

ディープビームにおける破壊メカニズムを考慮した せん断耐力式の提案

脇山知美¹・幸左賢二²・西岡勉³・小林寛⁴

¹学生会員 九州工業大学 工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 阪神高速道路公団 工務部設計課（〒522-0006 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

⁴正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

1. はじめに

既往の研究によると、せん断スパン比(a/d)が2.5以下のディープビーム構造ではストラットタイ構造が形成されることにより、コンクリートのせん断耐力が増加することや、せん断補強鉄筋の効果については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¹⁾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が、 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荷重実験を行い、供試体内部のコンクリートのひずみ、および画像計測による斜めひび割れ幅の測定等の詳細なデータを分析することにより、ディープビームの破壊形態についての検討を行った。

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)、せん断補強鉄筋比 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供試体は供試体下面の不陸により、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、主鉄筋にD19, 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おり、 $P_w=0.4\%$ ではD6鉄筋を65mm間隔、 $P_w=0.8\%$ ではD10鉄筋を75mm間隔に配置している。また、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ている。ダミー鉄筋は耐力に影響を及ぼさない範囲でスパン内にD4の普通丸鋼をせん断耐力に影響を与えないとされる $P_w=0.05\%$ 以下を配置している。かぶりは全て50mmとする。本実験は、28日の湿布養生後、荷重試験を行い、荷重日の圧縮強度を表-1に示す。

2.2 荷重方法および測定方法

荷重は2点対称荷重により、静的な単調荷重試験を実施した。本実験は、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るため $r/d=0.25$ 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。

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 補強鉄筋比 P_w [%]	主鉄筋比 P_t [%]	圧縮強度 σ_{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

また、荷重は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項目を主な測定項目とした。

せん断補強鉄筋またはダミー鉄筋によりひずみを測定した位置と、アクリルバーによりひずみを測定した位置、および変位測定位置の代表的な例を図-2に示す。変位計は供試体下面の梁中央、荷重点直下およびせん断スパン内の7箇所に加えて荷重点に設置した。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ひずみの測定を、せん断補強鉄筋および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ひずみの測定を目的として、それぞれ5mm、2mmゲージを貼付した。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。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。

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とするために、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。また、1つのメッシュにつき、ひび割れ形状からひび割れが噛み合う2点を1組として、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

後述のとおり、 $a/d \leq 1.0$ と $a/d = 1.5$ では破壊性状とひずみの進展が異なるため、 $a/d \leq 1.0$ と $a/d = 1.5$ にグループ化できると考えられる。そこで、 $a/d \leq 1.0$ 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。

3.1 破壊性状

(1) B-2 供試体 ($a/d \leq 1.0$)

図-4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

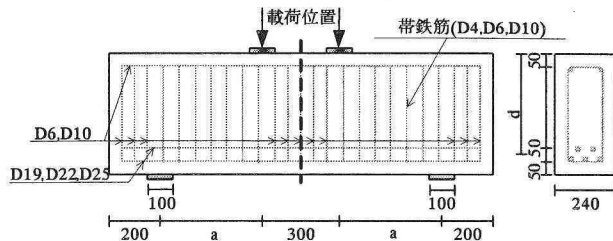


図-1 供試体形状(a:せん断スパン)

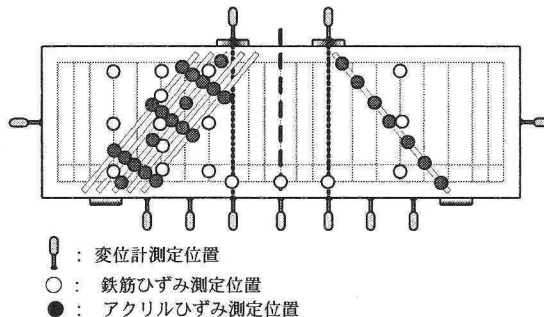


図-2 ひずみゲージおよび変位計の代表的配置例

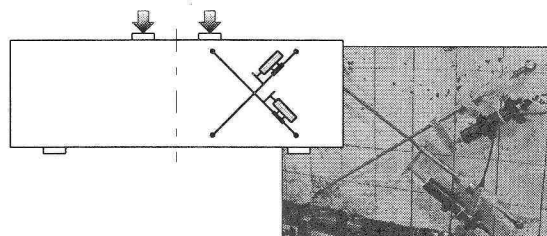


写真-1 せん断変位計設置状況

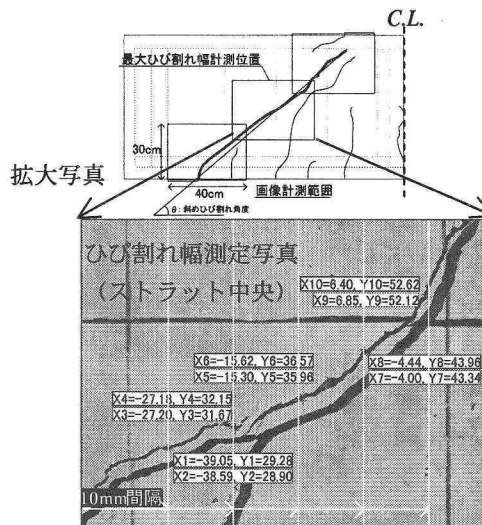


図-3 斜めひび割れの計測方法

に斜めひび割れが発生、2)800kNで斜めひび割れの進展および、スパン中央部に曲げひび割れ発生、3)1000kNでストラット部の斜めひび割れが繋がり、4)1550kNでストラット方向のひび割れが進展し、最終的には荷重板および支承板付近においてコンクリートの剥離と共にせん断破壊に至った。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。

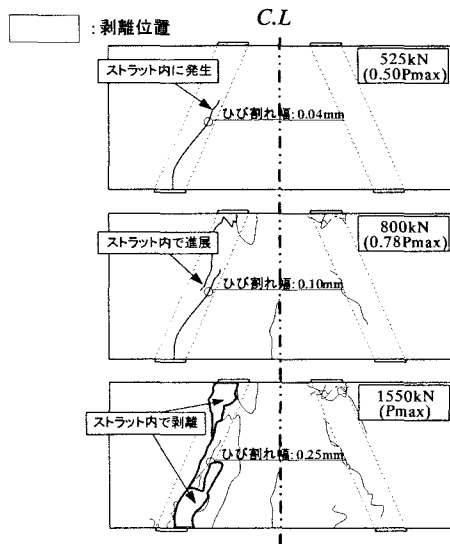


図-4 ひび割れ進展状況(B-2)

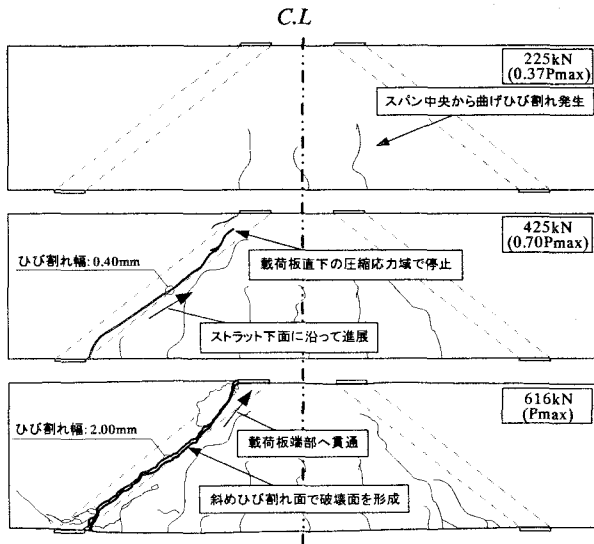


図-5 ひび割れ進展状況(B-10)

(2) B-10 供試体 ($a/d=1.5$)

図-5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せん断補強鉄筋の降伏、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、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-6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ひずみゲージの箇所、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ゲージの箇所、およびその進展状況を示す。図より、B-2, 6R 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(1800μ)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ひずみ(-3500μ)付近に達している様子が確認された。このことから、 $a/d \leq 1.0$ の供試体では圧縮力が卓越し、最終的に破壊に至ると考えられる。一方、 $a/d=1.5$ の B-10 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(1800μ)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(-3500μ)近傍に達していない。よって、 $a/d=1.5$ の供試体では $a/d \leq 1.0$ の供試体と比較して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、 $a/d \leq 1.0$ 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

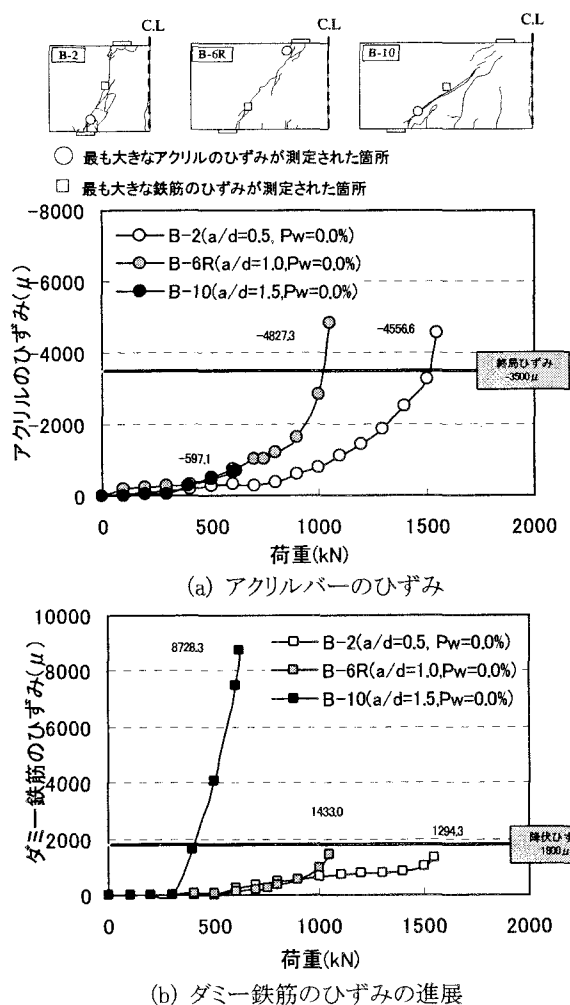


図-6 ひずみの進展比較

前述のとおり、 $a/d \leq 1.0$ においてはコンクリートの圧縮ひずみが終局近傍に至っており、ダミー鉄筋および、せん断補強筋が降伏していない。このことから、タイドアーチで抵抗し、載荷板、支承板で圧縮力が卓越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、進展した斜めひび割れ

○ アクリルバーのひずみ測定箇所

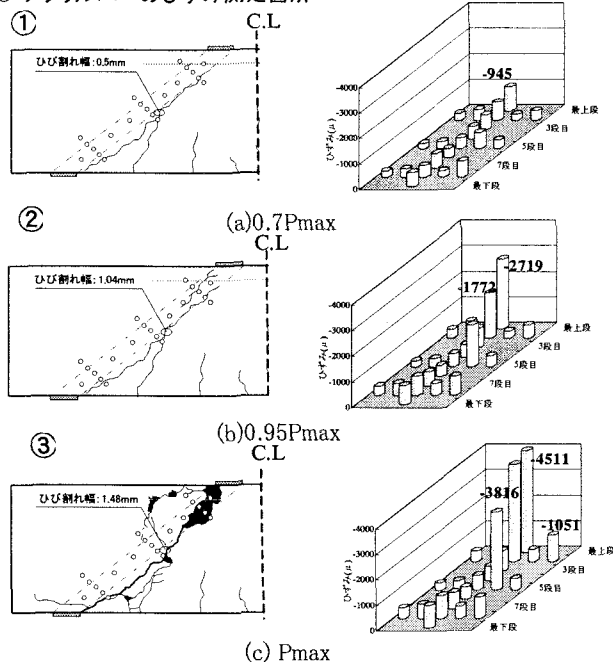


図-7 パターン1の破壊の進展状況と
アクリルバーのひずみ分布(B-10R 供試体)

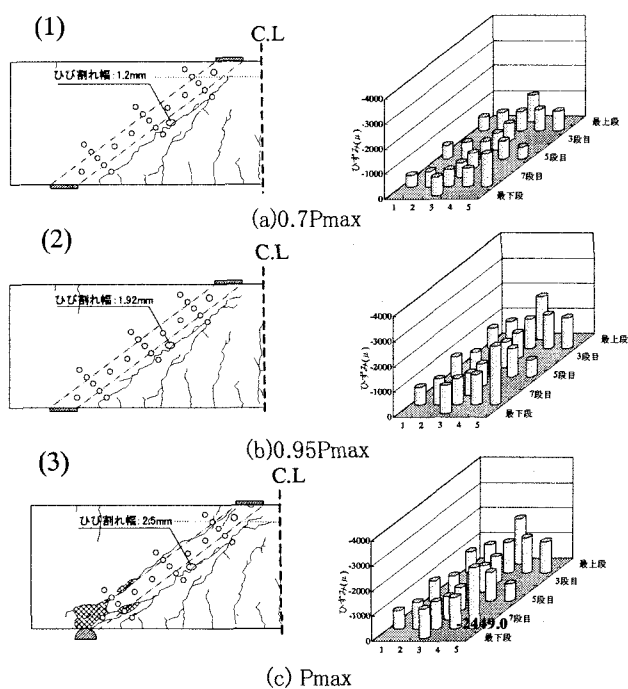


図-8 パターン2の破壊の進展状況と
アクリルバーのひずみ分布(B-10.3 供試体)

の停止後、ひび割れ幅が開き、ダミー鉄筋の降伏が起こっている。その後、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いが、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、最終的な破壊性状を2パターンに分類できることが分かった。(図-7, 8③,(3))

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。図-7, 8に2つの破壊パターンのひび割れ進展と、アクリルバーのひずみの進展の比較を示す。図より、破壊パターンに関係なく、0.7Pmaxまではアクリルバーのひずみは一樣に分布しているが(①,(1)), 破壊直前の0.95Pmax時になると破壊パターン1では破壊パターン2に比べて局所的なひずみの進展が見られる。(②,(2))

また、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た箇所を除いて-1000μ以下程度の比較的小さいひずみが検出されていることに対し(③), 破壊パターン2では、ひずみが全体的に分布しており、破壊パターン1と比較すると-1000μ以上と大きくなっている。(3))

また、図-9に実験値と計算値の比較を示す。ここで、計算値は(1), (2)式に示す著者ら²⁾の提案式を用いる。

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

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

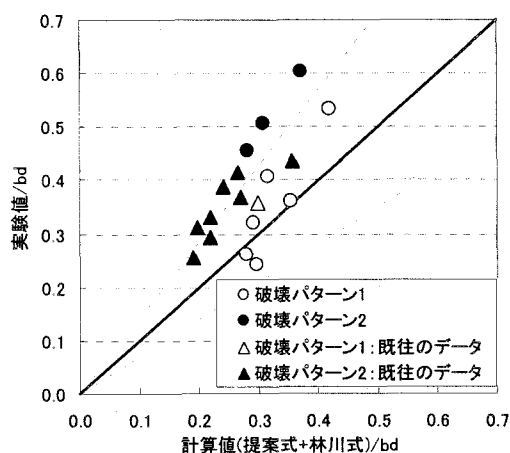


図-9 実験値と計算値の比較
(破壊パターンによる分類)

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

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

ここでは、データ数を増やすため、昨年度、土木研究所において実験された実験供試体(a/d=1.5, d=400~1400mm)9体の結果³⁾も用いて検討を行った。図により、荷重が局所的に作用せず一樣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-10に提案式に対する各イベントの荷重の比率を示す。ここでは、図-9で用いた既往のデータも含めて検討を行った。図より、斜めひび割れ発生時と斜めひび割れ進展時では、破壊パターンに

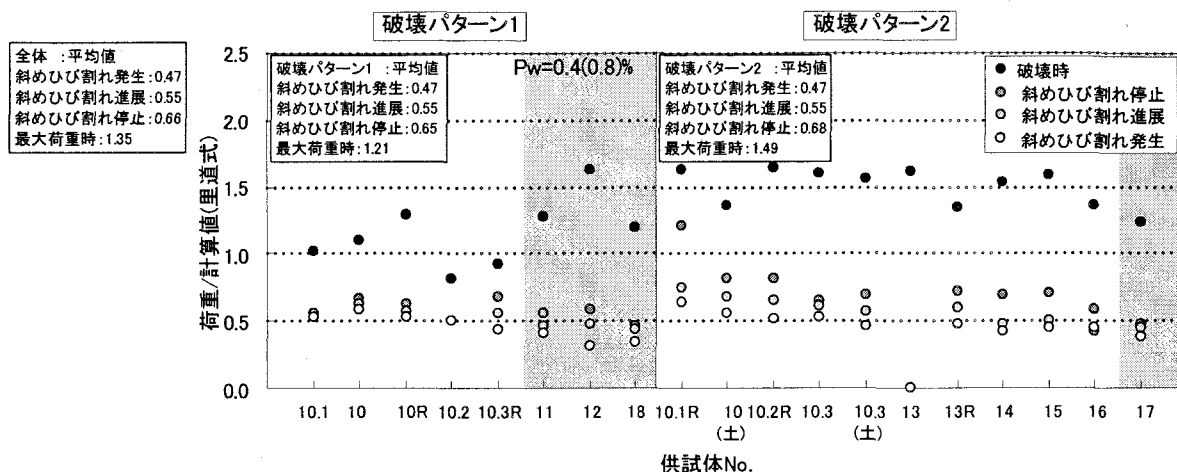


図-10 提案式に対する各イベントの比率

よって大きな差は見られないが、破壊時において、全体における平均値が1.35であることに對して、破壊パターン1における平均値は1.21と下回り、破壊パターン2においては、平均値が1.49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荷重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。

4.2 セン断耐力評価

図-11に $a/d=1.5$, 2.5 の最終破壊状態の比較を示す。なお、図中の $a/d=2.5$ のデータは九工大で行った他の実験シリーズ⁴⁾を用いている。

図より $a/d=1.5$ では $a/d=2.5$ と同様に、斜めひび割れが進展した箇所ではダミー鉄筋の降伏が起こっている。また、せん断補強筋を配置することによってひび割れ幅が $Pw=0.0\%$ の場合が 2.0mm であることに對して、 $Pw=0.8\%$ で 1.4mm と抑制されていることが分かる(図-11(a), (b))。以上のことから、 $a/d=1.5$ では引張力が作用していると考えられる。

図-12に $a/d=1.5$, 2.5 の破壊の模式図およびせん断抵抗モデルを示す。 $a/d=2.5$ では、せん断ひび割れが発生後、脆性的に破壊する引張破壊で破壊に至るが、それに対して、 $a/d=1.5$ では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圧縮部コンクリートの負担分が大きくなると考えられる。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-13に破壊時における抵抗値をアクリルバーおよびダミー鉄筋ひずみより圧縮部コンクリート負担

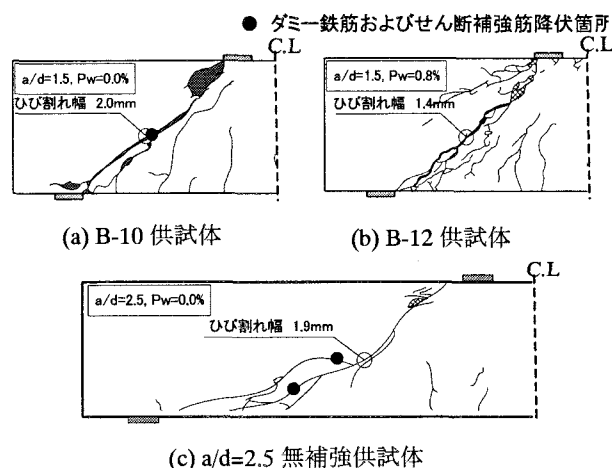


図-11 $a/d=2.5$ との破壊の比較

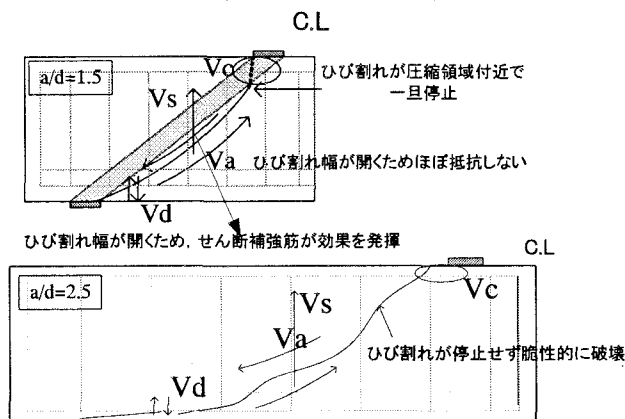


図-12 破壊の模式図とせん断抵抗モデル

分(V_c)、およびせん断補強筋負担分(V_s)の算出法の模式図を示す。なお、最大荷重時にはコンクリートとの付着が切れるなど、データの信頼性に欠けるため、破壊近傍の $0.95P_{max}$ で検討を行った。算出にあたって、骨材の噛み合わせ(V_a)については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られる。また、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出した。

図-14 に載荷荷重と計算により求めたせん断耐力負担割合の比較を示す。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。また、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-15 にせん断ひび割れの進展比較を示す。なお、図中ではせん断圧縮破壊を起した $a/d=0.5$ と $a/d=1.5$ を比較した。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-16 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く見える。しかし、これまでの検討結果より、 $a/d=1.5$ 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 倍ほどの耐力となる一方で、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ことが分かる。このことから、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

$a/d=1.5$ の破壊形態について検討を行った結果、以下に示すことが明らかとなった。

- (1) $a/d \leq 1.0$ 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) 破壊のパターンには 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。
- (3) せん断補強筋が効果を発揮し、ひび割れ幅を抑制するため、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

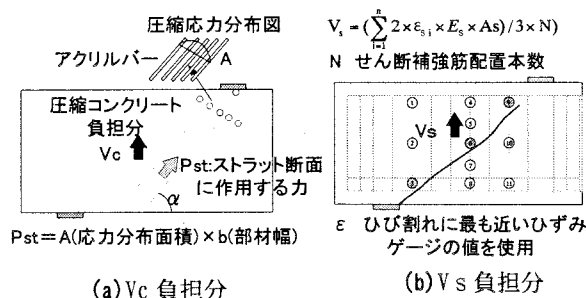


図-13 V_c および V_s 算出法の模式図

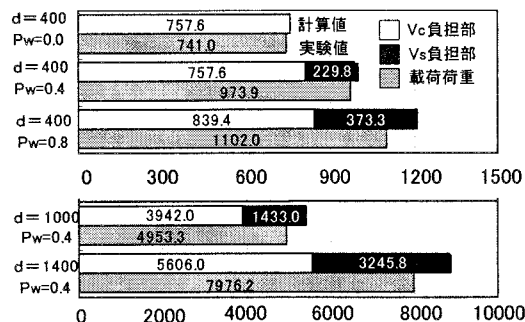


図-14 せん断耐力負担割合

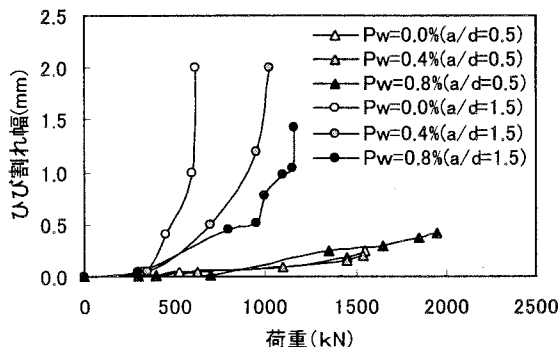


図-15 鉄筋のひび割れ幅の抑制比較

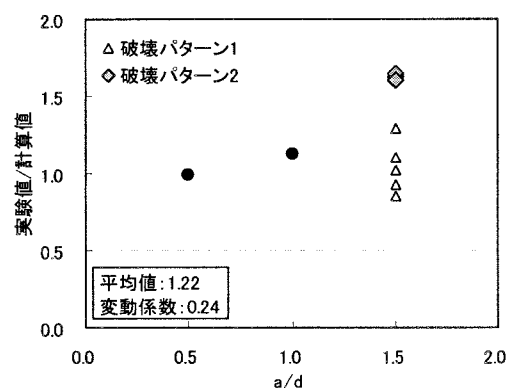


図-16 提案式との適応性

- 3) 小林寛, 運上茂樹, 幸左賢二, 梅本洋平, 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