

論文

[2081] 鉄筋コンクリート梁の付着破壊強度

正会員○前田 匡樹（東京大学大学院）

同 小谷 俊介（東京大学工学部）

同 青山 博之（東京大学工学部）

1. はじめに

せん断を受ける部材では、材軸に沿う曲げ応力の変化により、あるいはせん断抵抗機構の1つであるトラス作用により、主筋の応力度は主筋に沿って変化し、その変化分は付着によりコンクリートに伝達される。異形鉄筋では付着応力度が大きくなると主筋に沿う割れひび割れが生じ、ひび割れ幅が広がると、主筋の応力をコンクリートに伝達する性能が劣化し、付着割裂破壊を起こす。主筋に直交方向に配筋される横補強筋（あばら筋および帯筋）は、割裂ひび割れの発生を防ぐことはできないが、ひび割れ幅の拡大を抑え、付着強度を高め、付着割裂破壊を遅らせる効果が知られている。

本研究では、梁部材を対象として、付着破壊する主筋の直交方向のコンクリートの応力状態に破壊力学を適用したモデル化を行い、付着強度を支配するパラメータを検討し、付着強度算定式を導いた。

2. 異形鉄筋の付着応力伝達

付着応力には、主筋とコンクリートの接着面での膠着作用と、異形鉄筋の節とコンクリートのかみ合い作用によるものがある。膠着作用による付着応力は比較的小さく、初期の段階で失われると言われる。すなわち、異形鉄筋の付着応力は、主として、節とコンクリートの噛み合いにより負担され、その破壊のモードには、節頂部を結ぶせん断ひび割れ、節頂部からのロート状のひび割れ、節前面のコンクリートの圧縮破壊、主筋軸に沿った割裂ひび割れ、等がある。異形鉄筋の節の内法間隔 c' と節高さ h の比が小さい場合には節頂部を結ぶせん断破壊が生じやすく、逆に c'/h が大きくなると節斜面のコンクリートの圧縮破壊が起こりやすい。節の鉄筋軸に対する傾斜角が緩いとき、あるいは鉄筋のかぶり厚さが小さいと割裂ひび割れが生じやすくなることなどが知られている。このように、異形鉄筋の形状により、コンクリートの圧縮、せん断、割裂応力度が変化し、付着破壊における破壊モードが影響を受ける。

ここでは、問題を簡単にするため、節の斜面の法線方向（鉄筋軸に対する角度 α ）に一様な圧縮応力度 σ_{\perp} が作用している状態（図1）を考え、鉄筋の主筋軸方向成分を $\sigma_h (= \sigma_{\perp} \cdot \sin \alpha)$ 、垂直方向を $\sigma_v (= \sigma_{\perp} \cdot \cos \alpha)$ とする。節中央における半径を r とし、鉄筋中心で微小角 $d\theta$ で囲まれる節の微小面積 dS ($dS = h \cdot \cos \epsilon \alpha \cdot r \cdot d\theta$) とすれば、主筋軸

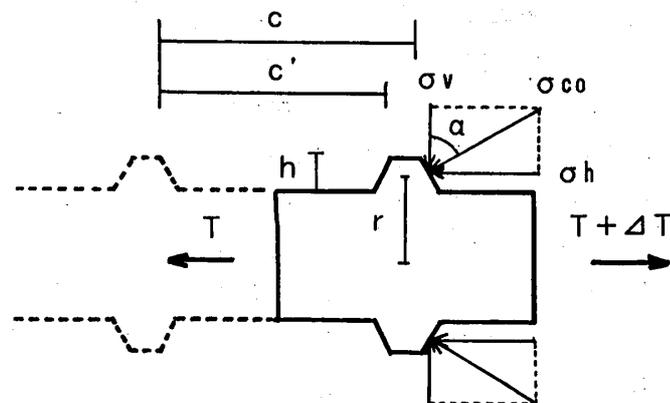


図1 鉄筋に作用する応力

方向に作用する付着力Hは、

$$H = \int_0^{2\pi} \sigma_b \cdot h \cdot \text{cosec} \alpha \cdot r \cdot d\theta$$

$$= \sigma_{co} \cdot h \cdot 2\pi r$$

となる。また、主筋直交方向の成分 σ_v の反力は、鉄筋周囲のコンクリートを押し広げる円周方向の引張力（リングテンション）を生じさせ（図2）、コンクリートを割り裂こうとする。あるひび割れ方向を想定し、その割裂力をVとすると、

$$V = \int_0^{\pi} \sigma_v \cdot h \cdot \text{cosec} \alpha \cdot r \cdot \sin\theta \cdot d\theta$$

$$= \sigma_{co} \cdot h \cdot \cot\alpha \cdot 2r$$

となる。ここで、 $2\pi r \equiv \phi$ （公称周長）、 $2r \equiv d_b$ （主筋公称径）とし、H、Vが節中心間隔cに一樣に分布すると仮定すると、単位表面積に対する付着応力度 τ_b とひび割れ面の平均的な割裂応力度 τ_v は、

$$\tau_b = H / \phi \cdot c = \sigma_{co} \cdot (h / c)$$

$$\tau_v = V / d_b \cdot c = \sigma_{co} \cdot (h / c) \cdot \cot\alpha$$

となる。本研究では、梁部材で付着強度に対して割裂応力度 τ_v が支配的となり、主筋に沿いに割裂して付着破壊に至る場合を想定し、割裂応力度 τ_v 、節傾斜角 α 、などをパラメータとして検討し、付着強度の評価を行った。

3. 付着破壊強度を支配するパラメータ

3.1 ひび割れ幅と割裂応力度 τ_v

引張を受けるコンクリートは、ひび割れ先端部ではマイクロクラックの発生により、塑性域を伴う複雑な応力状態となる。岸谷ら[1]は、中点荷重試験における切り欠け曲げ供試体について、ひび割れ近傍の応力状態に破壊力学を用いた非線形問題を設定し、ひび割れ先端の塑性域を図3のDugdaleモデル[2]で表わすことにより、弾性問題として解いている。すなわち、主筋の部分を幅 d_b のひび割れとし、割裂によるひび割れを含めた長さ $2a$ のひび割れとその外側に塑性域 p がある応力状態（図3-I）を考える。

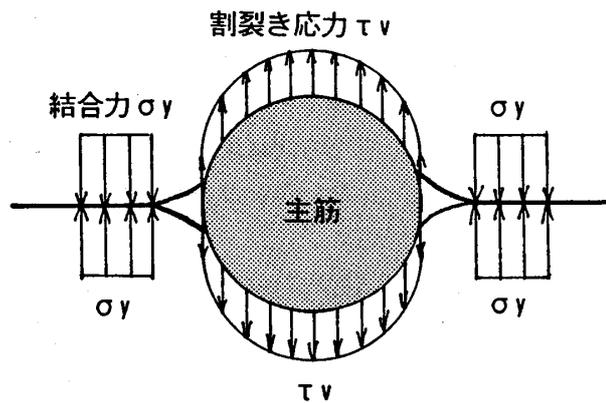
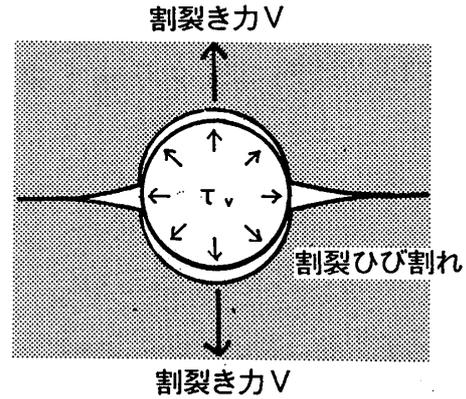


図2 主筋直交方向の割裂き力

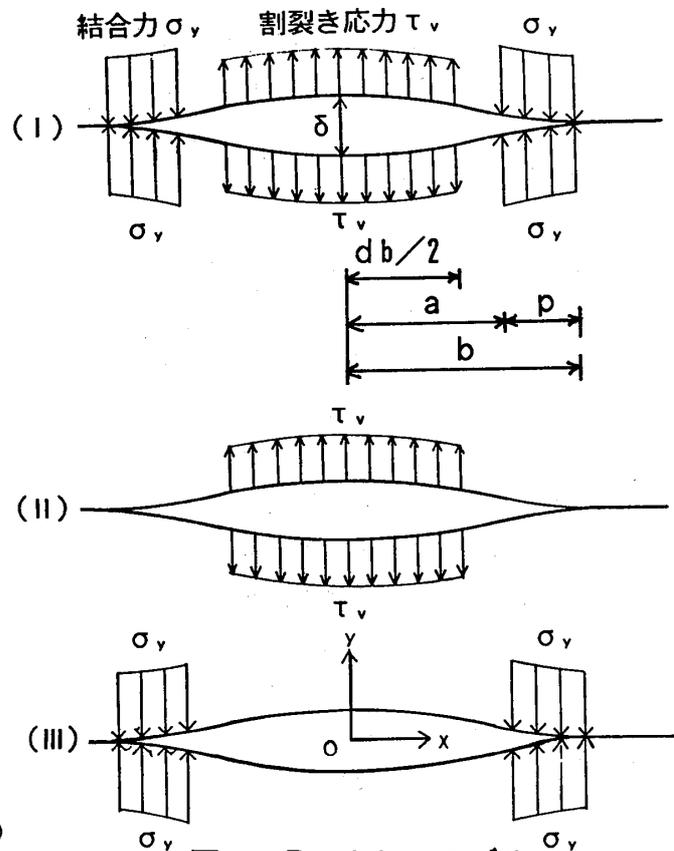


図3 Dugdale モデル

実際のひび割れ長さ $2a$ に塑性域 $2p$ を含めた長さを仮定の弾性ひび割れ長さ $2b$ とみなし、主筋部分に割裂応力度 τ_v が作用する応力状態(図3-II)と塑性域に結合応力度 σ_y が作用する応力状態(図3-III)を、ひび割れ先端で応力集中が生じないという条件から応力拡大係数が $K_2 + K_3 = 0$ を満足するように重ね合わせると、図3-Iの状態を表わすことができる[2, 3]。ここで、簡単にするため、主筋軸方向は平面応力と仮定し、ひび割れの幅 δ は主筋直交方向のモードIのみを考える。結合応力度 σ_y は、岸谷ら[1]に従い、コンクリートの歪軟化を考慮した応力度-歪度関係を図4とし、塑性域では引張強度 f_t の半分の $f_t/2$ を等分布荷重として作用させる。また、割裂応力度 τ_v も等分布荷重とする。このようなひび割れに対する応力拡大係数 K 及び応力関数 Z は、既に知られており(例えば、文献[3])、

$$K_2 = \tau_v \cdot \sqrt{b} \cdot \sin^{-1}(d_b/2b)$$

$$K_3 = \sigma_y \cdot \sqrt{b} \cdot \cos^{-1}(a/b)$$

と表わせるので、ひび割れ長さ a 、塑性域長さ p 、主筋径 d_b が決れば、割裂応力度と結合応力度の比は、

$$\tau_v / \sigma_y = \cos^{-1}(a/b) / \sin^{-1}(d_b/2b) \quad \dots (1)$$

より求まる。

同様に、図3-II, IIIに対する応力関数 Z_2, Z_3 を重ね合わせることにより、図3-Iの応力場に対する応力関数 Z_1 が求まり、コンクリートのヤング率 E と σ_y で基準化したひび割れ中央の幅 δ が求められる[3]。

さて、主筋表面に割裂ひび割れが発生する時は $a = d_b/2$ 、割裂ひび割れが主筋1本あたりのコンクリート全幅(= $B/n - d_b = b_i \times d_b$, B : 梁幅)に達する時は $a = (b_i + 1) \times d_b/2$ になる。ここで、ひび割れが発生し、進展する過程を次の様に考える。

① 割裂ひび割れが発生する前

ひび割れ長さ $a = d_b/2$ で一定

塑性域長さ $0 \rightarrow p$ に変化

② 割裂ひび割れが進展する過程

塑性域長さ p で一定

ひび割れ長さ $a = d_b/2$

↓

$a = (b_i + 1) \times d_b/2$ に変化

図5に、 p の値を変化させた時の割裂応力度の基準値 τ_v / σ_y とひび割れ幅の基準値 $\delta \cdot E / \sigma_y$ の関係を示す。塑性域長さ p が長くなると、割裂ひび割れ発生時やひび割れ貫通時の τ_v / σ_y 及び $\delta \cdot E / \sigma_y$ も大きくなり、本モデルでは p を変化させることにより、これらの計算値の差を表現できる。

3.2 ひび割れ幅と付着抵抗

異形鉄筋の節形状は、JIS G 3112で、間隔、高さ軸線とのなす角度、すき間等の最大値あるいは最小値が規定され、節の傾斜角 α は 45° 以上となっている。市場製品では生産会社で規格の範

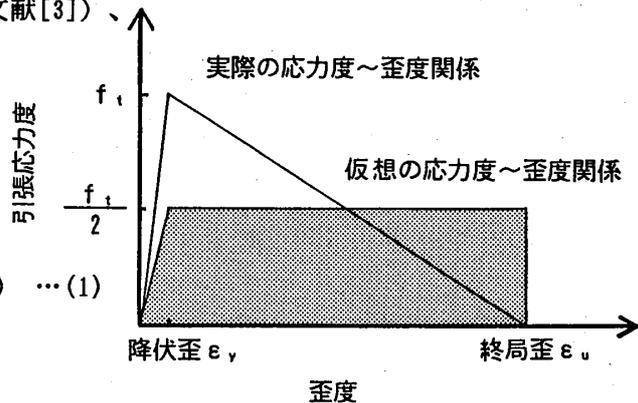


図4 引張コンクリートの応力度～歪度関係

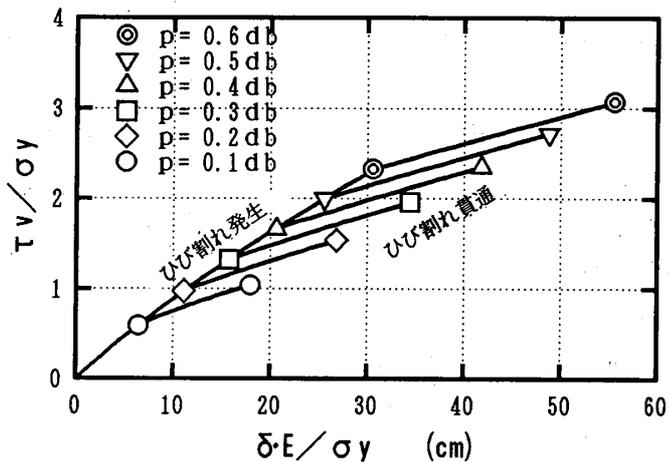


図5 ひび割れ中央幅と割裂力の関係

圈内でばらつきがあり、節の付け根では応力集中が少なくなるように丸みを持たせ、傾斜角 α は一定ではない。また、節斜面に接触するコンクリートが高圧縮力により圧壊して粉体となると、見掛け上のリブ傾斜角が緩やかになり、鉄筋直交方向へコンクリートを支圧する成分が大きくなるので、傾斜角 α はすべりとともに変化させる必要がある。従って、割裂応力度 τ_v が計算できても、前に示した割裂応力度 τ_v と付着応力度 τ_o の関係から直接 τ_o を求めることはできない。

Gambarova[4]は、あらかじめ割裂ひび割れを設けた試験体で、ひび割れ幅 δn を一定に保った引抜き試験を行い(図6)、鉄筋直交方向の拘束力を計測し、拘束力 N と付着応力度 τ_o の関係を、

$$\tau_o = \tau_v + K_t \cdot 2N / \pi \cdot d_b \cdot d$$

但し、 $K_t = 0.258 / (W + 0.11) - 1.018$
 $\tau_v = (0.042 - 0.288W) \cdot f_c'$
 $W = \delta n / d_b$ としている。

ここで、割裂力 $V =$ 拘束力 N 、ひび割れ幅 $\delta = \delta n$ とすれば、付着応力度 τ_o は割裂応力度 τ_v から、

$$\tau_o = \tau_v + K_t \cdot (2 / \pi) \cdot \tau_v \dots (2)$$

と求められる。

4. 実験結果との比較

筆者ら[5]のデータの内、上端で付着割裂破壊した試験体について、主筋に貼付した歪ゲージにより得た歪度を応力度に変換し、主筋平均付着応力度を求め、その最大値を τ_{max} とした[6]。また、割裂力 τ_v 及び、ひび割れ中央幅 δ から付着応力度 τ_o を算定し、最大値となるひび割れ貫通時の τ_o を付着破壊強度と考え、実験値 τ_{max} と比較する。試験体の概要及び実験値 τ_{max} を図7と表1に示す。

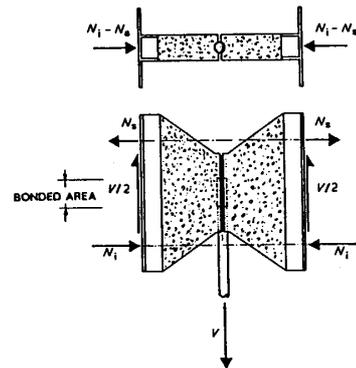


図6 Gambarovaによる実験

表1 試験体名とパラメーター

タイプ	試験体番号	横補強筋		σ_B	τ_{max}	
		配筋	鉄筋比(%)		隅	中
Aタイプ	No. 1	3-D6@90	0.39	284	25.4	24.2
	No. 2	3-D6@90	0.39	284	19.1	18.9
	No. 3	3-D6@60	0.58	235	27.4	33.0
	No. 4	3-D6@60	0.58	235	30.6	29.6
	No. 13	3-D6@50	0.69	272	43.0	43.8
	No. 24	3-6φ@60	0.52	300	29.9	
Bタイプ	No. 7	3-D10@90	0.87	272	34.0	38.1
	No. 12	3-D10@100	0.78	272	34.0	34.0
	No. 14	3-D10@75	1.04	272	44.9	47.2
Cタイプ	No. 5	2-D10@60	0.86	252	28.3	25.6
	No. 6	2-D10@90	0.57	252	25.0	22.6
	No. 8	2-D10@60	0.87	272	34.4	
	No. 11	2-D10@100	0.52	272	30.7	
	No. 15	2-D10@50	1.04	272	40.9	
	No. 25	2-10φ@75	0.76	300	36.1	
	No. 29	2-10φ@90	0.63	265	34.8	
No. 31	2-10φ@60	0.95	265	34.6		

*) 文献[5]による。 σ_B : コンクリート強度 (kgf/cm²)
 τ_{max} : 最大主筋平均付着応力度 (kgf/cm²)

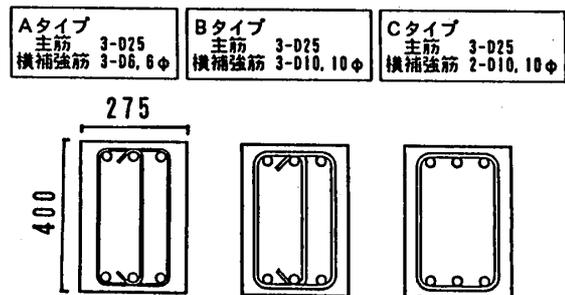
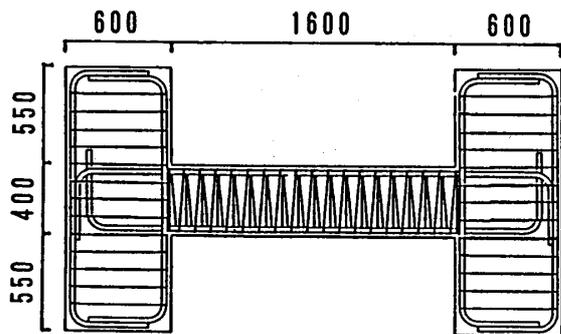


図7 試験体詳細図 (単位: mm)

横補強筋は、ひび割れ発生後にその進展を押える効果があるので、相対塑性域長さ p/d_b は横補強筋比 p_w に比例すると仮定する。横補強筋比 p_w と付着割裂強度との関係を図8に、計算値を実線で示し、実験値 τ_{max} をプロットした。Aタイプでややばらつきがあるが、Bタイプでは、 p/d_b は $0.25 p_w \sim 0.45 p_w$ 程度、Cタイプでは、 p/d_b は $0.15 p_w \sim 0.35 p_w$ 程度の範囲にある。そこで、中吊り筋のあるものの方が補強の効果が大いことを考慮して、以下の解析では

Aタイプ（細径で中吊り筋有り）は、 $p/d_b = 0.35 \times p_w$

Bタイプ（太径で中吊り筋有り）は、 $p/d_b = 0.35 \times p_w$

Cタイプ（太径で中吊り筋なし）は、 $p/d_b = 0.25 \times p_w$

と仮定することにした。コンクリートの引張強度は、 $f_t = 1.8\sqrt{\sigma_c}$ とした。梁主筋の付着強度は、図9のフローチャートで計算できる。

計算値 τ_b と実験値 τ_{max} による付着強度を図10に比較する。Aタイプでややばらつきがあり横補強筋比 p_w が小さい範囲では付着割裂強度を過大評価するが、他の試験体では計算値が比較的良好に実験結果の傾向を表わしている。

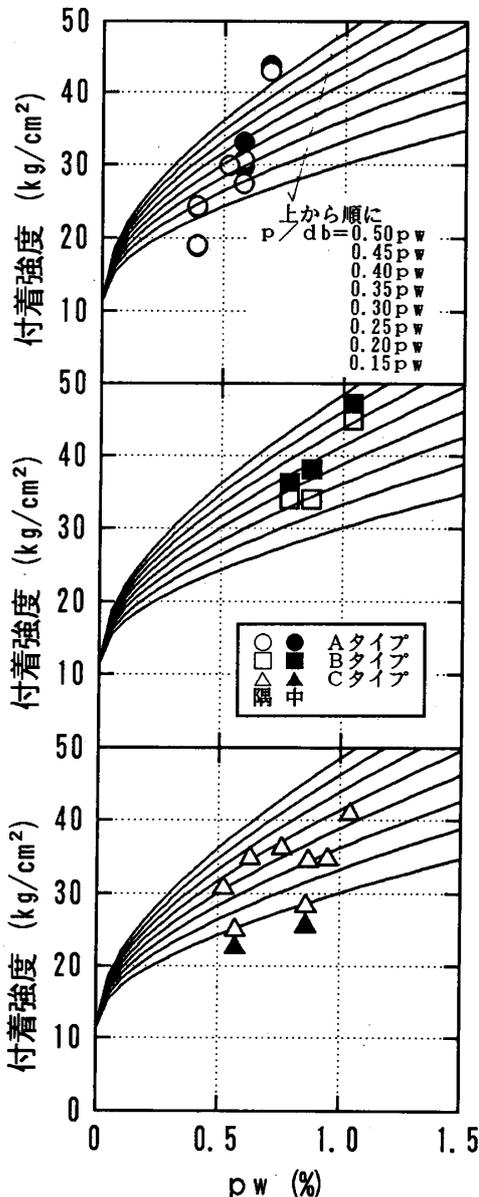


図8 付着強度と横補強筋比の比較

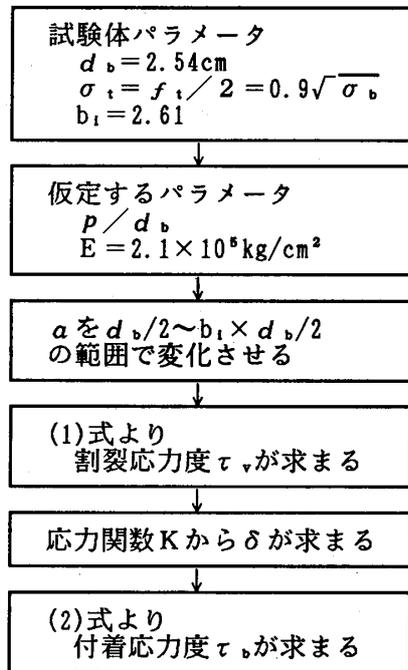


図9 計算のフローチャート

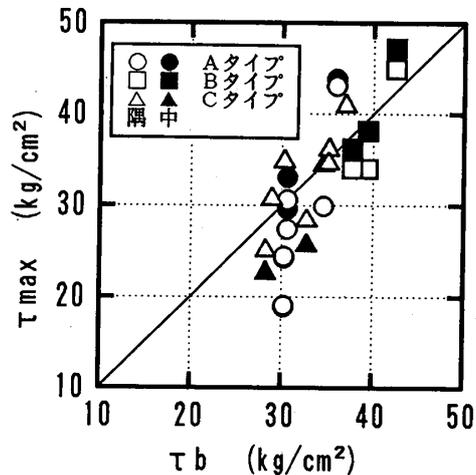


図10 付着強度の計算値と実験値

解析の範囲で、 $\tan \alpha$ は1.1~1.3となっており、見掛け上の傾斜角は、 $47^\circ \sim 52^\circ$ に相当する。また、ひび割れ幅 δ から、割裂ひび割れが開くことによる主筋のすべり S を求めることができる(図11)。

$$S = (\delta / 2) \cdot \cot \alpha$$

こうして求めた付着応力度~すべり関係の例として、横補強筋による主筋の拘束状態の良いもの(試験体 No. 14, Bタイプ, $p_w=1.04\%$)と、悪いもの(試験体 No. 6, Cタイプ, $p_w=0.57\%$)をそれぞれ図12に示す。ただし、 α は 45° で一定として、すべり S を求めた。リブ近傍のコンクリートの圧壊やせん断変形を考慮していないため、すべりは小さい値となっていると考えられる。精確なすべり量の評価には、コンクリートの圧壊や変形によるすべり量を評価する必要がある。

5. まとめ

- ① 鉄筋コンクリート梁部材の付着割裂破壊について、主筋直交方向の割裂力 τ_v を、破壊力学を用いてモデル化し、Gambarovaらの研究を適用し付着割裂破壊強度を算定した。
- ② 横補強筋による拘束効果を、Dugdale モデルの塑性域の長さ p を変えることにより、割裂ひび割れ発生時及び、ひび割れ貫通時の付着応力度 τ_v 、ひび割れ幅 δ の差を表わすことができる。
- ③ 割裂ひび割れによるすべりは、コンクリートの圧壊やせん断変形によるすべりを評価していないため $10^{-2} \sim 10^{-1} \text{mm}$ 程度であった。
- ④ 今後、本研究のモデルが、実際のひび割れ先端近傍のコンクリートの応力状態とどの程度一致するのかを、実験などで確認することが必要である。

[参考文献]

- [1] 岸谷、村上、平井：「コンクリートの破壊力学に関する研究 その1 破壊過程域の損傷解析」、建築学会論文報告集、1986年10月。
- [2] 岡村：「線形破壊力学入門」、培風館。
- [3] 白鳥、三好、松下：「数値破壊力学」、実教出版、pp109~114。
- [4] P.G.Gambarova, et al. :「Steel-to-concrete bond after concrete splitting:constitutive laws and interface deterioration」;Materials and Structures, 1989, 22, pp347~356。
- [5] 小谷、坂本、唐津、小山、山田：「高強度横補強筋を使用した梁部材の付着割裂破壊」、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム、1988年。
- [6] 前田、小谷：「高強度横補強筋を使用した梁部材の付着割裂破壊」 その1 対象実験の概要と主筋付着強度算定方法、pp85~88 その2 付着強度算定式の検討」、日本建築学会関東支部研究発表会研究報告集、1989年、pp89~92。

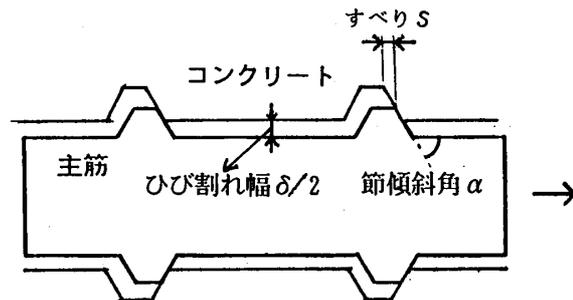


図11 ひび割れ幅とすべりの関係

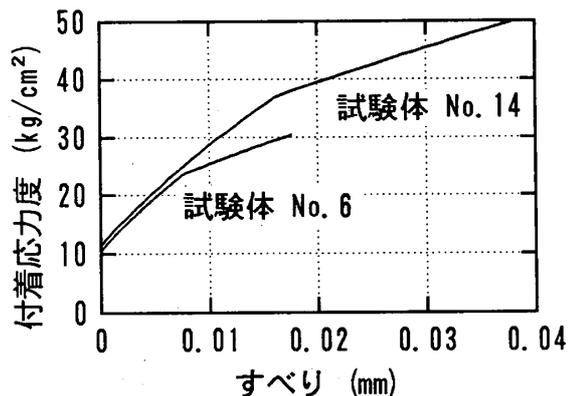


図12 付着応力-すべり関係