

単過鉄筋コンクリートばりの破壊曲げモーメントについて

加賀美 一二三*

要 旨

鉄筋コンクリートばりの荷重時における鉄筋に生ずるひずみの大きさは、一般に既往の実験結果より鉄筋コンクリートばりの圧縮側におけるひずみ分布様相中の同位置のひずみ値にほとんど一致することが認められている。

単過鉄筋コンクリートばりに対する、以上の見解にもとずいた中立軸位置係数値を含んだ破壊曲げモーメント式の計算によれば、著者の既報の式より実験結果に対して一層の良結果がえられたが、鉄筋コンクリートばりの圧縮側全域に関係した圧縮応力にもとづく計算と異なりその差が僅少なので既報の近似式を用いて差支えないことを述べた。

1. 緒 言

単過鉄筋コンクリートばりの破壊曲げモーメントについて既に報告³⁾しているのであるが、主鉄筋のひずみ様相の測定結果²⁾は、はりの圧縮帯のコンクリートのひずみ分布曲線次数とほぼ同様と考えられるので、単過鉄筋コンクリートばりに対してこの考えを適用して、はりの中立軸位置係数式を求め、破壊曲げモーメント式に代入して計算したところ、既報告の値よりも実験値に一層近い良結果がえられたが、圧縮帯全域に関する圧縮応力にもとづく計算と異なりその差は微少で、実験上からも設計計算面からも単過鉄筋コンクリートばりにおいては、既報告³⁾の略式を使用して差支えないものと考えられることを述べたものである。

2. 過鉄筋コンクリートばりの主鉄筋応力と中立軸位置係数

単過鉄筋コンクリートばりの主鉄筋のひずみ分布様相は既報告²⁾の実験値にみるように、はりの塑性領域に入ると低鉄筋コンクリートばりはもちろん過鉄筋コンクリートばりにおいても中立軸位置前後までひびわれが入るので、はりの引張帯のコンクリート側表面のひずみとくに主鉄筋位置のコンクリート側表面と主鉄筋のひずみ値は異なる。すなわち、主鉄筋のひずみは引張帯位置の真のひずみ値を示し、圧縮帯のひずみ分布様相とほとんど近似的であると考えられる。いま、はりの有効高さを d , x を中立軸位置の値, ϵ_c , ϵ_s をコンクリート, 鉄筋の維ひずみとするととき図1のひずみ分布曲線は、圧縮帯, 引張

帯の曲線として次式であらわされる。

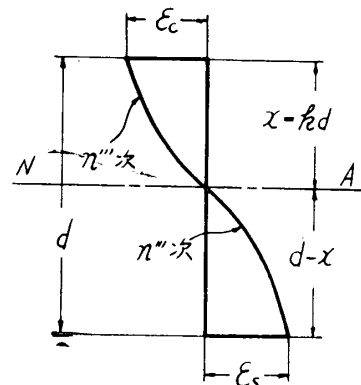


図1 鉄筋コンクリートばり断面のひずみ分布様相

$$\epsilon_c^{n'''} = \xi x \tag{a}$$

$$\epsilon_s^{n'''} = \xi (d-x) \tag{b}$$

いま、一般の鉄筋コンクリートばりに使用される範囲のコンクリートにおいては、 ϵ_c は 25×10^{-4} 程度³⁾, n''' は約1.1次⁴⁾と考えられるので、(a)式より

$$\xi = 0.0025^{1.1/x}$$

主鉄筋位置のひずみを ϵ_s とすると、(b)式のごとくなり、すなわち

$$\epsilon_s = 0.0025(d/x - 1)^{0.909} \tag{c}$$

ゆえに、 E_c を鉄筋のヤング係数とすると

$$\sigma_s = \epsilon_s E_c = 0.0025(d/x - 1)^{0.909} E_s \tag{1}$$

(1)式より

$$x = \frac{(0.0025 E_s)^{1.1} d}{(0.0025 E_c)^{1.1} + \sigma_s^{1.1}} \tag{2}$$

(2) 式中、 σ_s を鉄筋の降伏点応力とすると、 $\sigma_s =$

* 土木工学科教室

σ_{cy} とおくと、低、過鉄筋コンクリートばりの境界の中立軸の位置を示すことになる。すなわち、一般に $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ であるから

$$x = \frac{5250^{1.1} d}{5250^{1.1} + \sigma_{cy}^{1.1}} \quad (2')$$

いま、鉄筋コンクリートばりのある断面の応力の平衡関係より、 b を巾、 p を鉄筋比、 $\mu = n/(n+1)$ 、 $n = \text{コンクリートの応力分布次数}$ とするとき次式が成立する。

$$\mu k \sigma_c = p \sigma_s$$

$$k = \left\{ -5250p^{0.909} + \sqrt{(5250p^{0.909})^2 + 4\mu\sigma_{cy}^{0.909} 5250p^{0.909}} \right\} / 2\mu\sigma_{cy}^{0.909} \quad (4)$$

3. 実験例と照査計算

著者が山口大学工学部学報³⁾にて報告している過鉄筋

過鉄筋の場合は、 σ_c は σ_{cy} に達し、 σ_s は(1)式にて示される値となるので、この式の中にこれらの値を代入すると

$$\frac{0.909}{\mu\sigma_{cy}} k^{1.909} + 5250p^{0.909} k - 5250p^{0.909} = 0 \quad (3)$$

この(3)式により、試的計算にて k 値を求めれば、過鉄筋ばりの場合の中立軸位置係数が得られる。ただし、(3)式第1項の k 値の冪数を近似的に2次と仮定すると、2次方程式として解くことができる。すなわち

コンクリートばり No.1', 2', 3', 4' の2点荷重および1点荷重の実験供試体に対し、(4)式により中立軸位置係数を計算すると表1の値となる。

表1 既報告の k 値³⁾ と(4)式の k 値

項目 供試体No.	b cm	d cm	p	σ_{cy} kg/cm ²	σ_{sy} kg/cm ²	k^3	(4)式による k	荷重法
1'	12.0	10.8	0.0393	314	3210	0.577	0.583	2点
2'	12.1	11.1	0.0379	273	3071	0.593	0.600	2点
3'	12.3	11.15	0.0371	246	3210	0.609	0.609	1点
4'	12.5	11.2	0.0363	237	3210	0.618	0.613	2点

表1中の主鉄筋ひずみをACI⁵⁾と同様に、直線変化として求めた k 値と(4)式の近似式にて求めた k 値とを比較すると、ほとんど差異が認められない。(4)式の k 値が目安となるので、方眼紙法にて(3)式により k 値を求め、さらに破壊曲げモーメントを計算すると表2となる。

表2 (3), (4)式による k 値と破壊曲げモーメント

項目 供試体番号	No. 1'	No. 2'	No. 3'	No. 4'
(4)式による k	0.583	0.600	0.609	0.613
(3)式による k	0.572	0.587	0.602	0.610
比, %	1.9	2.2	1.2	0.03
報告 ³⁾ による M_u , kgcm	156000	147000	138000	138000
(3)式の k による場合の M_u , kgcm	155000	145000	137000	137000
比, %	0.6	1.4	0.8	0.8

著者の既報告³⁾における破壊曲げモーメント式による破荷重 P_u と実験荷重 $F_{実}$ は技術上許容される範囲内の比であると考えられ、表2の比の関係より過鉄筋コンクリートばりの場合には、(3)式によるまでもなく(4)式

でも既報³⁾の式と大差を生じないので、既報の近似式によってよいものと考えられる。

4. 結 言

単過鉄筋コンクリートばりの破壊時においては、主鉄筋応力は降伏点応力に達していないので、この誘起されている応力を実験にもとづくひずみ性状より求め、さらにはり部材内の力学的平衡関係より中立軸位置係数を示す式を誘導し、これにより破壊曲げモーメントを計算したところ、著者の既報告³⁾における簡略法より当然よい結果を示すことになったが、いずれも技術常識上の範囲内で大差ないので計算の煩雑さをさけるためにも既報³⁾の略法でも差支えないものと考えられることを述べたものである。

参 考 文 献

- 1) 加賀美：土木学会論文集，19号，(1954)
- 2) 加賀美：材料試験，6，4号 (1957)
- 3) 加賀美：山口大学工学部学報，13，1号，(1962)
- 4) 加賀美：土木学会論文集，87号，(1962)
- 5) Ultimate Strength Design：Vol. 27, ACI, (1956)