

ディープビームの損傷形態に関する実験的検討

Experimental Studies on Failure Mode in the Deep Beam

幸左賢二*, 梅本洋平**, 西岡勉***, 小林寛****

Kenji Kosa, Yohei Umemoto, Tsutomu Nishioka, Hiroshi Kobayashi

*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 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***正会員 阪神道路公団 工務部 設計課(〒552-0006 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

****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(〒305-0804 茨城県つくば市南原 1-6)

To identify the effect of stirrups in the deep beam, experimental studies are conducted using the stirrups ratio and the shear span ratio (a/d) as the parameters. The specimen which has very low a/d ratio such as 0.5, showed a compressive shear failure, indicating that the stirrups has little effect to increase shear strength. On the other hand, the specimens having an a/d ratio of 1.5, showed different type of diagonal shear failure.

Key Words : deep beam, shear span ratio, Stirrup, Shear failure

キーワード: ディープビーム, セン断スパン比, セン断補強鉄筋, セン断破壊

1. はじめに

既往の研究によると, セン断スパン比(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, コンクリートのセン断耐力が増加することや, セン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, コンクリートセン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, a/d とセン断補強鉄筋比 ρ_w をパラメータとした供試体を作製して実験を行い, 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面での挙動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検討を行った.

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. また, 図-1, 2, 3 には供試体寸法とあわせて配筋状況を示しており, 図-1 に $\rho_w=0.0\%$, 図-2 に $\rho_w=0.4\%$, 図-3 に $\rho_w=0.8\%$ の配筋状況をそれぞれ示している. ここで, セン断補強鉄筋を配置しない B-2, 6R, 10 供試体については, セン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. 配筋に用いた鋼材は, 主鉄筋に D22 の異形鉄筋を 5 本, 圧縮鉄筋に D10 の異形鉄筋を 2 本, セン断補強鉄筋には閉合型に加工した異形鉄筋を用いており, $\rho_w=0.4\%$ では D6 鉄筋を 65mm 間隔, $\rho_w=0.8\%$ では D10 鉄筋を 75mm 間隔に配置している. また, 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 $\phi 4$ の普通丸鋼を配置している. さらに, 載荷板間での損傷, 支承板より外側での損傷および曲げ破壊を防ぐために, 供試体中央および端部に D10 の異形鉄筋を 50mm 間隔で配置している. かぶりは全て 50mm とする. 本実験は, 28 日の湿布養生後載荷試験をおこなった. 圧縮強度試験の結果を表-1 に示す.

2. 実験概要

2.1 供試体形状

実験供試体の諸元を表-1 に, 供試体形状を図-1, 2, 3 に示す. 今回の実験では a/d (0.5, 1.0, 1.5) とセン断補強鉄筋比 ρ_w (0.0, 0.4, 0.8%) をパラメータとする計 9 体を対象とした. 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

2.2 載荷方法および測定方法

載荷は 2 点対称載荷により, 静的な単調載荷試験を実施した. 本実験シリーズにおいて, 各供試体において載荷板 r と有効高さ d の比の影響をなくすように $r/d=0.25$ で一定としており, 載荷板および支承板には 100mm 幅の鋼板を用いた.

また, 実験の際には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, 1 ステップごとに荷重を

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)	部材幅 b(mm)	鉄筋比 ρ _w (%)	径	間隔 (mm)	本数 (本)	鉄筋比 ρ _w (%)	径	本数 (本)	径	
B-2	0.5	400	200	240	0.0	φ 4	150	5	2.02	D22	2	D10	36.2
B-3	0.5	400	200	240	0.4	D6	65						36.2
B-4	0.5	400	200	240	0.8	D10	75						31.3
B-6R *	1.0	400	400	240	0.0	φ 4	150						31.3
B-7R *	1.0	400	400	240	0.4	D6	65						31.3
B-8	1.0	400	400	240	0.8	D10	75						37.8
B-10	1.5	400	600	240	0.0	φ 4	150						29.2
B-11	1.5	400	600	240	0.4	D6	65						29.2
B-12	1.5	400	600	240	0.8	D10	75						31.3

*) R は再実験供試体

ダミー鉄筋: φ 4, $\rho_w=0.02\%$ で配置

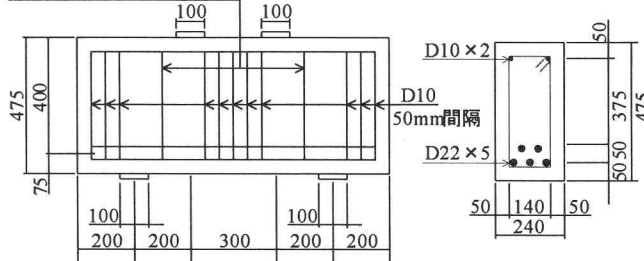


図-1 供試体形状 (a/d=0.5, $\rho_w=0.0\%$) (単位:mm)

せん断補強鉄筋: D6, 65mm間隔

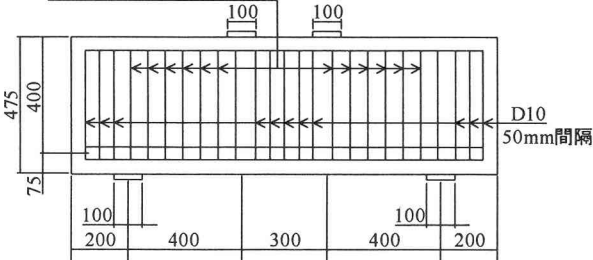


図-2 供試体形状 (a/d=1.0, $\rho_w=0.4\%$) (単位:mm)

せん断補強鉄筋: D10, 75mm間隔

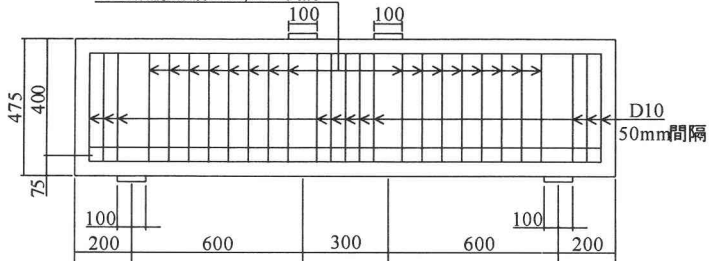


図-3 供試体形状 (a/d=1.5, $\rho_w=0.8\%$) (単位:mm)

0kN まで除荷する繰り返し载荷を行った。ここで、繰り返し载荷の影響については a/d が小さいため载荷による鉛直変位は微小であることから最大耐力に与える影響は小さいと判断している。

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引張ひずみを測定した位置と、アクリルバーにより圧縮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-4 に示す。変位計は供試体下面の梁中央、载荷点直下お

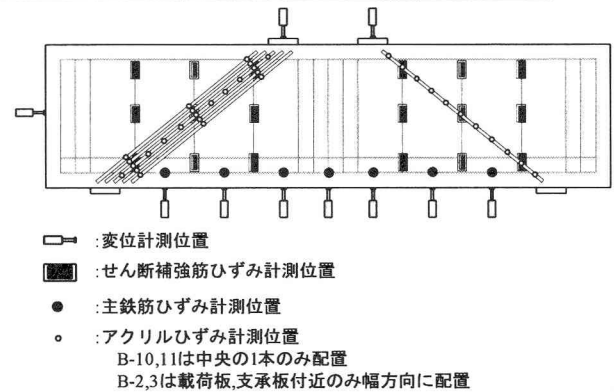


図-4 ひずみゲージおよび変位計の代表的配置例

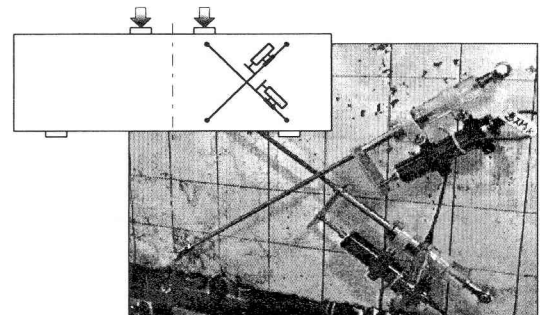


写真-1 せん断変位計設置状況

およびスパン内の 7 箇所に加えて载荷点に設置した。

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、二羽ら²⁾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)を载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 にせん断変形測定のための変位計設置状況を示す。

2.3 斜めひび割れ面での挙動計測

図-5 に斜めひび割れ面での挙動の計測位置について示す。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)により計測を行っ

た. なお, 計測精度を 0.02mm とするために, カメラ 1 台の計測範囲は 300mm×400mm とし, ストラット部を 3 分割して計測した. また, 計測間隔は 10kN 毎とした. 斜めひび割れ面での挙動を計測するに当たって, 最も顕著に挙動が見られるストラット中央を対象に検討を行った. この画像を, 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. 図-6 に示すように, 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とズレ方向変形量を計測し, 平均値をとった. また, ひび割れの開きとズレの変形量については, 図-7 のように斜めひび割れ面に直角方向の長さを開き, 平行方向の長さをズレとしている. なお, 斜めひび割れ角度は, ひび割れ発生位置とひび割れ先端を結んだ線と水平方向とのなす角度とした.

3. 実験結果

図-8, 9, 10 に各供試体の鉛直荷重と供試体の下面中央位置での変位との関係を包絡線で示す. B-4 供試体に

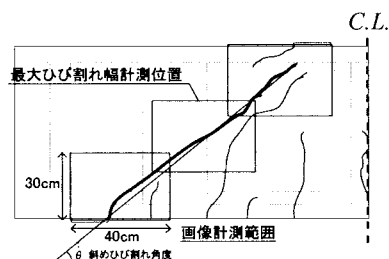


図-5 画像計測位置

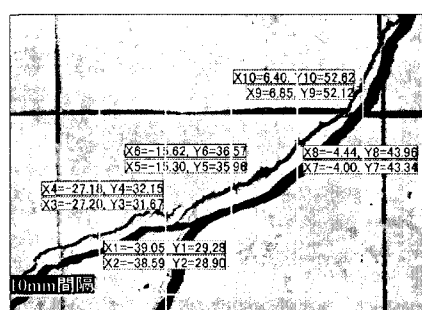


図-6 斜めひび割れ面での挙動

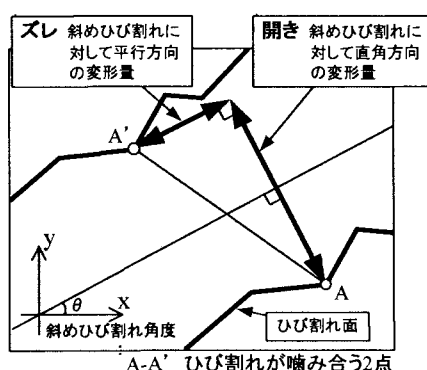


図-7 開きとズレの定義

においては最大荷重時までしか供試体変位が測定できていないため最大荷重時までのプロットとなっているが, 他の $a/d=0.5$ の供試体と同様に載荷板, 支承板で剥離がみられたことから, 同じ破壊形態であると考えられる. また, 図より, セン断補強鉄筋の有無に関わらず, a/d が小さくなるとともに, 最大荷重が上昇する傾向がみられた. また, 3.1, 3.2 で後述するように, $a/d \leq 1.0$ 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, $a/d \leq 1.0$ の破壊の代表例として $a/d=0.5$ の B-2 供試体 ($\rho_w=0.0\%$) と $a/d=1.5$ の破壊の代表例として B-10 供試体 ($\rho_w=0.0\%$) 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-11 に B-2 供試体の損傷スケッチを示す. B-2 供試

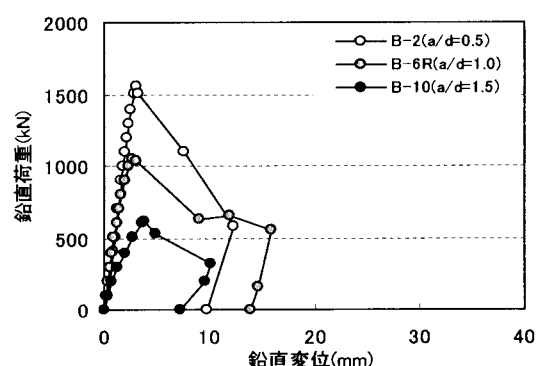


図-8 荷重-変位関係 (B-2, 6R, 10: $\rho_w=0.0\%$)

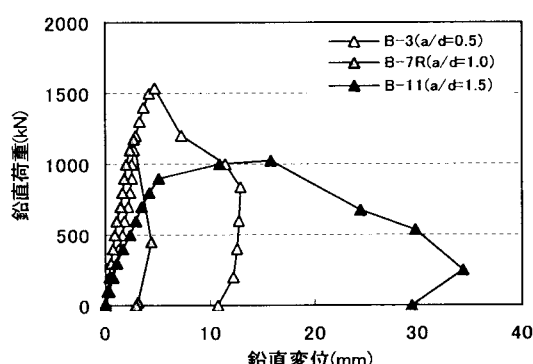


図-9 荷重-変位関係 (B-3, 7R, 11: $\rho_w=0.4\%$)

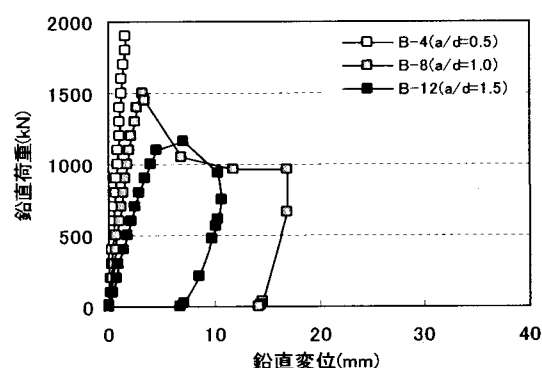


図-10 荷重-変位関係 (B-4, 8, 12: $\rho_w=0.8\%$)

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)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、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割れが発生、4)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。このような載荷板・支承板付近における剥離は $a/d=1.0$ の供試体においてもみられた。

(2) B-10 供試体 ($a/d=1.5$)

図-12 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することによって破壊面が形成されてせん断破壊に至った。また、終局時には、斜めひび割れの貫通により形成された破壊面で生じるズレに伴うものと見られる剥離が載荷板下でみられた。

3.2 ひずみと破壊の関係

図-13 に各供試体のひずみと最終破壊状況の関係を示す。図より、 $a/d \leq 1.0$ の供試体において、コンクリートのひずみが終局ひずみ近傍に達するとともに、B-8 供試体 ($a/d=1.0$, $\rho_w=0.8\%$) 以外は、せん断補強鉄筋は降伏に至っていない。また、コンクリートのひずみが大きい箇所でコンクリートの剥離がみられていることを考慮すると、大きな圧縮力が作用していると考えられる。

一方、 $a/d=1.5$ の供試体では、ストラット下面に沿って

ひび割れの進展がみられ、ひび割れが横切っている箇所でせん断補強鉄筋の降伏がみられる。このことから考えて、斜めひび割れが進展した箇所において大きな引張力が作用していると考えられる。 $a/d \leq 1.0$ においてはほとんどの供試体においてコンクリートの終局ひずみに達し、 $a/d=1.5$ では、ダミー鉄筋およびせん断補強鉄筋の降伏が生じている。よって、測定されたひずみの傾向が異なることから $a/d \leq 1.0$ と $a/d=1.5$ とにグループ化を行っている。

4. $a/d \leq 1.0$ の破壊メカニズム

$a/d \leq 1.0$ の供試体は、圧縮力が主体となって破壊に至るせん断圧縮破壊であると考えられるため、圧縮ストラットに配置したアクリルバーのひずみ計測結果を用いて、圧縮応力を算出し、圧縮領域と破壊メカニズムに関する検討を行った。

4.1 ストラット幅の算出

図-14 にストラット幅方向の圧縮ひずみ進展状況の模式図を示す。図より、荷重の増加に伴い圧縮ひずみは増加していくが、圧縮ストラットと想定される範囲は荷重の増加によって大きく変化はしないと考えられる。

そこで、破壊の近傍である $0.95P_{max}$ 時のひずみ分布の形状よりストラット幅を決定した。ストラット幅の算出は、図に示すようにひずみが最も進展した点と端点をそれぞれ直線で結び、ストラット幅を定義した。

4.2 作用圧縮応力度の算出

想定される圧縮ストラット部分に作用している圧縮力を算出するために、アクリルバーのひずみから圧縮応力度を算出し、圧縮力を算出した。まず、圧縮応力度の算出方法を示す。測定されたアクリルバーのひずみよりコ

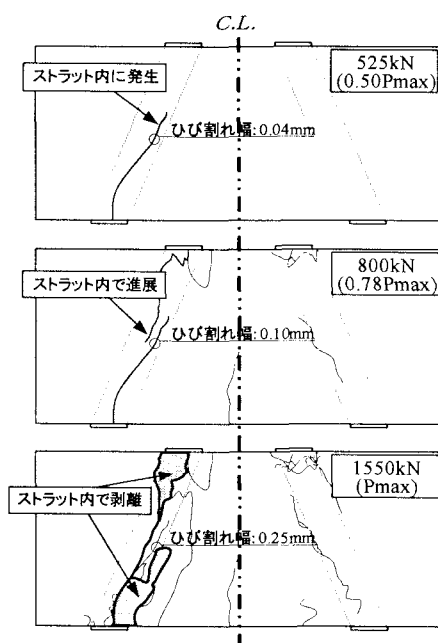


図-11 ひび割れ進展状況 (B-2)

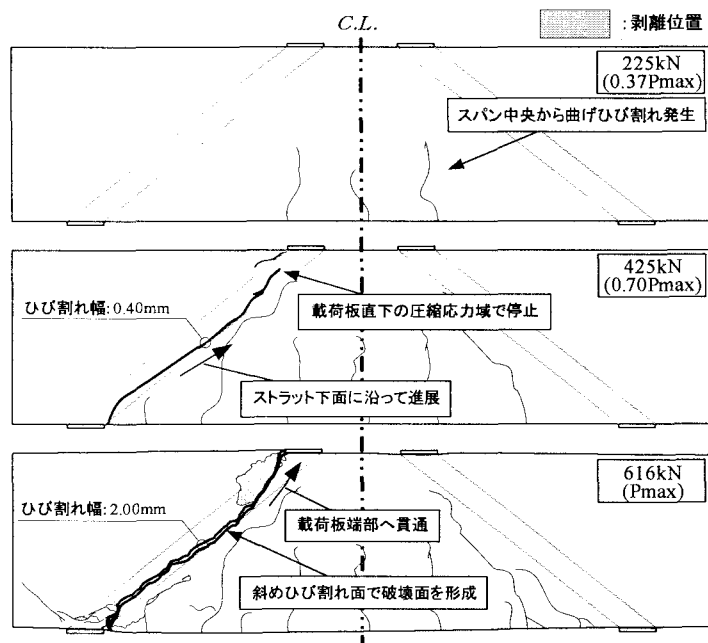


図-12 ひび割れ進展状況 (B-10)

$\rho_w(\%)$		0.0	0.4	0.8	破壊 形態
a/d					
0.5	破壊位置	B-2	B-3	B-4	せん断圧縮破壊
	補強筋降伏荷重	—	—	—	
	最大荷重	1550[kN]	1536[kN]	1950[kN]	
1.0	破壊位置	B-6R	B-7R	B-8	せん断圧縮破壊
	補強筋降伏荷重	—	—	1501[kN]	
	最大荷重	1050[kN]	1181[kN]	1501[kN]	
1.5	破壊位置	B-10	B-11	B-12	進展にひよる割れ壊の
	補強筋降伏荷重	450[kN]	550[kN]	950[kN]	
	最大荷重	615[kN]	1025[kN]	1161[kN]	

● コンクリートの終局 (-3500μ)

□ ダミー鉄筋およびせん断補強筋の降伏 (1800μ)

図-13 ひずみと最終破壊状況

コンクリートのひずみを算出するが、これらの弾性係数は異なっている。しかし、アクリルバーの弾性係数はコンクリートに比べ小さいため、コンクリートとアクリルバーが完全付着していれば、変形量は同程度になり、アクリルバーのひずみはコンクリートのひずみと同程度と考えられる。これより、コンクリート標準示方書のコンクリートの応力度-ひずみ曲線³⁾を用い、アクリルバーのひずみを代入し、圧縮ストラットに作用する圧縮応力度を算出した。

図-15に、代表例として $0.95P_{max}$ 時における $a/d=1.0$ の供試体のストラット幅と、圧縮応力分布の算出結果を示す。これらの供試体は、載荷板、ストラット中央付近および支承板付近のストラット幅方向のひずみを測定している。

図から分かるように、算出したストラット幅は、従来ストラット幅と考えられていた載荷板幅 $r^4)$ よりも載荷板支承板付近で $1.6\sim 2.1$ 倍、ストラット中央付近で $2.1\sim 2.5$ 倍と大きな結果になっており、載荷板、支承板付近のストラット幅はストラット中央に比べ狭くなっていることが分かる。また、圧縮応力度はせん断補強鉄筋が配置されることによって全体的に上昇する傾向がみられた。

4.3 圧縮力の算出

以上の結果を用いて、式(1)によりストラット断面に作用する圧縮力 P_{st} を算出し、その結果からストラット断

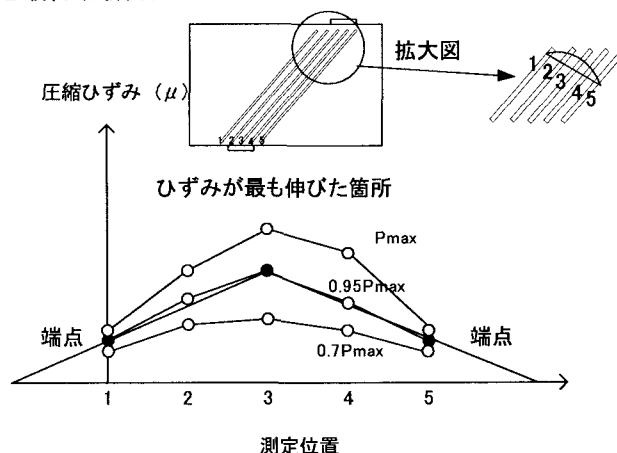


図-14 ストラット幅方向のひずみ進展の模式図

面に作用する力の鉛直成分 P' を式(2)より算出した。

$$P_{st} = A \times b \quad (1)$$

$$P' = P_{st} \times \sin \alpha \quad (2)$$

ここで、

P_{st} : ストラット断面に作用する力 (kN)

A : 応力分布曲線下の面積 (kN/mm)

b : 部材幅 (mm)

P' : ストラット断面に作用する力の鉛直成分 (kN)

α : ストラットの角度

図-16に、式(1)より算出したストラット断面に作用する圧縮力の算出結果を示す。ここで、算出時の荷重は

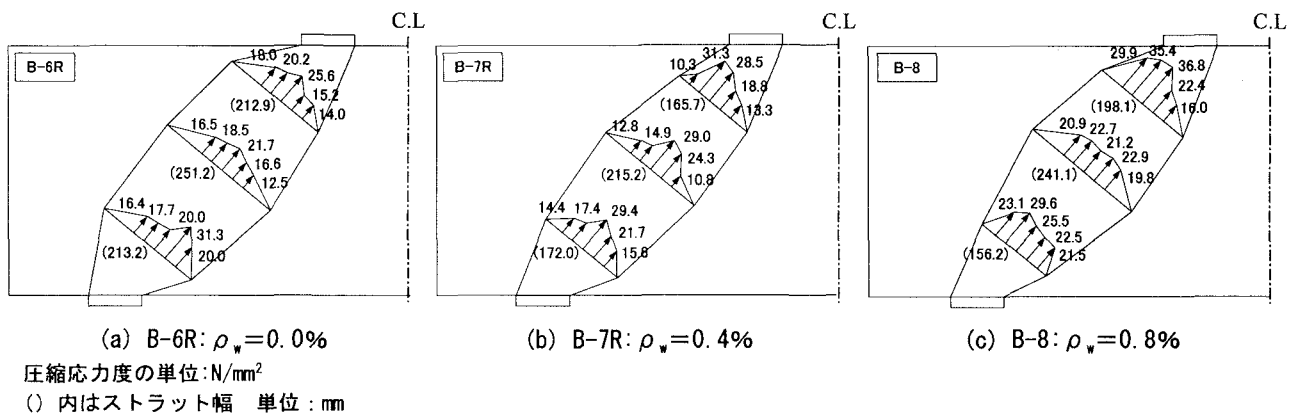


図-15 ストラット幅と圧縮応力分布 ($a/d=1.0$)

破壊直前の $0.95P_{\max}$ 時とし、代表例として $a/d=1.0$ について示した。図より、ストラットの断面に作用する圧縮力は、いずれの箇所においてもほぼ一様に作用していることが分かる。この傾向は $a/d=0.5$ の供試体においても同様であった。

このことから、ストラット幅が狭くなっている箇所で圧縮応力は大きくなり、破壊に至ったことが分かる。

図-17 に力の鉛直成分の釣り合い関係を示す。図より、ストラット断面に作用する力の鉛直成分 P' と載荷荷重 $P/2$ はほぼ同程度であるので、鉛直方向の力は釣り合っているといえる。

図-18 に、破壊時の最大圧縮ひずみを示す。図より、コンクリートの終局ひずみ (-3500μ) を超える大きな圧縮ひずみが検出されており、コンクリートが圧壊し、鉛直力の力が釣り合わなくなり破壊に至ったと考えられる。

4.4 セン断補強鉄筋の効果

$a/d \leq 1.0$ ではせん断圧縮破壊により破壊に至ったと考えられるが、せん断補強鉄筋を配置することにより耐力の増加が確認された。そこで、 $a/d \leq 1.0$ の供試体においては載荷板付近でいずれの供試体においても、大きな圧縮ひずみが検出されているため、載荷板付近の幅方向におけるアクリルバーのひずみに着目し、せん断補強鉄筋の効果について検討を行った。

図-19 に、載荷板付近における $0.95P_{\max}$ 時の圧縮ひずみの分布状況を、 ρ_w ごとに比較した結果を示す。 ρ_w が増加するにつれて、圧縮ひずみが大きくなった。

このような現象は、せん断補強鉄筋によって横拘束された、コンクリートの圧縮破壊時の挙動に非常に類似している。よって、 $a/d \leq 1.0$ のせん断圧縮破壊型の補強筋の効果は、鉄筋の拘束効果によって耐力が増加したと考えられる。

5. $a/d=1.5$ の破壊の検討

図-20 に、 $a/d \leq 1.0$ と $a/d=1.5$ の斜めひび割れ面での挙動と破壊の現象の差異について示す。なお、せん断圧縮破壊を起した供試体についてはひび割れの挙動は全て同様の傾向を示したことから、代表例として B-4 供試体

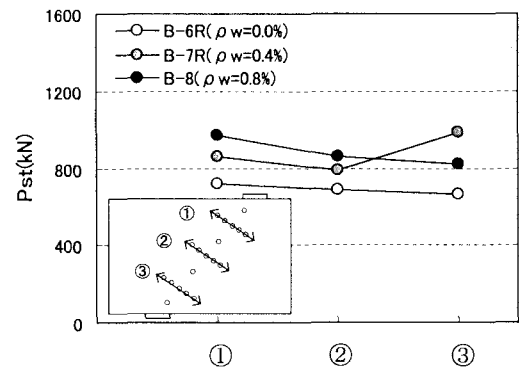


図-16 ストラット断面に作用する力 ($a/d=1.0$, $0.95P_{\max}$)

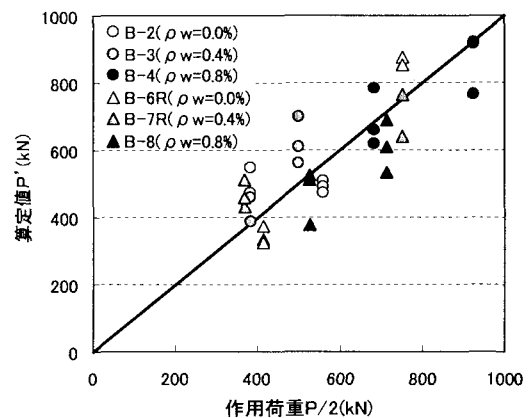


図-17 力の鉛直成分の釣り合い関係

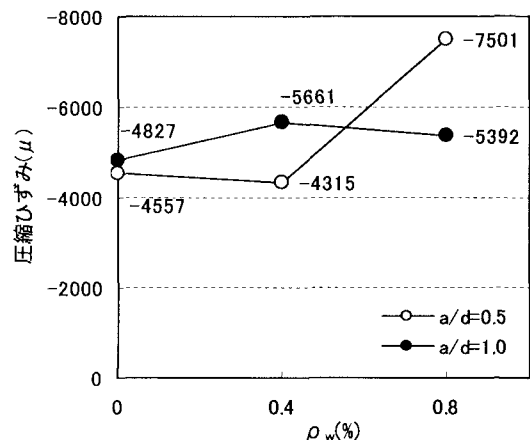


図-18 破壊時の最大圧縮ひずみ

($a/d=0.5$, $\rho_w=0.8\%$)を $a/d=1.5$ の破壊の代表例として B-12 供試体($a/d=1.5$, $\rho_w=0.8\%$)を例に示す。図より、 $a/d \leq 1.0$ では圧縮ストラット内にひび割れが発生しており、終局時には載荷板および支承板が供試体にめり込む現象がみられた。一方、 $a/d=1.5$ ではストラット下面に沿って進展したひび割れが終局時に支承板内側と載荷板外側に貫通し、載荷板、支承板付近では、破壊面により段差が確認されたことから、ひび割れ面で大きなズレが生じていることが考えられる。

ここで、画像解析結果による斜めひび割れ面での挙動の計測結果は、 $a/d \leq 1.0$ ではズレが 1.02mm、開きが 1.40mm となるのに対して $a/d=1.5$ ではズレが 2.66mm、開きが 4.40mm となり、 $a/d=1.5$ では 1.0 以下と比較して斜めひび割れ面で開きとともにズレが卓越していることが分かる。以上のことから一般的に斜めひび割れと称されるひび割れは、 $a/d \leq 1.0$ ではストラット内でひび割れが発生し進展することから割裂によると考えられ、 $a/d=1.5$ ではストラット下面に発生、進展した後、開きが大きくなっていることから曲げ変形に伴う引張力により発生するものと考えられる。

表-2 には、 $a/d=1.5$ 供試体のまとめとして本実験シリーズの $a/d=1.5$ 供試体に、九工大で行った他のシリーズの B-10.3 供試体($a/d=1.5$, $\rho_w=0.0\%$, $d=600\text{mm}$)を加えた 4 体について破壊性状、ひび割れ停止位置および各イベント時の荷重を示し、参考として鉄道総研の実験による 3 体の破壊性状⁴⁾を示している。

表より、斜めひび割れ発生荷重、斜めひび割れ停止荷重ともに、B-10 供試体他より 1~2 割程度高い値となっているが、いずれの供試体も $0.70P_{\max}$ 時には梁高さ

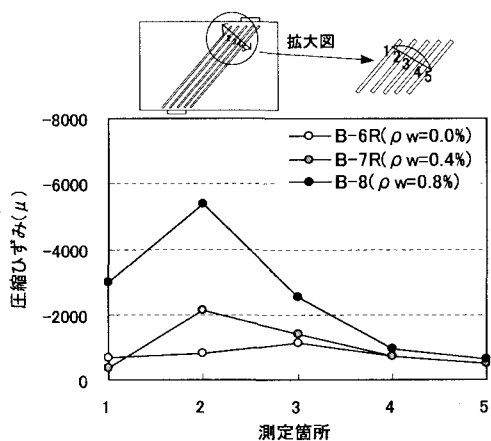


図-19 載荷板付近の圧縮ひずみ分布 ($0.95P_{\max}$)

の 8~9 割の位置で斜めひび割れが停止し、最終的には載荷板直下での破壊が見られたことから、 $a/d=1.5$ ではないずれも同様の破壊形態を示すと考えられる。

図-21 には、九工大の実験および最終破壊状況から同様の破壊性状と考えられる鉄道総研のデータ⁵⁾について、初降伏時の曲げ耐力とせん断耐力との比率を示す。図に示すせん断耐力は、九工大提案式⁶⁾よりコンクリート負担分を、林川式⁷⁾より鉄筋の負担分を算出し、足し合わせて算出したものである。図より、せん断耐力に対する曲げ耐力は、いずれの実験においても比率が均衡していることが分かる。

本実験において、曲げ降伏は見られなかったが、 $a/d=1.5$ かつ 2 点載荷の状況では、曲げ変形の影響が大きくなるため、斜めひび割れの進展状況に曲げの影響も含まれていると考えられる。

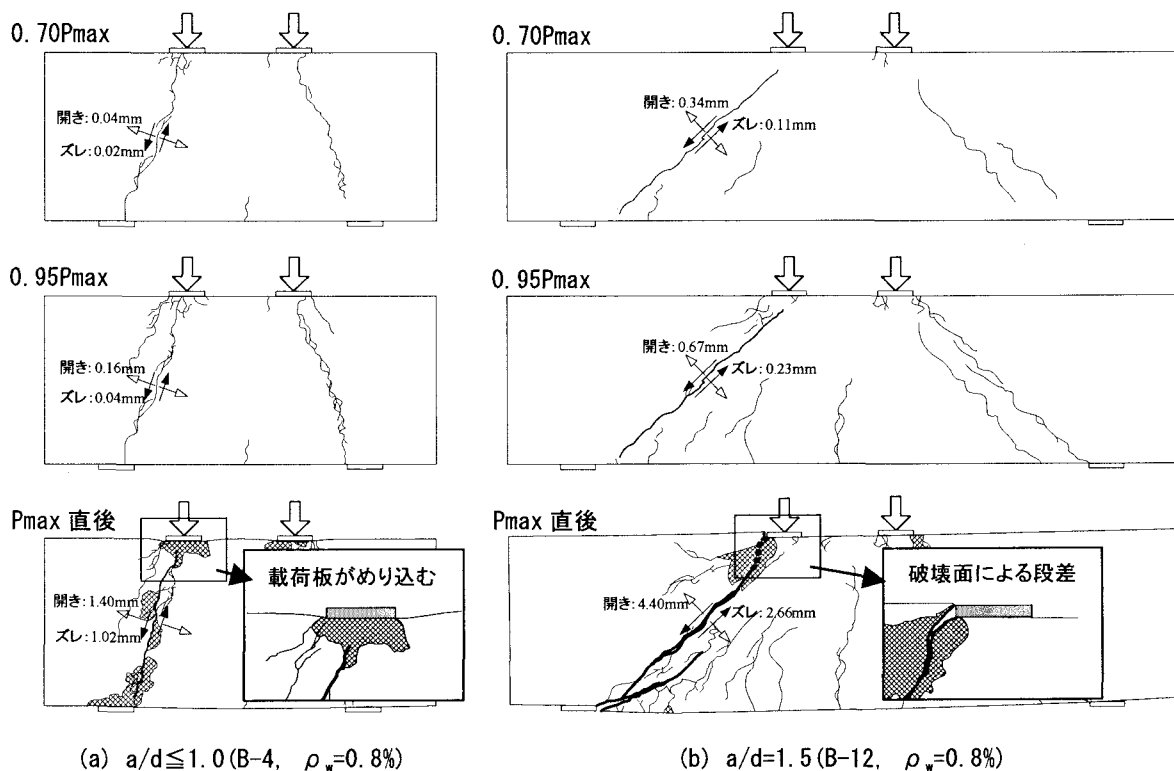
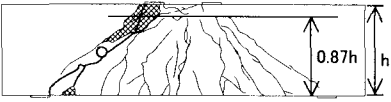
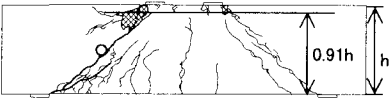
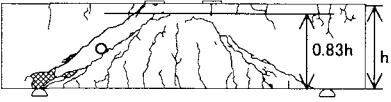
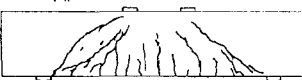


図-20 $a/d=1.5$ と $a/d \leq 1.0$ のひび割れ面での挙動

表-2 本実験供試体の破壊性状まとめ ($a/d=1.5$)

供試体No.	最終破壊状態およびひび割れ停止位置	せん断補強鉄筋 降伏荷重(kN)	斜めひび割れ 発生荷重(kN)	ひび割れ 停止荷重(kN)	実験値(kN)
B-10 ($\rho_w=0.0\%$)		416 / 0.68Pmax	325 / 0.53Pmax	375 / 0.61Pmax	616.0
B-11 ($\rho_w=0.4\%$)		766 / 0.74Pmax	325 / 0.32Pmax	450 / 0.44Pmax	1025.0
B-12 ($\rho_w=0.8\%$)		940 / 0.81Pmax	300 / 0.26Pmax	550 / 0.47Pmax	1161.0
B-10.3 ($\rho_w=0.0\%$)		1300 / 0.67Pmax	650 / 0.33Pmax	800 / 0.41Pmax	1960.0
鉄道総研 $a/d=1.5$ $d=400\text{mm}$	No.9 ($\rho_w=0.0\%$)  No.11 ($\rho_w=0.42\%$)  No.12 ($\rho_w=0.82\%$) 				

○：斜めひび割れ付近でのせん断補強鉄筋降伏位置

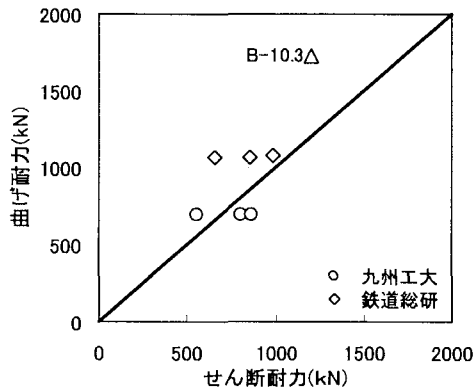


図-21 曲げ耐力とせん断耐力の比率

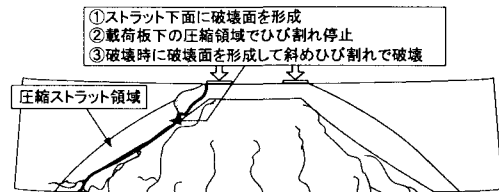


図-22 $a/d=1.5$ の破壊の模式図

参考文献

- 1) M.D. Kotsovos : REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS, BLACKIE, pp. 21~54, 1990
- 2) Torsak LERTSRISAKULRAT, Junichiro NIWA, Akinori YANAGAWA and Maki MATSUO : CONCEPTS OF LOCALIZED COMPRESSIVE FAILURE OF CONCRETE IN RC DEEP BEAMS, Journal. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE, No.697/V-54, 215-225, 2002 February
- 3) 土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕, 2002.3
- 4) 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報告集, Vol.23, No.3, pp.961~966, 2001
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.931~936, 1990

(2004年9月17日受付)

6. まとめ

a/d と ρ_w をパラメータとしたディープビームの実験により以下に示す結論を得た。

- (1) $a/d=0.5, 1.0$ と $a/d=1.5$ ではひずみの進展, ひび割れ計測結果より, 最終的な破壊箇所の違いがみられた。 $a/d=0.5, 1.0$ では, ストラット内で圧縮力が大きく作用し破壊に至るせん断圧縮破壊である。また, せん断補強鉄筋の効果は圧縮ひずみが増加すること, ひび割れが分散化することから横拘束効果によるものであると考えられる。
- (2) 図-22 に示すように, $a/d=1.5$ では $a/d \leq 1.0$ 以下と同様にストラットは形成されるが, ストラット下面に沿ってひび割れが進展し, 終局時には破壊面を形成しズレにより破壊に至った。
- (3) 本実験において, 曲げ降伏は見られなかったが, $a/d=1.5$ でかつ2点載荷の状況では, 曲げ変形の影響が大きくなるため, ズレとともに開きが卓越すると考えられる。