

# 論文 せん断スパン比がディープビームの破壊性状に及ぼす影響評価

脇山知美\*<sup>1</sup>・幸左賢二\*<sup>2</sup>・西岡勉\*<sup>3</sup>・小林寛\*<sup>4</sup>

要旨：せん断スパン比(以下,  $a/d$ )が小さく, せん断補強筋を有するディープビーム部材を対象に,  $a/d$ , せん断補強筋比, 有効高さをパラメータとして, 単純梁を用いた鉛直載荷実験を行い, せん断抵抗に関する検討を行った。その結果,  $a/d = 1.5$  では  $a/d = 0.5, 1.0$  破壊形態とは異なり, ひび割れ幅の抑制効果があることからせん断補強筋が十分に効果を発揮することが分かった。

キ - ワ - ド：ディープビーム, せん断スパン比, 破壊形態, ひび割れ幅

## 1. はじめに

道路橋示方書で定義される  $a/d$  が 2.5 以下のディープビーム構造のせん断耐力については, 既往の検討より通常の鉄筋コンクリート部材と同様に評価できないことが指摘されている。

一方, Kotsovosら<sup>1)</sup>の研究によると,  $a/d$  が 1.5 程度の部材においては  $a/d$  が 1.0 以下に比べ, コンクリートせん断強度の増加が小さくなるとともに, ひび割れ発生形態も斜めひび割れが支配的となることにより, 通常の  $a/d$  が 1.0 以下とは大きく異なることが指摘されている。しかし,  $a/d$  の影響による破壊メカニズムの相違についての研究は現在まで極めて少ない。そこで本研究では, ディープビームの鉛直載荷実験を行い, ディープビームの破壊形態について検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体形状

実験供試体の諸元および圧縮強度試験結果を表 - 1 に, 供試体形状を図 - 1 に示す。今回の実験では  $a/d$  (0.5, 1.0, 1.5), せん断補強筋比  $P_w$  (0.0, 0.4, 0.8%) および有効高さ  $d$  (300, 400, 500, 600mm) をパラメータとし, 表 - 1 に示す

16 体を検討対象とした。供試体名の R は同一形状の 2 体目の実験を示している。なお, 1 体目の B-6, 7 供試体は打設が不十分だったことから支承部のコンクリートに不陸が発生し, 支承部で局部圧壊を起したため検討対象から除いた。配筋に用いた鋼材は全て SD345 であり, 主鉄筋に 19, D22, D25 の異形鉄筋を, 圧縮鉄筋に D10, D16 の異形鉄筋を, せん断補強鉄筋には閉合型の異形鉄筋を用いてコンクリートとの定着を確保している。

また,  $P_w = 0.4\%$  では D6 鉄筋を 65mm 間隔,

表 - 1 供試体諸元

供試体 No.	せん断スパン比 $a/d$	有効高さ $d$ [mm]	部材幅 $b$ [mm]	せん断補強筋比 $P_w$ [%]	主鉄筋比 $P_t$ [%]	圧縮強度 $\sigma_{ck}$ [Mpa]
B-2	0.5	400	240	0.0	2.02	36.2
B-3	0.5	400	240	0.4		36.2
B-4	0.5	400	240	0.8		31.3
B-6R	1.0	400	240	0.0		31.3
B-7R	1.0	400	240	0.4		31.3
B-8	1.0	400	240	0.8		37.8
B-10	1.5	400	240	0.0		29.2
B-10R	1.5	400	240	0.0		37.3
B-11	1.5	400	240	0.4		29.2
B-12	1.5	400	240	0.8		31.3
B-10.1	1.5	300	180	0.0		37.3
B-10.1R	1.5	300	180	0.0		42.3
B-10.2	1.5	500	300	0.0		37.3
B-10.2R	1.5	500	300	0.0		42.3
B-10.3	1.5	600	360	0.0		37.8
B-10.3R	1.5	600	360	0.0		37.3

\*1 九州工業大学 工学研科建設社会工学専攻 (正会員)

\*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D. (正会員)

\*3 阪神高速道路公団 工務部設計課 (正会員)

\*4 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム (正会員)

$P_w = 0.8\%$ ではD10 鉄筋を 75mm間隔に配置している。せん断補強鉄筋を配置しない供試体については、せん断補強鉄筋ひずみと同様に鉛直方向のひずみ計測を目的として、ダミー鉄筋を配置した。ダミー鉄筋はせん断耐力に影響を及ぼさないよう、 $P_w = 0.05\%$ 以下でスパン内にD4の普通丸鋼を配置している。かぶり厚は全て 50mmとする。本実験は、28 日の湿布養生後、荷重試験を行った。

## 2.2 荷重方法および測定方法

荷重方法は 2 点対称荷重により、静的な単調荷重試験を実施し、ひび割れの測定のため 1 ステップごとに 0kN まで除荷する繰り返し荷重を行った。本実験では、各供試体における荷重板幅  $r$  と有効高さ  $d$  の比の影響をなくすため  $r/d=0.25$  と一定となるように、荷重板幅および支承板幅を決定した。

主な測定項目は、供試体変位、鉄筋ひずみ(主鉄筋、ダミー鉄筋、せん断補強鉄筋)、ひび割れ進展状況、ストラット方向のアクリルひずみおよびせん断変形の 5 項目とし、図 - 2 にせん断補強鉄筋とダミー鉄筋のひずみを測定位置、アクリルバーひずみの測定位置、および供試体の鉛直・水平変位測定位置の代表的な例を示す。主鉄筋のひずみゲージは曲げ変形による水平方向の引張りひずみの測定を、せん断補強鉄筋とダミー鉄筋のひずみゲージは、ストラット部を中心に鉛直方向の引張りひずみの測定を目的として計測した。ストラット部の圧縮ひずみは、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、荷重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。なお、アクリルバーには付着を増加させるため、くぼみを設けており、耐力に影響を与えないよう全断面に対して 0.5%以下で配置している。

また、写真 - 1 に示すように、せん断変形測定のために供試体表面に 2 つの変位計をせん断スパン内に対角に設置した。

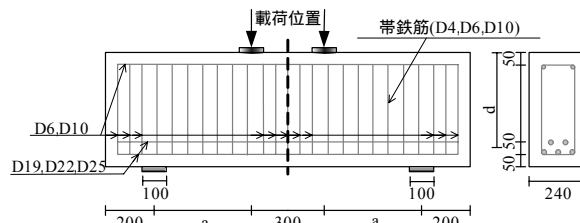


図 - 1 供試体形状

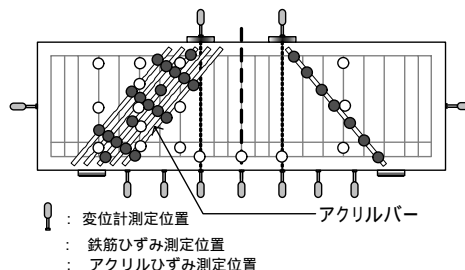


図 - 2 ひずみゲージおよび変位計の代表的配置例

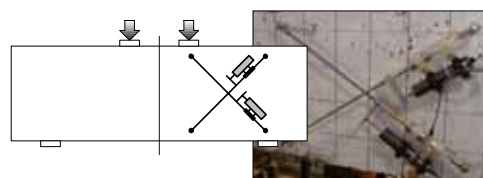


写真 - 1 せん断変位計設置状況

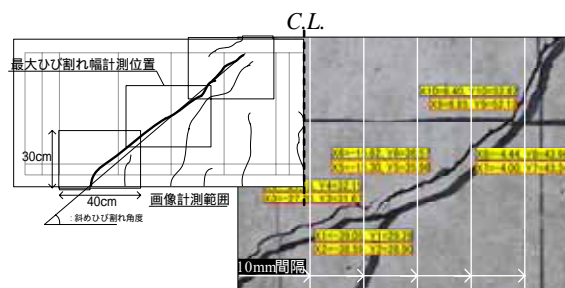


図 - 3 斜めひび割れの計測方法

## 2.3 斜めひび割れ測定方法

図 - 3 に斜めひび割れ幅の測定方法について示す。図に示すとおり、せん断スパン内の斜めひび割れを対象にデジタルカメラ (600 万画素)を用いて計測を行った。なお、計測精度を 0.02mm とするため、カメラ 1 台の計測範囲は 300mm x 400mm とし、ストラット部を 3 分割して計測した。

なお、計測画像の処理方法は画像解析ソフトを用いて、予め供試体に記した 50mm 間隔のメッシュを基準として、画像内の実寸法を算出し、この長さを元にひび割れ幅を求めた。計測は 10mm 間隔で計 5 箇所計測を行い、ひび割れ幅の開き方向を計測し、平均値をとった。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

後述のとおり、 $a/d = 1.0$  と  $a/d = 1.5$  では破壊性状とひずみの進展が異なるため、 $a/d = 1.0$  と  $a/d = 1.5$  にグループ化できると考えられる。そこで、 $a/d = 1.0$  の破壊代表例として  $a/d = 0.5$  の B-2 供試体 ( $P_w = 0.0\%$ ) と  $a/d = 1.5$  の破壊代表例として B-10 供試体 ( $P_w = 0.0\%$ ) について説明する。

##### (1) B-2 供試体 ( $a/d = 1.0$ )

図 - 4(a) に B-2 供試体の損傷スケッチを示す。B-2 供試体は、1) 525kN で支承板上部からストラット内に斜めひび割れが発生、2) 1000kN でストラット部の斜めひび割れが繋がり、3) 1550kN でストラット方向のひび割れが進展し、最終的には載荷板および支承板付近においてコンクリートの剥離とともにせん断破壊に至り、破壊時の供試体中央でのたわみは 3.16mm であった。せん断変位についてはより小さいものの、同様の伸びが確認された。また、破壊時の斜めひび割れ幅は 0.25mm と小さく、進展せずに破壊に至った。

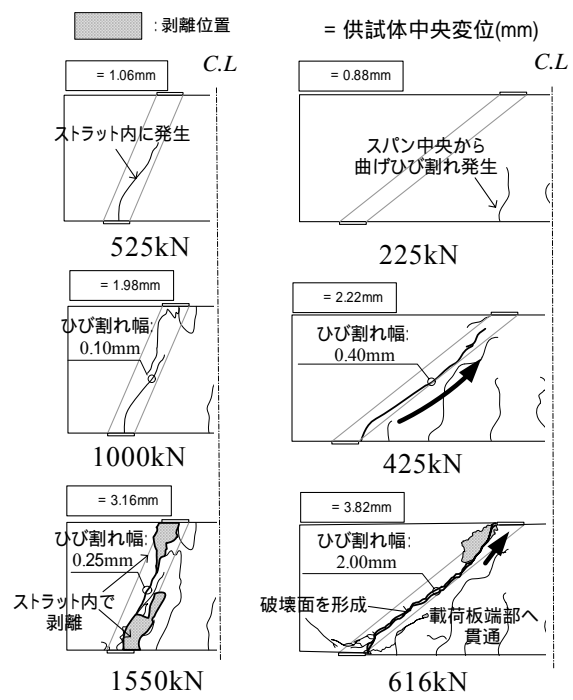
##### (2) B-10 供試体 ( $a/d = 1.5$ )

図 - 4(b) に B-10 供試体の損傷スケッチを示す。B-10 供試体は、1) 225kN でスパン中央部に曲げひび割れが発生、2) 425kN で支承板の内側から入った斜めひび割れがストラット下面に沿って載荷板下の圧縮領域まで進展、停止した後、斜めひび割れ中央付近でダミー鉄筋の降伏、3) 616kN で載荷板下まで進展した斜めひび割れが最終的に載荷板の外側へと貫通しせん断破壊に至り、破壊時の供試体中央でのたわみは 3.82mm であった。せん断変位についてはより小さいものの、同様の伸びが確認された。ひび割れ幅が 2.00mm と開いて破壊面を形成し、せん断破壊に至った。

#### 3.2 ひずみと破壊の関係

各  $a/d$  の破壊の代表例として、せん断補強筋を有しない  $P_w = 0.0\%$  の例を示す。図 - 5 にダミー鉄筋より測定された最も大きな引張りひずみが検出された箇所、アクリルにより測定された最も大きな圧縮ひずみが検出された箇所、およびその進展状況を示す。

図より、 $a/d = 1.0$  の供試体においてはダミー鉄筋のひずみは鉄筋の降伏ひずみ ( $1800 \mu$ ) に達していないが、アクリルバーの圧縮ひずみはコンクリートの終局 ( $-3500 \mu$ ) 付近に達している様子が確認された。一方、 $a/d = 1.5$  の供試体においては、ダミー鉄筋のひずみは鉄筋の降伏ひずみを大きく上回っているが、コンクリートのひずみは終局ひずみ近傍に達して



(a) B-2 供試体 (b) B-10 供試体

図 - 4 ひび割れ進展状況

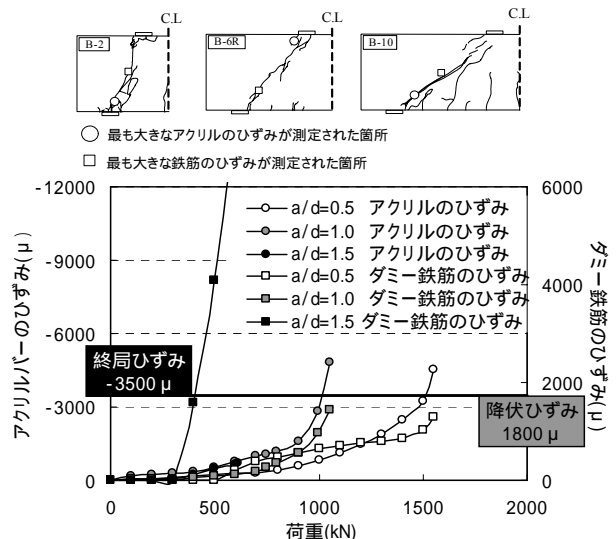


図 - 5 圧縮ひずみと引張りひずみの進展

いない。このように、アクリルバーのひずみの進展、ダミー鉄筋のひずみの進展に違いがみられたことから、 $a/d = 1.0$  と  $a/d = 1.5$  とにグループ化できると考えられる。

#### 4. 考察

##### 4.1 破壊パターンの考察

前述した実験結果のとおり、 $a/d = 1.0$  においてはタイドアーチで抵抗するせん断圧縮破壊であると考えられる。

一方  $a/d = 1.5$  の供試体は全供試体において、進展した斜めひび割れの停止後、ひび割れ幅が開き、ダミー鉄筋の降伏が起きている。破壊直前まではいずれの供試体においてもひび割れの進展に差はみられなかったが、図-6, 7に示すように、耐力低下時において進展した斜めひび割れが載荷板外側に貫通する供試体と、進展した斜めひび割れと異なるひび割れがストラットに入り破壊した供試体がみられ、最終的な破壊性状が2パターンに分類できることが分かった。前者を破壊パターン1、後者を破壊パターン2と区別する。本実験における分類結果は、破壊パターン1がB-10.1,10, 10R, 10.2,10.3,11,12であり、破壊パターン2がB-10.1R,10.2R, 10.3Rであった。

図-6, 7に2つの破壊パターンの破壊性状と、アクリルバーのひずみの分布の比較を示す。図より、最大荷重時においては破壊パターン1でアクリルバーのひずみが局所的に進展していることにに対し、破壊パターン2では、ひずみが全体的に分布していることが分かる。また、図-8に実験値と計算値の比較を示す。ここでの計算値は、(1)式に示す著者ら<sup>2)</sup>の提案式を用いる。

$$S = Cdc \cdot 0.82pt^{1/3} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot \sigma ck^{1/3} \cdot b \cdot d + Ss$$

$$Cdc = \frac{10.3}{1 + (a/d)^2} \quad (1)$$

S : 部材の有するせん断耐力,

Ss : トラス理論より算出される鉄筋の効果

$$: -0.17 + 0.30(a/d) + 0.33/Pw$$

ここでは、データ数を増やすため、2002年に土木研究所において実施された実験供試体 ( $a/d=1.5, d=400 \sim 1400\text{mm}$ )9体の結果も用いて検討を行った。図から分かるように、荷重が局所的に作用せず一様に分布した破壊パターン2の方が破壊パターン1と比較して耐力が大きくなっている。また、図中では提案式に対する破壊時の荷重比率を示す。破壊時には、全体における平均値が1.35であることにに対して、破壊パターン1の平均値は1.16と下回り、破壊パターン2の平均値が1.50と上回っている。これらの原因としては、載荷板付近のコンクリートの強度にばらつきがある場合や、載荷板の不陸により局所的に力が作用した場合には破壊パターン1となるため、破壊パターン2よりも耐力が低くなり、最大荷重時の平均値において差が生じたと考えられる。

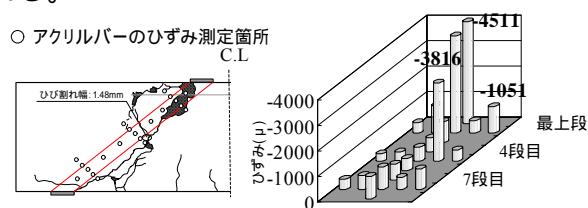


図-6 パターン1の破壊状況とアクリルバーのひずみ分布(B-10R 供試体)

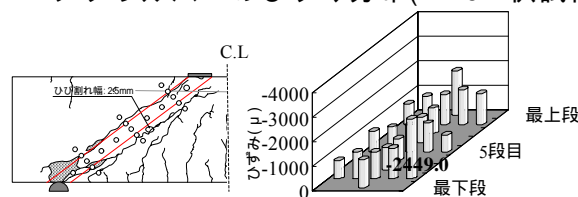


図-7 パターン2の破壊状況とアクリルバーのひずみ分布(B-10.3 供試体)

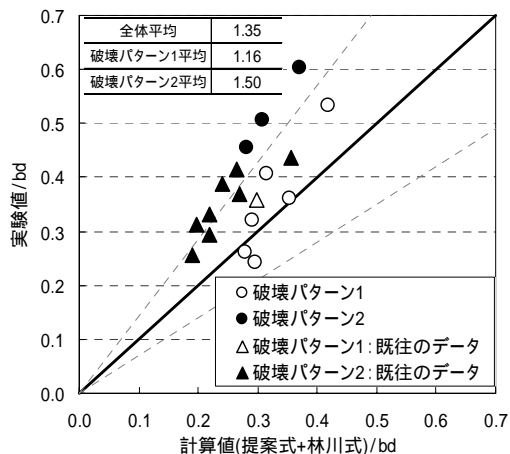


図-8 実験値と計算値の比較

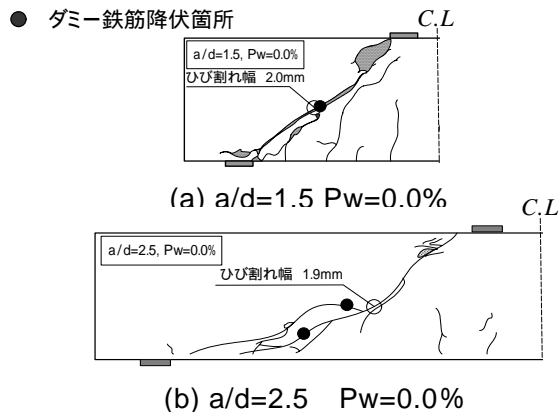


図 - 9  $a/d=2.5$  との破壊の比較

#### 4.2 せん断耐力評価

$a/d$  1.0 は通常のせん断圧縮破壊であるため、既往の検討によるストラットモデルで耐力は評価可能と考えられるが、 $a/d=1.5$  では耐力評価が異なると考えられる。そこで、斜め引張破壊をで破壊した $a/d=2.5$  の破壊と比較を行った。図 - 9 に破壊の進展比較を示す。なお、図に示す $a/d=2.5$  のデータは当大学で実施した供試体<sup>3)</sup>を用いている。 $a/d=1.5$  では $a/d=2.5$  と同様に斜めひび割れ進展付近でダミー鉄筋の降伏が起きている。このように、 $a/d=1.5$  は $a/d=2.5$  と破壊形態に類似点がみられる。破壊の相違点としては、図 - 10 に示す $a/d=1.5$ 、 $2.5$  の破壊の模式図およびせん断抵抗モデルから分かるように、せん断割れが発生後、脆性的な斜め引張破壊で破壊に至る $a/d=2.5$  の破壊とは異なり、圧縮部コンクリート付近で一旦斜めひび割れの進展が停止する。これは、 $a/d=1.5$  では、破壊の模式図に示すようにタイドアーチが形成されていることから、 $a/d=2.5$  のせん断耐力機構と比較してひび割れの進展が一旦停止するものと考えられる。そこで、 $a/d=1.5$  の破壊を図に示すような破壊であると推察し、以下にその検討を行った。図 - 10(b)に示したように、骨材の噛み合わせ( $V_a$ )は、破壊時では全ての供試体においてひび割れ幅が大きく開くことからほぼ抵抗していないと考え、ダウエル作用( $V_d$ )については、既往の検討より、せん断耐力の約1割程度を負担するとされているためせん断耐力への影響は少ないと考えて考慮せずに算

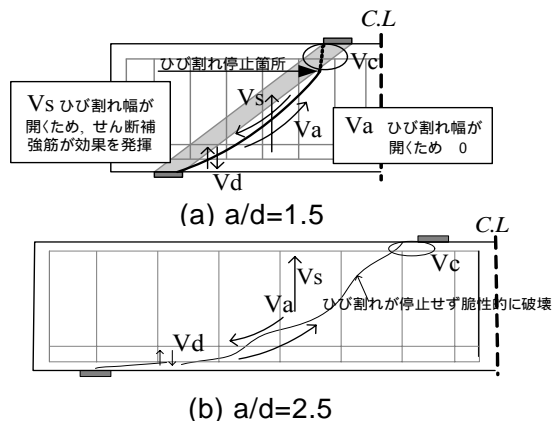


図 - 10 破壊の模式図とせん断抵抗モデル

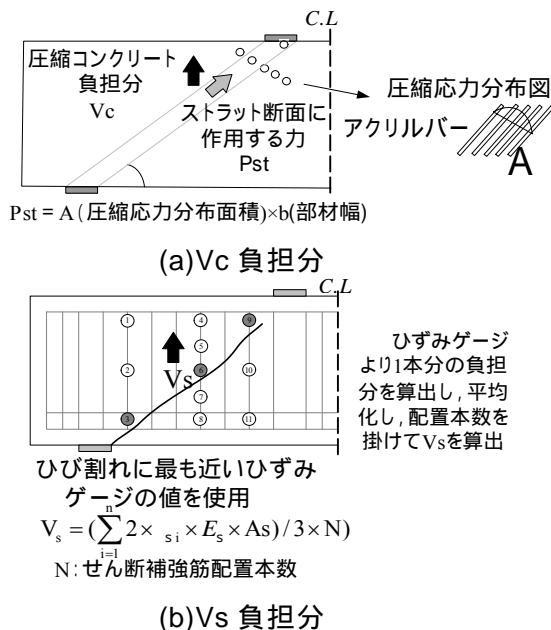


図 - 11  $V_c$  および  $V_s$  算出法の模式図

出した。圧縮部コンクリート負担分( $V_c$ )、およびせん断補強筋負担分( $V_s$ )の負担分の算出法については図 - 11 の模式図に示す。ストラット幅とせん断補強筋の本数 $N$ については既往の検討<sup>4),5)</sup>より決定した。ここでは、破壊近傍の $0.95P_{max}$ で検討を行った。

以上より算出した計算によるせん断耐力の負担割合と載荷荷重の比較を図 - 12 に示す。ここでは既往の検討データ<sup>3)</sup>も含めた検討を行っている。図よりせん断補強筋を配置しない供試体においては、圧縮部のコンクリートで耐力を負担し、載荷荷重と釣り合っている。せん断補強筋を配置した供試体においては、せん断補強筋がせん断耐力を負担し、載荷荷重と釣り合っていることが分かる。

図 - 13 には、せん断圧縮破壊を起した  $a/d=0.5$  の供試体と、 $a/d=1.5$  の供試体のひび割

れ幅の比較を示す。図より， $a/d = 0.5$  の供試体においては，ひび割れ幅の抑制効果はみられないが， $a/d = 1.5$  の供試体においてはひび割れ幅の進展を抑制する効果がみられることから，鉄筋が効果を発揮すると考えられる。

#### 4.3 提案式との適応性

図 - 14 に実験値と提案式との適応性を示す。図より，平均値が 1.22，変動係数が 0.24 となった。図より， $a/d = 1.5$  の供試体において非常にばらつきが大きい，前述のとおり， $a/d = 1.5$  では 2 パターンの破壊形態が見られ，破壊パターン 2 の供試体では実験値が提案式の約 1.5 倍の耐力となるが，破壊パターン 1 の供試体についてはほぼ提案式と一致している。よって，提案式は実験値の下限値に対して妥当に評価できていると考えられる。

#### 5. まとめ

- (1)  $a/d = 1.5$  では  $a/d = 1.0$  のせん断圧縮破壊と異なり，ひび割れ幅が大きく開き破壊面を形成して破壊に至ることが分かった。
- (2)  $a/d = 1.5$  では破壊のパターンが 2 つあり，破壊パターン 2 の方が破壊パターン 1 よりもせん断耐力が大きくなることが分かった。
- (3)  $a/d = 1.5$  では引張力が作用し，ひび割れ幅を抑制するため，せん断補強筋が効果を発揮し，圧縮部コンクリートとの足し合わせが成り立つと考えられる。
- (4) 提案式はばらつきの大きな  $a/d = 1.5$  の破壊において，下限値に対して比較的精度良くせん断耐力を評価しているといえる。

#### 参考文献

- 1) M.D. Kotsovos : REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS, BLACKIE, pp. 21-54, 1990
- 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, 2002.6
- 3) 小林寛, 運上茂樹, 幸左賢二, 梅本洋平,

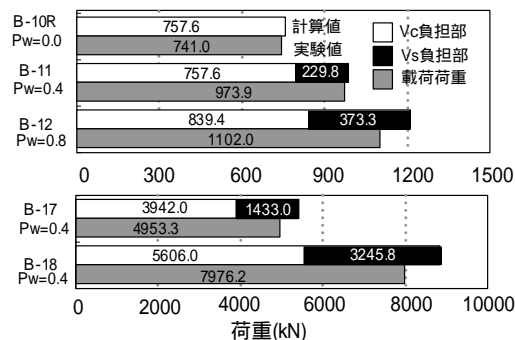


図 - 12 せん断耐力負担割合

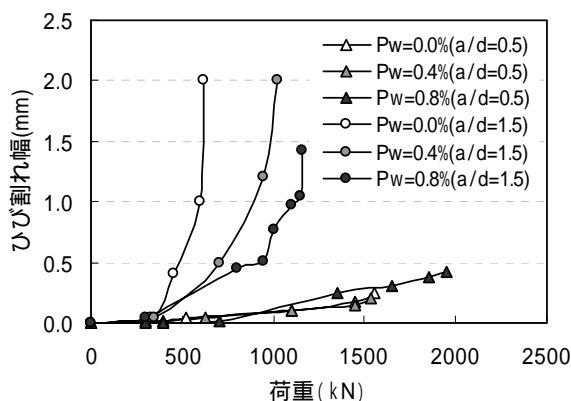


図 - 13 鉄筋のひび割れ幅の抑制比較

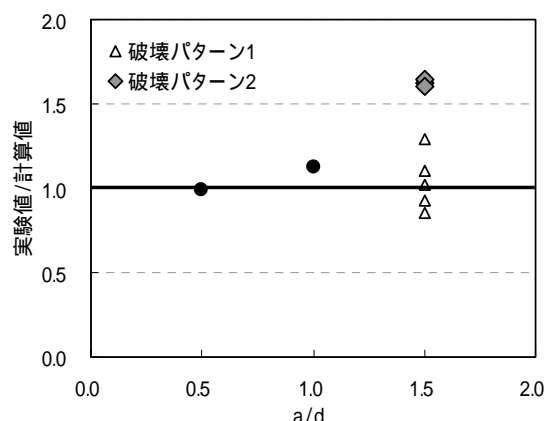


図 - 14 提案式との適応性

西岡勉：大型供試体を用いた RC ディープビーム部材のせん断耐力評価に関する実験的検討，第 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集 pp. 167-170, 2004.1

- 4) 坂田秀生, 幸左賢二, 松本茂, 橋場盛 : せん断補強筋を有する RC 梁のせん断耐力評価に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 1015-1020, 2004.6
- 5) 幸左賢二, 梅本洋平, 西岡勉, 小林寛 : ディープビームの損傷形態に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.51A, 2005.3