

[111] 鉄筋コンクリートばりのせん断抵抗機構に関する研究

正会員 ○野 口 博 (千葉大学)

落 合 正 雄 (千葉大学)

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材の斜めひびわれ発生後の主なせん断抵抗要素として、圧縮部コンクリート、主筋のダボ作用、ひびわれ面の骨材のかみ合い、せん断補強筋が挙げられる。個々の抵抗要素の役割については、Baumann¹⁾、Kani²⁾、Taylor³⁾⁴⁾、神山⁵⁾、小倉⁶⁾、野村⁷⁾ による研究などがあるが、せん断補強筋の有無による抵抗機構の変化などせん断抵抗機構全体に関する研究が少ない。また池田が指摘している⁸⁾ように、せん断抵抗機構に及ぼす鉄筋の付着の影響も少なくない。本研究では、最も基本的な単純ばりについて上記の4つのせん断抵抗要素を出来る限り分離して把握する実験を行ない、筋筋の有無による抵抗機構の変化を検討することを目的とした。

2. 実験計画

断面は $b \times D = 20\text{cm} \times 30\text{cm}$ 、 $d = 25\text{cm}$ 、 $P_t = 1.55\%$ (2-D22) とする。

図1に示したKaniの実験⁹⁾による破壊モードから、斜めひびわれ発生後、はり作用からアーチ作用に移り、さらに耐力が上昇するせん断スパン比 $a/d = 1.6 \sim 2.5$ の領域が主筋のダボ作用や骨材のかみ合いを観察するのに適当と考える。さらに $a/d \leq 2.0$ では、ひびわれが加力板端を結ぶ線上に生じることが多いこと、及び加力板の幅の影響も考えて、 $a/d = 2.4$ 、 $a = 60\text{cm}$ とした。

斜めひびわれ発生位置は、次に示すBowerらの実験式¹⁰⁾による。

$$a_c/d = 0.241 + 0.117(a/d) + 0.0756(a/d)^2 \quad (1) \quad (\text{ac: 図2参照})$$

斜めひびわれは図2に示すようにTri-Linearにモデル化し、Kani⁹⁾、Leonhardt¹¹⁾、池田¹²⁾の実験結果を整理し、 $\theta_2 = 43^\circ$ 、 $x_L/D = 0.198$ とし、 θ_3 、 x_N/D は次式により $\theta_3 = 21.4^\circ$ 、 $x_N/D = 0.148$ とした。

$$\theta_3 = -6.4 a/d + 36.8 \quad (2) \quad x_N/D = -0.07 a/d + 0.31 \quad (3)$$

以上の方法により算定した斜めひびわれパターンは、図3にKani試験体について破線で示したように、Leonhardt、池田の試験体も含め、 $a/d = 2 \sim 3$ の範囲でほぼ実験結果に一致する。

試験体は図4に示すように16体製作し、次に示す4シリーズ(各4体)から成り、試験体番号の下1桁はシリーズ1の試験体番号に対応する。

シリーズ1: 筋筋なしの場合で、 \mathcal{M}_1 はひびわれなし、 \mathcal{M}_2 では曲げ及び斜めひびわれを予想位置に生じさせるために深さ3cmの目地を入れておく。(C+D+A) \mathcal{M}_3 ではグリスを塗付した薄銅板により幅0.1mmの曲げ及び斜めひびわれを予想位置に入れておき、骨材のかみ合いを消失させる。(C+D) \mathcal{M}_4 では \mathcal{M}_3 の斜めひびわれ先端の圧縮部コンクリートにローラーを挿入し、主筋のダボ作用のみを観察する。D)ここにCは圧縮部コンクリート、Dは主筋のダボ作用、Aはひびわれ面の骨材のかみ合いによるせん断力負担を示す。

シリーズ2: 斜めひびわれが主筋を横切る位置から支点側 $f = 5\text{cm}$ の位置に配置した吊り上げ筋が主筋のダボ作用に与える影響を調べる。その他の点ではシリーズ1に対応する。但し \mathcal{M}_{11} は \mathcal{M}_1 と同一とする。

シリーズ3: シリーズ2の試験体に斜めひびわれを横切る筋筋を配置し、筋筋の効果を検討する。筋筋比は、 \mathcal{M}_{22} 、23、63が荒川min式¹³⁾に対応し ($p_w = 0.64\%$)、 \mathcal{M}_{33} は荒川原式¹³⁾に対応する。 ($p_w = 0.43\%$)

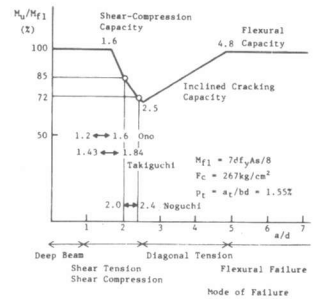


図1 Kani 試験体の破壊モード

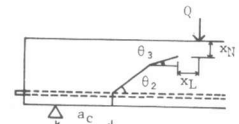


図2 斜めひびわれパターン

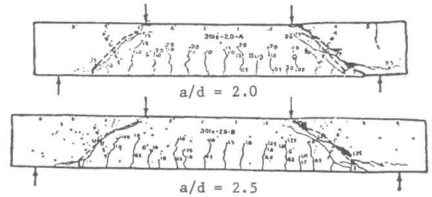


図3 Kani 試験体のひびわれパターン

但し、 $\#63$ は斜めひびわれが筋筋位置に発生することが多い点を考慮し、吊り上げ筋筋位置は $f=10\text{cm}$ である。

シリーズ4： $f=10\text{cm}$ の位置の吊り上げ筋筋と、斜めひびわれを横切る1本の筋筋の組合せの場合について、筋筋が及ぼす抵抗機構への影響について検討する。

各シリーズともひびわれは片側のみとし、もう一方はせん断破壊しないように補強した。(No.1を除く)コンクリートは図4の手前から打設した。使用したコンクリートは粗骨材最大粒径25mmの普通コンクリートで、圧縮強度はシリーズ(S)1：163~207 Kg/cm^2 、S2、S3：217 Kg/cm^2 、S4：262 Kg/cm^2 であった。鉄筋の引張降伏強度は、主筋D22が3786~3906 Kg/cm^2 、筋筋9 ϕ が3286~3515 Kg/cm^2 であった。

載荷方法は、2点集中荷重単純ばり形式で単調載荷とした。測定は荷重、変形、主筋、筋筋及びコンクリートのひずみ、斜めひびわれが主筋を横切る位置から支点側8.2d(d：主筋径)位置の主筋のすべりについて行なった。

3. 破壊経過

各シリーズの荷重-変形曲線を図5~8に示す。No.1とNo.11の斜めひびわれは、No.11で発生位置がやや中央寄りであった他は、ほぼ予想パターンに一致した。

シリーズ1：No.1、2、3では、斜めひびわれが主筋を横切る位置から支点側に主筋に沿う割り裂きひびわれが進展し、終局ではせん断圧縮破壊した。No.4は割り裂きひびわれ発生後、耐力低下した。

シリーズ2：No.11、12、13では、割り裂きひびわれ進展後、終局ではせん断圧縮破壊した。筋筋なしのNo.11では割り裂きひびわれ発生後の剛性低下が顕著であり、荷重-変形曲線はNo.2にほぼ一致する。No.12、13を比較すると、骨材のかみ合いの荷重-変形曲線への影響は表われていない。No.14をNo.4と比較すると、割り裂きひびわれ発生後も剛性低下せず、最大耐力付近で筋筋の降伏がみられた。最大耐力 $P=9.75\text{t}$ は、主筋のはりとしての曲げ強度計算値 $P=8.98\text{t}$ 、及び筋筋降伏強度計算値 $P=8.94\text{t}$ にほぼ一致する。

シリーズ3：4試験体とも曲げ降伏後、曲げ圧壊し、筋筋の降伏はみられなかった。No.22、23を比較すると、骨材のかみ合いの荷重-変形曲線への影響はシリーズ2と同様に表われていない。

シリーズ4：No.53、42、43では、斜めひびわれを横切る筋筋が降伏し、せん断圧縮破壊した。No.53では加力に問題があり、 $P=4\sim 10\text{t}$ の処女載荷時のデータが得られていない。No.44では、吊り上げ筋筋は降伏せず、最大耐力 $P=6.4\text{t}$ は筋筋降伏強度計算値 $P=8.4\text{t}$ よりも主筋のはりとしての曲げ強度計算値 $P=5.2\text{t}$ に近い。

4. せん断抵抗要素の負担せん断力

鉄筋とコンクリートのひずみの測定位置を図9に示す。主筋のモーメントによる負担せん断力 Q_s は、斜めひびわれが横切る位置の主筋のひずみロゼット測定値から弾性時の円断面せん断応力度分布に基づいて求める。圧縮部コンクリートの負担せん断力 Q_c は、斜めひびわれ先端と圧縮縁の中心のひずみロゼット測定値からDarwinらによる二軸応力下の構成法則¹⁴⁾によりせん断応力度 $m\tau_{xy}$ を求め、斜めひびわれ先端と圧縮縁の間(6cm)の τ_{xy} 分布を、 $m\tau_{xy}$ がゲージ長3cmの区間の平均ひずみによることから等分布として求めた。

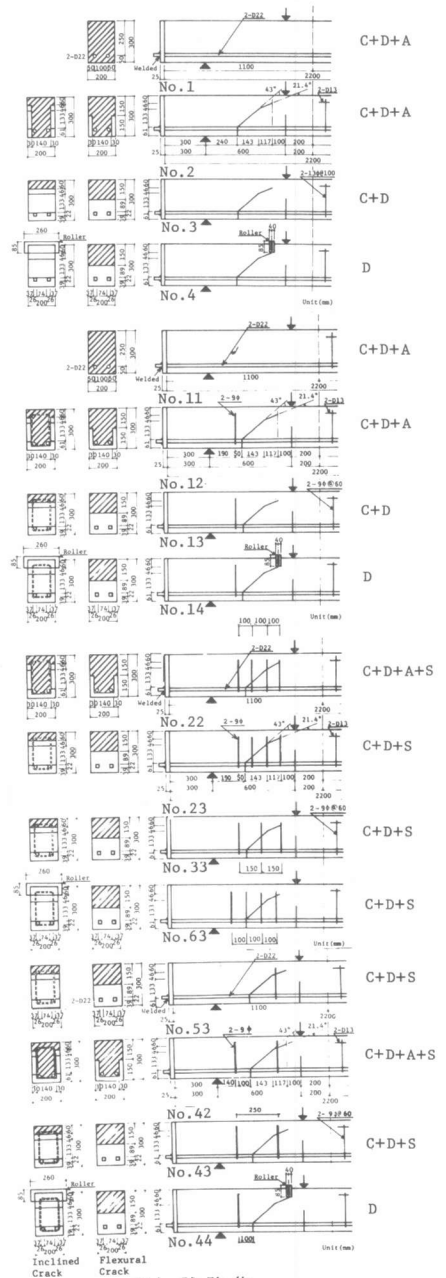


図4 試験体

以上の方法により求めた Q_B 、 Q_C を全せん断力 Q とともに加力点部分の変形との関係として 図 10~24 に示す。

Q_C/Q 、 Q_B/Q 、 $Q_A/Q = \{Q - (Q_C + Q_B)\}/Q$: 骨材のかみ合い、 Q_h/Q : 肋筋、を (C)、(D)、(A)、(S) で表わす。

シリーズ 1 : ㈬ 2 では、(C) : 53~85%、(D) : 割り裂きひびわれ後、約 20%、(A) : $Q = 5.5t$ 時、30% からひびわれの開口に伴ない、零となる。㈬ 3 では、(D) : 約 20%、(A) : ほぼ零。㈬ 4 では (D) : 約 100% であった。

シリーズ 2 : 肋筋なしの ㈬ 11 では Q 、 Q_C とともに ㈬ 2 にほぼ一致する。㈬ 12 では、(C) : 60~76%、(D) : 13~17%、(A) : 最大 27% から零となる。㈬ 13 では (C) : 30~42%、(D) : 62~69%、(A) : 0%。㈬ 14 では (C) は零に近いが、(D) は 40~50% と良好な結果が得られていない。吊り上げ肋筋が受ける力を Q_h とすれば、図 14~16 から ㈬ 13、14 では Q_h は Q_B にほぼ等しく、㈬ 12 でも $Q_B = Q_h$ とすれば、(D) は 10~53% となり、(A) は 10% に減少する。

シリーズ 3 : 斜めひびわれを横切る肋筋と吊り上げ肋筋が受ける力をそれぞれ Q_h 、 Q_{ho} とし、図 17~24 に

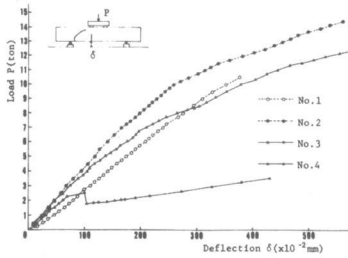


図 5 荷重-変形関係 (シリーズ 1)

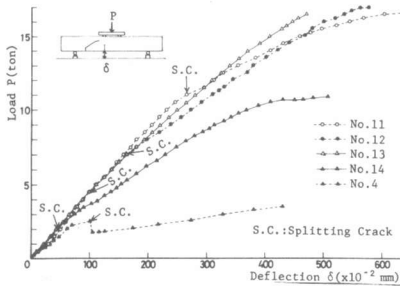


図 6 荷重-変形関係 (シリーズ 2)

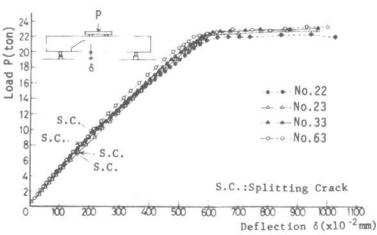


図 7 荷重-変形関係 (シリーズ 3)

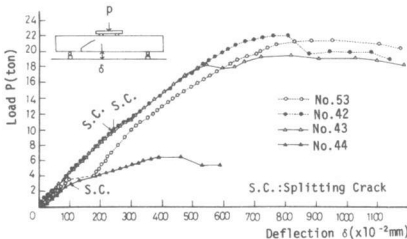


図 8 荷重-変形関係 (シリーズ 4)

示す。 $p_w = 0.64\%$ の ㈬ 22、23 から、斜めひびわれ進展後、(C) : 30%、(D) : 18%、(A) : 16%、(S) : 36% であり、耐力付近で (C) : 38~57%、(D) : 13~16%、(A) : 0%、(S) : 53~58%。 $p_w = 0.43\%$ の ㈬ 33 では、(C) : 56%、(D) : 4~6%、(S) : 42% である。肋筋位置が ㈬ 22、23 と異なる ㈬ 43 では、耐力付近で (C) : 40%、(D) : 0%、(S) : 58% である。

シリーズ 4 : ㈬ 53 では、耐力付近で (C) : 40%、(D) : 12%、(S) : 37%。 ㈬ 42、43 から、斜めひびわれ進展後、(C) : 16%、(D) : 20%、(A) : 44%、(S) : 19% であり、耐力付近で (C) : 46~53%、(D) : 17~20%、(A) : 0%、(S) : 34~36%。 ㈬ 44 では (C) はほぼ零であり、(S) は低荷重では低目であるが、耐力付近では 100% に近くなる。

5. むすび

肋筋のない単純はりでは、(C) : 53~85%、(D) : 耐力付近で約 20%、(A) : 30% 以下であった。吊り上げ肋筋はダボの強度と剛性を増大させ、(C)、(A) を減少させる。肋筋比の増加は (C) の減少と (S) の増大をもたらす。又、肋筋がある場合、(A) の荷重-変形曲線への影響は小さいことが認められた。今後、解析的な面からも検討していきたい。

謝 辞

東京大学名誉教授梅村 魁博士、同教授青山博之博士の御指導に深謝致します。尚本研究は(財)日本建築センターよりの委託研究による。

参考文献

- 1) Baumann, T., 'Experiments to Study the Doweling Action of Flexural Tensile Reinforcement in a Reinforced Concrete Beam', translated in PCA, Skokie, Illinois, original in German, Munich, Technischen Hochschule, Report No. 77, 1968.
- 2) Kani, G.N.J., 'A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement' ACI J., Vol.66, No.3, March 1969.
- 3) Taylor, H.P.J., 'Investigation of the Dowel Shear Forces Carried by the Tensile Steel in Reinforced Concrete Beams', TRA431, Cement and Concrete Association, Nov. 1969.
- 4) Taylor, H.P.J., 'Investigation of the Forces Carried across Cracks in Reinforced Concrete Beams in Shear by Interlock of Aggregate', TR42.477, Cement and Concrete Association, 1970.
- 5) 神山一他, 「鉄筋コンクリートはりにおける主鉄筋のせん断力伝達効果について」, セメント技術年報, 昭和 49 年.
- 6) 小倉弘一郎他, 「鉄筋コンクリート梁のせん断力伝達における主筋のたぼ作用に関する実験的研究」, 日本建築学会大会, 昭和 54 年 9 月.
- 7) 野村政郎他, 「RC 部材のせん断破壊における鉄筋のたぼ効果」, 建築学会大会, 昭和 54 年 9 月.
- 8) 池田尚治他, 「鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究」, 土木学会論報, 第 293 号, 1980 年 1 月.
- 9) Kani, G.N.J., 'The Riddle of Shear Failure and Its Solution', ACI J., April 1964.
- 10) Bower, J.E. and Viest, I.M., 'Shear Strength of Restrained Concrete Beams without Web Reinforcement', ACI J., July 1960.
- 11) Park, R. and Paulay, T., 'Reinforced Concrete Structures', John Wiley and Sons, 1975.
- 12) 池田尚治, 「鉄筋コンクリート梁のせん断力伝達に及ぼす鉄筋の付着に関する実験的研究」, コンクリート工学, April 1976.
- 13) 荒川 卓, 「鉄筋コンクリートはりの許容せん断力度とせん断補強について - 実験結果による再検討 -」, コンクリート・ジャーナル, July 1970.
- 14) Darwin, D. and Pecknold, D.A.W., 'Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete', Proc. of ASCE, Vol.103, No.EM2, April 1977.

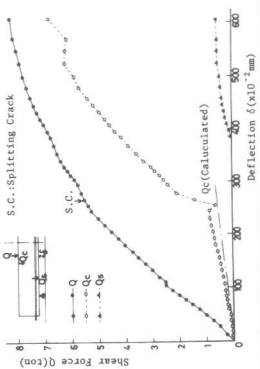


図 13 せん断力-変形関係 (No.11)

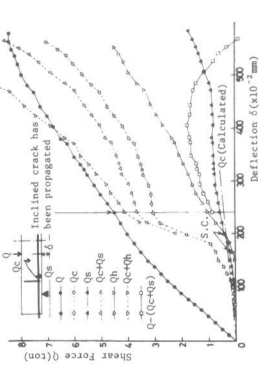


図 14 せん断力-変形関係 (No.12)

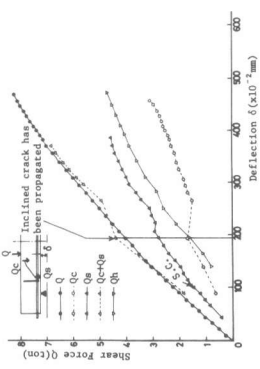


図 15 せん断力-変形関係 (No.13)

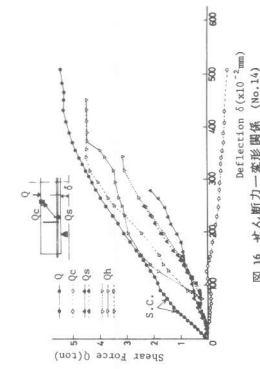


図 16 せん断力-変形関係 (No.14)

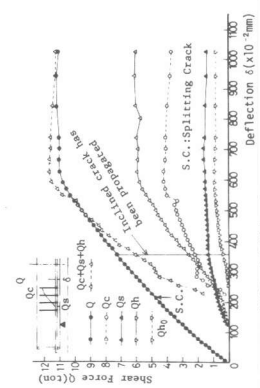


図 17 せん断力-変形関係 (No.22)

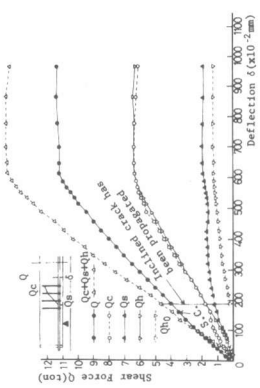


図 18 せん断力-変形関係 (No.23)

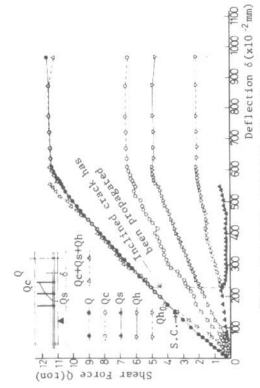


図 19 せん断力-変形関係 (No.33)

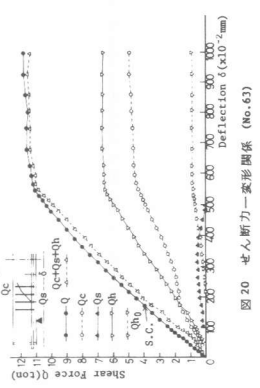


図 20 せん断力-変形関係 (No.44)

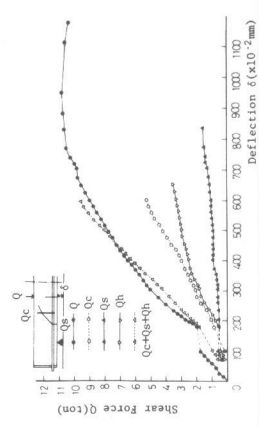


図 21 せん断力-変形関係 (No.53)

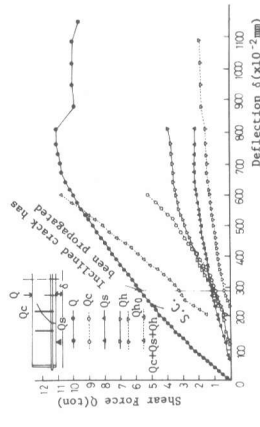


図 22 せん断力-変形関係 (No.42)

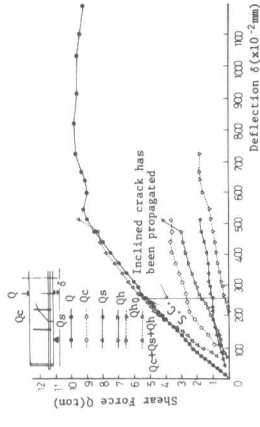


図 23 せん断力-変形関係 (No.43)

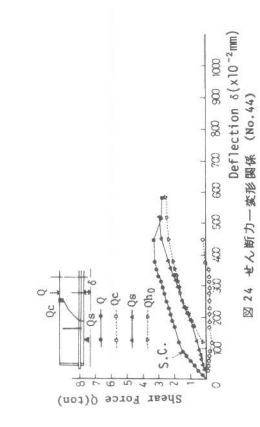


図 24 せん断力-変形関係 (No.44)

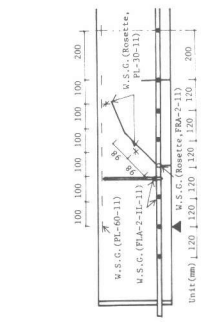


図 9 鉄筋、およびコンクリートのファイヤーストレンゲージの貼付位置

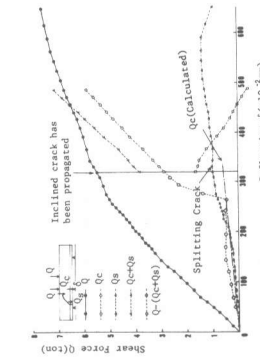


図 10 せん断力-変形関係 (No.2)

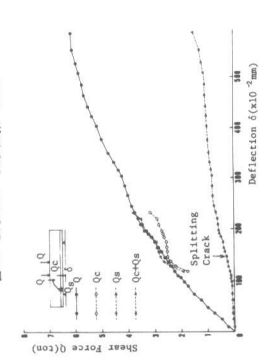


図 11 せん断力-変形関係 (No.3)

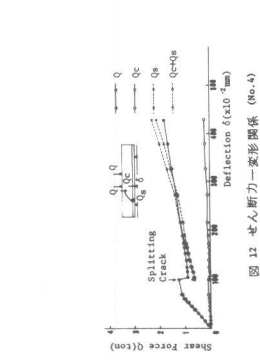


図 12 せん断力-変形関係 (No.4)