

論文 スターラップを有するディープビームのせん断挙動に関する 実験的検討

梅本 洋平*1・幸左 賢二*2・西岡 勉*3・小林 寛*4

要旨: RC ディープビームのせん断挙動, およびせん断補強筋の効果について検討するため, せん断スパン比 a/d , せん断補強鉄筋比 P_w をパラメータとしたせん断実験を行った。その結果, a/d が 1.5 ではせん断鉄筋降伏後の引張せん断破壊が発生し $a/d=0.5, 1.0$ ではストラット部の圧壊が発生した。また, $a/d=0.5$ の場合にはせん断補強筋の効果はほとんど確認できなかった。

キーワード: ディープビーム, スターラップ, せん断スパン比, せん断補強鉄筋効果

1. はじめに

ディープビームのせん断耐力の算定法においては, せん断補強筋の効果が十分に把握されていないことやその効果が通常の梁に比べて小さいため, せん断補強筋の効果を考慮しないものが多い。その結果, 断面寸法が大きくなり, 不経済な設計となっている。

そこで, 本研究では, せん断補強筋を有するディープビームを対象として, 単純梁を用いた載荷実験を行い, せん断スパン比がせん断補強筋の効果や破壊性状に及ぼす影響について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

実験供試体の諸元を表-1 に, 供試体形状を図-1 に示す。今回の実験では表-1 に示すように $a/d(0.5, 1.0, 1.5)$ とせん断補強鉄筋比 $P_w(0\%,$

$0.4\%)$ をパラメータとする計 6 体を対象とした。

図-1 には載荷条件, 配筋状況を併記しており, せん断補強筋の配筋状況については中央より左側に $P_w=0\%$ のものを, 右側に $P_w=0.4\%$ のものを示す。ただし, せん断補強筋を配置しない供試体 B-2, B-6, B-10 には引張ひずみの測定のため, ダミー鉄筋(D4 鉄筋)を配置した。また, 主鉄筋として D22 の異形鉄筋を 5 本, 圧縮鉄筋として D10 の異形鉄筋を 2 本, せん断補強筋として D6 の異形鉄筋を 65mm 間隔で配置している。さらに, 今回の実験では載荷板間で損傷を生じさせないために, 供試体中央部に D10 の異形鉄筋を配置している。

今回の実験で使用したコンクリートの圧縮強度を表-1 に, 鉄筋の材料特性を表-2 に示す。

2.2 載荷方法

載荷方法は 2 点对称載荷とし, 静的な単調載荷を行った。載荷位置, 配筋状況は図-1 に示す

表-1 供試体諸元

供試体No.	a/d	供試体寸法			せん断補強鉄筋			主鉄筋			圧縮鉄筋		圧縮強度 $f_{ck}(Mpa)$
		有効高さ $d(mm)$	せん断スパン $a(mm)$	幅 $b(mm)$	鉄筋比 $P_w(\%)$	径	間隔	本数 (本)	鉄筋比 $P_t(\%)$	径	本数 (本)	径	
B-2	0.5	400	200	240	-	-	-	5	2.02	D22	2	D10	36.2
B-3					0.4	D6	65						
B-6					-	-	-						
B-7	1.0		400		0.4	D6	65						
B-10	1.5		600		-	-	-						
B-11					0.4	D6	65						

*1九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*2九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 Ph.D (正会員)

*3独立行政法人 土木研究所 (正会員)

*4阪神高速道路公団 工務部 設計課 (正会員)

通りである。なお、載荷板および支承板には100mm幅の鋼板を用いた。

また、ひび割れ進展状況の確認のため載荷ステップは50kN刻みで行い、そのつど荷重を0kNまで除荷する繰り返し載荷を行った。

2.3 測定項目

今回の実験では、供試体変位、鉄筋ひずみ(主鉄筋,せん断補強筋)、ひび割れ進展状況、ストラット部圧縮ひずみ、せん断変形の5項目を主な測定項目とした。ストラット部圧縮ひずみは、二羽らりが用いた手法を参考にし、ひずみゲージを貼付したアクリル製の角棒(アクリルバー)を載荷板中央と支承板中央とを結ぶストラット部に埋め込んで測定した。また、せん断変形測定のために供試体表面に2つの変位計を設置した。写真-1にアクリルバーの設置状況とせん断変形測定のための変位計設置状況を示す。更に、

ストラット部の載荷板付近にはデジタルビデオカメラを常設し、圧壊の様子や荷重とひび割れの進展傾向を撮影した。

図-2はアクリルバーに貼付したひずみを積分したものと、ストラット部の変位計による測定結果を比較したものを示す。図より、測定した変位計の値とアクリルバーのひずみを積分した値はほぼ一致しており、アクリルバーの変形がコンクリートの変形挙動に追従できていることが分かる。

3. 実験結果

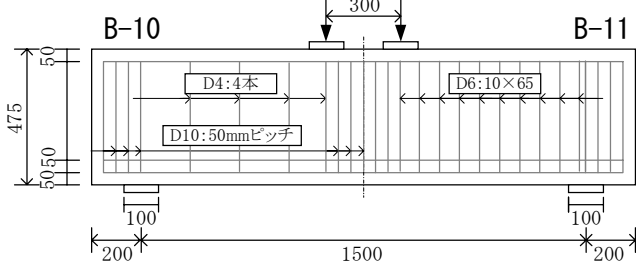
3.1 a/d=1.5と0.5の対比

代表的な損傷例としてB-10、B-2の損傷状況を示し、以下に考察する。

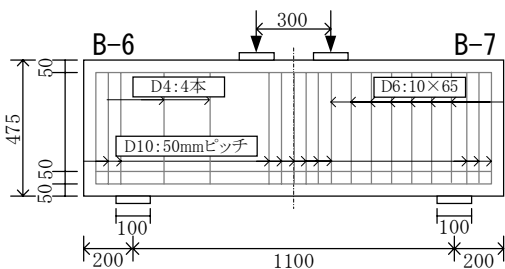
(1) a/d=1.5の場合

図-3にB-10供試体のひび割れの進展状況を示す。供試体は1)130kNでスパン中央部に曲げひび割れが発生、2)325kNで支承板内側かららせ

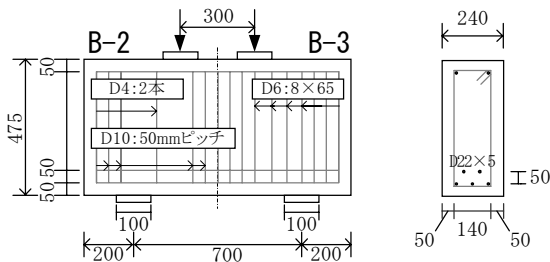
(単位：mm)



(a) a/d=1.5, $\rho_w=0.04\%$



(b) a/d=1.0, $\rho_w=0.04\%$



(c) a/d=0.5, $\rho_w=0.04\%$

図-1 供試体形状

表-2 材料特性

鉄筋	降伏強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
D6	356	528
D10	372	518
D16	388	577
D22	376	552

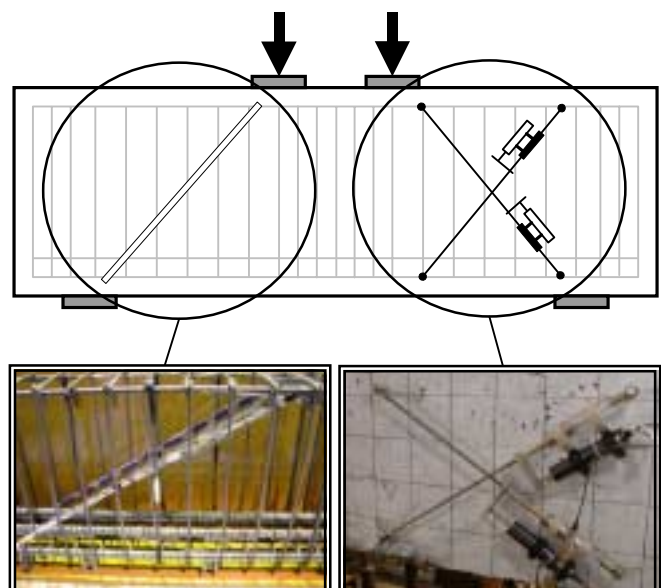


写真-1 アクリルバーおよび変位計設置状況

表-3 実験結果

	B-2	B-3	B-6	B-7	B-10	B-11
初期ひび割れ発生荷重(kN)	525	525	250	250	130	125
初期ひび割れ発生箇所	せん断	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
主鉄筋降伏荷重(kN)	降伏せず	1536	降伏せず	降伏せず	降伏せず	751
スターラップ降伏荷重(kN)	降伏せず	降伏せず	降伏せず	降伏せず	426	551
最大荷重(kN)	1550	1536	675	891	616	1025
破壊箇所	ストラット部	ストラット部	支承板付近	支承板付近	ストラット部	ストラット部
破壊形態	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊	斜め引張破壊	斜め引張破壊

ん断ひび割れが発生, 3)375kN でストラット部方向にせん断ひび割れが進展, この時曲げひび割れ(主鉄筋ひずみ)の進展はほとんど見られない, 4)426kN でダミー鉄筋が降伏しせん断ひび割れが急激に進展, 5)615kN で支承板内側と載荷板外側を結ぶせん断ひび割れが急激に進展しせん断破壊, の順に最大荷重に達した。

また, 図-4 には, 各荷重の主鉄筋ひずみ, ダミー鉄筋として配置した鉄筋ひずみ, アクリルひずみを示している。なお, 図上では引張ひずみと圧縮ひずみを同じ値で表しているが, 実際は主鉄筋, ダミー鉄筋のひずみは引張ひずみでアクリルは圧縮ひずみである。図より, 初期曲げひび割れが入る 150kN までは主鉄筋ひずみが増加しているがそれ以降はあまり進展せず, ダミー鉄筋のひずみが急激に増加している。また, この時アクリルひずみは, 最大荷重時に若干ストラット中央部で大きなひずみが出ているもののほとんど一様に分布している。このことから, ひび割れの進展と鉄筋ひずみの進展に相関が確認される。

つまり, B-10 供試体は, ダミー鉄筋として配置した鉄筋が降伏していることやストラット部の圧縮ひずみが一様に分布していることから斜め引張により終局に至ったと考えられる。

(2) a/d=0.5 の場合

図-5 に B-2 供試体のひび割れ進展状況を示す。供試体は 1)525kN で支承板上部からせん断ひび割れが発生, 2)800kN でせん断ひび割れの進展と同時に, スパン中央部に曲げひび割れ発生, 3)1000kN でストラット部のせん断ひび割れが繋がり, 支承板直上と載荷板直下には圧縮力によるものと思われる他方向へ向かう細かいひび

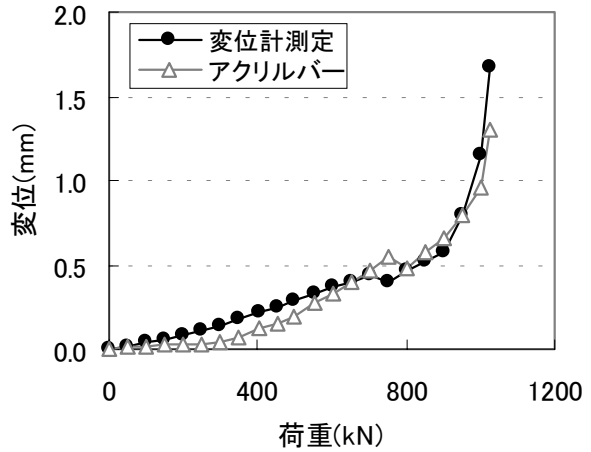


図-2 アクリルとコンクリート挙動の比較

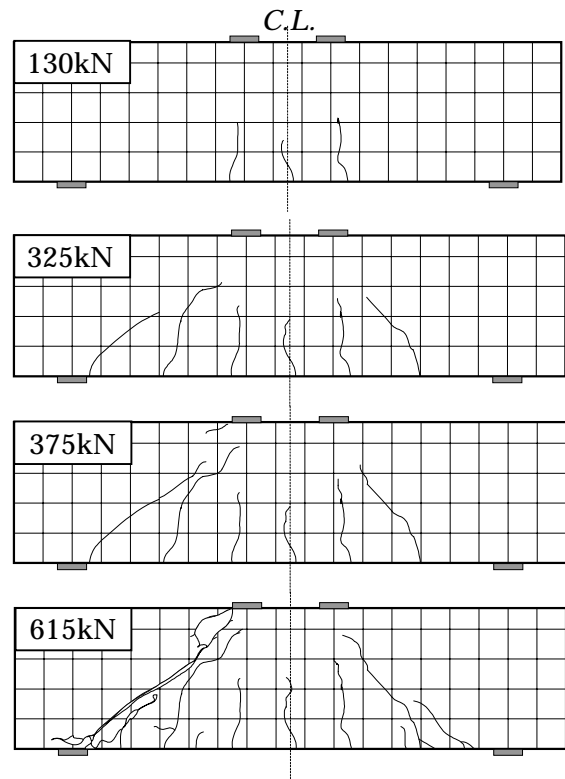


図-3 B-10 ひび割れ進展状況

割れが発生, 4)1550kN でストラット部方向のひび割れが進展しせん断破壊, の順に最大荷重に達した。

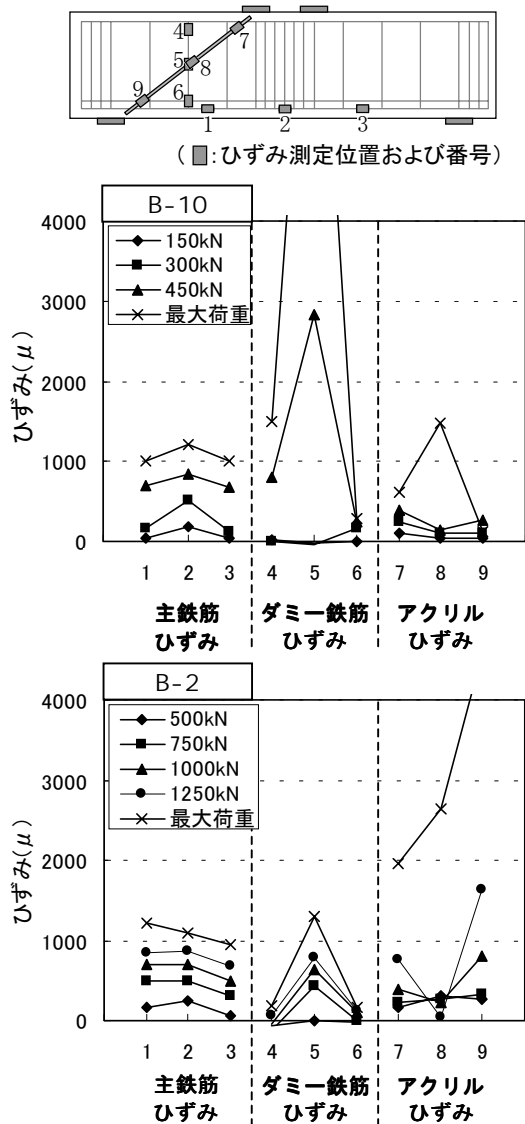


図-4 荷重と各鉄筋ひずみの比較

また、図-4 より、まず 500kN までは主鉄筋ひずみが増加し、それ以降は主鉄筋ひずみは進展せずダミー鉄筋ひずみが増加している。しかし、B-10 供試体程の急激なダミー鉄筋ひずみの増加は見られなかった。アクリルひずみについては、1250kN 以降荷板直下と支承板直上において急激にひずみが増加している。

つまり、B-2 供試体は、ダミー鉄筋として配置した鉄筋が降伏していないことやストラット部の圧縮ひずみが荷板直下と支承板直上で局所的に大きな値が生じていることから圧壊により終局に至ったと考えられる。

以上より最大荷重時のスターラップの引張ひずみの降伏状況とストラット部の圧縮ひずみ分布より全供試体の破壊形態を判別すると表-3

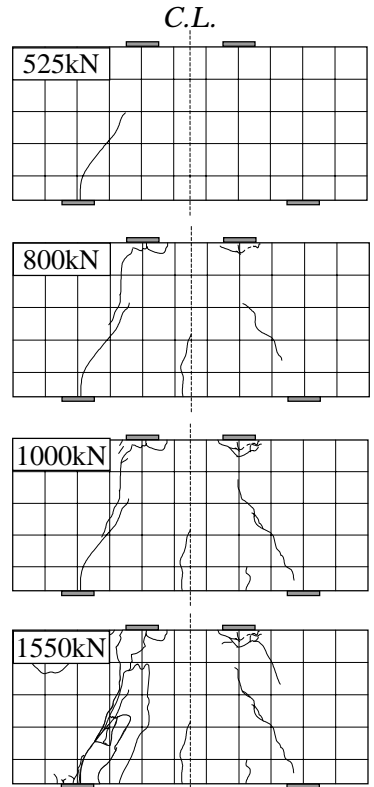
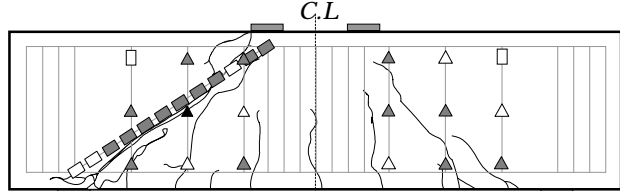
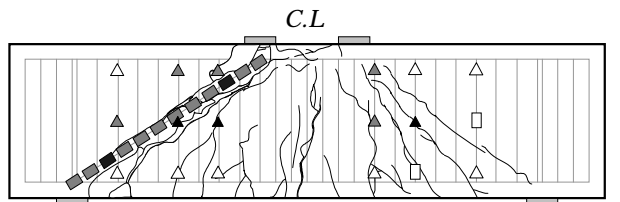


図-5 B-2 ひび割れ進展状況

引張ひずみ		圧縮ひずみ	
0~500 μ	△	0~500 μ	□
500~1800 μ	▲	500~2000 μ	■
1800 μ 以上	▲	2000 μ 以上	■



(a) B-10 供試体 (a/d=1.5, $\rho_w=0\%$)



(b) B-11 供試体 (a/d=1.5, $\rho_w=0.4\%$)

図-6 最終破壊状況 (B-10, 11)

のようになる。

3.2 セン断補強筋の有無による対比

$P_w(0\%,0.4\%)$ により、終局時の供試体下面変位、破壊領域およびひび割れ本数に若干の違いが見られた。図-6 には B-10 供試体と B-11 供試体の

最終ひび割れ状況を示す。図より、せん断ひび割れおよび曲げひび割れの本数が増加していることがわかる。また、スターラップとストラット部のひずみに着目するとどちらにおいても $P_w=0\%$ に比べて $P_w=0.4\%$ の方が広範囲でより大きなひずみが生じていることがわかる。

このことから、 P_w の量が増えることにより荷重に対する抵抗面積が増加し、また吸収するエネルギー量も大きくなると考えられる。

3.3 最大荷重

図-7 は a/d と最大荷重との関係をプロットした。図より、 a/d が小さくなるほどコンクリートのせん断耐力が上昇する傾向が見られる。また、せん断補強筋を配置することにより、せん断耐力の増加分は $a/d=1.5$ では 409kN、 $a/d=1.0$ では 216kN、 $a/d=0.5$ ではほぼ 0 kN という結果が得られた。このことより、 a/d が小さくなるにつれてせん断補強筋の負担するせん断耐力は小さくなること分かる。

また、図-8 には最大ひずみと降伏ひずみの比を示す。実験での最大ひずみは最大荷重時のスターラップ中心のひずみ、降伏ひずみは 1800μ としている。図より、 $a/d=1.5$ では引張せん断破壊タイプであるうえ、せん断鉄筋が降伏していることにより、鉄筋の効果を十分見込めると考えられる。これに対して、 $a/d=1.0, 0.5$ ではひずみ比が 0.6, 0.8 程度であるうえ、ストラット部の圧壊により最大荷重が支配されることから、図-7 に示すとおり、せん断補強効果が急激に低下したものと考えられる。

4. せん断耐力算定式との比較

4.1 コンクリートの負担せん断耐力

本実験結果から、下記に示す著者ら²⁾が提案しているコンクリートのせん断耐力算定式の適応性の検討を行った。

$$S_{dc} = C_{dc} \cdot S_c \quad (1)$$

$$a/d \leq 2.5 \quad C_{dc} = \frac{10.3}{1 + (a/d)^2}$$

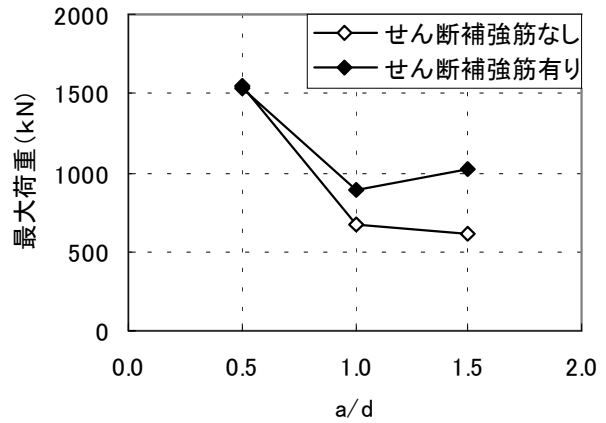


図-7 a/d—最大荷重関係

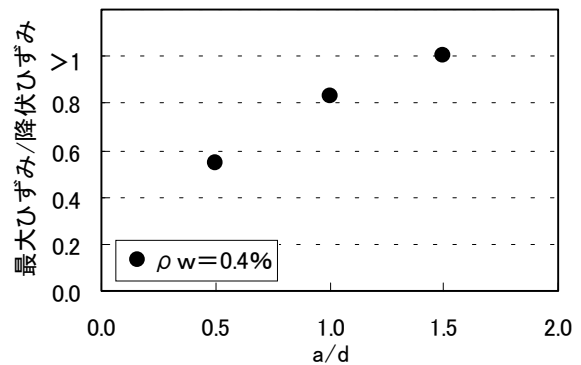


図-8 a/d とせん断補強筋のひずみの関係

$$2.5 < a/d \leq 5.0 \quad C_{dc} = 0.4 + \frac{3.0}{a/d}$$

図-9 に S_{ec}/S_{dc} (実験最大荷重/計算値) と a/d の関係を示す。図に示すように a/d が 0.5, 1.5 ではほぼ計算値と一致しているが、1.0 では 7 割程度の値となっている。これには $a/d=1.0$ の場合、せん断ひび割れ発生後、支圧板付近で急激な圧壊が生じていることなどが影響することと考えられる。

4.2 スターラップの負担せん断耐力

a/d の比較的小さいディープビームのせん断補強鉄筋の効果について、提案されている下記の林川式の適用性を検討した。式(2)はトラス理論によるせん断補強筋の効果を a/d 、 P_w により低減したものである。

$$V_{cal} = V_c + \phi V_s \quad (2)$$

$$\phi = -0.17 + 0.30 \cdot (a/d) + 0.33/P_w$$

(ただし、 $0.0 \leq \phi \leq 1.0$)

V_c : コンクリートの負担せん断耐力

V_s : せん断補強筋の負担せん断耐力

図-10 には、 a/d と $(Se-Sec)/Ss : \{(補強鉄筋有の供試体耐力 - 補強鉄筋無の供試体耐力) / せん断補強筋の負担せん断耐力\}$ の関係を示す。

a/d が 1.0, 1.5 ではせん断補強筋効果が高いのに対して a/d が 0.5 では、ほとんどせん断補強筋の効果が認められない。そこで、図-11 に他の文献によるデータ³⁾を追加した a/d と $(Se-Sec)/Vs$ の関係を示す。図-10 と同様に $a/d=0.5$ 付近ではほとんど効果が認められないのに対して $a/d=1.0, 1.5$ では、ほぼ 100%の帯鉄筋効果を發揮していることが分かる。これは、 $a/d=1.0$ 付近で引張せん断破壊と圧縮せん断破壊タイプに区別されることと密接な関係があると考えられる。

5. まとめ

a/d , せん断補強筋量をパラメータとしたディープビーム供試体の実験結果を以下にまとめる。

- (1) ディープビームにおいて a/d の違いにより破壊性状は異なり、 $a/d=1.5$ では斜め引張破壊が生じ、 $a/d=1.0, 0.5$ では圧縮破壊が生じた。
- (2) せん断補強鉄筋の効果は a/d が小さくなるほど低下し、 $a/d=0.5$ ではその効果が認められなかった。
- (3) 既往の実験結果をプロットしても、実験結果と同様に a/d が 0.5 付近ではせん断鉄筋の効果が著しく低下することが明らかとなった。

参考文献:

- 1) Torsak LERTSRISAKULRAT, Junichiro NIWA, Akinori YANAGAWA and Maki MATSUO : CONCEPTS OF LOCALIZED COMPRESSIVE FAILURER OF CONCRETE IN RC DEEP BEAMS, Journal. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE, No.697/V-54, 215-225, 2002 February
- 2) 里道喜義, 幸左賢二, 足立幸郎, 鈴木直人 : RC 梁部材のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比 a/d の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.931~936, 2002
- 3) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田与史雄 : 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

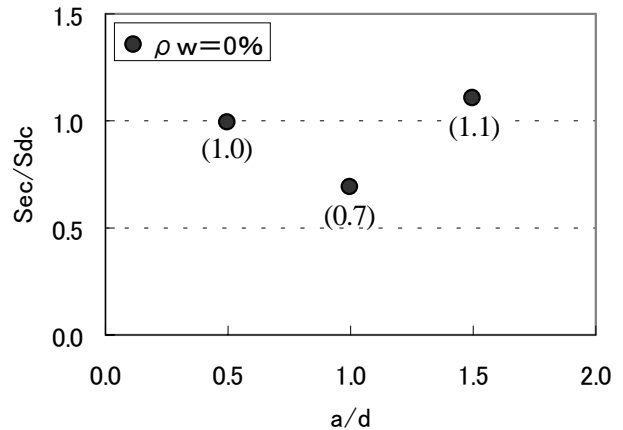


図-9 a/d と Sec/Sdc の関係

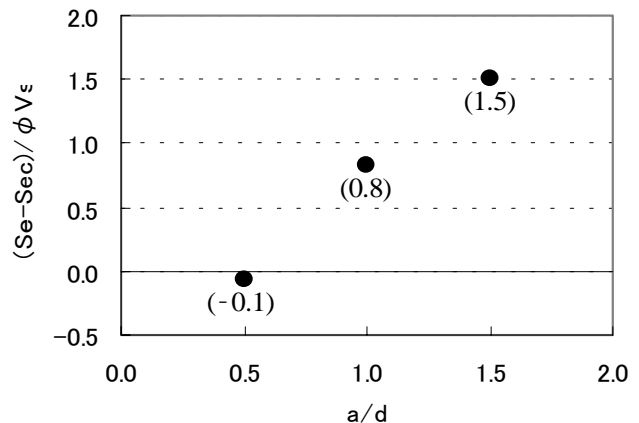


図-10 林川式と実験値との比較

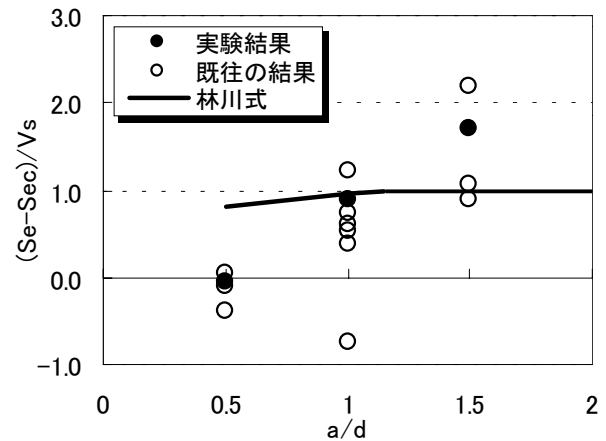


図-11 $a/d - (Se-Sec)/Vs$ 関係

ート工学年次論文報告集 12-2, 1990

- 4) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡辺忠明, 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集, Vol.23, No.3, pp.967~972, 2001

- 5) 松尾真紀, Torsak Lertsrisakulrat, 柳川明哲, 二羽淳一郎 : せん断補強筋を有する 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集, Vol.23, No.3, 2001