

鉄筋とコンクリートとの付着に関する基礎的研究

A FUNDAMENTAL STUDY ON THE BOND OF STEEL BARS WITH CONCRETE

田 政 範*・島 田 静 雄**

By Cheong-Beom Cheon and Shizuo Shimada

1. 緒 言

鉄筋とコンクリートとの付着作用は、鉄筋コンクリート構造においてもっとも基本的問題の一つである。鉄筋コンクリートの設計に限界状態設計の方法が適用されつつある今日、付着の研究は、鉄筋コンクリートの弾性的かつ塑性的挙動を知り、終局耐力を決定するためにも重要である。

筆者らは鉄筋の付着性能を知るために引抜き試験¹⁾を行なう機会を得たが、その際に、この問題を確率統計的手法あるいは測定方法を改良することによって、さらに有効なデータが得られないものかと考えた。実際に、付着の性質を左右する要因は多く、また、大学において実験するには、設備や人員などの関係で大規模な実験を処理することは不可能であるから、限られた個数の実験でできる限り有為な結果を得るようにしたい。

このような考えから、実験計画法を応用した実験、動電型水平振動台を応用した実験を行なった。また、引抜き試験体に埋込まれた鉄筋のひずみを、データレコーダストレインアンプ、ペン書きレコーダ、オッシログラフなどを利用して、荷重の増加、時間の経過に対し連続的に記録することを試みた。次に、この測定方法によって、同様な試験体に低周期繰返し荷重が作用した場合の付着特性を知るために、実験を継続した。

以上の実験結果から、付着応力の分布、付着応力と相対すべりとの関係、繰返し荷重による付着の悪化、すなわち、鉄筋に接するコンクリートの一部に圧縮破壊、せん断破壊によって相対変位(ゆるみ)が生じ、これがほかの部分にも及ぶことによって徐々に進行する付着耐力の低下について、基礎的考察を試みたので、報告する次

第である。

- i) 付着応力の分布と τ - s 曲線について
- ii) 低周期繰返し荷重による付着の悪化について

2. 付着応力の分布と τ - s 曲線について

(1) 概 説

鉄筋とコンクリートとの付着試験法として、比較的簡便であり、定着部の付着性状を表わすことから、引抜き試験法で行なうことにした。この試験法の特長について Leonhardt, F.²⁾, Racké, H.H.³⁾ らの研究があるが、筆者らは実験計画法を応用して検討を行なった。

鉄筋のひずみの測定は、データレコーダ、ストレインアンプ、ペン書きレコーダなどを利用して、実験を簡易化し、データをアナログ量として得ることができた。実験結果から、鉄筋の応力分布、付着応力の分布、付着応力と相対すべりとの関係について考察し、 τ - s 曲線を多項式および完全弾塑性近似式で表わした。

(2) 実験方法

a) 材 料

実験に使用した鉄筋は、丸鋼と異形鉄筋の直径 13, 19, 25 mm のもので合計 6 種類である (Photo 1)。これらの降伏点、引張強度、弾性係数を Table 1 に示す。

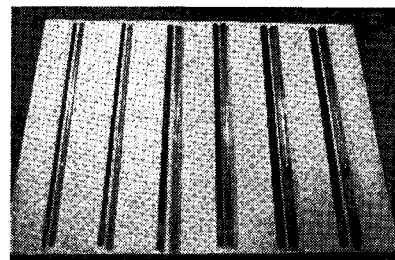


Photo 1 Six Types of Steel Bars

* 学生会員 工修 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 博士課程在学

** 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科

Table 1 Dimension and Strength of Bars

Type of bar	Nominal diameter (mm)	Measured diameter (mm)	Actual area (cm ²)	Actual perimeter (cm)	Yielded stress (kg/mm ²)	Ultimate stress (kg/mm ²)	Elastic modulus (kg/cm ²)
Round	13.0	12.8	1.30	4.02	31.7	43.7	1.7×10 ⁶
Deformed	12.7	12.7	1.27	4.00	37.2	56.8	1.9×10 ⁶
Round	19.0	19.3	2.90	6.06	27.5	45.8	2.0×10 ⁶
Deformed	19.1	19.1	2.86	6.00	36.1	54.4	2.0×10 ⁶
Round	25.0	25.3	5.05	7.95	34.3	53.1	2.0×10 ⁶
Deformed	25.4	25.4	5.07	8.00	33.3	—	2.0×10 ⁶

Table 2 Design of Mix Proportion

Maximum size of aggregate (mm)	Flow value (mm)	Water cement ratio (%)	Unit weight (kg/m ³)		
			Water	Cement	Aggregate
5	180	47	300	638	1 412

セメントは普通ポルトランドセメントを、骨材は寸法効果を考慮して矢作川産の砂を粒径 5 mm でふるい分けて用いた。コンクリートの配合は **Table 2** に示す。コンクリートの圧縮試験の結果を **Table 3** に示す。

Table 3 Compressive Strength of Concrete

Type of specimen		Moist curing, 7 days	Water curing, 28 days
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
R13 D13	1	293	390
	2	288	413
	3	289	—
	Mean	290	400
R19 D19	1	207	374
	2	207	395
	3	207	406
	Mean	207	388
R25 D25	1	236	377
	2	232	400
	3	238	348
	Mean	225	387

b) 供試体

供試体は 15×15×25.5 cm の四角柱の中心に鉄筋を水平に打込んだもので、**Fig. 1** に示す。ストレインゲージの埋込みは Mains, R.M. および水野・渡辺ら⁵⁾の方法を参考にして行なった。まず、鉄筋を縦方向に 2 つに切断し、片方を適当な寸法になるように研磨する。この面にストレインゲージを貼り、リード線を通すことができるように、幅 3 mm、深さ 3 mm の溝を切削する。ストレインゲージは 5 cm 間隔で 6 測点に、共和 KFC-5-C 1-11 を接着剤 CC-15 で貼付けた。鉄筋の中を通すリード線は、直径 0.3 mm のエナメル線およびワイヤレスコードを使い、外側ではシールド線を使ってハムの影響を防ぐように工夫した。絶縁性と防水性を考慮して、ドライヤーで湿気を除いた後、コーティングを行ない、エポキシ接着剤で鉄筋を接着した。

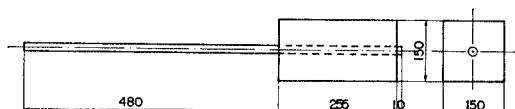


Fig. 1 Pull-out Specimen

供試体は打込んだ後、24 時間で脱型し、恒温養生室 (室温 21±3°C、湿度 90%) にて養生し、材令 7 日で実験を実施した。異形鉄筋を埋込んだ供試体は、素線径 6 mm、らせん外径 10 cm、ピッチ 3 cm のらせん鉄筋で補強した。

c) 測定方法

測定に使用した計測機は次のとおりである。

- (i) 100 t 万能試験機 (島津 -RH-100 型)
- (ii) データレコーダ (TEAC-R-351 型, SONY-PFM-15 型)
- (iii) ひずみ増幅器 (三栄-W 613-試作型)
- (iv) ペン書きレコーダ (東亜-EPR-2 TB 型)
- (v) シンクロスコープ (岩崎通信-SS-5050 型)
- (vi) ブリッジボックス

養生を終えた供試体は、100 t 万能試験機に用意された偏心を防ぐための球座と加圧板 (中心孔径 6 cm、厚さ 2.5 cm) の上に設置され、自由端にすべり量を測定するためにダイヤルゲージ (精度 1/1 000) を取付けた。一方、計測機は、**Fig. 2** に示すように設置し、零調節および回路のバランスをとって測定に備える。次に、キャリブレーションを行ない、2~3 分間無載荷状態でデータを記録し、チャックを鉄筋に噛ませて測定を開始した。

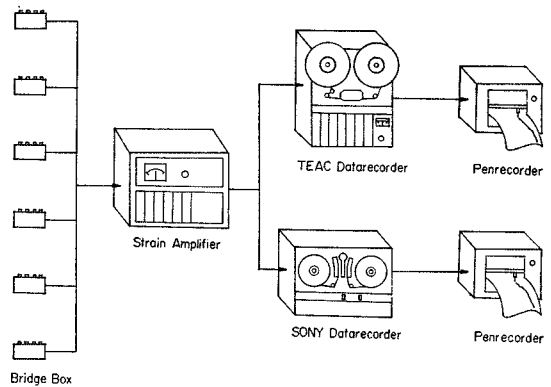


Fig. 2 Testing Procedure

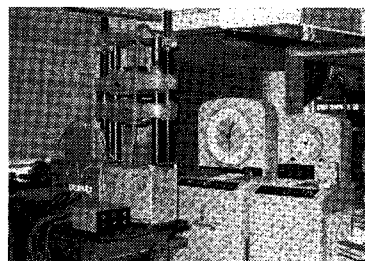


Photo 2 Testing Procedure

荷重速度は万能試験機備付自動負荷制御装置によって毎分 60~150 kg/cm² で行なった。荷重の記録は計力機の指針軸を作用するポテンシオメータからコードを引き出して、定電圧電源装置を利用して回路を組み、データレコーダおよびペン書きレコーダによって記録した。測定的全景を **Photo 2** に示す。

(3) 結果と考察

a) 荷重および鉄筋のひずみ

磁気テープに記録された荷重および鉄筋のひずみをチャートタイム 20 mm/min で再生した例を、R 19, D 19 について **Fig. 3** に示す。これらの曲線を観察すると、鉄筋の付着に関する一般的性質が隠されていることがわかる。鉄筋のひずみ曲線は載荷端に近い測点ほど荷重曲線の形とよく一致しているが、自由端側になるほど変化している。丸鋼と異形鉄筋の場合を比較すると、**Fig. 3 (a)** の荷重 800 kg 付近に見られるように、曲線の勾配の変化が著しく、また、最大引抜荷重は 1/6 以下である。

b) 鉄筋の引張応力と付着応力の分布

鉄筋のひずみ曲線から、いくつかの荷重に対応する引張応力と付着応力を計算したものを **Fig. 4** 示す。ここに付着応力 τ は、任意の 2 点間の鉄筋の引張力を P_n, P_{n+1} とすると、次式で表わされるものとした。

$$\tau = \Delta P / (\psi \cdot \Delta l) \dots\dots\dots (1)$$

$$\Delta P = P_{n+1} - P_n \quad n=1, 2, \dots, 5$$

異形鉄筋の引張応力の分布曲線は、丸鋼の場合に比較して上に凹な曲線を示している。丸鋼において、Wats-tein, D.⁶⁾ の実験結果では上に凹な曲線であるが、これは、加圧板の中心孔が有径 25 mm であったから鉄筋径 19 mm に比べて小さすぎたためと思われる。

付着応力の分布において、直径 19, 25 mm の丸鋼の場合荷重が 500 kg のとき、付着応力のピークは載荷端側にあるが、1 000 kg に増大すると、ピークは自由端側に移動している。最大荷重に達すると分布形は三角形になり、このときの相対すべりは $100 \sim 200 \times 10^{-3} \text{ mm}$ であった。

異形鉄筋の場合、付着応力の分布形は規則的ではなく変化が大きい。鉄筋の降伏荷重のほぼ 12% 程度までは、自由端側の付着応力はほとんど 0 であるが、荷重が増大すると、全般にわたるようになる。直径 13 mm の場合には水野・渡辺らの実験結果と同様な傾向を示しているが、直径 19, 25 mm の場合には異なっている。また、同一荷重に対する有効付着長さ（鉄筋の埋込み長さのうち応力度が 100 kg/cm^2 以上である部分の長さ）を比較すると、異形鉄筋は丸鋼の 1/2~1/3 倍である。

c) 付着応力と相対すべりとの関係

自由端においてダイヤルゲージで測定した相対すべり s_{x0} を基準にして、各測点における相対すべり s_x は、鉄筋のひずみ ϵ_{sx} 、コンクリートのひずみ ϵ_{cx} (計算に

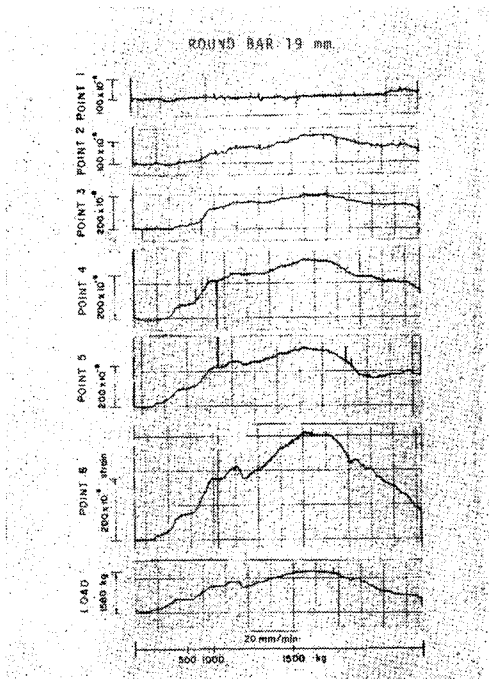


Fig. 3 (a) Relationship Between Steel Strain and Load

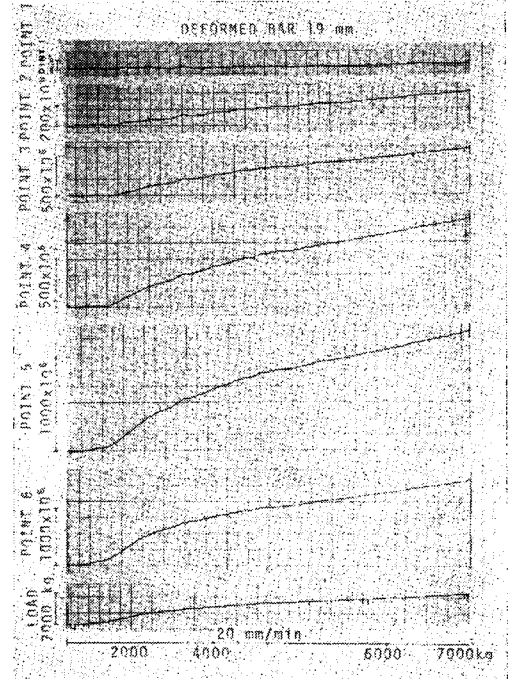


Fig. 3 (b) Relationship Between Steel Strain and Load

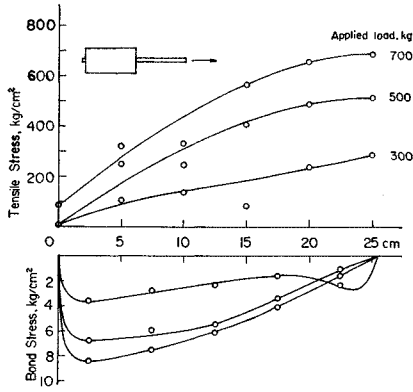


Fig. 4(a) Distribution of Tensile and Bond Stress (R 13)

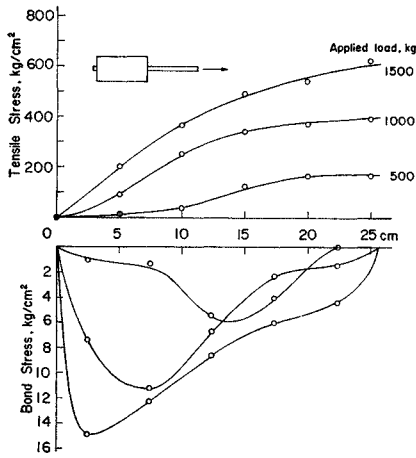


Fig. 4(b) Distribution of Tensile and Bond Stress (R 19)

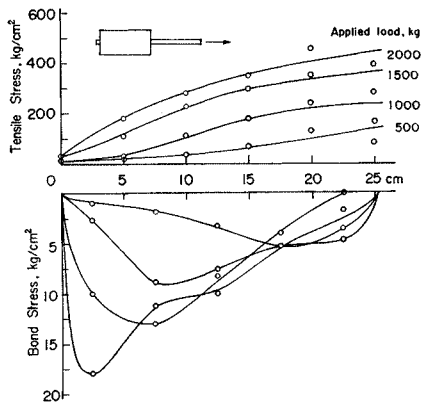


Fig. 4(c) Distribution of Tensile and Bond Stress (R 25)

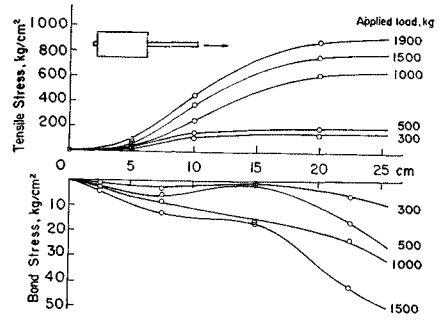


Fig. 4(d) Distribution of Tensile and Bond Stress (D 13)

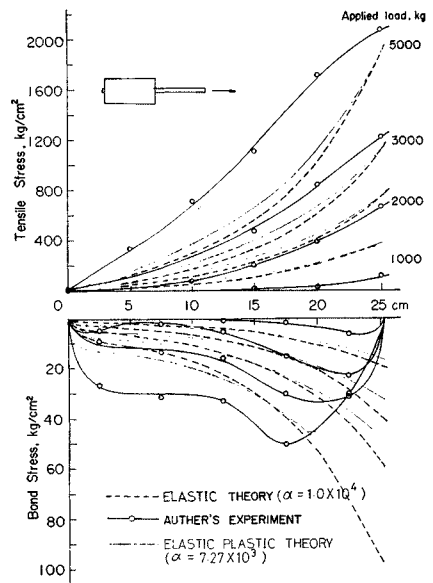


Fig. 4(e) Distribution of Tensile and Bond Stress (D 19)

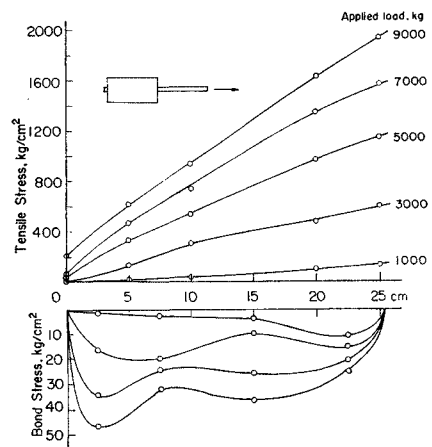


Fig. 4(f) Distribution of Tensil and Bond Stress (D 25)

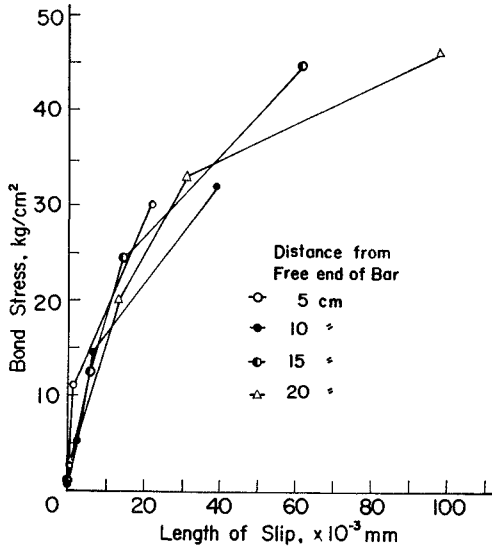


Fig. 5(a) Relationship between τ and s (D 19)

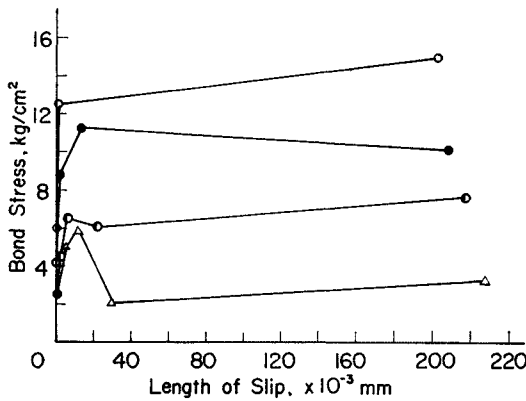


Fig. 5(b) Relationship between τ and s (R 25)

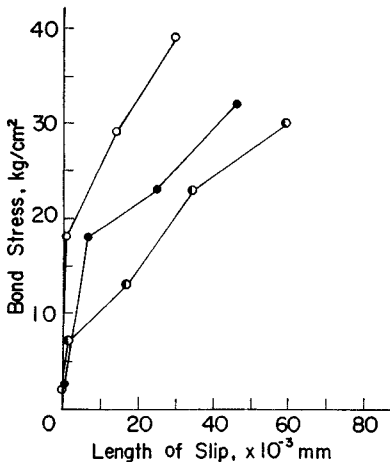


Fig. 5(c) Relationship between τ and s (D 25)

において鉄筋とコンクリートの断面積を A_s, A_c とすると、 $\epsilon_{cx} = (A_s/A_c)\epsilon_{sx}$ と考えた) で表わすと次式のようにになる。

$$s_x = \int_{x_0}^x \epsilon_{sx} dx + s_{x_0} - \int_{x_0}^x \epsilon_{cx} dx \dots\dots\dots (2)$$

式 (2) で計算した 相対すべりを 付着応力に対して表わした曲線を Fig. 5 に示す。丸鋼の場合には自由端側の τ - s 曲線ほど勾配が急で、同一すべりに対する付着応力が大きい。R 25 mm の場合には、すべりが $10 \sim 20 \times 10^{-3}$ mm 付近で、荷端に近い測点から順に付着応力が急激に低下している。これは τ - s 曲線が埋込まれた鉄筋の位置の影響を敏感に受けることを示す。荷端近くでは、鉄筋に作用する横方向応力の影響^{1), 2), 3)} があるものと思われる。

異形鉄筋の場合 D 19, D 25 mm の両者には相違があるが、丸鋼の場合と異なり鉄筋の位置による影響をあまり受けないといえる。森田ら⁷⁾ は両引き試験の結果からこのような結論を報告している。Watstein, D. の実験結果では、荷端における τ - s 曲線の勾配がもっとも大きくなっているが、これは前述したように加圧板の中心孔が小さいため、横方向の拘束を受けたことによると思われる。

以上の結果から、引抜き試験における丸鋼の付着について、Fig. 6 のように表わすことができる。異形鉄筋の場合については、低周期繰返し試験の結果から別に述べる。

無荷状態を Fig. 6(a) とすると、荷重がきわめて小さい間⁸⁾ すべりは生ずることなく、付着力は膠着作用による (Fig. 6(b))。荷重が増加すると、荷端側からす

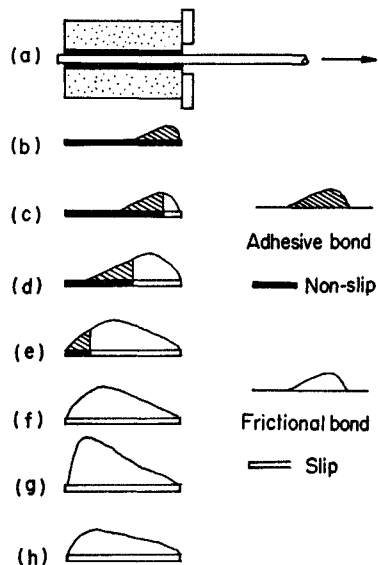


Fig. 6 Development of the Bond

べりが生じ摩擦作用が加わる (Fig. 6 (c), (d),(e))。膠着作用が完全に耐えられなくなると自由端にすべりが生じ、もっぱら摩擦作用によることになる (Fig. 6(f))。自由端のすべりが $100\sim 200\times 10^{-3}$ mm のとき付着応力は最大となる (Fig. 6(g))。付着応力はピークを過ぎても急に失われることなく持続される (Fig. 6(h))。

Table 4 Analysis of Variances

Factor	df	ss	ms	F
A	3	0.030	0.010	2.11
B	1	0.009	0.009	1.89
C	1	0.085	0.085	17.89
D	1	0.133	0.133	28.00
E	1	0.036	0.036	7.58
e_1	0	0	0	0
e_2	16	0.076	0.005	—
Total	23	0.369	—	—

Table 5 Analysis of Variances

Factor	df	ss	ms	F
A	3	0.00430	0.00143	1.73
B	1	0.00128	0.00128	1.55
C	1	0.00004	0.00004	0.04
D	1	0.00901	0.00901	10.92
E	1	0.00211	0.00211	2.56
e_1	0	0	0	0
e_2	16	0.01320	0.00083	—
Total	23	0.02990	—	—

(4) τ - s 曲線の近似式

a) 多項式型回帰関数

実験曲線の観測方程式を多項式型回帰関数で求める際、実測値の数が少なくばつきがみられる場合、何次の項まで近似することが適当であるか検討する必要がある。そのために、次のような手法によって信頼度 95% の検定を試みる。

一般に、 $f(x)$ が連続関数である場合、観測方程式は十分近似的な多項式で次のように表わすことができる。

$$f(x) = b_0 + b_1 f_1(x) + b_2 f_2(x) + \dots \dots \dots (3)$$

式 (3) を直交展開すると、

$$f(x) = b_0 + b_1 \varphi_1(x) + b_2 \varphi_2(x) + \dots \dots \dots (4)$$

ただし、

$$\sum_{v=1}^k \varphi_i(x_v) \varphi_j(x_v) = 0 \quad (i \neq j, i, j = 0, 1, 2, 3, \dots) \dots \dots \dots (5)$$

式 (4), (5) から、観測方程式の係数 b_i の推定値 \hat{b}_i は

$$\hat{b}_i = \frac{1}{r} \sum_{v=1}^k \varphi_i(x_v) x_v / \sum_{v=1}^k \varphi_i^2(x_v) \dots \dots \dots (6)$$

ただし、

$$\hat{b}_0 = \frac{1}{kr} \sum_{v=1}^k x_v \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 k は実測値の水準、 r は反復数である。

D 19 の τ - s 実験曲線に対し、式 (6) によって、係数の推定値 \hat{b}_i について分散分析を行なった結果、信頼度 95% で 2 次の係数 \hat{b}_2 までが有意となった。また、ほかの供試体による平均付着応力 ($\bar{\tau} = P/\psi \cdot l$) と自由端すべり (s_0) との関係から、最大付着応力 $\tau_{max} = 50$ kg/cm²、そのときの相対すべり $s_{\tau=\tau_{max}} = 550 \times 10^{-3}$ mm を推定し、実験値を補って分散分析すると、95% の信頼度で 3 次の係数まで有意となった。このようにして求められた近似多項式を式 (8) に示す。

$$\left. \begin{aligned} \tau_x &= 6.0 + 0.776 s_x - 0.436 \times 10^{-2} s_x^2 \\ &\quad + 0.76 \times 10^{-5} s_x^3 \quad 0 \leq s_x < 150 \\ \tau_x &= 50 \quad 150 \leq s_x (\times 10^{-3} \text{ mm}) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &95\% \text{ 信頼限界} \\ &\pm \sqrt{7.30 + 0.537 \times 10^{-4} (s_x - 150)^2 + 0.798} \\ &\quad \times 10^{-8} \{ (s_x - 150)^2 - 8500 \}^2 \end{aligned} \dots \dots \dots (8)$$

b) 弾塑性近似式

実験計画法を応用した付着試験¹⁾の結果から、平均付着応力の最大値 $\bar{\tau}_{max}$ 、そのときのすべり $s_{0\bar{\tau}=\bar{\tau}_{max}}$ 、および $\bar{\tau}$ - s_0 曲線の曲率が最大になる点の平均付着応力 $\bar{\tau}_y$ 、そのときのすべり $s_{0\bar{\tau}=\bar{\tau}_y}$ とすると、 $\bar{\tau}_y/\bar{\tau}_{max}$ 、 $s_{\bar{\tau}=\bar{\tau}_y}/s_{\bar{\tau}=\bar{\tau}_{max}}$ に対して分散分析した結果を Table 4, 5 に示す。ここに、A: 荷重速度、B: 載荷端面の拘束、C: コンクリートの補強、D: コンクリート強度、E: 鉄筋の種類。これから、信頼度 95% で F 検定を行なうと、有意である要因は C, D のみである。しかし、要因 C, D の分散は、誤差分散に比較して決して大きいとはいえない。これは、これらの要因が $\bar{\tau}_y$ 、 $\bar{\tau}_{max}$ 、 $\bar{\tau}_{av}$ におよぼす影響と比較するときわめて小さいといえることができる¹⁾。

以上のことから、 $\bar{\tau}$ - s_0 曲線において、実験方法 (荷重速度、載荷端面の拘束)、鉄筋の種類、コンクリートの強度に影響されることなく、一般的に次の関係がなりたつと考えられる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\tau}_y/\bar{\tau}_{max} &= 0.10 \pm 0.04 \\ s_{\bar{\tau}=\bar{\tau}_y}/s_{\bar{\tau}=\bar{\tau}_{max}} &= 0.80 \pm 0.10 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

式 (9) の関係は D 19 の τ - s 曲線についてもなりたつから、これから、 τ - s 曲線の近似式を式 (10), (11) のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{x1} &= \alpha_1 s_{x1} \quad 0 \leq s_{x1} < 0.12 \\ \tau_{x1} &= 0.9 \quad 0.12 \leq s_{x1} \leq 1.0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $\tau_{x1} = \tau/\tau_{max}$ 、 $s_{x1} = s/s_{\tau=\tau_{max}}$ 、 $\alpha_1 = 8$

式 (8), (10) を森田の式、Nilson の式と比較すると

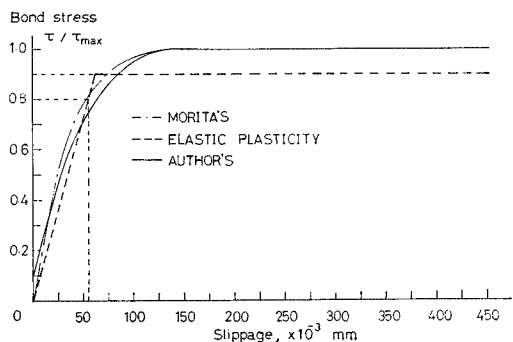


Fig. 7 Comparison of τ - s Curve

Fig. 7 に示すようになる。また、付着の基礎微分方程式は

$$\frac{d^2 s_x}{dx^2} = \frac{1+nP}{E_s A_s} \psi \cdot \tau_x \dots\dots\dots(11)$$

である。これを解いた解を Fig. 4(d) に比較して示す。

3. 低周期繰返し荷重による付着の悪化について

(1) 概 説

静的試験によって、付着応力の分布、 τ - s 曲線について基礎的考察を行なったが、さらに異形鉄筋の付着について考察するために、低周期繰返し荷重を受ける鉄筋の付着試験を行なった。この方面の研究は、M.A. Ismail & J.O. Jirsa⁹⁾ の研究をあげることができるが、まだまだ行なわれていないようである。筆者らは静的試験で試みた測定方法によって、D 13, D 19, D 25 の3種類の供試体についてそれぞれ1個の実験を行なった。

(2) 実験方法

供試体は静的試験の場合と同じであるが、ストレインゲージの測点は7点とした。コンクリートの打設後、24時間で脱型し材令28日まで恒温養生室内(室温 20±3°C, 湿度 90%)に湿布でおおって放置した。材令28日のコンクリート強度は、供試体と同じ条件の場合に 376~382 kg/cm², 水中標準養生で 395~406 kg/cm²であった。破壊後、鉄筋とコンクリートとの付着面の状態を観察することができるように、らせん鉄筋の補強はしなかった。

測定には、静的試験に使用したデータレコーダの代りに、共和 RTP-100 A 型を、また、電磁オシログラフ(三栄 FR-102 型)を使用した。荷重は、Fig. 8 に示す山形波形を5 cycle ごとに振幅を変化させて、荷重速度 1700~1900 kg/cm²・min で繰返した。

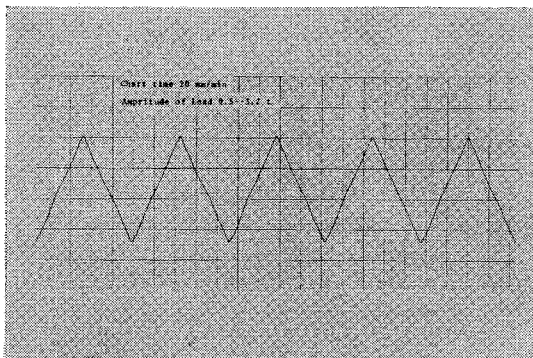


Fig. 8 Program of Load

(3) 結果と考察

a) 鉄筋のひずみの履歴

各供試体の荷重履歴はそれぞれ Fig. 11~13, Table 7, 8 に示す。D 13 の場合には、59 cycle 増加時鉄筋の降伏が起こった。D 19, 25 の場合には、それぞれ 49, 4 cycle 増加時コンクリートが割裂した。この様子を Photo 3 に示す。

データレコーダで記録した鉄筋のひずみをオシログラフで再生したものを Fig. 9 に示す。これは D 19 の 45~49 cycle の例であるが、鉄筋のひずみが大きくなると、各測点のひずみのピークは同時に現われなくなり、

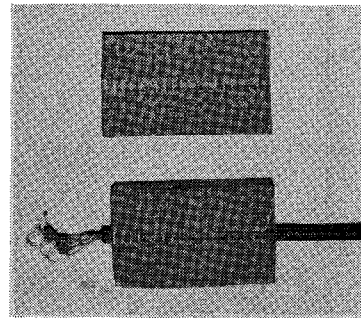


Photo 3 Failure of Specimen

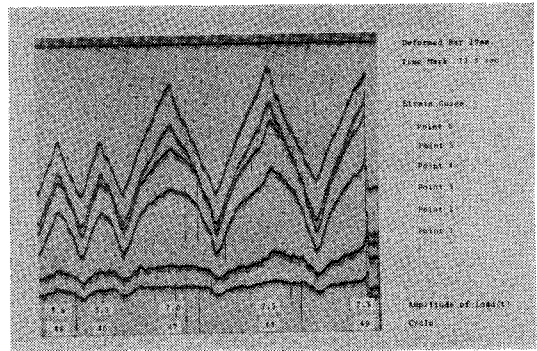
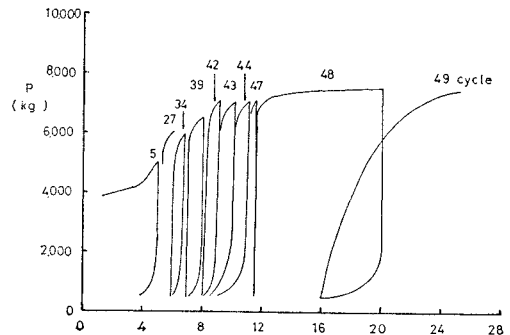


Fig. 9 Out-put of Oscillograph



Slippage at free end, $\times 10^{-5}$ mm
Fig. 10 Load Slippage Curve

48 cycle では6秒くらいの遅れが見られる。これは Fig. 10 に示す荷重 P と自由端すべり s_0 曲線を見るとわかるように、48 cycle ですべりが急増したために起きた現象であると思われる。

荷重を基準にしてそれぞれの場合の各測点における鉄筋のひずみの履歴を示すと、Fig. 11 のとおりである。紙面の都合上、全部を示すことはできないが、荷重の繰返しに伴って変化する鉄筋のひずみの履歴から付着の特性が理解できる。1 cycle の履歴による鉄筋のひずみの変化は一般に大きく、また、荷重の振幅を増大させると、同じ振幅の場合、最初の繰返しでの鉄筋のひずみの変化が大きく、繰返しとともに低下するようである。こ

のことは各測点に対して共通していえるが、曲線の傾きはそれぞれ異なっている。特に D19 の 48 cycle の履歴による鉄筋のひずみの変化が大きいことに注意したい。

b) ひずみエネルギーによる付着の検討

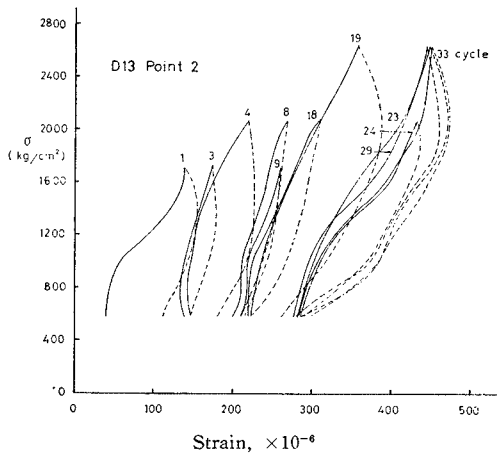


Fig. 11(a) Hysteresis of Steel Bar

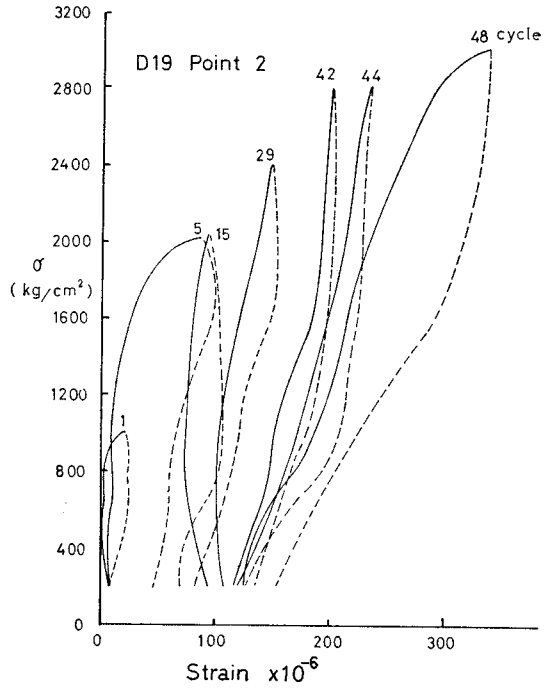


Fig. 11(b) Hysteresis of Steel Bar

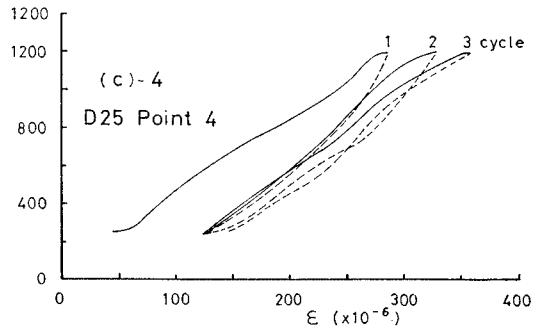
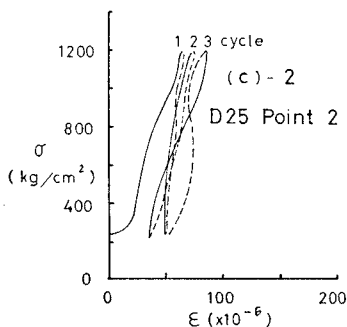
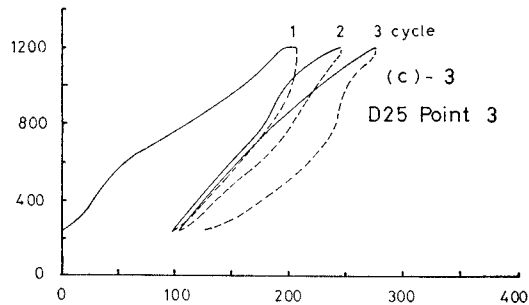
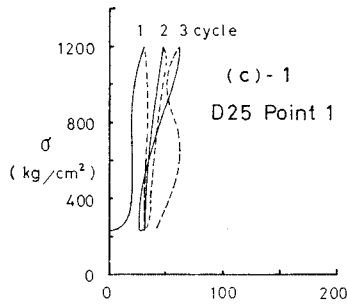


Fig. 11(c) Hysteresis of Steel Bar

Table 6 Comparison of Strain Energy
: $\times 10^6 \text{ g}\cdot\text{cm}$

Static Test			Static Test			Cycle Test		
R13	R19	R25	D13	D19	D25	D13	D19	D25
1.44	0.314	0.276	0.204	0.015	0.012	0.200	0.016	0.125
1.00	0.22	0.19	0.14	0.01	0.009	0.14	0.01	0.009

コンクリート中に埋込まれた鉄筋の自由端を原点とし、鉄筋の軸方向に z 軸を、これに直交する軸を x, y 軸とする。任意の点 ϵ における鉄筋の微小六面体が変形状態 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ にあるとき、ひずみエネルギーは次式で表わされる。

$$dU = U_0 dx dy dz \dots\dots\dots(12)$$

ここに、

$$U_0 = \frac{1}{2} (\sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \sigma_z \epsilon_z + \tau_{xy} \tau_{xy} + \tau_{yz} \tau_{yz} + \tau_{zx} \tau_{zx})$$

いま、せん断ひずみを考えず、鉄筋のひずみは Z 面内において一様に分布していると仮定すると、式 (12) は

$$dU = \frac{E}{2} (1+2\nu) \epsilon^2 dx dy dz \dots\dots\dots(13)$$

$$U = \frac{EA(1+2\nu)}{2} \int_D \epsilon^2 dz \dots\dots\dots(14)$$

式 (14) から、静的試験および繰返し試験の 1 cycle におけるひずみエネルギーを計算し、同じ荷重 500 kg に対して比較すると **Table 6** のようになる。異形鉄筋と丸鋼とを比較すると、丸鋼が大きい。鉄筋の直径について比較すると小さいほうが大きい。

いま、外部から加えられる仕事量を W_e 、鉄筋のひずみエネルギーを U_s 、コンクリートのひずみエネルギーを U_c 、損失エネルギーを E_t とすると、外部仕事と内部仕事には次の関係がなりたつはずである。

$$W_e = U_s + U_c + E_t \dots\dots\dots(15)$$

Table 6 において、荷重が等しいから、外部仕事を等しいと考えると、丸鋼は異形鉄筋に比べて $(U_c + E_t)$ が小さいということが出来る。鉄筋の直径が小さいものについても同様である。すなわち、鉄筋とコンクリートとの接触面における $(U_c + E_t)$ は、D 25 が最大で D 19, D 13, R 25, R 19, R 13 の順に小さくなっている。これは鉄筋からコンクリートに伝達されるエネルギーの大きさの順番であり、付着にとっては不利な順番と一致する。

c) ひずみエネルギーの履歴

繰返し荷重の繰返しに伴って変化するひずみエネルギーの様子を、荷重 750, 1500 kg/cm² に対して **Fig. 12, 13** に示す。全般的にひずみエネルギーの変動は激しく、荷重の上昇時は下降時に比べて小さい。ひずみエネルギーの勾配が大きくなるのは、荷重の振幅が最初に大きくなる繰返し回数時に起きている。たとえば、D 13 の場

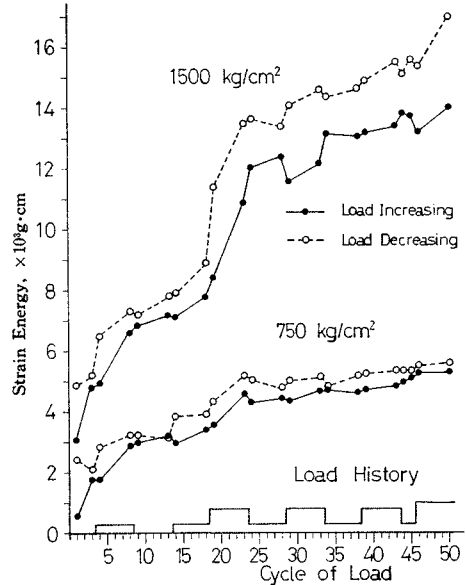


Fig. 12 Strain Energy (D 13)

Table 7 Strain Energy (D 13)

Cycle	Load Amp. kg	Strain Energy, $\times 10^6 \text{ g}\cdot\text{cm}$					
		750 kg/cm ²			1500 kg/cm ²		
		Increasing 3	Decreasing 4	Difference 5=4-3	Increasing 6	Decreasing 7	Difference 8=7-6
1	1500	0.59	2.44	1.85	3.07	4.93	1.86
3	1500	1.78	2.12	0.34	4.71	5.26	0.55
4	1800	1.78	2.84	1.06	4.95	6.52	1.57
8	1800	2.91	3.26	0.35	6.62	7.30	0.68
9	1500	3.03	3.23	0.20	6.83	7.21	0.38
13	1500	3.21	3.15	0.06	7.19	7.82	0.63
14	1800	2.96	3.85	0.89	7.14	7.91	0.77
18	1800	3.40	3.93	0.53	7.79	8.94	1.15
19	2300	3.54	4.34	0.80	8.43	11.37	2.94
23	2300	4.60	5.21	0.61	10.94	13.54	2.60
24	1800	4.31	5.06	0.73	12.04	13.67	1.63
28	1800	4.45	4.82	0.40	12.40	13.39	0.99
29	2300	4.35	5.02	0.67	11.61	14.07	2.46
33	2300	4.70	5.12	0.42	12.19	14.63	2.44
34	1800	4.70	4.84	0.14	13.17	14.38	1.21
38	1800	4.62	5.21	0.59	13.07	14.63	1.56
39	2300	4.73	5.25	0.53	13.16	14.88	1.72
43	2300	4.84	5.37	0.53	13.38	15.52	2.14
44	1800	4.94	5.38	0.44	12.85	15.13	2.28
45	1800	5.11	5.35	0.24	13.73	15.61	2.88
46	2500	5.28	5.51	0.23	13.20	15.38	2.18
50	2500	5.30	5.60	0.30	13.98	17.01	3.03

合、1-4, 4-8, 19-23, D 19 の場合、5-9 などである。

また、荷重の上昇時と下降時のひずみエネルギーの差が大きくなるのは、D 13 の場合、1, 4, 19 cycle, D 19 の場合、1, 5, 15, 26 cycle に見られる。

このような現象を理解するために、**Fig. 14** に示すようなコンクリート中に埋込まれた鉄筋の一部を拡大して考えることにする。一般に、内部の力のつり合い関係

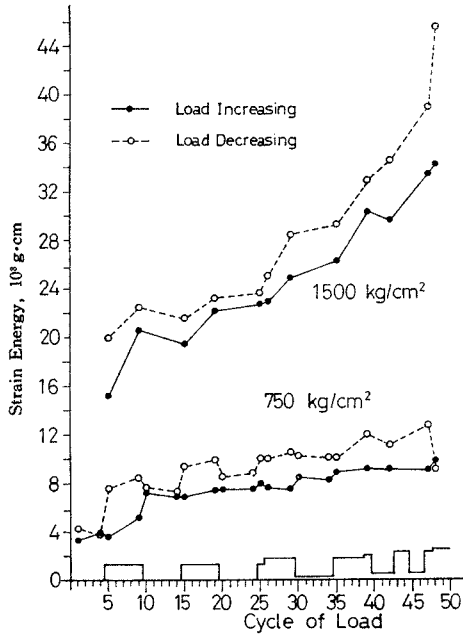


Fig. 13 Strain Energy (D 19)

Table 8 Strain Energy (D 19)

Cycle	Load Amp. kg	Strain Energy, $\times 10^8$ g-cm					
		750 kg/cm ²			1500 kg/cm ²		
		Increasing 3	Decreasing 4	Difference 5=4-3	Increasing 6	Decreasing 7	Difference 8=7-6
1	2500	3.28	4.28	1.00	—	—	—
4	2500	3.93	3.72	-0.26	—	—	—
5	5000	3.67	7.55	3.88	15.18	19.94	4.76
9	5000	6.37	8.48	2.11	20.69	22.50	1.81
10	2500	7.31	7.77	0.46	—	—	—
14	2500	6.92	7.35	0.43	—	—	—
15	5000	6.92	9.15	2.23	19.54	21.70	2.16
19	5000	7.40	9.99	2.59	22.22	23.22	1.00
20	2500	7.36	8.65	1.29	—	—	—
24	2500	7.56	8.84	1.28	—	—	—
25	5000	7.99	9.89	1.90	22.80	23.66	0.86
26	6000	7.76	10.01	2.25	22.91	25.36	2.45
29	6000	7.53	10.63	3.10	24.90	28.44	3.54
30	3000	8.48	10.23	1.75	—	—	—
34	3000	8.37	10.08	1.71	—	—	—
35	6000	8.92	10.06	1.41	26.31	29.24	2.93
39	6500	9.20	12.02	2.82	30.41	32.98	2.57
42	7000	9.16	11.12	1.96	29.68	34.61	4.93
47	7000	9.15	12.81	3.66	33.48	39.01	5.53
48	7500	9.83	9.17	-0.66	34.23	45.65	11.42

は (a) のように考えられる。いま無載荷状態 (b) から荷重を加え、1 cycle のピークに達した状態を (c) とする。節の両端およびこれに接するコンクリートの変位をそれぞれ、 $\delta_{s1}, \delta_{s2}, \delta_{s3}, \delta_{s4}, \delta_{c1}, \delta_{c2}, \delta_{c3}, \delta_{c4}$ で表わすと、鉄筋の節の裏面におけるコンクリートとの相対変位は次のように表わされる。

$$\delta_1 = \delta_{s2} - \delta_{c1}, \quad \delta_2 = \delta_{s3} - \delta_{c2} \dots \dots \dots (16)$$

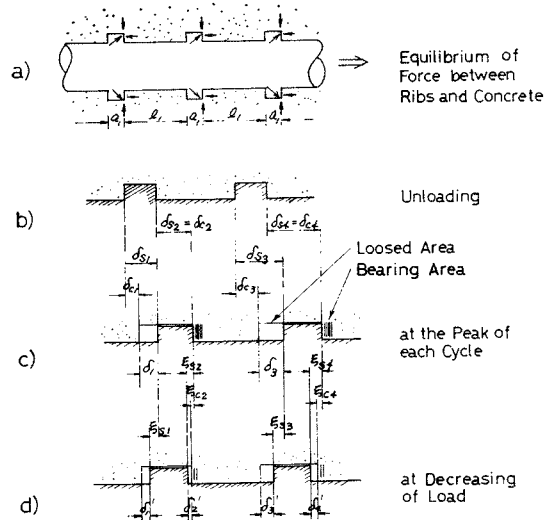


Fig. 14 Bond Deterioration of Deformed Bar

次に荷重を減少させて、最低に達したとき (d)、鉄筋とコンクリートが静止側にそれぞれ、 $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \epsilon_{s4}, \epsilon_{c2}, \epsilon_{c4}$ の変位をすると、鉄筋の節の両側にゆるみが生じる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_1' &= \delta_1 - \epsilon_{s1}, \quad \delta_2' = \epsilon_{s2} - \epsilon_{c2} \\ \delta_3' &= \delta_3 - \epsilon_{s3}, \quad \delta_4' = \epsilon_{s4} - \epsilon_{c4} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

自由端における相対すべりが無視できるとき、荷重が同じ振幅で繰返されると、最初の cycle で式 (17) に示すように、コンクリートの圧縮ひずみによるゆるみが生じ、それ以後は、この間を往復するため、鉄筋からコンクリートに伝達されるエネルギーは小さくなる。

しかし、自由端に相対すべりが生じたり、鉄筋のひずみが累積されて大きくなると、(C) の状態が連続的に起こるようになり、鉄筋の引抜け破壊、コンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏などによって破壊が起こるようになる。Fig. 10, 11, 13 から明らかにわかるように、D 19 の 5, 48 cycle において、自由端の相対すべりが大きくなったとき、鉄筋のひずみおよびひずみエネルギーの履歴による変化は増大している。このことは、上述した内容を実験的に裏付けているものと考えられる。

以上のように、鉄筋の付着の悪化は、一般に鉄筋に接するコンクリートのひずみの累積によって起こり、これは鉄筋のひずみあるいはひずみエネルギーの履歴によって知ることができるといえるだろう。

e) 鉄筋の引張応力と付着応力の分布

繰返し荷重によって変化する鉄筋の引張応力と付着応力の分布の例を D 19 について Fig. 15 に示す。1 cycle で、荷重が上昇から下降に変わると、付着応力に負の部分が生じるが、これは Fig. 14 に示したメカニズムによって局部的に鉄筋のひずみが累積し、応力集中が

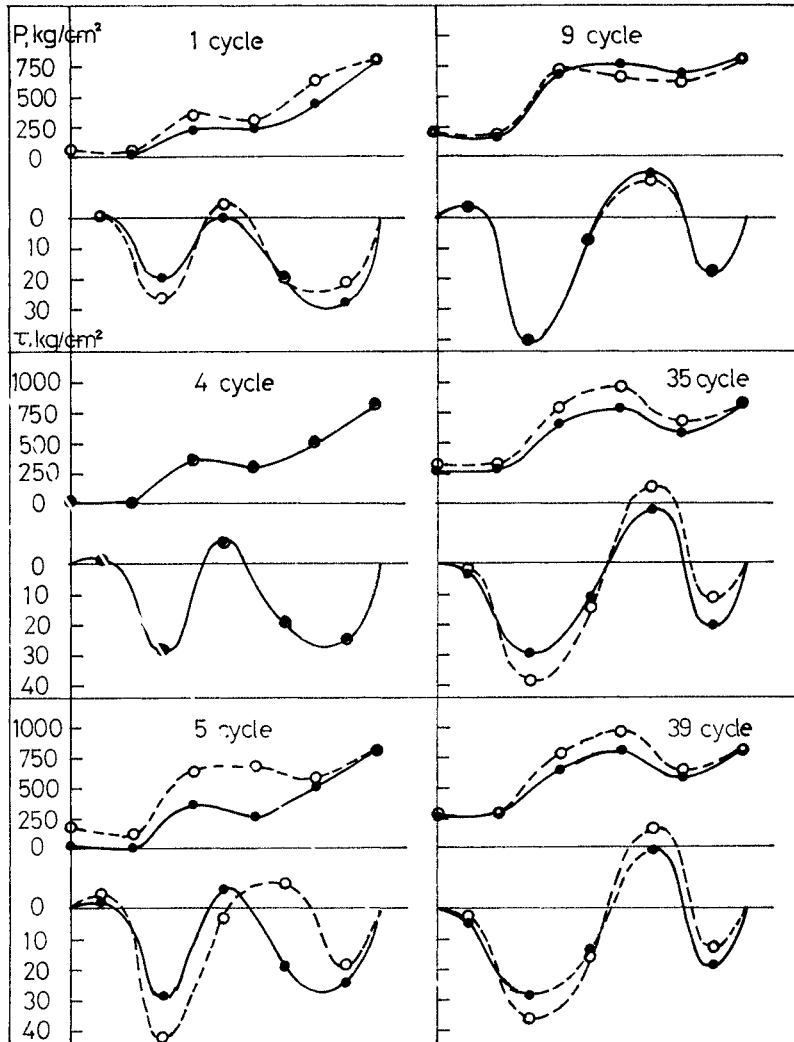


Fig. 15 Distribution of Steel Stress and Bond Stress (D 19)

生じたために、point 3 の応力が point 4 の応力より大きくなったためであると考えられる。

5 cycle で荷重の振幅が大きくなったとき、付着応力は上昇と下降で大きく異なり、負の値のピークの位置が自由端から 12.5 cm 付近から 24 cm 付近に大きく移動している。5 cycle では前述したとおり、大きなすべりが急に起きたときであり、このような変化が生じたものと考えられる。

1~4 cycle, 5~9 cycle に見られるように同じ荷重振幅で繰返されると、上昇と下降の鉄筋の引張応力および付着応力の差は次第に減少していくことがわかる。

この実験では付着応力が低下していく現象を見ることはできなかったが、定着部の鉄筋の付着応力の変化を十分知ることができたと思われる。

4. 結 語

本論文の内容を整理すると次のことがいえる。

- (1) 引抜き型供試体中の鉄筋のひずみを連続的に記録することによって、丸鋼と異形鉄筋の付着に関する定性的かつ定量的違いをくわしく知ることができた。
- (2) 一般に、コンクリート中の鉄筋のひずみは、これに接するコンクリートのひずみの影響を大きく受けるから、任意の位置において変化が激しく定常的ではない。この傾向は、一定振幅の荷重を繰返し受けると安定するようである。
- (3) 付着応力を鉄筋の応力の微分値に比例するとし計算すると、付着応力の分布は変動が大きい。この傾向は繰返し荷重を受けると時間的変動は小さくなるが位

置による変化は大きくなるようである。

(4) τ - s 曲線は個々の供試体によって異なり、一般的に表示することは困難のようである。また、 τ - s 曲線のわずかの相違が、付着の基礎微分方程式を解くことによって得られる付着応力の分布に大きな影響をおよぼすから、統計的処理が必要であると考えられる。

(5) 引抜き型供試体に低周期繰返し荷重を加えた場合、付着の悪化は鉄筋に接するコンクリートのひずみの累積によって進行し、次第に、鉄筋とコンクリートとの相対すべりを増大させたり、ひびわれを生じさせることによって破壊にいたるものと思われる。

(6) 付着の悪化は荷重の振幅に変化がない場合には、最初のサイクルで大きく、荷重振幅が増大する場合には、変化する最初のサイクルで大きくなる。これは鉄筋のひずみおよびひずみエネルギーの履歴によって知ることができるようである。

5. あとがき

最後に、本研究を行なうに当たって、終始、実験に協力して下さった加藤雅史氏(竹中工務店勤務)、山田岩雄氏(技官)をはじめ研究室の方々に、また、計算に当たっては名古屋大学大型計算機センターを利用していただいたことを記し、感謝の意を表する次第です。

参考文献

- 1) 島田静雄・田 政範：鉄筋の付着強度試験，セメント・コンクリート，No. 304，1972-6.
- 2) Leonhardt, F. : On the Need to Consider the Influence of Lateral Stress on Bond, RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, 1957, Vol. 1.
- 3) Rackè, H.H. : Untersuchungen an Photo-elastischen Spann-beton-Modellen, Schweizer Archiv, No. 6.
- 4) Mains, R.M. : Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars, Jour. of ACI, Vol. 23, No. 5, Nov. 1951.
- 5) 水野高明・渡辺 明：丸鋼，異形丸鋼および異形ねじり鉄筋の付着に関する研究，土木学会論文集, No. 93, pp. 23-30, 1963-5.
- 6) Watstein, D. : Distribution of Bond Stress in Concrete pull-out Specimens, Jour. of ACI, Vol. 18, No. 9, May 1947.
- 7) 森田司郎：鉄筋とコンクリートにおける付着とひびわれに関する研究，昭和43年4月
- 8) Plowmann, J.M. : Bond Between Concrete and Steel, Structural Concrete, Vol. 1, No. 9, May/June 1963.
- 9) Ismail, M.A.F, J.O. Jirsa : Bond Deterioration in Reinforced Concrete Subject to Low Cycle Loads, Jour. of ACI, June 1972.
- 10) 福田武雄：軸方向力を受くる鉄筋コンクリート部材における応力の分布に関する二，三の理論的問題について，土木学会誌，Vol. 19, 1933-3.
- 11) Perry, E.S., J.N. Thompson : Bond Stress Distribution on Reinforcing Steel in Beams and pull-out Specimens, Jour. of ACI, Vol. 63, No. 8, Aug. 1966.
- 12) Rehm, G. : The Fundamental Law of Bond, RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, 1957.
- 13) Ratz, E.H., M.M. Holmzanski, V.M. Kolner : The Transmission of Prestress to Concrete by Bond, Proc. of 3rd Congress of FIP, 1958, Berlin.
- 14) 能町純雄・松岡健一：鉄筋付着強度試験における付着応力の分布に関する理論的研究，昭和45年度土木学会年次学術講演会，V-5.
- 15) Rieve, J.J. : Der Haftverbund zwischen stahl und Beton, IABSE, Vol. 30- I, 1970.
- 16) Amstutz, E. : Zusammenwirken von Bewehrung und Beton, Der Bauingenieur, V. 30, H. 10, Oct. 1955.
- 17) Bernander, K.G. : An Investigation of Bond by Means of Strain Measurements in High-tensile Bars Embedden in Long Cylindrical pull-out Specimens, RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, 1957, Stockholm, Vol. 1
- 18) Nilson, A.H. : Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method, Jour. of ACI, Sept. 1968.
- 19) 茂庭忠次郎：鉄筋ト混凝土ノ附着強ニ就キテ，土木学会誌，Vol. 2, 1916-6.
- 20) 田口玄一：実験計画法，上，下，丸善，昭和45年7月。
- 21) 川本眺万：応用弾性学，共立出版，昭和43年6月。

(1973.3.10・受付)

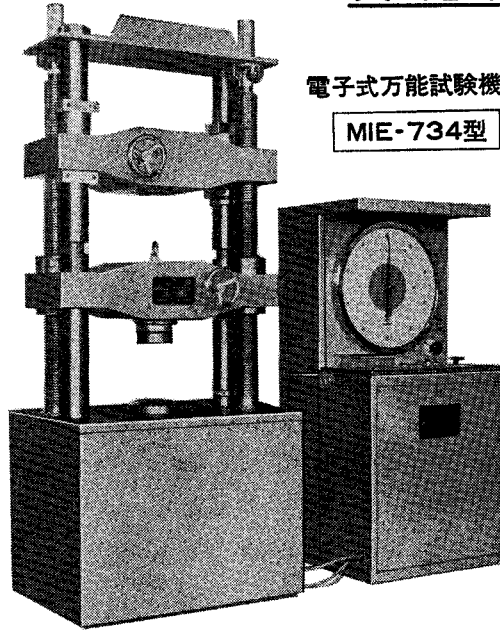


MARUI
創業50年

電気・油圧サーボシステム・自記計測のマルチUP&UP

新しい万能材料試験機

電子式
実荷重計測式



電子式万能試験機

MIE-734型

計測機構と負荷機構の分離

直接計測して、従来の間接的計測の不可抗力的要素を省きました。

- ※ 負荷荷重の検出は特殊型ロードセル
- ※ 温度変化除く特殊電気回路
- ※ 特殊ロードセルは引張強度の $1/2$ 以下で使用
- ※ 荷重負荷は多連式ポンプにて行う
- ※ 計測指示は自動平衡装置利用

電子式?

特殊ロードセル方式のための 完全な電子式機構

特殊ロードセルは、D・T・Fを利用精度0.1μ
指針の動きはタコゼネレーターによる自動平
衡方式。このように計測はすべて電子回路を
駆使しています

実荷重計測

多くの利点を
生みだします。

- ① 正確な計測
- ② 故障発生減少
- ③ 操作簡単
- ④ 感度上昇
- ⑤ 再現性いちじるしい
- ⑥ 負荷中レンジ切換えできる
- ⑦ 「0」調容易になった
- ⑧ 応答性早く0.05秒以内
- ⑨ 破断ショック影響受けない
- ⑩ 自記自動化が容易になった

油圧系統は負荷するだけ
計測値は関係ありません

※詳細ご一報下さい。
すぐ参上します。

—自記自動化のトップをめざす—

—信頼を旨とす—

株式会社 丸井製作所

営業品目

土質試験機	非破壊試験機
アスファルト試験機	温調試験機
コンクリート試験機	水理試験装置
セメント試験機	材料試験機

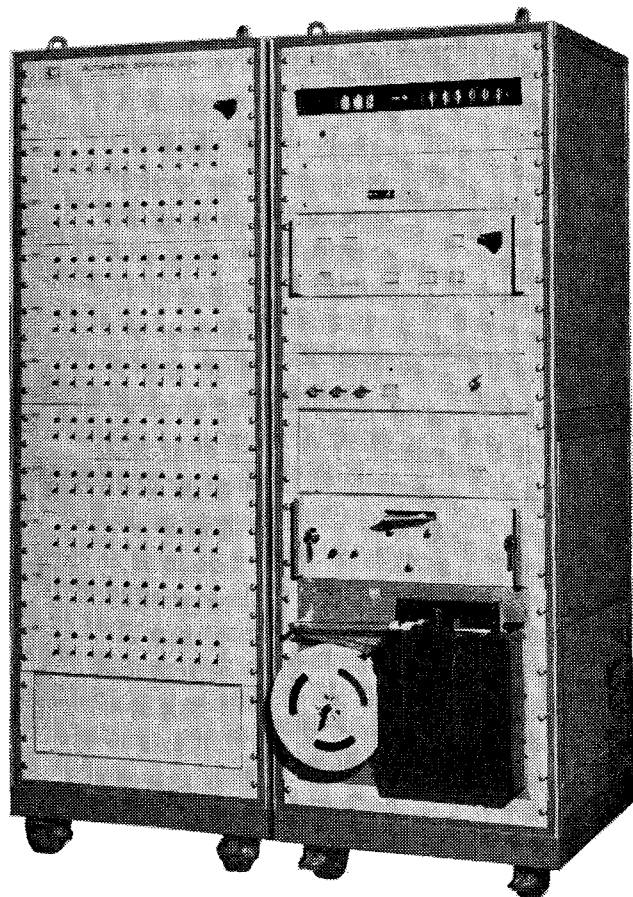


MARUI

株式会社

マルイ

東京営業所 〒105	東京都港区芝公園2-9-12	TEL 東京 (03) 434-4717(代)
大阪営業所 〒536	大阪市城東区蒲生町4-15	テレックス東京 242-2670
九州営業所 〒812	福岡市博多区比恵町1-6	TEL 大阪 (06) 931-3541(代)
		テレックス大阪 529-5771
		TEL 福岡 (092) 41-0950



ひずみ計測の省力化、高速化に最適
高速デジタルひずみ測定装置

ASB-100B, SD-100B

・ミニコンを内蔵したオンライン型も製作しています

総合計測時間 **1点 0.1秒**

コアメモリ採用

本装置は、コアメモリによる記憶装置と、デジタル演算方式を組合せて、計測時間を一段と短縮させました。測定値は、記憶されている初期値と負荷時の値を純電子的に演算して求めます。電算機用テープさん孔機を内蔵できるので、効果的な計測データ処理に最適な機器です。

特長

- 測定点は切換器1台で100点10台まで連続可能
- 総合計測時間 0.1秒/点、100点わずか10秒
- 開始、終了点および測定点とびこしは自由に選択できる
- 自動スタート用タイマの併用で無人計測ができる
- ゲージの自己加熱の影響のない方式を採用
- 1、2、4枚ゲージ法が各点自由に選択できる
- ICを大巾に採用した高信頼型

仕様

測定点数-----
100点/1台 10台で1000点可能
測定範囲-----
0~60,000×10⁻⁶ひずみ
初期値記憶範囲-----
±60,000×10⁻⁶ひずみ
表示・印字桁数-----
10けた
精度-----
±(指示値の0.05%+フルスケールの0.005%)
標準等価ひずみ-----
+5000×10⁻⁶ひずみ

応力測定機器の専門メーカー

共和電業

本社・工場
東京都調布市調布ヶ丘3-5-1
電話
東京 調布 0424-87-2111
東京営業所-----502・3511
大阪営業所-----942・2661
名古屋営業所-----782・2521
広島営業所-----21・9536
福岡営業所-----41・6744
札幌営業所-----261・7629
水戸営業所-----25・1074