

純ねじりを受けるコンクリート部材の挙動について

神戸大学工学部 正 藤井 学
住友建設(株) 正 武田隆昌
神戸大学大学院 学O 黒坂敏正
神戸大学大学院 学 谷口貴成

1. はじめに

本研究はプレストレスと鉄筋によって補強された部材に純ねじり载荷を行い、補強効果と挙動、特に部材の終局強度に注目して考察したものである。

2. 実験概要

供試体は $b \times d = 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ の長方形断面で、長さ 150cm 、純ねじり区間が 120cm である。鉄筋補強はスターラップと軸方向筋で行いその鉄筋比によって4つのシリーズに分けその詳細を図-1に示す。またシリーズごとに有効プレストレスは $\sigma_{pe} = 0, 25, 50, 75\text{kg/cm}^2$ を $\phi 23\text{mm}$ のPC鋼棒を用いてポストテンション方式で载荷直前に導入した。

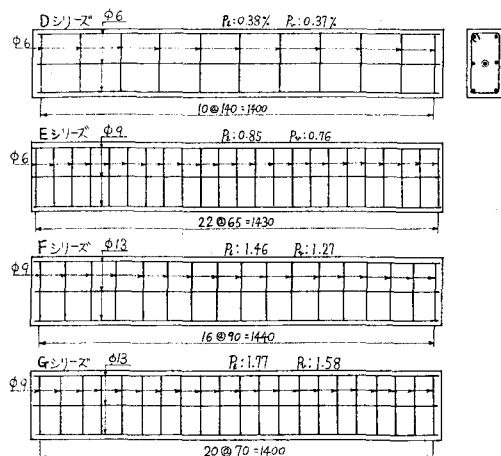
図-1 配鉄図、鉄筋比(R :軸方向, R :スターラップ)

表-1 示方配合

粗骨材 最大寸法	スランパ の範囲	水セメ ント比	細骨材 率	単位 水量	単位セ メント量	単位細 骨材量	単位粗 骨材量
25mm	$7.5 \pm 1\text{cm}$	42%	38%	177kg	422kg	679kg	1091kg

表-1にコンクリートの示方配合を示す。

ねじり载荷は、はりに偏心载荷アームを

取り付け静荷重を加えた。ねじり回転角は、供試体にアンクルを取り付け変位計により、コンクリート表面ひずみはワイヤゲージにより測定した。

3. 実験結果および考察

(1)ねじり剛性：図-2にトルク-回転角曲線を示した。ねじり剛性は図-2より明らかな様にひびわれ発生前では、プレストレス量、鉄筋量、スターラップ間隔の影響はほとんど見られず、ほぼ弾性理論によるものと一致している。ひびわれ後においては、鉄筋量の増加に伴い全てのプレストレス段階でねじり剛性は大きくなっている。しかしプレストレスの影響はひびわれ直後のねじり剛性の急激な低下をある程度おさえる以外あまり剛性に対して影響はない。

(2)ひびわれ強度：ひびわれ強度は補強鉄筋量、鉄筋の補強形式に影響されず、プレストレス量と部材寸法が等しけ

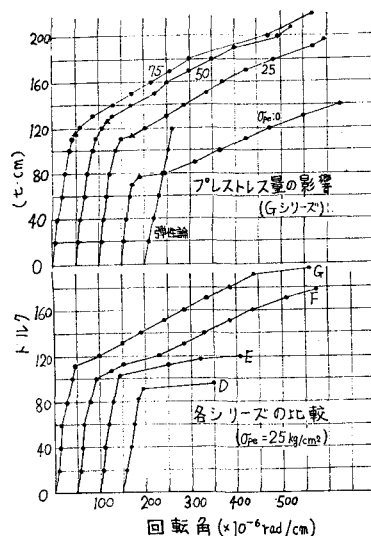


図-2 トルク-回転角曲線の例

FUJII, MANABU. TAKEDA, TAKAMASA. KUROSAKA, TOSHIMASA. TANIGUCHI, TAKANARI.

ればほぼ等しい。ひびわれ強度の推定はACIの $M_{cr} = \frac{1}{3} b d \sigma_{tu} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{tu}}}$ によって推定可能であり、実験値とよく一致する。

(3)終局強度：供試体の終局強度は、いずれのプレストレス量においても鉄筋比の増加に伴い増大している。プレストレスによる影響は鉄筋比が等しければ、プレストレス量の増加に伴い終局強度が増大するのが一般的である。しかし、プレストレス量が高くなるにつれ終局強度の増加率が減少している。このことから終局強度に対するプレストレス補強に限界があることが予想できる。

終局強度を推定するにあたり従来のトラスモデル⁽²⁾にプレストレスの影響を考慮して図-3のような三角形要素の力の釣合いより推定式を誘導した。

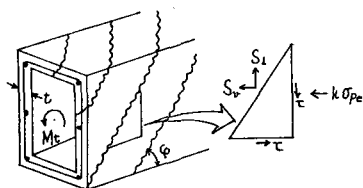


図-3 トラスモデル

で：おじりによるせん断応力， S_v ：単位面積あたりの軸方向筋力， S_h ：単位面積あたりのスターラップ力， l ：三角形要素の斜辺長， s ：スターラップピッチ， u ：スターラップ全周長， Q_v ：スターラップ一本の断面積， A_c ：軸方向筋の全断面積， σ_s ：スターラップの降伏点応力， σ_{s1} ：軸方向筋の降伏点応力， A_c ：外壁の中心線で囲まれる面積として，鉛直方向の力の釣り合いと

	計算値(tc)
E-0	80.9 (0.84)
E-25	99.5 (0.84)
E-50	115.1 (0.89)
E-75	128.8 (1.01)
F-0	151.7 (1.20)
F-25	172.3 (0.97)
F-50	190.7 (0.98)
F-75	207.5 (1.14)
G-0	189.7 (1.30)
G-25	217.1 (1.08)
G-50	230.5 (1.14)
G-75	248.5 (1.16)

より $M_{tu} = \frac{2A_c Q_v \sigma_s}{s \tan \phi}$ ，同様に水平方向において $\frac{M_{tu}}{2A_c} u \cot \phi - u t k \sigma_{pe} = A_c \sigma_{s1}$ を得、両式から ϕ を消去すると、 $M_{tu} = 2A_c \frac{(A_c \sigma_{s1} + u t k \sigma_{pe}) Q_v \sigma_s}{u s}$ を得る。ここに k は係数である。 $k=1$ としてこの式より計算した値と実験値との比較を表-3に示す。EおよびFシリーズにおいては、かなりよく一致している。またGシリーズにおいて計算値が実験値を上まわっているのは、終局強度に対する補強鉄筋量に上限があるためと思われる。Dシリーズはひびわれと同時に斜め曲げ破壊をしているため、この式は適用できず、鉄筋が終局強度にまったく影響していない。この終局強度の推定式は本実験では比較的よく一致したが、鉄筋比の大きさによる本式の適用範囲が充分明確でないこと、また有効壁厚の決定法（本文ではスターラップ中心から外壁までの2倍とした）と k の決定が未解決であること、鉄筋に作用するせん断力を無視したことなど疑問点も多く、今後の研究が必要と思われる。

最後に、本研究を行うにあたり、御助言をいただいた立命館大学児島助教に感謝いたします。

参考文献(1)岡田清，藤井孝，小林和夫：プレストレスコンクリート構造学，国民科学社

(2)Thürlimann: Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams, ACI Symposium 1976