

# 論文 大型ディープビーム部材のせん断耐力に関する実験的検討

小林 寛<sup>\*1</sup>・運上 茂樹<sup>\*2</sup>・Mohammad Reza SALAMY<sup>\*3</sup>

要旨：有効高さ400mmから1400mm，せん断スパン比1.5としたRCディープビーム9体を用いた載荷試験を行い，せん断補強筋の効果および寸法効果の影響について検討を行った。

その結果， $a/d=1.5$ の本供試体シリーズにおいては，せん断補強鉄筋はほぼ100%効果を発揮すること，平均せん断応力は有効高のほぼ $1/3$ 乗で低下すること，ディープビーム部材特有の破壊性状がストラット-タイモデルで説明できることが明らかとなった。

キーワード：ディープビーム，せん断耐力，寸法効果，ストラット-タイモデル

## 1. はじめに

壁式橋脚や開削トンネル断面のような，せん断スパン比(以下 $a/d$ )が小さいRCディープビーム部材では，一般にコンクリートの負担するせん断強度は通常の鉄筋コンクリート部材よりも大きく見込めるが，せん断補強鉄筋の効果については，通常のRC部材に用いられるトラス理論による計算値に比べて小さく， $a/d$ の減少とともに効果が低くなる傾向があることが知られている<sup>1)</sup>。現状ではディープビームにおいては不明確な点が多いことから，通常の設計では棒部材としてせん断耐力を算定し，せん断補強鉄筋量を大幅に増加させることによりせん断耐力

を確保する手法が多く採用されている。このような設計法は，不経済であるばかりでなく，施工性にも悪影響を及ぼしている。そこで，筆者らは，ディープビーム部材の設計法を確立するために，せん断支間比，供試体寸法，補強鉄筋比をパラメータとした実験を行い，提案しているせん断耐力式の妥当性を評価するとともに，そのせん断抵抗メカニズムについての検討を実施した。本文ではそれらの実験のうち，寸法効果の検討およびせん断補強筋による補強効果の検討を目的として実施した $a/d=1.5$ ，有効高400mm~1400mm，補強鉄筋比0%，0.4%の大型ディープビーム供試体を用いた載荷試験につい

表-1 供試体諸元

供試体名	B10D	B10.3D	B13	B13R	B14	B15	B16	B17	B18
主鉄筋比 $P_t$ [%]	2								
有効高 $d$ [mm]	400	600	800	800	1,000	1,200	1,400	1,000	1,400
供試体高 $h$ [mm]	475	675	905	905	1,105	1,305	1,505	1,105	1,505
供試体幅 $b(=0.6d)$ [mm]	240	360	480	480	600	720	840	600	840
せん断スパン $a(=1.5d)$ [mm]	600	900	1,200	1,200	1,500	1,800	2,100	1,500	2,100
せん断スパン比 $a/d$	1.5								
載荷板幅=支承板幅 $r(=0.25d)$ [mm]	100	150	200	200	250	300	350	250	350
載荷板間隔 $l(=0.75d)$ [mm]	300	450	600	600	750	900	1,050	750	1,050
せん断補強鉄筋比 $P_w$ [%]	0							0.4	
コンクリート圧縮強度 $f_{cc}$ [MPa]	23.04	31.15	31.63	24	30.95	27.02	27.31	28.72	23.5
主鉄筋降伏強度 $f_{sty}$ [MPa]	393.52	371.69	398.09	398.3	401.77	401.77	393.91	401.77	397.46
せん断補強鉄筋降伏強度 $f_{sw}$ [MPa]								347.15	344.31
最大荷重 $P$ [kN]	747	1,800	2,985	2,300	3,969	5,390	5,975	5,214	8,369

\*1 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 主任研究員 (正会員)

\*2 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 上席研究員 工博 (正会員)

\*3 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 専門研究員 工博 (正会員)

て述べることにする。

## 2. 実験の概要

### 2.1 実験供試体

実験は有効高 $d$ およびせん断補強鉄筋の有無をパラメータとし、表-1および図-1に示す9体の梁供試体を用いた。主鉄筋としてSD345のD22～D41，せん断補強鉄筋としてSD295のD13～16を用いたほか，せん断補強筋を持たない供試体にはゲージ保持用にSD295のD4～D6ダミー鉄筋を配置した。

### 2.2 荷重方法および計測

荷重装置は独立行政法人土木研究所の30MN大型構造部材万能試験機を用い，図-2に示す要領で荷重を行った。

せん断補強筋の歪みを計測する鉄筋ゲージ位置を図-1中に 印で，引張側主鉄筋の歪みを計測するゲージ位置を図-1中に 印で示す。また一部の供試体には文献<sup>2)</sup>に倣い圧縮ストラットに沿ってゲージを貼付したアクリルバーをコンクリート中に配置し，コンクリート圧縮歪みも計測した。変位計は供試体下面に7箇所設置して全体の変形を把握したほか，せん断支間内にはせん断変位計も設置した。

## 3. 実験結果

### 3.1 クラック発生パターンと荷重変位関係

#### (1)せん断補強筋の無いモデル

各供試体とも荷重荷重が上がるにつれて曲げクラック，せん断クラック，支点外側に供試体上方から伸びるクラックの順に発生した後，最大荷重に至った。

せん断補強筋のないモデル7体のうち，B10Dを除く6体については，初期に発生したストラット内側のクラックが成長し続け，ある荷重でストラット全長にわたる新しいクラックが一気に発生して荷重が低下するパターンとなった。この時に荷重板間のコンクリートにクラックが発生するもの(B10D，B10.3D，B13R，B15)と，しないもの(B13，B14，B16)があった。代表例

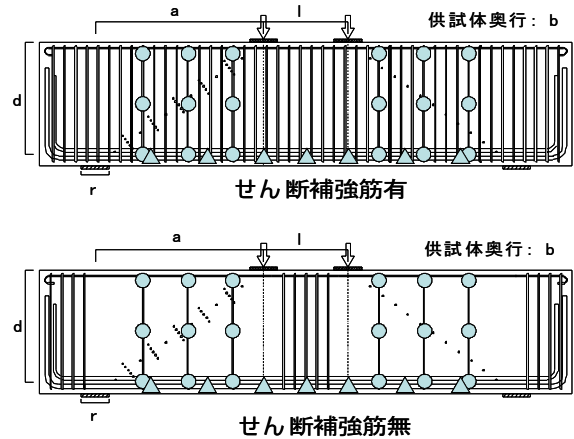


図-1 供試体配筋図およびゲージ配置図

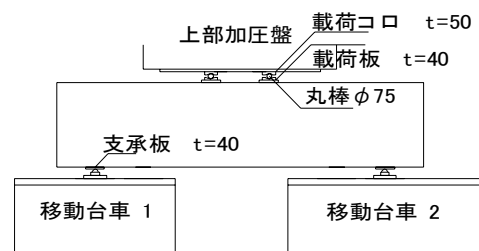


図-2 荷重要領図



図-3 B15供試体最大耐力時クラック図



図-4 B14供試体最大耐力時クラック図

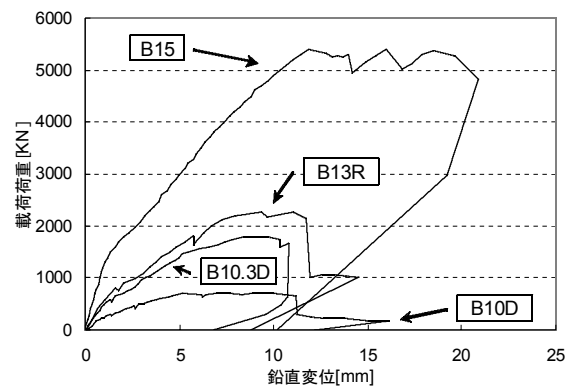


図-5 荷重-変位関係(荷重板間クラックが発生した供試体)

として図-3にB15，図-4にB14供試体の最大耐力時直後のクラック図を示す。また前者のパタ

ーンの4体分について、供試体中央部の鉛直変位と載荷荷重の関係を図-5に、後者のパターン3体分の同じく荷重-変位関係を図-6に示す。

図-5より、最大荷重に至る前に載荷板間にクラックが発達した供試体は、最大荷重付近で高い荷重を保持したまま変位が増大しており、せん断破壊に典型的な脆性破壊とは違うことがわかる。一方、載荷板間のクラックが発達しない供試体は、最大荷重まで荷重が伸びた後に急激に破壊し、同時に荷重低下を起こしていることがわかる。

特にB10Dは、ストラット内側のクラックに引き続いてストラット上のクラックが伸長するとともに載荷板間のクラックが発達し、図-5に見られるようにねばりのある破壊形態といえるものであった。図-7にB10D供試体の最大耐力時直後のクラック図を示す。

(2)せん断補強筋を有するモデル

せん断補強筋を有する2体についてはストラット内側に発生した初期クラックが十分成長しないうちに、その外側に徐々に別のクラックが発生し続け、ある時点でそれらのうち最も外側のものが大きく伸長した後荷重低下を起こすパターンとなった。代表例として図-8にB17供試体の最大耐力時直後のクラック図を、図-9に両供試体の荷重-変位関係を示す。図-9には比較のため、同じ寸法を持ちせん断補強筋を持たないB14およびB16の結果も表示する

両図よりせん断補強筋を有することで最大耐力が増大すること、クラックが分散されること、最大荷重を超えて一旦荷重低下が起きた後、ねばりを発揮することが明白に分かる。

3.2 耐力算定式と最大耐力の比較

各供試体について道路橋示方書 下部工編<sup>3)</sup> (以下道示)、土木学会コンクリート標準示方書

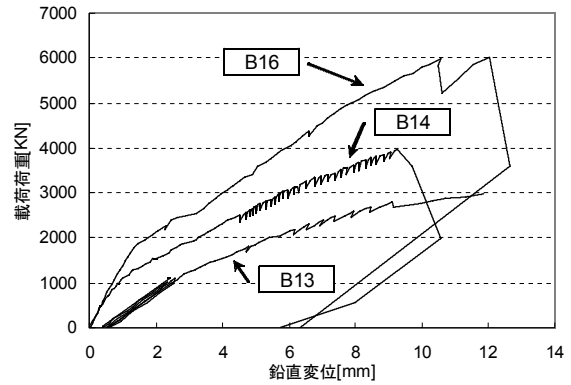


図-6 荷重-変位関係(載荷板間クラックが発生しない供試体)

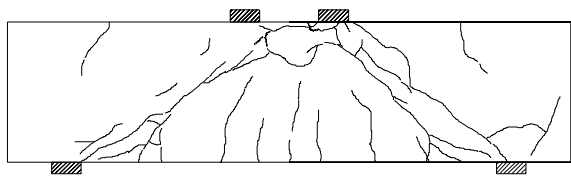


図-7 B10D供試体最大耐力時クラック図

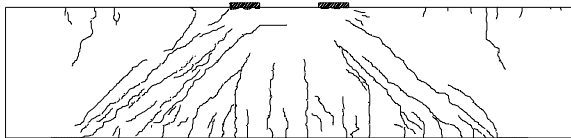


図-8 B17供試体最大耐力時クラック図

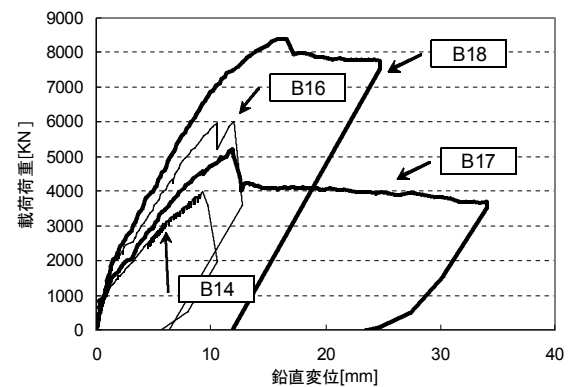


図-9 荷重-変位関係(せん断補強筋を有する供試体)

4) (以下コン示)および同改訂資料<sup>5)</sup> (以下コン示改訂資料)によるディープビーム部材式を用いて耐力を計算し、実験結果と比較した結果を表

表-2 実験最大荷重と評価式の比較

供試体名	B10D	B10.3D	B13	B13R	B14	B15	B16	B17	B18
最大荷重P[KN]	747	1,800	2,985	2,300	3,969	5,390	5,975	5,214	8,369
最大荷重/2[KN]	373.5	900.0	1,492.5	1,150.0	1,984.5	2,695.0	2,987.5	2,607.0	4,184.5
道示IV[KN]	166	373	604	562	841	1,132	1,497	1,282	2,270
コン示[KN]	164	388	647	564	946	1,216	1,601	1,676	2,872
コン示改訂資料[KN]	254	699	1,255	1,044	1,932	2,542	3,484	2,603	4,540

-2に示す。ここで耐力計算における材料強度は、実験時の実強度を用いた。また、実験値に対する各算定式の比率を図-10に示す。

図より設計式である道示およびコン示は、本実験値に対して0.4倍から0.6倍程度の値を与え、実験式であるコン示改訂資料は0.7倍から1.2倍程度の値を与えることがわかる。

道示、コン示両設計式は部材有効高による寸法効果が考慮されているのに対して、コン示改訂資料はこれを考慮していないため、供試体有効高により算定値誤差のばらつきに差が生じる結果となった。

また、道示とコン示の間にはディープビーム部材におけるせん断補強筋の効果に関する評価方法に差があるため、せん断補強筋を有するB17、B18供試体においては両者の算定値に開きが出た。

#### 4. せん断補強筋の効果に関する検討

一般にディープビーム部材においては、せん断補強筋の効果が、通常の梁の場合と比べて低いとされる。これを検証するため、せん断補強筋の有無以外は同じ条件のB14とB17及びB16とB18について比較する。

##### 4.1 計算値の逆算による検討

実験で得られた最大荷重 $P$ と、コンクリート寄与分 $S_{ec}$ とせん断補強筋寄与分 $S_{es}$ の和は、実験条件より以下の関係となる。

$$\frac{P}{2} = S_{ec} + S_{es} \quad (1)$$

計算で求められるコンクリート寄与分を $S_{dc}$ 、同じくせん断補強筋寄与分を $S_{ds}$ とし、それぞれの実験との誤差を係数 $\alpha$ 、 $\beta$ とすると

$$S_{ec} + S_{es} = \alpha S_{dc} + \beta S_{ds} \quad (2)$$

と表すことができる。ここで、せん断補強筋の無い供試体の場合では

$$\frac{P}{2} = \alpha S_{dc} \quad (3)$$

であるから、B14およびB16の実験結果よりそ

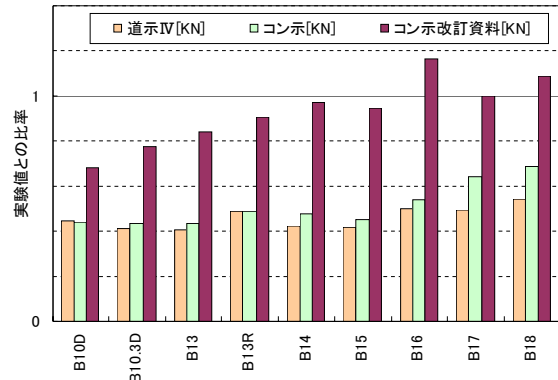


図-10 実験値と評価式算定値の比較

れぞれ求めた $\alpha$ を用いて、B17およびB18の実験結果と(1)、(2)式よりそれぞれの $\beta$ が算出され、これをせん断補強筋の寄与率と考えることができる。ここで $S_{dc}$ の算出には実験式であるコン示改訂資料式を用い、また $S_{ds}$ は道示、コン示に示されるとおりせん断補強筋の断面積および降伏強度を用いてトラス理論から算定した。

その結果B14、B16それぞれについて(3)式より算出される $\alpha$ は1.027および0.858であり、これとB17およびB18の実験結果を用いて(1)、(2)式より求めた $\beta$ は0.94ならびに1.07であった。

これより本実験の条件下ではせん断補強筋が一定の効果を発揮していることが示される。

##### 4.2 せん断ひずみ計測値からの算定

次に、せん断補強筋に貼付したひずみゲージの値からせん断補強筋に作用する引張力の算定を試みる。対象とするひずみゲージは、破壊側の圧縮ストラットに沿った位置のもの3箇所とした。最大耐力時におけるそれらのひずみの平均値に材料試験時の弾性係数を乗じてせん断補強筋の平均応力とし、ひずみゲージ設置区間のせん断補強筋総断面積に乗じてせん断補強筋の

表-3 ひずみゲージから算定したせん断補強筋の寄与

供試体	B17	B18
破壊時の鉄筋平均応力[MPa]	324	344
せん断補強筋	D13	D16
考慮した本数	18本	22本
せん断補強筋総断面積[mm <sup>2</sup> ]	2,281	4,369
せん断補強筋抵抗力 $S_{ms}$ [KN]	739	1,503
$S_{ds}$ [kN]	765	1,387
比率 $S_{ms}/S_{ds}$	0.97	1.08

分担する耐力とした。最大耐力時において既に降伏した箇所は降伏応力以上発生しないものとし、圧縮ひずみが観測された点はこれを0とした。表-3に算定結果および $S_{ds}$ との比率を示す。

この表からも両供試体ともほぼ $S_{ds}$ に近い耐力が算出され、十分なせん断補強効果を発揮していることが明らかとなった。

### 5. 寸法効果の検討

実験結果を用い、最大荷重時の平均せん断応力からコンクリートの負担するせん断力に及ぼす寸法効果を検討する。検討はせん断補強筋のない7体について行った。ここでの有効高の範囲は400mm~1400mmである。

平均せん断応力 $\tau$ は、自重の影響を考慮して、最大荷重 $P$ に供試体自重 $W$ を足したものの1/2を供試体幅と有効高の積 $bd$ で除した値とし、検討にはさらにコンクリート圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ を基準として補正した値 $\tau^*$ を用いた。コンクリート実強度 $f'_c$ による補正はコン示に従って次式により算出した。

$$\tau^* = \tau \left( \frac{24}{f'_c} \right)^{1/3} \quad (4)$$

表-4に各供試体の平均せん断応力及び補正値を、図-11に補正された平均せん断応力と有効高との関係を示す。図中には参考のため既往の研究成果として、コン示に示される-1/4乗及び河野ら<sup>6)</sup>による-1/3乗の線も示した。図より明らかのように、 $a/d=1.5$ の本シリーズにおいては、平均せん断応力は供試体有効高の-0.338乗で低下しており、今回の実験において寸法効果は河野らの結果とほぼ同じ値となることが確認された。

表-4 各供試体の平均せん断応力と補正値

供試体	有効高 d(m)	供試体 幅 b(m)	自重を考慮した平均せん断応力 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	材料強度と自重を考慮した平均せん断応力 $\tau^*$ (N/mm <sup>2</sup> )
B10D	0.4	0.24	3.92	3.97
B10.3D	0.6	0.36	4.21	3.86
B13	0.8	0.48	3.94	3.59
B13R	0.8	0.48	3.05	3.05
B14	1.0	0.6	3.37	3.10
B15	1.2	0.72	3.20	3.07
B16	1.4	0.84	2.63	2.52

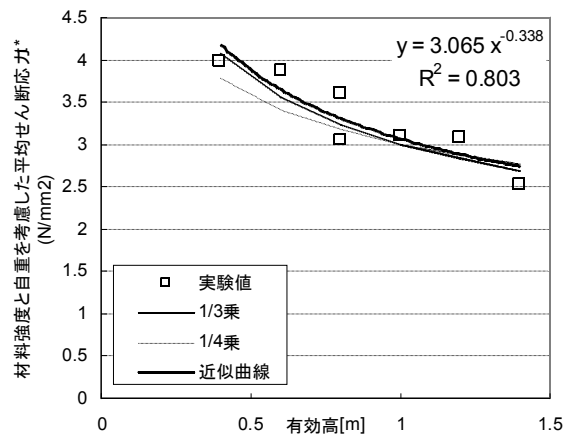


図-11 有効高と平均せん断応力

### 6. ストラット-タイモデルと破壊パターン

せん断補強筋を持たない7体の供試体について、図-12に示すストラットタイモデルにより破壊モードの検証を行った。

検討は載荷板-支承板間を繋ぐストラット部、両支承板間を繋ぐタイ部、両載荷板間の圧縮領域の破壊強度をコン示により算定し、これらを載荷荷重相当値に換算して比較した。なお、ここでは部材係数は考慮していない。

比較の結果を表-5に示す。表よりいずれの供試体ともストラット部が最も弱く、タイ部が最

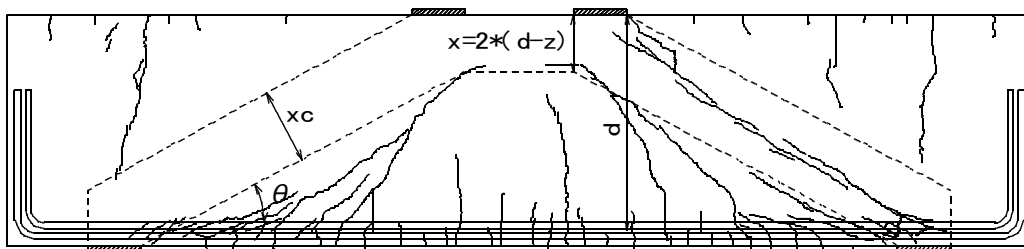


図-12 ストラット-タイモデル概念図

表-5 ストラット-タイモデル検討結果

供試体	B10D	B10.3D	B13	B13R	B14	B15	B16
ストラット破壊相当荷重 $P_{sc}$ [KN]	559	1,603	2,911	2,209	4,334	5,350	7,262
タイ破壊相当荷重 $P_{tc}$ [KN]	941	1,953	3,669	3,671	5,387	7,625	10,314
圧縮領域破壊相当荷重 $P_{cc}$ [KN]	606	1,719	3,126	2,372	4,634	5,705	7,730
実験時最大荷重 $P$ [KN]	747	1,800	2,985	2,300	3,969	5,390	5,975
$P_{sc}/P$	75%	89%	98%	96%	109%	99%	122%
$P_{cc}/P$	81%	95%	105%	103%	117%	106%	129%

も強い結果となった。ストラット破壊相当荷重および圧縮領域破壊荷重と実験における最大荷重を比較したところ、載荷板間の圧縮領域のクラックが発達しなかったB14およびB16は、 $P_{cc}/P$ が117%および129%と比較的余裕があり、ストラット破壊相当荷重以下で破壊したのに対し、他の供試体は $P_{cc}/P$ が106%以下となり、ほぼ圧縮領域で最大荷重が支配されることが分かる。またB10Dにおいては $P_{cc}/P$ が81%と特に小さいことも明らかとなった。先に述べたねばりのある破壊形態は、このように圧縮領域の圧縮破壊現象によるものと思われ、ストラット-タイモデルに置き換えられるディープビーム部材特有の、一般的なせん断破壊とはかなり異なる破壊形態と考えられる。

## 7. まとめ

有効高400mm～1400mmのRC梁を用いた2点載荷によるせん断載荷試験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- (1)せん断補強筋のない供試体でも、最大耐力に至る前に載荷板間のクラックが発達した場合、急激な荷重低下は起こさず、脆性的破壊は起こさない。
- (2)せん断補強筋を有することにより、無補強の場合に比べて最大耐力が増大し、最大荷重後の挙動も一旦荷重低下を起こした後にねばりを発揮する。
- (3) $a/d=1.5$ の本供試体シリーズの場合、せん断補強筋は十分な効果を発揮していることが確認された。
- (4) $a/d=1.5$ の本供試体シリーズではコンクリートの受け持つことのできる平均せん断応力は、

有効高の $1/3$ 乗で低下することが確認された。

(5)ストラット-タイモデルにより、圧縮領域の圧縮破壊によるディープビーム部材特有の、一般的なせん断破壊とは異なる破壊形態が説明できる。

## 謝辞

本実験は独立行政法人土木研究所、九州工業大学、阪神高速道路公団との共同研究によるものである。九州工業大学幸左賢二教授および阪神高速道路公団西岡勉氏には有益な助言を数多く頂戴した。また、九州工業大学大学院生梅本洋平氏にはゲージの製作、実験補助等多大なる貢献をいただいた。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 古内仁,児玉豊治,角田与史雄：鉄筋の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 11-2, pp.333-338, 1989
- 2) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 3) 道路橋示方書・同解説 下部構造編,日本道路協会, pp.229-234, 2002.3
- 4) コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 土木学会, pp.190-192, 2002.3
- 5) 2002年版コンクリート標準示方書改訂資料, 土木学会, pp.61-62, 2002.3
- 6) 河野広隆, 渡辺博志, 菊森佳幹：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集, 土木研究所資料第3426号, pp.5-8, 1996.1