 (a) および (b) に示したように、スターラップの有無によるひび割れ状況の顕著な差異は見られない。これに対し、 $a/d=1.0$ および $1.5$ の場合は、図-3 (c)~(f) に示すように、スターラップの有無により相違が見られる。スターラップを配置しない場合は、斜めひび割れは片側あたり2本程度しか生じていないのに対して、スターラップを配置した供試体は、斜めひび割れから分岐して、多数の斜めひび割れが生じている。

### 3. せん断補強効果の検討

#### (1) せん断スパン比, せん断補強鉄筋比の影響

図-4~6は, せん断スパン比 $a/d=0.5, 1.0, 1.5$ のtypeA供試体における, せん断補強鉄筋比 $p_w$ を変化させた場合の荷重荷重とスパン中央の変位の関係の比較である。図-4は,  $a/d=0.5$ の場合の比較であるが, いずれも最大荷重は5%程度の差しかなく, スターラップを用いることによるせん断耐力の上昇はほとんど見られない。最大荷重後は, いずれの供試体も荷重点と支点間のコンクリートの圧壊が進行したが, ゆるやかに荷重低下している。No.2は, 最大荷重に達した後の荷重低下が他に比べてやや大きい, これは, 最大荷重後, 破壊が荷重点間のコンクリートに及んだため生じた差であると思われる。

一方,  $a/d=1.0$ および $1.5$ の場合は, 図-5および6に示すように, せん断補強鉄筋比 $p_w$ が大きくなると, せん断耐力が増加する結果となった。なお, No.9は, 約300kN以降に比較的大きく剛性が低下しているが, これは, 支承板内側と荷重板外側を結ぶ斜めひび割れが生じて発達したためである。他の供試体は, このひび割れが顕著になるのは最大荷重近くになってからであり, このような違いが剛性に影響したものと考えられる。

#### (2) 配筋の影響

図-7には,  $a/d=1.0, p_w=0.48\%$ の場合における, typeA~Cの荷重-変位関係の比較を示した。typeAおよびCは圧縮鉄筋を配置し, typeBは圧縮鉄筋を配置していない。また, typeAおよびBはスターラップをU形に加工し, typeCは閉合形としており, それぞれ配筋詳細が異なっている。しかし, 図-7より, いずれの場合も荷重-変位関係およびせん断耐力に大きな差は見られない結果となった。

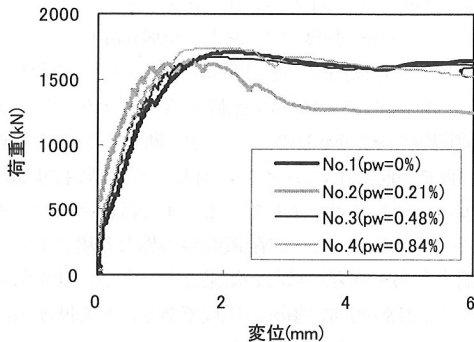


図-4 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=0.5$ )

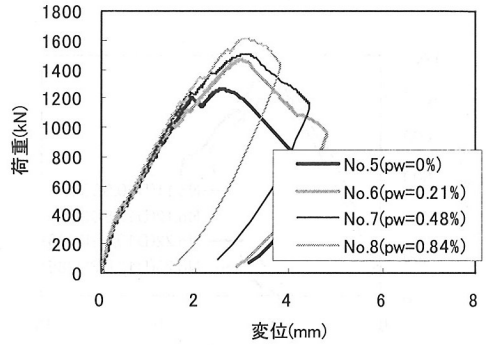


図-5 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=1.0$ )

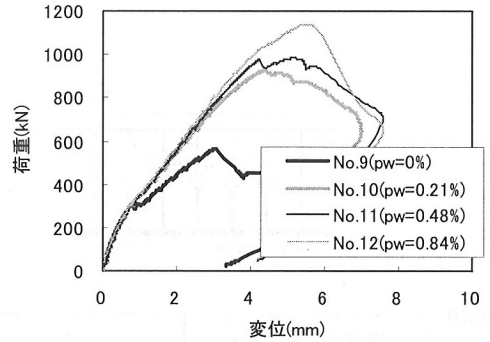


図-6 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=1.5$ )

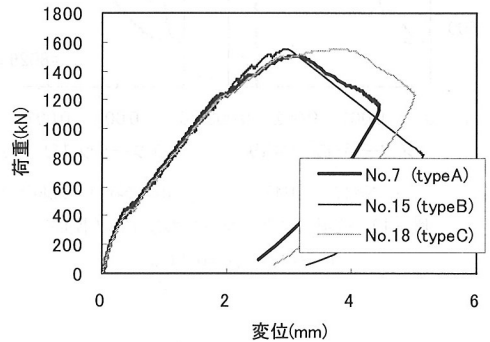


図-7 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=1.0, p_w=0.48\%$ )

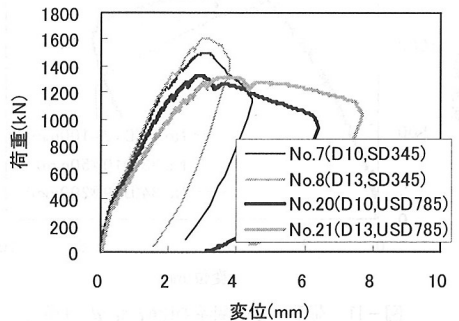


図-8 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=1.0$ )

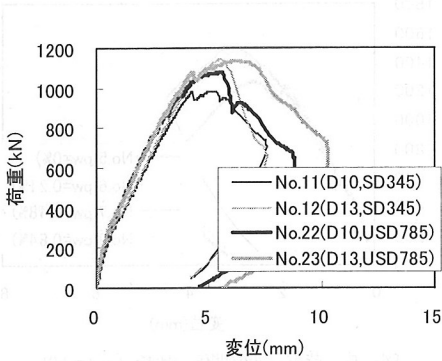
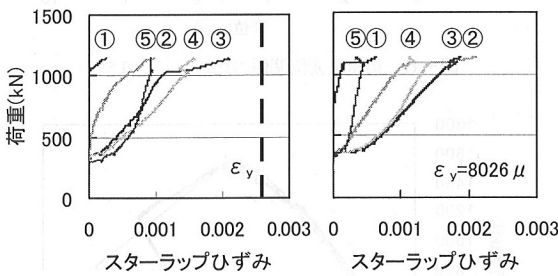
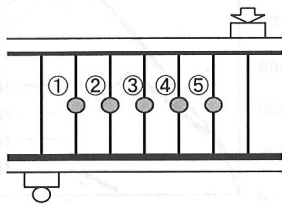


図-9 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=1.5$ )



(a) No.12 (SD345) (b) No.23 (USD785)  
図-10 荷重-スターラップのひずみの関係  
( $a/d=1.5, p_w=0.84\%$ )

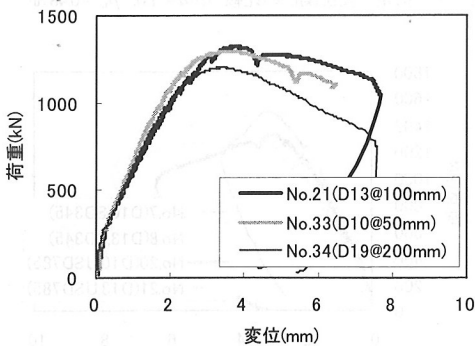


図-11 荷重-変位関係の比較 ( $a/d=1.0$ )

### (3) スターラップの強度の影響

図-8~9に、同じせん断補強鉄筋比で異なる引張強度のスターラップを用いた場合の荷重-変位関係の比較を示す。スターラップに用いた鉄筋は、SD345とUSD785である。材料試験により得られた降伏強度を表-1に示したが、2.5~2.9倍の差がある。

図-8は $a/d=1.0$ の場合、図-9は $a/d=1.5$ の場合の荷重-変位関係の比較を示したが、スターラップの強度増加によるせん断耐力の増加は認められない。なお、図-8に示した $a/d=1.0$ の場合、SD345を用いたほうがせん断耐力ならびに剛性がやや大きくなっているが、これは、SD345を用いた供試体のほうがコンクリート強度が大きかったことによる影響と考えられる。せん断耐力がコンクリートの圧縮強度 $f'_c$ の23乗に比例するとして、最大せん断力を $f'_c=24\text{N/mm}^2$ 相当に補正すると、例えば、 $a/d=1.0$ のNo.7, No.20は、658kN, 660kN,  $a/d=1.5$ のNo.11, No.22は、505kN, 507kNとなり、コンクリート強度の影響を除けば、せん断耐力にはほとんど差が無かったことになる。

また、図-10に、No.12とNo.23の最大荷重に至るまでの荷重とスターラップのひずみの関係を示した。No.12とNo.23はともに $a/d=1.5$ で、支点と載荷点の間にはD13のスターラップ5本が配置されている。スターラップのひずみは、せん断破壊したスパン側の、部材高さ方向中央位置に貼り付けたひずみゲージの値であり、支点に近いスターラップから①, ②, …, ⑤として示した。No.12はスターラップにSD345を、No.23はUSD785を用いているが、いずれも降伏ひずみ $\epsilon_y$ に達しておらず、最大ひずみはほぼ同じである。つまり、スターラップが降伏ひずみに達する前に破壊してしまったため、スターラップの強度を増しても、せん断耐力の増加にはつながらなかったものと考えられる。

### (4) スターラップの配置間隔の影響

図-11に、ほぼ同じせん断補強鉄筋比 ( $p_w=0.84\sim 0.95\%$ )と同じせん断スパン比 ( $a/d=1.0$ )、ほぼ同じコンクリート圧縮強度 ( $f'_c=24.7\sim 26.9\text{N/mm}^2$ )を有し、スターラップの鉄筋径と配置間隔を変化させた場合の比較を示した。No.33とNo.34を比較すると、スターラップの配置間隔の狭いNo.33の方が、せん断耐力がやや大きい。配置間隔が1/4であるのに対してせん断耐力は8%の増加と、顕著な差が生じているとまでは言えない。本実験では、スターラップの配置間隔が異なる場合でもせん断耐力があまり変わらない結果となったが、せん断補強鉄筋比が比較的高い領域の比較であり、せん断耐力に差が生じにくかったとも考えられる。

### (5) スターラップのひずみ

図-12および13に、最大荷重時に計測されたスターラップのひずみ  $\varepsilon$  と降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  の比、せん断スパン比  $a/d$  およびせん断補強鉄筋比とスターラップの降伏強度の積  $p_w f_{wy}$  との関係を示した。ここで、スターラップのひずみは、前述したとおり、すべてのスターラップについて1本あたり断面高さ方向に3箇所にはずみゲージを貼り付けて計測し、その最大値を示している。

図より、 $a/d$  の小さい領域ならびに  $p_w f_{wy}$  の大きい領域では、多くの場合スターラップが降伏ひずみに達していない。これは、スターラップが降伏する前にコンクリートの圧壊によりせん断破壊に至っているものと考えられる。

## 4. FEM解析による検討

### (1) 解析モデル

実験結果からは、せん断スパン比  $a/d$  によって、スターラップによるせん断補強効果が異なる結果となった。そこで、FEM解析を用いた検討を行い、ひび割れの発生や進展状況等、破壊現象の相違について把握し、 $a/d$  の相違およびスターラップの配置の有無が最大荷重に及ぼす影響について検討することにした。

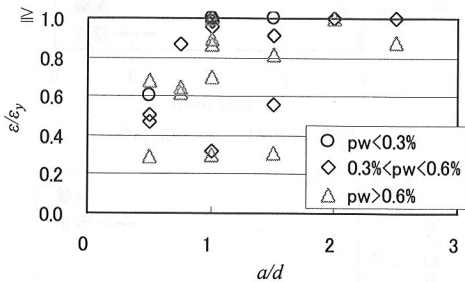


図-12  $a/d$  とスターラップのひずみ  $\varepsilon/\varepsilon_y$  の関係

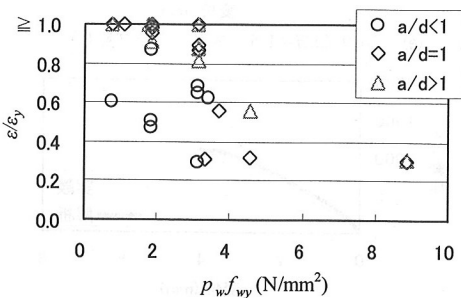


図-13  $p_w f_{wy}$  とスターラップのひずみ  $\varepsilon/\varepsilon_y$  の関係

ディープビームを対象としたFEM解析は、既往の研究<sup>12)</sup>により、ひび割れ面での引張応力の軟化とひび割れの局所化およびひび割れ面で伝達されるせん断力を考慮した解析モデルを用いることにより、ひび割れの発生、進展過程が追跡できることが明らかにされている。文献12)では、スターラップを用いないディープビームの破壊現象を追跡できることが示されており、本論文においても同様の方法を用いて、解析を行うこととした。

解析モデル ( $a/d=1.0$ ) を図-14に示す。要素寸法は10mm角とし、平面応力要素を用いた。鉄筋は、コンクリートとは別の、曲げを負担しない棒要素としてモデル化し、コンクリートと剛結した。載荷板、支承板は剛体とし、境界条件は図-14に示したように設定した

コンクリートの引張軟化特性には、土木学会コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>に示されたモデルを用いた。ひび割れのモデル化は、分布ひび割れモデルを用いている。ひび割れ面でのせん断力の伝達を考慮するため、ひび割れが発生した要素のせん断剛性は、ひび割れの影響を受けて、ひび割れ開口幅が増加するのに伴って低下すると仮定し、式(1)のように計算されるものとした<sup>13)</sup>。

$$G = \beta \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

ここに、 $G$ : せん断剛性

$E_c$ : ひび割れ発生前のコンクリートの弾性係数

$\nu$ : コンクリートのポアソン比

$\beta$ : せん断剛性保持率

$$\beta = \exp(-50 \cdot w) \quad (2)$$

$w$ : ひび割れ開口幅 (mm)

コンクリートの圧縮側については、文献14)に示された、破壊エネルギーを考慮した応力-ひずみ関係のモデルを用いた。このモデルの応力-ひずみ関係は、図-15に示すように、圧縮強度に達するまでは二次放物線で表現され、圧縮強度に達した以降はひずみの増大とともに応力が直線的に減少するもので、式(3)で表される。このモデルは、一軸状態の圧縮応力-ひずみ関係を対象としており、せん断補強鉄筋などによる拘束効果については考慮されていない。また、解析モデルは平面応力条件下の2次元モデルであるので、軸方向と直交して配置されたせん断補強鉄筋による拘束効果を評価することができない。したがって、本研究では、せん断補強鉄筋による拘束効果については考慮していない。なお、計算ではDrucker-Pragerタイプの破壊規準を用いており、二軸応力状態による影響を考慮している。

$$\sigma'_c = f'_c \left\{ \frac{2\varepsilon'_c}{\varepsilon'_p} - \left( \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_p} \right)^2 \right\} \quad (0 \leq \varepsilon'_c \leq \varepsilon'_p)$$

$$\sigma'_c = f'_c \frac{\varepsilon'_u - \varepsilon'_c}{\varepsilon'_u - \varepsilon'_p} \quad (\varepsilon'_p \leq \varepsilon'_c \leq \varepsilon'_u)$$

$$\varepsilon'_u = \frac{2G_{fc}}{f'_c \cdot h} + \varepsilon'_0 \quad (4)$$

$$\varepsilon'_0 = \frac{\varepsilon'_p}{2} \quad (5)$$

$$G_{fc} = 8.8\sqrt{f'_c} \quad (6)$$

ここに、 $G_{fc}$  : コンクリートの圧縮破壊エネルギー (N/mm)

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$h$  : 要素寸法(mm)

$\sigma'_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon'_c$  : コンクリートの圧縮ひずみ

$\varepsilon'_p$  : コンクリートが圧縮強度に達するときのひずみ ( $\varepsilon'_p = 0.002$ )

なお、鉄筋の材料特性は、降伏点を折れ点とするバイリニアの完全弾塑性の応力-ひずみ関係を用いた。

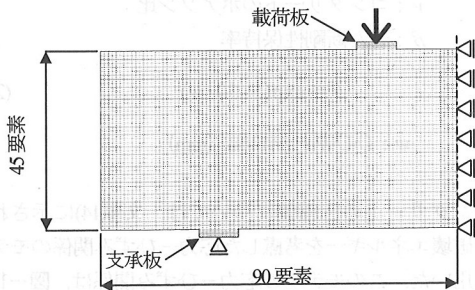


図-14 解析モデル図 ( $a/d=1.0$ )

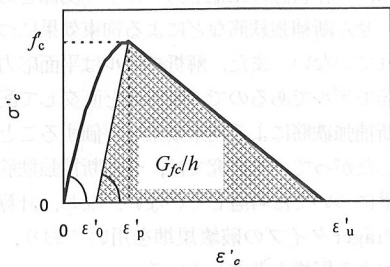
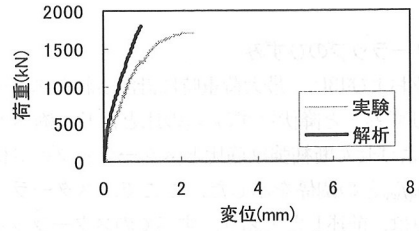
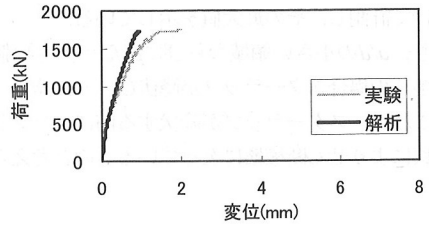


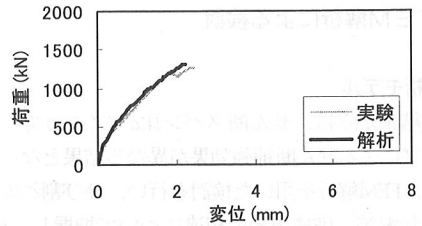
図-15 コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係



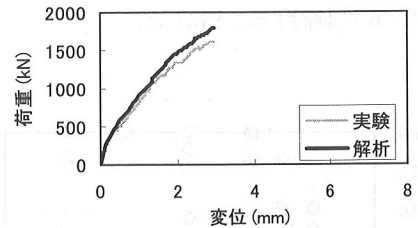
(a) No.1 ( $a/d=0.5$ , スターラップ無し)



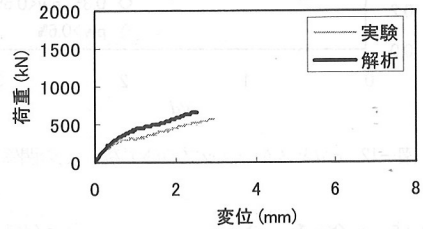
(b) No.4 ( $a/d=0.5$ ,  $p_w=0.84\%$ )



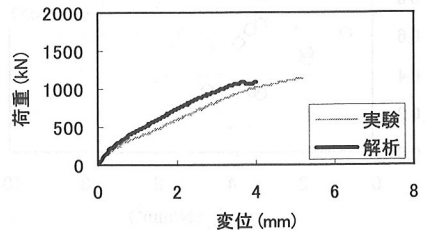
(c) No.5 ( $a/d=1.0$ , スターラップ無し)



(d) No.8 ( $a/d=1.0$ ,  $p_w=0.84\%$ )



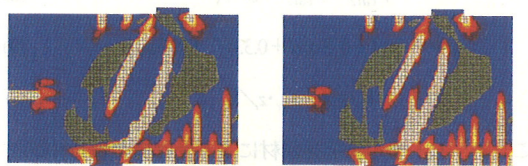
(e) No.9 ( $a/d=1.5$ , スターラップ無し)



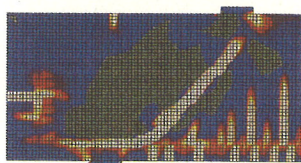
(f) No.12 ( $a/d=1.5$ ,  $p_w=0.84\%$ )

図-16 荷重-変位関係の比較

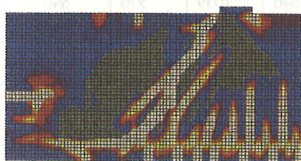




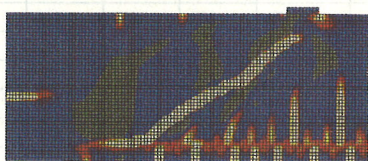
(a) No.1 ( $a/d=0.5, p_w=0\%$ ) (b) No.4 ( $a/d=0.5, p_w=0.84\%$ )



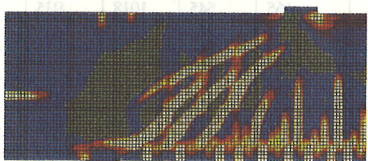
(c) No.5 ( $a/d=1.0, p_w=0\%$ )



(d) No.8 ( $a/d=1.0, p_w=0.84\%$ )



(e) No.9 ( $a/d=1.5, p_w=0\%$ )

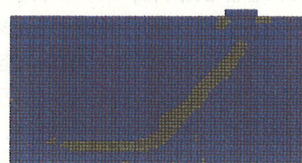


(f) No.12 ( $a/d=1.5, p_w=0.84\%$ )

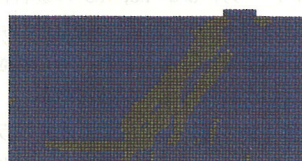
図-17 最大荷重時のひび割れ状況 (解析結果)



(a) No.1 ( $a/d=0.5, p_w=0\%$ ) (b) No.4 ( $a/d=0.5, p_w=0.84\%$ )



(c) No.5 ( $a/d=1.0, p_w=0\%$ )



(d) No.8 ( $a/d=1.0, p_w=0.84\%$ )



(e) No.9 ( $a/d=1.5, p_w=0\%$ )



(f) No.12 ( $a/d=1.5, p_w=0.84\%$ )

図-18 最大荷重時の圧縮ひずみ分布

## (2) 解析結果

解析の対象は、 $a/d=0.5, 1.0, 1.5, p_w=0\%, 0.84\%$ の供試体 (No.1, 4, 5, 8, 9, 12) とした。荷重-変位関係の実験結果と解析結果の比較を図-16に、ひび割れ発生状況の解析結果を図-17に示す。

荷重-変位関係は、いずれの場合も最大荷重に至るまでの実験結果と解析結果がほぼ一致している。ひび割れ状況を実験結果 (図-3) と比較してみると、支承と載荷点を結ぶひび割れが卓越するなど、ひび割れパター

ンがほぼ一致している。また、 $a/d=0.5$ の場合には、スターラップの有無によるひび割れ状況に顕著な差が見られないのに対し、 $a/d=1.0, 1.5$ の場合には、スターラップを配置しない場合よりも、スターラップを配置した供試体の方が斜めひび割れが多く発生しており、この点でも実験結果と一致している。したがって、本解析により、実験の最大荷重に至るまでの状況を妥当に再現できるものと考えられる。

### (3) スターラップの効果

解析結果より、スターラップの効果に関して考察する。図-18は、解析上の最大荷重時において、コンクリートの圧縮ひずみが $2000\mu$ を超えた領域を灰色に着色した図である。ディープビームは、斜めひび割れ発生後も、支点と載荷点を結ぶコンクリートをアーチリブとしたタイドアーチ的な耐荷機構を形成する。ここで、コンクリートの圧縮ひずみに着目したのは、スターラップがアーチリブの形成に与える影響について検討するためである。なお、コンクリートの圧縮ひずみを $2000\mu$ で区分したのは、大きい圧縮ひずみが生じた箇所として、圧縮ひずみが軟化領域にある要素に着目したものである。

これによると、せん断スパン比  $a/d$  が 0.5 の場合には、スターラップの有無に関わらず  $2000\mu$  を超えた領域に大きな差がない。一方、 $a/d=1.0, 1.5$  の場合は、スターラップを配置した場合のほうが、圧縮ひずみが  $2000\mu$  を超えた領域が増加している。また、その領域の増加は、 $a/d=1.0$  よりも 1.5 の場合のほうが顕著である。

以上より、ディープビームでは、スターラップを配置することにより、アーチリブを形成する領域、すなわち圧縮破壊領域が大きくなる傾向があり、その傾向はせん断スパン比  $a/d$  が大きいほど顕著であり、これがせん断耐力の増加に影響を与えているものと考えられる。

## 5. せん断耐力算定方法の検討

### (1) 既往のせん断耐力算定方法

せん断補強鉄筋を用いないディープビームのせん断耐力算定式として、式(7)が提案されている<sup>15)</sup>。

$$V_{cal1} = \frac{0.24 f_c'^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 p_t}) \cdot (1 + 3.33 r/d) b_w d}{1 + (a/d)^2} \quad (7)$$

ここに、 $V_{cal1}$  : せん断補強鉄筋を用いないディープビームのせん断耐力 (N)

- $f_c'$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $p_t$  : 引張鉄筋比
- $d$  : 有効高さ (mm)
- $b_w$  : 部材幅 (mm)
- $r$  : 載荷板の部材軸方向長さ (mm)
- $a$  : せん断スパン (mm)

また、スターラップを用いたディープビームのせん断耐力算定式として、式(8)が提案されており<sup>1)</sup>、土木学会のコンクリート標準示方書<sup>7)</sup>には、これをもとにしたスターラップを用いたディープビームの設計せん断耐力算定式が示されている。

$$V_{cal2} = V_{cal1} + \phi \cdot V_s \quad (8)$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33 / (100 p_w) \quad (9)$$

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z / s_s \quad (10)$$

ここに、 $V_s$  : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力 (N)

表-3 せん断耐力の実験値および計算値

No	実験値		計算値		
	$V_{max}$ (kN)	$V_{cal1}$ (kN)	$V_{cal1} + V_s$ (kN)	$V_{cal2}$ (kN)	$V_{cal3}$ (kN)
1	853	846	-	-	-
2	821	846	928	928	846
3	833	846	1039	976	846
4	869	846	1170	966	846
5	632	614	-	-	-
6	731	615	696	696	693
7	750	616	809	775	719
8	804	618	942	787	742
9	284	323	-	-	-
10	464	319	400	400	440
11	491	324	516	511	484
12	570	328	653	546	526
13	661	655	-	-	-
14	751	655	737	737	738
15	774	655	848	814	764
16	849	655	980	824	787
17	570	646	727	727	727
18	773	648	841	807	756
19	756	652	977	821	784
20	665	545	1018	935	636
21	661	584	1510	1066	701
22	537	353	825	813	528
23	566	354	1280	975	567
28	647	721	914	865	721
29	666	734	1059	879	734
30	701	738	1096	891	738
31	416	232	425	425	424
32	440	236	562	503	474
33	647	551	937	735	667
34	598	553	897	716	668
35	588	600	-	-	-
36	539	588	781	718	588
37	554	608	933	729	608
38	358	374	-	-	-
39	470	376	569	535	439
40	470	381	706	550	458
41	324	157	340	340	339
42	376	157	482	473	378
L6	665	583	776	776	664
L7	2584	2296	3044	3044	2618

$p_w$  : せん断補強鉄筋比

$$p_w = A_w / (b \cdot s_s)$$

$A_w$  : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$f_{wy}$  : せん断補強鉄筋の引張降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$s_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

$$z = d/1.15$$

以上の、既往のせん断耐力算定式を用いて実験結果の検討を行う。各供試体のせん断耐力の計算値  $V_{cal1}$  および  $V_{cal2}$  を表-3に示す。

$a/d$  および  $p_w$  と  $V_{max}/V_{cal1}$  の関係を図-19 および図-20 に示す。図には、今回の実験に用いた供試体 40 体のうち、スターラップを配置した 34 体のデータをプロットした。なお、 $V_{cal1}$  を算定する式(7)は、せん断補強鉄筋を用いないディーブビームのせん断耐力算定式である。図-19 より、 $a/d \leq 0.75$  の領域では、実験値はほぼ計算値どおりであり、せん断補強効果が見られないことがわかる。一方、 $a/d$  が大きくなると実験値は計算値を上回る傾向にあり、スターラップの配置によるせん断補強効果が見られる。

また、図-20 より、 $a/d > 1.0$  の場合は、 $p_w$  が大きくなると計算値  $V_{cal1}$  に対し実験値が大きくなり、ある程度のせん断補強効果が見られる。

式(7)に対して、今回実験を行った供試体 34 体の実験値/計算値の平均は 1.28、変動係数 27.4%であった。

次に、式(7)にトラス理論で求められるせん断補強鉄筋の受け持つせん断耐力  $V_s$  を加算して計算値を求めた。 $a/d$  および  $p_w$  と  $V_{max}/(V_{cal1} + V_s)$  の関係を図-21、22 に示す。全体的に過大評価傾向であり、 $a/d$  が小さくなるほど、 $p_w$  が大きいほど、過大評価となった。

$V_{cal1} + V_s$  に対して、今回実験を行った供試体 34 体の実験値/計算値の平均は 0.79、変動係数 20.0%である。

さらに、 $a/d$ 、 $p_w$  および  $p_w f_{wy}$  と  $V_{max}/V_{cal2}$  の関係を図-22~24 に示した。式(8)はスターラップを用いたディーブビームのせん断耐力算定式として提案されている。

式(8)は普通強度鉄筋を用いた実験をもとに提案されている式であるが、今回の実験にはスターラップに高強度鉄筋を用いたデータも含んでいる。式(8)に対して、今回の実験に用いた供試体 34 体の実験値/計算値の平均は 0.87、変動係数 14.8%であり、やや過大評価の傾向にある。このうち、 $a/d \geq 1.0$  の範囲でかつスターラップに SD345 を用いた 22 体については実験値/計算値の平均は 0.94、変動係数 9.8%であるが、 $a/d \leq 0.75$  の 8 体については実験値/計算値の平均が 0.80、スターラップに USD785 を用いた 4 体については 0.64 となっている。したがって、 $p_w f_{wy}$  が大きい場合と、 $a/d \leq 0.75$  の場合で過大評価となり、算定精度が低下している結果となった。

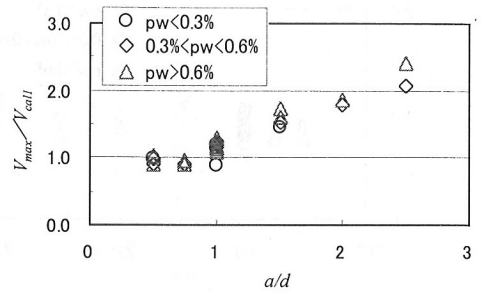


図-19  $a/d$  と  $V_{max}/V_{cal1}$  の関係

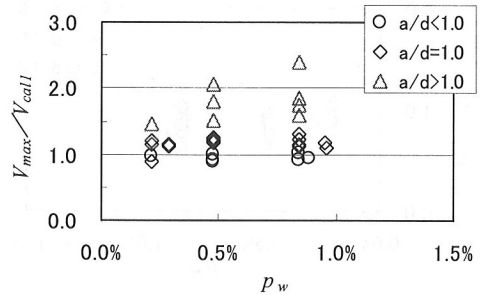


図-20  $p_w$  と  $V_{max}/V_{cal1}$  の関係

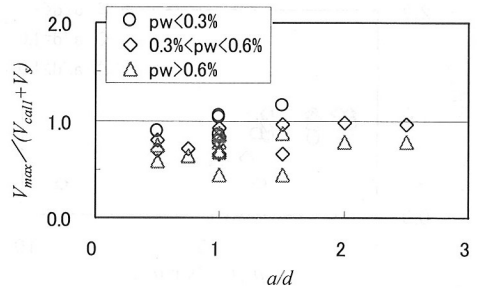


図-21  $a/d$  と  $V_{max}/(V_{cal1} + V_s)$  の関係

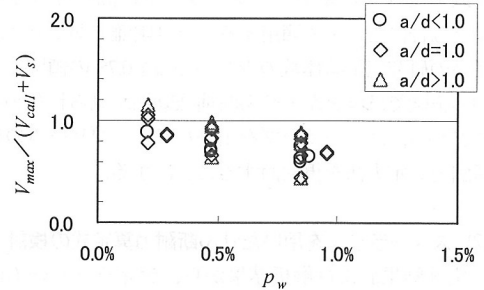


図-22  $p_w$  と  $V_{max}/(V_{cal1} + V_s)$  の関係

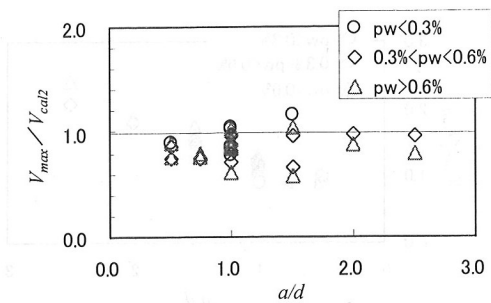


図-23  $a/d$ と $V_{max}/V_{cal2}$ の関係

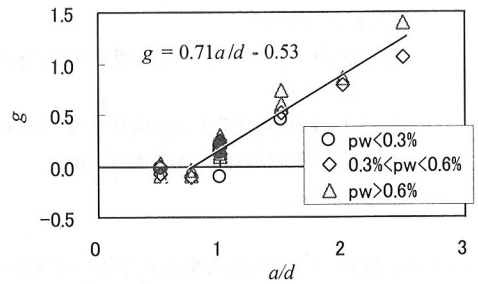


図-26  $a/d$ と $g$ の関係

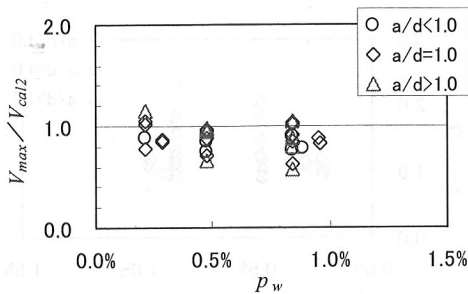


図-24  $p_w$ と $V_{max}/V_{cal2}$ の関係

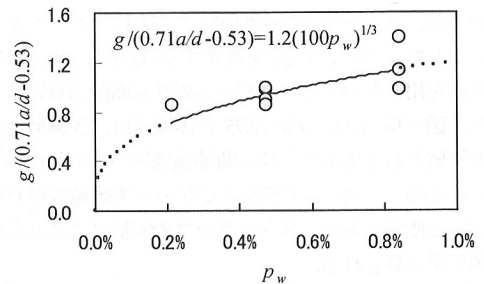


図-27  $p_w$ と $g/(0.71a/d-0.53)$ の関係

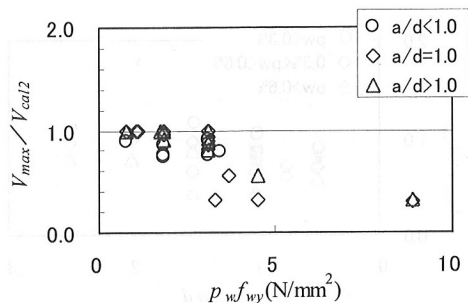


図-25  $p_w f_{wy}$ と $V_{max}/V_{cal2}$ の関係

以上より、式(8)を、スターラップに高強度鉄筋を用いた場合にそのまま適用することは困難であると共に、従来の研究で供試体数の少ない  $a/d \leq 0.75$  の領域で、今回の実験ではほとんどせん断補強効果が見られなかったことから、スターラップを用いたディープビームのせん断耐力算定方法を再検討することにする。

## (2) スターラップを用いたせん断耐力算定式の検討

実験結果および解析結果から、ディープビームにスターラップを配置した場合、圧縮破壊領域が増大し、せん断耐力を増大させる場合があることが明らかになった。

また、せん断耐力の増大には、せん断スパン比  $a/d$  およびせん断補強鉄筋比  $p_w$  が大きな影響を及ぼしていることが明らかになった。そこで、これらをパラメータとして、実験結果よりせん断耐力算定式の提案を試みることにする。

まず、スターラップの配置によるせん断耐力の増加を式(11)により求める。

$$g = V_{max}/V_{cal1} - 1 \quad (11)$$

図-26に、今回の実験データ34個について  $a/d$  と  $g$  の関係を示す。図-26より、 $a/d$  が大きくなると  $g$  は直線的に大きくなる関係にあることがわかる。 $g$  と  $a/d$  の関係は式(12)の回帰式で表すことができる。

$$g = 0.71a/d - 0.53 \geq 0 \quad (12)$$

そして、 $a/d \geq 1.5$  のデータ9個について、 $p_w$  と  $g/(0.71a/d - 0.53)$  の関係を図-27に示した。図-26から  $a/d > 0.75$  の領域でせん断補強効果があることがわかるが、 $a/d$  の比較的小さい領域ではせん断耐力の増加量が少ないため、 $a/d \geq 1.5$  のデータを用いてせん断補強鉄筋比  $p_w$  との関係を検討することとした。図より、 $g/(0.71a/d - 0.53)$  は  $(100p_w)^{1/3}$  に比例して増加し、

$g$ と $a/d$ および $(100p_w)^{1/3}$ の関係は式(13)で表される。

$$g = 0.85(100p_w)^{1/3} \cdot (a/d - 0.75) \geq 0 \quad (13)$$

以上より、スターラップを用いたディープビームのせん断耐力 $V_{cal3}$ は、式(14)で算定できるものとする。

$$V_{cal3} = k \cdot V_{cal1} \quad (14)$$

$$k = 1 + 0.85(100p_w)^{1/3} \cdot (a/d - 0.75) \geq 1 \quad (15)$$

$a/d$ および $p_{wf,wy}$ と実験値/計算値 $V_{cal3}$ の関係を図-28および図-29に示す。今回の実験に用いた34体のデータに対して、実験値/計算値の平均は0.99、変動係数は6.5%である。

提案式においては、 $a/d \leq 0.75$ の場合にスターラップの補強効果がない( $k=1$ )となっているが、実験結果からもこの領域ではほとんど補強効果が認められず、図-28においても、実験結果を妥当に評価していることを示している。

また、本実験ではスターラップに高強度鉄筋USD785を用いたケースが含まれているが、提案式ではスターラップの強度はパラメータとなっておらず、補強効果は強度に依存しない式となっている。これは、本実験においては、スターラップが降伏しない場合がほとんどで、図-10に示したように、スターラップの強度にかかわらず、生じるひずみが同様の傾向となっていたことから、スターラップの補強効果を強度と無関係としたのは妥当であると考えられる。図-29は、高強度鉄筋を用いた場合、すなわち $p_{wf,wy}$ が大きい場合でも、提案式は実験結果を妥当に評価していることを示している。

## 6. 適用性の検討

今回提案したせん断耐力算定方法について、既往の文献<sup>1)~4), 16)~18)</sup>による実験結果での適用性の検討を行った。収集した実験データは、スターラップを有するディープビームの載荷実験である。今回行った実験と合わせると、各パラメータの範囲は以下のとおりである。

せん断スパン比	$a/d$ : 0.27~2.69
せん断補強鉄筋比	$p_w$ : 0.07%~2.11%
引張鉄筋比	$p_t$ : 0.40%~5.37%
有効高さ	$d$ : 160mm~2000mm
コンクリートの圧縮強度 $f_c$	: 14.8N/mm <sup>2</sup> ~58.8N/mm <sup>2</sup>
スターラップの降伏点 $f_{wy}$	: 331N/mm <sup>2</sup> ~1051N/mm <sup>2</sup>

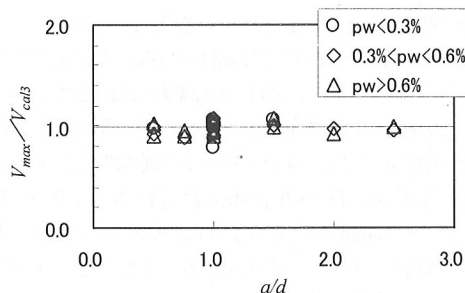


図-28  $a/d$ と $V_{max}/V_{cal3}$ の関係

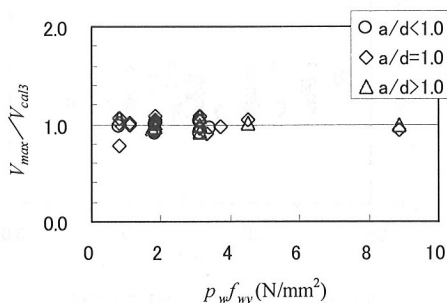


図-29  $p_{wf,wy}$ と $V_{max}/V_{cal3}$ の関係

図-30~35に、 $a/d$ 、 $p_w$ 、 $p_{wf,wy}$ 、 $p_t$ 、 $d$ 、 $f_c$ と実験値/計算値の関係を示す。収集した既往の実験データおよび今回の実験データを合わせた100体のデータに対し、実験値/計算値の平均は1.03、変動係数は14.8%で、式(14)を用いて実験結果を精度よく推定できる結果となった。

以上、本研究による提案式の適用性を、既往の実験結果をもとに検討した結果をまとめると、表-4のとおりとなる。

なお、本実験では、有効高さ $d=1000\text{mm}$ 、 $2000\text{mm}$ の大型供試体を用いた実験も行っている。収集したデータには、このような大型供試体のデータがなく、今回の実験の2体だけのデータである。提案式は、供試体の寸法が大きくなるとそれに比例して耐力が大きくなる式となっているが、今回の実験結果からは実験値を妥当に推定できる結果となった。しかしながら、今回の実験においては大型供試体の試験体数も少なく、いわゆる寸法効果の問題については、今後さらに検討すべき課題であると考えられる。

一方、コンクリート圧縮強度 $f_c$ については、 $60\text{N/mm}^2$ 近い強度のデータも含まれているが、それ以上の高強度コンクリートのデータは含まれていない。スターラップを配置していない場合の高強度コンクリートを用いたディープビームのせん断耐力は、式(7)で妥当に評価でき

ることが既往の研究で示されている<sup>19)</sup>が、スターラップを配置した場合については未検討である。本提案式では、スターラップの効果を、式(15)の係数 $k$ に比例してせん断耐力が増加するように評価されているが、今回収集したデータの範囲内では、コンクリート圧縮強度 $f_c$ によって実験値/計算値に特に傾向が見られるわけではない。しかし、 $f_c$ が60N/mm<sup>2</sup>を超えるような高強度コンクリートにもこの評価方法をそのまま用いることができるか否かについては、今後の検討課題である。

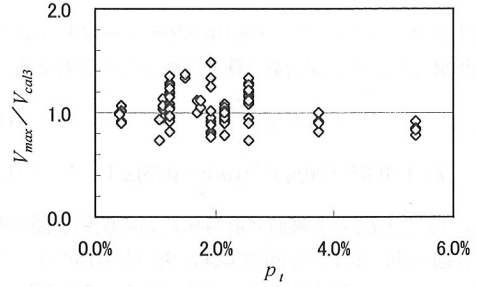


図-33  $p_t$ と実験値/計算値の関係

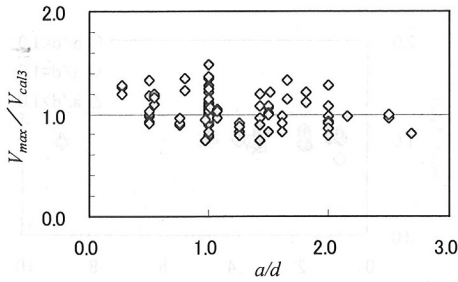


図-30  $a/d$ と実験値/計算値の関係

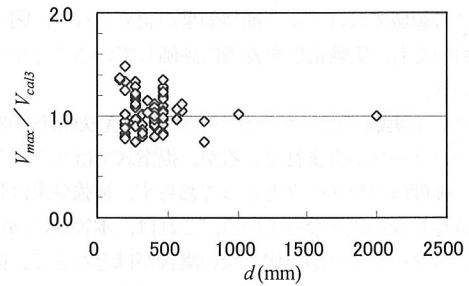


図-34  $d$ と実験値/計算値の関係

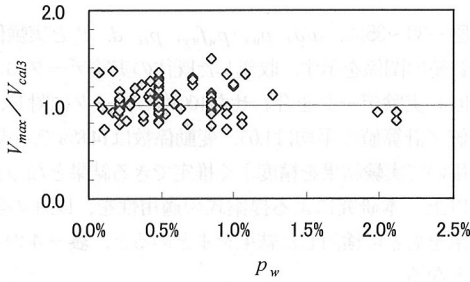


図-31  $p_w$ と実験値/計算値の関係

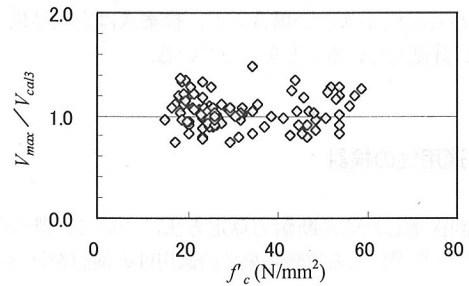


図-35  $f_c$ と実験値/計算値の関係

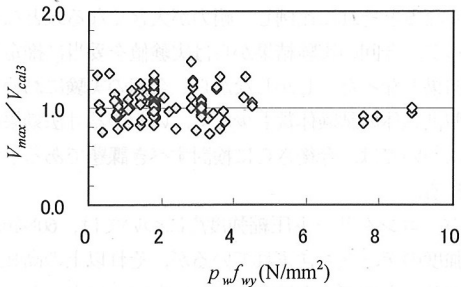


図-32  $p_w f_{vy}$ と実験値/計算値の関係

表-4 提案式の適用性

データ数	平均	変動係数	記事
34	0.99	6.5%	今回実験のみ
100	1.03	14.8%	今回実験, 文献1) (~4), 16)~18)

## 7. 結論

スターラップを有するディープビームのせん断耐力について検討するため、実験および解析を行い、せん断耐力算定方法の検討を行った。本研究で得られた結果をまとめると、次のとおりである。

- (1) せん断スパン比を $a/d=0.5, 1.0, 1.5$ と変化させて実験を行ったところ、 $a/d=0.5$ ではスターラップによるせん断補強効果はほとんど見られなかったが、 $a/d=1.0$ および $1.5$ の場合は、スターラップを用いることによりせん断耐力が増加した。
- (2)  $a/d=1.0$ の場合に、圧縮鉄筋の有無、スターラップの加工形状、配置間隔を変化させて実験を行ったところ、せん断補強鉄筋比 $p_w$ が同じ場合は、せん断耐力にほとんど違いが見られなかった。
- (3) スターラップに高強度鉄筋USD785を用いて実験を行ったが、 $a/d=1.0, 1.5$ のいずれの場合も、普通鉄筋SD345を用いた場合と、せん断耐力に顕著な差は見られなかった。
- (4)  $a/d=0.5, 1.0, 1.5$ で $p_w=0\%, 0.84\%$ の場合についてFEM解析を行い、実験の破壊状況と一致することを確認した。また、解析結果から、スターラップの配置によって局所的なひび割れの拡大、圧縮ひずみの増大を抑制し、圧縮破壊領域を拡大する場合があります。これがタイドアーチ的耐荷機構の形成に影響を及ぼし、せん断耐力を増加させるものと考えられる結果が得られた。
- (5) 実験および解析結果から、スターラップの配置がせん断耐力に及ぼす影響は、せん断スパン比、せん断補強鉄筋比が重要なパラメータとなっていることが明らかになり、実験結果に基づいてせん断耐力算定式を提案した。本提案式では、今回の実験34体のデータに対し、実験値/計算値の平均が0.99、変動係数6.5%となり、精度よくせん断耐力を推定できる結果となった。
- (6) 本論文の提案式の適用性を、スターラップを用いたディープビームの既往の実験データを用いて検討した。その結果、100体の実験データに対して、実験値/計算値の平均が1.03、変動係数が14.8%となり、実験結果を概ね推定できることが明らかになった。

なお、適用性の検討に用いた実験データの範囲は、以下のとおりである。なお、括弧内は今回の実験データの範囲を示す。

せん断スパン比	$a/d: 0.27\sim 2.69$ (0.50~2.50)
せん断補強鉄筋比	$p_w: 0.07\sim 2.11\%$ (0.21~0.95%)

引張鉄筋比	$p_t: 0.40\sim 5.37\%$ (0.40~2.14%)
有効高さ	$d: 160\sim 2000\text{mm}$ (400~2000mm)
コンクリートの圧縮強度	$f'_c: 14.8\sim 58.8\text{N/mm}^2$ (21.4~32.0N/mm <sup>2</sup> )
スターラップの降伏強度	$f_{wy}: 331\sim 1051\text{N/mm}^2$ (368~1051N/mm <sup>2</sup> )

## 参考文献

- 1) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田與史雄: せん断補強鉄筋を有するRCディープビームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.319-324, 1990.
- 2) 古内仁, 児玉豊治, 角田與史雄: 鉄筋コンクリートディープビームのせん断補強に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.333-338, 1989.
- 3) 松尾真紀, T.Lertsrisakulrat, 柳川明哲, 二羽淳一郎: せん断補強鉄筋を有するRCディープビームのせん断挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.961-966, 2001.
- 4) 西川佳祐, 渡辺忠朋, 根本修一, 佐藤勉: せん断スパン比の小さい領域でのせん断補強効果に関する検討, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集, 第5部, pp.956-957, 1995.
- 5) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: 水平補強筋及びスターラップを有するディープビームのせん断耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.839-844, 1995.
- 6) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡辺忠朋, 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実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.967-972, 2001.
- 7) 土木学会: コンクリート標準示方書 構造性能照査編 [2002年制定], 2002.
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書 耐震設計編 [平成8年制定], 1996.
- 9) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999.10.
- 10) 立松博, 中村光, 檜貝勇: 柱基部におけるコンクリートの圧縮破壊領域に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.19, pp.897-902, 1997.
- 11) Lertsrisakulrat, T., Watanabe, K., Matsuo, M. and Niwa, J.: Experimental study on parameters in localization of concrete subjected to compression, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.309-321, 2001.
- 12) 渡辺忠朋, 松岡茂, 武田康司: 破壊力学に基づくRC部材のせん断耐力の研究, 土木学会論文集, No.592/V-39,

- pp.25-36, 1998.5.
- 13) 松岡茂, 益田彰久, 武田康司, 土井至朗: ひび割れ発生, 進展に支配されたコンクリート構造物の解析モデル, 土木学会論文集, No.620/V-43, pp.1-13, 1999.5.
  - 14) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, Seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, vol2, pp.259-272, 1999.
  - 15) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 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.
  - 16) 二羽淳一郎:  $a/d$ の小さい鉄筋コンクリート梁のせん断耐荷機構, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, 第5部, pp.101-102, 1982.
  - 17) Walraven, J. and Lehwalter, N.: Size effects in short beams loaded in shear, ACI Structural Journal, V.91, No.5, pp.585-593, Sep.-Oct. 1994.
  - 18) Tan, K.H., Kong, F.K., Teng, S. and Guan, L.: High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations, ACI Structural Journal, V.92, No.4, pp.395-405, July-August 1995.
  - 19) 谷村幸裕, 佐藤勉, 吉田幸司, 毛利誠信: せん断補強鉄筋を用いない高強度RCディープビームのせん断耐力, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 第5部, pp.255-256, 2002.

(2003. 1. 23 受付)

## SHEAR STRENGTH OF DEEP BEAMS WITH STIRRUPS

Yukihiro TANIMURA, Tsutomu SATO, Tadatomo WATANABE  
and Shigeru MATSUOKA

It is clear that there is some effect of the shear reinforcement with stirrups in deep beams. However the quantitative evaluation has not been enough and the mechanism has not been clarified. In this research, these are examined by the model experiments and the analysis. As a result, it is clarified that stirrups expand the concrete fracture area and the effect of the shear reinforcement is influenced by the shear span ratio and the shear reinforcement ratio. Based on the experimental results, the accurate calculation method of the shear strength of deep beams with stirrups is proposed.