

コンクリートの支圧強度に対する補強効果について

神戸大学 工学部 正員 藤井 学
 大学院 学生員 鍋野 幹夫
 工学部 正員 宮本 文徳

1. はじめに

コンクリートの支圧強度に対する補強効果（ γ =補強した場合としない場合との支圧強度または破壊荷重の比）は、既報¹⁾のように、近似的に次式で表わされる。（記号は図-1参照）

$$\alpha = 1 + \left(-\frac{1}{\sigma_{t0}}\right) E_s E_c \left(\frac{s}{r_2}\right) \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^2 \quad \text{--- ①}$$

$$\alpha = \frac{p}{r_2} + \left(-\frac{\sigma_{tr}}{\sigma_{t0}}\right) \frac{s}{r_2} \quad \text{--- ②}$$

$$\alpha = \left(\frac{r_2}{r_1}\right) \frac{p}{r_2} \quad \text{--- ③}$$

本研究は、これらの理論式の妥当性、さらに、合理的な補強方法について検討するための基礎的研究である。

2. 実験概要

供試体は、すべて $\phi 20 \times 40$ cm の円柱コンクリートを用い、圧縮強度は、250 kg/cm^2 を目標とした。支圧板は、直径 $2r_1 = 5$ cm, 7.5 cm, 10 cm の3種類で、各支圧板とも厚さは2 cmである。ラセン鉄筋は、 $\phi = 4.2$ mm, 5.0 mm, 6.0 mm の3種類を用いた。その機械的性質は、表-1に併記する。ラセン鉄筋のピッチ(s)は、3種類とも1.8 cmとせ、巻き径($2r_2$)は、 $r_1 < r_2 < r_1$ の範囲で種々適当に変化させた。また、配置範囲(l)は、支圧板5 cmおよび7.5 cmに対しては20 cm, 10 cmに対しては25 cmとした。実験では、各々の支圧板について、無筋供試体の破壊荷重と補強供試体の破壊荷重との比(α)を求めた。

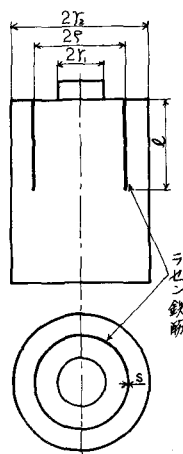


図-1

3. 実験結果および考察

図-2, -3, -4は、実験値（●印は $2r_1 = 5$ cm, ○印は $2r_1 = 7.5$ cm, ○印は $2r_1 = 10$ cm の場合）をプロットしたものである。また、表-1の数値を用いた理論式①, ②, ③を破線を示す（ただし、コンクリートの最終引張りすみ $\epsilon_{t0} = 150 \times 10^{-6}$ と仮定）。実験による補

表-1

ラセン鉄筋					コンクリート	
直径 ϕ (cm)	S^* (cm)	臨状態応力度 σ_{ty} (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 E_s (kg/cm^2)	引張強度 (σ_c) (kg/cm^2)	圧縮強度 σ_c (kg/cm^2)
4.2	0.077	2410	3390	2.1×10^6	24.7	270
5.0	0.109	1360	2890		19.9	249
6.0	0.157	1850	3320		18.5	247

* $S = \frac{\pi \phi^2}{4t}$ より求める

** 残留ひずみ 0.2% の応力度

強効果は、ラセン鉄筋の巻き径が同じであれば、 $2r_1=10\text{cm}$ を用いた場合より、 $2r_1=5\text{cm}$ 、 7.5cm を用いた場合よりも低くなっている。また、式①、②による補強効果は、実験値よりも高い値を算定しているが、これら式の誘導過程では、ラセン鉄筋位置でのコンクリートとラセン鉄筋とは同一のすみを生じると仮定しており、ラセン鉄筋ののり込みによる影響および ϵ_0 、さらに、破壊についての種々の要因等についても検討しなくてはならない。ここでは、係数 k_1 、 k_2 を用いてそれらの要因を考慮するとし、式①、②を次のように表わす。

$$\alpha = 1 + k_1 \left(-\frac{1}{\sigma_{r0}} \right) E_s \epsilon_{r0} \frac{S}{f_z} \left(\frac{f_z}{S} \right)^2 \quad \text{--- ①'}$$

$$\alpha = \frac{\rho}{f_z} + k_2 \left(-\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{r0}} \right) \frac{S}{f_z} \quad \text{--- ②'}$$

ラセン鉄筋 $\phi=4.2\text{mm}$ 、 5.0mm を用いた場合の実験値と上式とを比較すると、実験で示すように、 $k_1=0.33$ 、 $k_2=0.90$ となり、いずれの場合もほぼ同一の値が採用できると考えられる。これに対して $\phi=6.0\text{mm}$ を用いた場合は、過度に補強した場合と考えられ、図-5のような破壊形式を想定し、式③を用いると図-4の破線のようになる。この場合の解析方法については、さらに検討しなくてはならない。

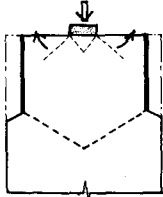
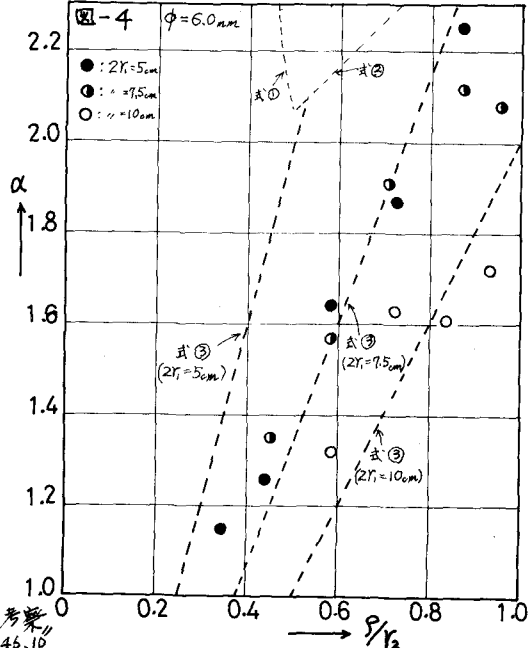
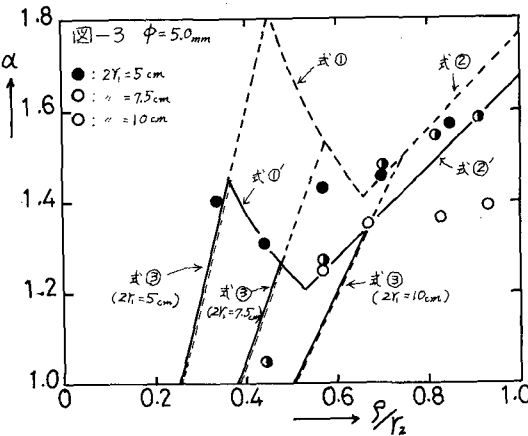
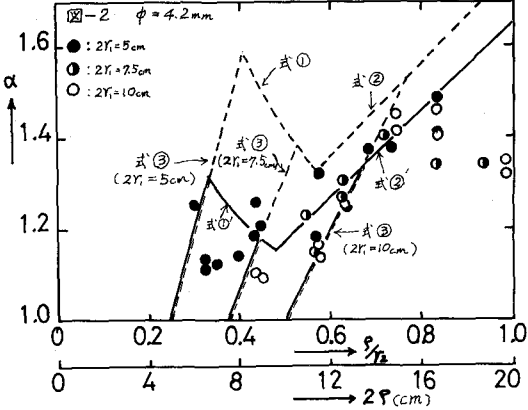


図-5

4. あとがき

本実験では、 $\phi=20 \times 40\text{cm}$ 供試体を使用したが、現在 $\phi 40 \times 60\text{cm}$ 供試体について実験中であり、供試体の大きさ、さらには、補強のパラメーター(σ_{sy})の変化による係数 k_1 、 k_2 の実験的検討が必要である。



参考文献 1) 藤井, "圧圧強度に対する補強効果の理論的考察", 土木学会第26回年次学術講演集, 昭46.10