

論文

[2179] 連続繊維補強材を用いた T 形断面はりのせん断性状

横井克則*¹・島 弘*²・水口裕之*³・広畑晴俊*⁴

1. はじめに

コンクリート構造物の補強材として、高強度、軽量、非磁性であり耐腐食性に優れている連続繊維補強材を用いるための研究が、各方面で行われている。連続繊維補強材は鋼材とは性質が異なるため、鋼材用の設計法を直接用いることができないことが指摘されている。なかでも、せん断に関する研究はまだ不十分で、連続繊維補強材を実構造物に適用するための研究が必要とされている。既往の研究では、主筋に連続繊維補強材を用いると、斜めひび割れ発生荷重やせん断耐力が低下することなどが報告されている[1][2]。しかし、これらの研究の多くで用いられた供試体は、矩形断面で寸法の小さいものがほとんどである。そこで、本研究では、連続繊維補強材を主筋およびスターラップに用いた比較的大きな寸法の T 形断面をもつ RC はりおよび PC はりのせん断実験を行い、そのせん断性状について検討を行った。

2. 実験概要

2. 1 使用材料

補強筋の力学特性を表-1に示す。補強筋の力学特性の違いの影響を調べるため、主筋としては、主として弾性係数の異なる、アラミドロッド、炭素ロッド、PC鋼より線の3種類を用いた。PC鋼より線は、JIS G 3536 に示されるSWPR 7BのPC鋼7本より線とした。アラミドロッドは、アラミド繊維にビニルエステル樹脂をマトリックス材として複合成形した構造用棒材とした。なお、本研究では、φ6のロッドを4本束ねたものを1ケーブルとして使用した。炭素ロッドは、炭素繊維複合材ケーブルの7本より線とした。スターラップには、コンクリートとの付着が優れているφ4の砂付きアラミドロッドを用いた。スターラップの曲げ半径は4φとした。

コンクリートは、骨材の最大寸法は13mmとし、その目標強度は50MPaとした。

2. 2 供試体

本研究では、高さが150cm、幅が120cmの T 形断面で、スパンが30m程度のはりを想定し、これの1/3モデルの供試体とした。供試体は、主筋の剛性と導入プレストレス力を変化させて6体作成した。それぞれの供試体の種類および諸特性を表-2に示す。表-2の換算鉄筋比は、辻らが提案した主筋の剛性[1]を考慮したもので、主筋比(p)に連続繊維補強材の弾性係数(E_m)と鉄筋の弾性係数(E_s=206GPa)との比を乗じたものである。また、供試体の形状および

表-1 補強筋の特性

名 称		直 径 (cm)	断 面 積 (cm ²)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
主 筋	アラミド	0.60	0.28	1882	53
	炭 素	1.52	1.14	2148	137
	PC鋼より線	1.52	1.41	1775	197
スターラップ	アラミド	0.40	0.11	1426	69

*1 高知工業高等専門学校助手 土木工学科、工修（正会員）

*2 徳島大学助教授 工学部建設工学科、工博（正会員）

*3 徳島大学教授 工学部建設工学科、工博（正会員）

*4 住友軽金属（株）、工修

び寸法を図-1に示す。

全供試体とも、せん断スパン比は3.4、スターラップ間隔は14cm、スターラップ比は0.16%の一定とした。

各供試体における設計せん断耐力と設計曲げ耐力の比を表-2に示す。これから破壊形式としては、RCはりの3体はせん断破壊型であり、PCはりの3体については曲げ破壊とせん断破壊の遷移領域となる。

表-2 供試体の種類および諸特性

No.	供試体名	補強筋	補強筋量	補強筋断面積 (cm ²)	補強筋比, ρ	換算補強筋比 $\rho \times (E_m / E_s)$	プレ導入時 下縁コンクリート 応力 (MPa)	導入プレ ストレス量 (kN)	設計 耐力比 P_{vu} / P_{mu}
1	A-0	アラミド	4- $\phi 6 \times 2$	2.26	0.54	0.14	0	0	0.89
2	C-0	炭素	$\phi 15.2 \times 2$	2.27	0.54	0.37	0	0	0.80
3	S-0	PC鋼より線	$\phi 15.2 \times 2$	2.81	0.67	0.65	0	0	0.84
4	A-5	アラミド	4- $\phi 6 \times 2$	2.26	0.54	0.14	4.30	83	1.01
5	C-5	炭素	$\phi 15.2 \times 2$	2.27	0.54	0.37	4.84	93	1.03
6	S-5	PC鋼より線	$\phi 15.2 \times 2$	2.81	0.67	0.65	7.14	135	1.00

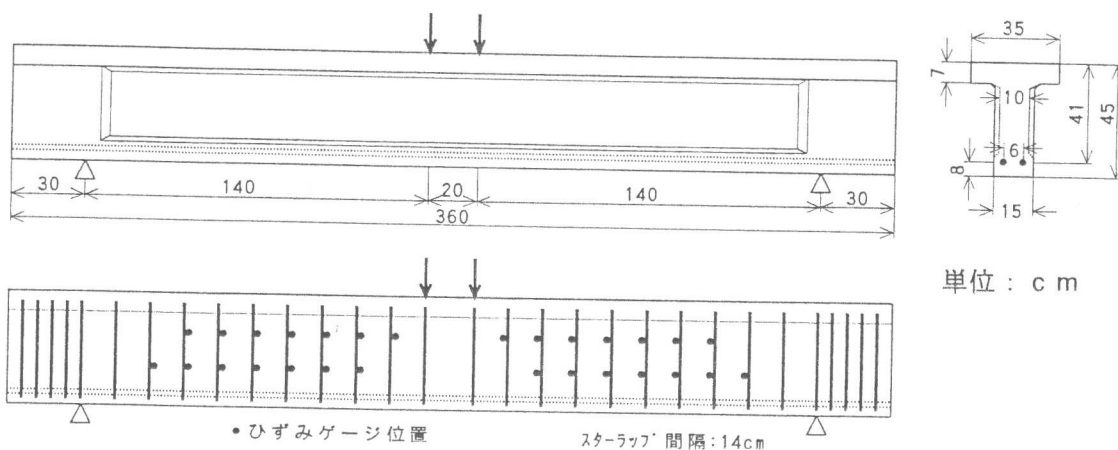


図-1 供試体

2.3 プレストレスの導入

プレストレスの導入は、プレテンション方式とした。定着は、連続繊維補強材では原田ら[3]の方法による静的破碎剤を用いた定着用グリップにネジを切り、これとプレストレス導入用PC鋼棒をカプラーを用いて連結し、PC鋼棒をグリップで載荷フレームに固定して行った。PC鋼より線では、緊張材をそのままプレテンション用3つ割グリップで載荷フレームに固定して行った。

導入プレストレス量は、はり中央部の引張縁および支点付近の引張縁に貼ったひずみゲージからコンクリート応力を測定し、これから算出した。それらの値は表-2に示す。

2.4 載荷方法および測定項目

載荷は対称2点集中載荷とし、静的荷重をほぼ2.5kN間隔で単調に増加させて破壊させた。なお、供試体の支点部は、はりが拘束されないように、両側とも水平移動端とした。

測定項目およびそれぞれの測点数としては、載荷荷重1点、はり中央部の変位2点とし、スターラップのひずみとしては、左右スターラップともに14点ずつとした。ひずみは、スターラップ1本につき最高4カ所、計56カ所ひずみゲージを貼付して測定した。

3. 実験結果および考察

3. 1 ひび割れおよび最終破壊状況

各供試体のひび割れ状況を図-2に示す。S-5の供試体を除いては、明確な斜めひび割れが発生している。また、プレストレスの効果によって、斜めひび割れがかなり抑制されているのがわかる。

最終的な破壊状況としては、C-0、S-0およびA-5の供試体では、斜めひび割れが主筋と交差するスターラップの曲げ成形部を貫通することによって、曲げ成形部が破断して破壊した。また、S-0とA-5の供試体においては、スターラップが破断する前に、荷重の増加とともに斜めひび割れが拡大し、主筋との交差部分にダウエル作用が生じることで水平方向のひび割れが発生し、破断時にはこの部分のコンクリートが剥離落下した。次に、C-5の供試体においては、曲げ成形部での破断も含めて同時に3本のスターラップが破断し、非常に脆性的な破壊を示した。

一方、主筋の剛性の小さいA-0の供試体においては、斜めひび割れによってウェブと上フランジの接合部でスターラップが破断し、さらに上フランジの圧縮域コンクリートまで斜めひび割れが突き抜けた。この破壊モードは、著者らによる連続繊維補強材を用いた矩形断面はりの研究[4]でも観察されており、これは、斜めひび割れによってスターラップが降伏するせん断破壊における第1の破壊モード、腹部コンクリートが圧壊する第2の破壊モードとは異なり、主筋の剛性が小さいときに発生する第3の破壊モードであると考えられ、この破壊のモードの検討は今後の検討課題である。

S-5においては、明確な斜めひび割れは観察されず、曲げ圧縮破壊となった。

3. 2 計算値と実験値との比較

曲げひび割れ、斜めひび割れ発生荷重および破壊耐力の計算値と実験値を表-3に示す。

(1) 曲げひび割れ発生荷重

本実験における曲げひび割れ発生荷重の算定には、従来から用いられている弾性理論に基づいて行った。曲げひび割れは、発生と同時に上フランジ付近まで伸展し、荷重および変位の増加量も変化するため、曲げひび割れ発生荷重は比較的容易に知ることができた。

計算値と実験値とを比較すると、その比は0.80~1.12のバラツキとなっている。このバラツキが有意なものであるかは、今後の検討とする。

(2) 斜めひび割れ発生荷重

斜めひび割れ発生荷重(V_c)の算定には、著者らの研究結果[5]から、二羽らのせん断耐力算定式[6]を用いることとし、主筋が連続繊維補強材の場合には、辻らが提案した主筋の弾性係数を考慮する方法[1]で計算を行った。また、プレストレスを導入した供試体においては、プレストレスによる引張縁応力を打ち消すのに必要なディコンプレッションモーメントを求めることによって、

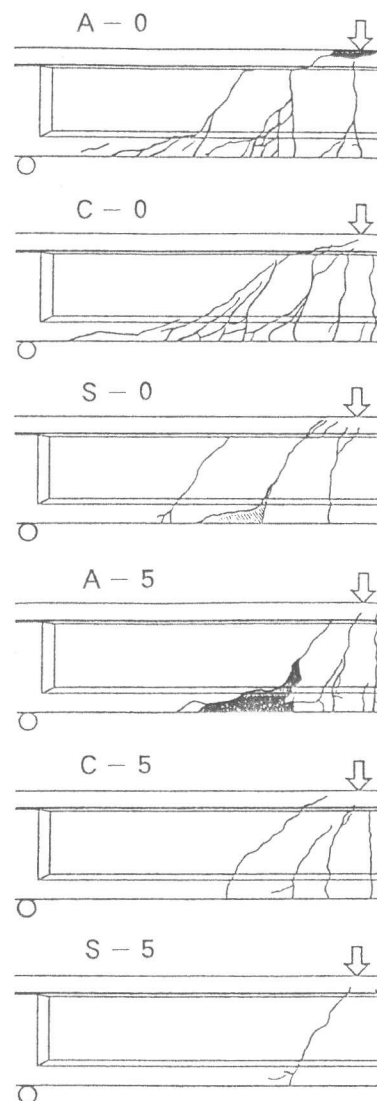


図-2 ひび割れ状況

表-3 実験結果

No	供試体	圧縮強度, MPa	曲げひび割れ, kN			斜めひび割れ, kN			最大耐力, kN			最終破壊形式
			実験	計算	比	実験	計算	比	実験	計算	比	
1	A-0	44	39	42	0.93	56	44	1.27	154	203	0.76	圧縮コンクリートのせん断
2	C-0	43	34	41	0.83	59	58	1.01	210	217	0.97	主筋交差部の曲げ成形部で破断
3	S-0	47	35	44	0.80	82	76	1.08	214	235	0.91	主筋交差部の曲げ成形部で破断
4	A-5	44	74	78	0.95	88	80	1.10	188	239	0.79	主筋交差部の曲げ成形部で破断
5	C-5	51	98	87	1.12	104	104	1.00	268	263	1.02	スターラップ3本同時に破断
6	S-5	42	102	99	1.03	170	130	1.31	285	279	1.02	曲げ圧縮部でコンクリート圧壊

プレストレスの効果を評価した。実験値としては、目視では斜めひび割れ発生の判断が困難なため、スターラップに貼ったひずみゲージの値が、大きく変化し始めた荷重とした。

計算値と実験値を比較した結果を図-3に示す。横軸は、換算補強筋比を用いた。その結果、換算補強筋比が小さくなると、斜めひび割れ発生荷重が小さくなっている。しかし、辻らの方法を用いると、計算値は実験値に近くまたは安全側になっている。今回の実験すなわちT形断面で寸法が比較的大きなはりにおいても、プレストレスの有無に関係なく、辻らの方法の有用性が確認された。

(3)斜めひび割れ発生位置

図-4および図-5は、A-0およびA-5供試体の斜めひび割れの発生位置とその位置における斜めひび割れ発生荷重を実験値と計算値で比較した結果を示す。算定式は、著者ら[5]の結果を用いて、せん断スパン比によって二羽らの式($a/d > 2.5$)と石橋らの式($a/d < 2.5$)を使い分け、これに辻らの換算方法を入れたものを用いた。横軸は斜めひび割れが発生した位置における支点か

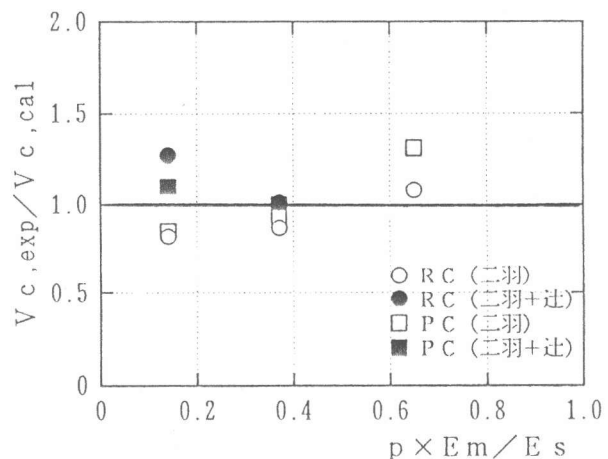


図-3 主筋の剛性を考慮したときの V_c の算定

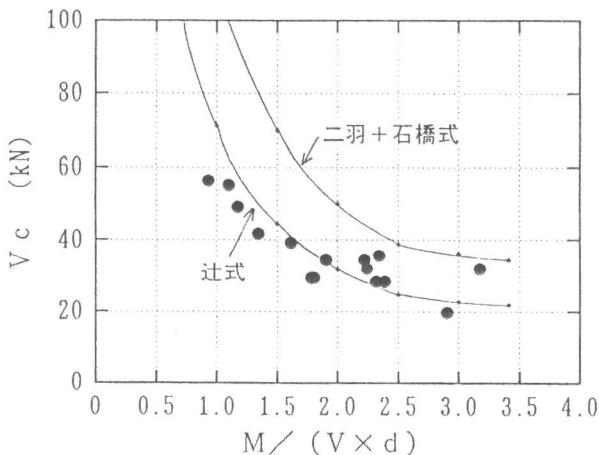


図-4 斜めひび割れ発生位置と V_c の関係 (A-0)

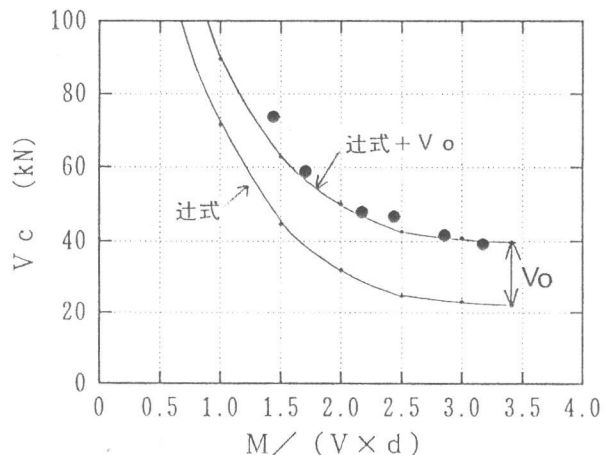


図-5 斜めひび割れ発生位置と V_c の関係 (A-5)

らの距離(M/V で示す)を有効高さ d で除した値とし、縦軸は各位置での斜めひび割れ発生荷重(V_c)の実験値である。

この結果、斜めひび割れ発生荷重は、その断面に作用している曲げモーメントが大きいほど小さくなり、その傾向は、鉄筋コンクリート用の算定式と同様の傾向となっている。すなわち、鉄筋コンクリート用の岡村・檜貝式[7]のせん断スパン比の影響を表す項を、曲げモーメントとせん断力との比で置き換えることによって表すことができることになる。

また、図-4によると供試体A-0の斜めひび割れ発生荷重は、石橋または二羽式のみで計算したものよりも小さくなっているが、辻らの方法を取り入れることによって、実験値と計算値がほぼ同じ傾向を示すようになってきている。

図-5においては、供試体A-0に比べてA-5の方が同じ位置での斜めひび割れ発生荷重が大きくなっている。これは、PCはりの場合は、ディコンプレッションモーメントに相当するせん断力 V_0 を考慮しなければならないことを示している。辻式から、式(1)および式(2)で求めた V_0 (A-5の供試体については18kN)だけ大きくすると実験結果と比較的良く似た傾向となった。

$$M_0 = P_e (W_t / A_e + e_p) \quad (1)$$

$$V_0 = M_0 / a \quad (2)$$

ここに、 M_0 : ディコンプレッシングモーメント、 P_e : 有効プレストレス力による軸圧縮力、 W_t : コンクリート総断面の桁下縁断面係数、 A_e : コンクリート総断面の断面積、 e_p : コンクリート総断面のPC鋼材偏心量、 a : せん断スパン長である。

(4) 終局破壊耐力

終局破壊耐力すなわちせん断耐力の算定には、RCはりの計算方法である式(3)を用いた。

$$V_u = V_c + V_{su} \quad (3)$$

ここに、 V_u : せん断耐力、 V_c : 斜めひび割れ発生荷重(二羽式に辻の換算断面積を代入したもの)、 V_{su} : スターラップにより受け持たれるせん断耐力(トラス理論)である。

終局破壊耐力について実験値と計算値を比較した結果を図-6に示す。この図から、補強材に炭素繊維を用いたものは、せん断耐力の低下は見られていない。すなわち、せん断耐力低下の要因だと考えられている V_c の低下[5]もスターラップの強度低下もなかったことになる。

V_c の低下については、1例としてC-0の供試体におけるせん断力とスターラップのひずみとの関係を図-7に示す。図中の直線は、実線がせん断耐力算定式で求めた理論値($V=V_c+V_s$)であり、点線がトラス理論だけの理論値($V=V_s$)である。これによると、 $V=V_c+V_s$ の理論値と実

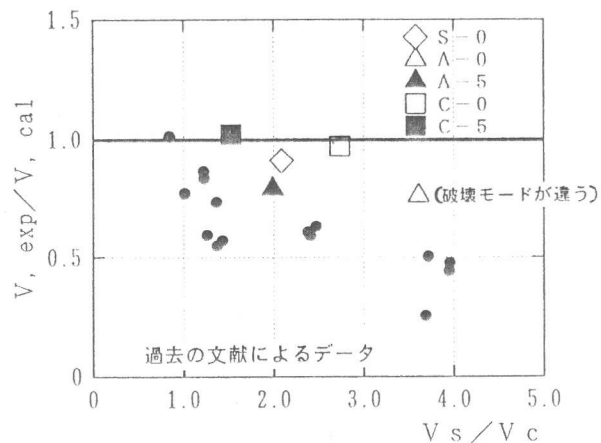


図-6 せん断耐力の低下

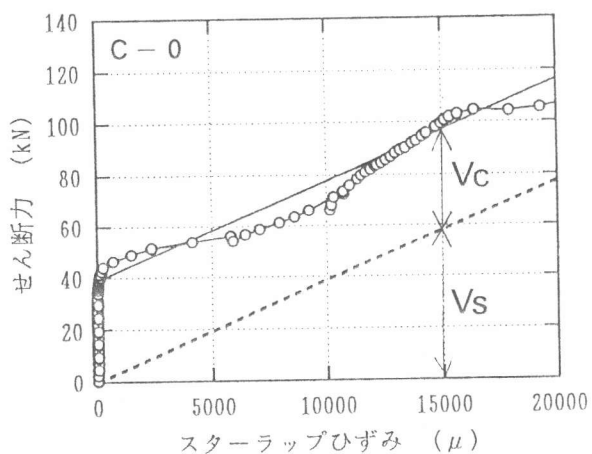


図-7 V_c の低下の検証

験値がほぼ合っており、 V_c の低下がなかったことを示していると考えられる。

ここで、図-6で黒丸で示したのは過去の文献を用いて調査した結果(すべて矩形断面はり)[5]であり、今回の結果は、これらに比べてせん断耐力の低下が小さくなっている。これは、一般にT形断面はりのせん断耐力は矩形断面はりに比べて大きくなるという報告[8]もあるが、前述したせん断耐力低下の原因と考えられる2つの要因が、今回の実験ではあまり影響していないためであると考えられる。すなわち、1つめの斜めひび割れ発生後の V_c の低下については、T形断面はりの場合、圧縮領域の面積が大きいのでその分抵抗が大きくなったことと、砂付きのアラミドスターラップを用いたことによって付着が良くなり、斜めひび割れ幅の増大を抑制し、ひび割れ面の骨材のかみ合わせによる抵抗が大きくなったことによって、 V_c の低下に及ぼす影響が少なくなった。2つめのスターラップの曲げ成形部やせん断力による強度低下については、本実験では大きな供試体を用いたため、有効高さに対してスターラップ間隔が小さくなったためにその影響が少なくなったと考えられる。いいかえると、C-5の供試体のように、複数のスターラップにせん断力が分散されるためである。

A-5とS-0の供試体でせん断力が低下しているのは、斜めひび割れがスターラップの曲げ成形部を通ったためであると考えられる。

A-0供試体においては、破壊モードが以上のと異なるために、今回の考察の対象としてはせず、この原因については今後の課題としたい。S-5の供試体においては、曲げ圧縮破壊となったが、実験値と計算値とはよく一致している。

4. まとめ

- (1)主筋の剛性の小さいT形断面はりのせん断破壊は、斜めひび割れによって、ウェブと上フランジの接合部でスターラップが破断し、これが上フランジの圧縮部コンクリートを突き抜ける。
- (2)斜めひび割れ発生荷重は、本実験においても、はりの断面形状、主筋の剛性ならびにプレストレス導入量などの影響がなく、二羽式に辻らの方法を取り入れた算定式で求めることができる。
- (3)現行のせん断耐力の設計式に辻式(V_c に主筋剛性の影響)を取り入れた計算値は、実験値と一致するものとそれよりも低下するものがあつた。この違いの理由としては、斜めひび割れとスターラップの曲げ成形部との位置関係によるものと考えられる。

謝辞 本研究は第11回日本スパンクリート協会研究助成金を受けて行ったものである。また、アラミド繊維補強材は住友建設(株)、砂付きアラミド繊維補強材は三井建設(株)、炭素繊維補強材は東京製鋼(株)からご提供頂きました。実験には、福田高志氏(徳島県)のご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献 1)辻幸和ほか:F R Pで補強したコンクリートはりの曲げおよびせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 10、No. 2、pp. 547-552、1988。 2)横井克則ほか:主筋にF R Pロッドを用いたコンクリートはりのスターラップ応力、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13、No. 2、pp. 771-776、1991。 3)原田哲夫ほか:静的破砕剤を用いたF R P緊張材の定着方法、プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 251-256、1990。 10。 4)横井克則ほか:F R Pロッドで補強したコンクリートはりの曲げ圧縮破壊耐力の低下、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、pp. 240-241、1991。 5)横井克則ほか:R Cせん断耐力算定式のF R Pロッドで補強したはりに対する適用性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 2、pp. 713-716、1992。 6)二羽淳一郎ほか:せん断補強筋を用いないR Cはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、No. 37 2/V-5、pp. 167-176、1986。 7)Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, No. 300, pp. 131-141, 1980。 8)広沢雅也ほか:鉄筋コンクリート部材せん断強度(その2)、コンクリート工学、Vol. 14、No. 8、pp. 46-52、1976。