

丸鋼を用いた低鉄筋比 RC はりの挙動の評価

名古屋大学

MOHD WILDAN

名古屋大学 正会員 中村 光, 国枝 稔, PHAMAVANH Kongkeo

中部電力(株) 正会員 河村 精一

1. はじめに

昭和 40 年代前半までに建設された鉄筋コンクリート (RC) 構造物には, 一般に丸鋼が用いられていた. また, 当時の設計基準に基づいて建設された構造物は, 現行の示方書で設計された構造物に比べ, 補強鉄筋が比較的少ないのが特徴である. 近年, 頻発する大型地震に対応するために, 現在も供用されているこれらの構造物に対して, 耐震性の検討を行う必要が生じている. しかしながら, 丸鋼は異形鉄筋に比べ付着性能が劣るため, 現行の性能照査の前提となる付着・定着性能を満足しないことが推測され, このことは, 現行の照査方法¹⁾が使えないことにもつながる.

そこで本研究では, 丸鋼を用いた低鉄筋比 RC 部材の挙動を評価するため, 既存 RC 構造物の部材を模擬した RC はりの実験を行い, 挙動の評価と骨格曲線の算定方法の提案を行った.

2. 実験概要

本実験では, 鉄筋とコンクリートの付着性状の違いが部材の挙動に及ぼす影響を評価するために, 丸鋼および異形鉄筋を用いた低鉄筋比 RC はりの載荷試験を行った. 供試体は, 丸鋼および異形鉄筋を用いたせん断スパン比 5.0 と 2.5 (丸鋼のみ) の RC はりの計 3 体とした. いずれの供試体も軸方向鉄筋比は 0.27% であり, せん断補強筋は配置していない. $a/d=5.0$ の場合の丸鋼を用いた供試体の概要を図-1 に示す. 鉄筋には図中●印に示す位置にひずみゲージを貼付した. 実験で用いたコンクリートおよび鉄筋の材料諸元を表-1 に示す. 載荷は中央集中載荷で行った.

3. 実験結果および考察

図-2 に丸鋼および異形鉄筋を用いた $a/d=5.0$ の場合の荷重 - 変位曲線を示す. 異形鉄筋の場合では, ▲時点でひび割れ発生と同時に荷重が急激に低下したが, その後荷重はすぐに回復した. 変位が 3.3mm 付近 (図中の●点) に達した後, 鉄筋が降伏し, その後は荷重を維持し続けた. 一方, 丸鋼の場合は, ひび割れ発生後の荷重の低下程度が異形鉄筋の場合と比べ大きかった (A 点). その後は, 荷重はすぐに回復せず, 徐々に上昇する挙動を示した (A 点から C 点). C 点で鉄筋が降伏した後は, 一定の荷重を保ち続けた. 鉄筋が降伏した後の挙動については両者とも同様な挙動を示しているが, 丸鋼の場合の耐荷力は異形鉄筋の場合より 3 割程度低い結果となった. なお, 実験では両者とも変位 110mm まで載荷したが, 荷重が低下する挙動は示さず, 破壊には至らなかった.

図-3 に図-2 中の A, B, C, D 点での鉄筋ひずみ分布を示す. ひび割れ発生直後の A 点では, 異形鉄筋と丸鋼のひずみ分布はほぼ同様であるのに対し, B 点に達すると, 丸鋼のひずみ増加

表-1 材料諸元

| Concrete | | | | Reinforcement | | |
|--------------|-------------|-------------|----------------|---------------|-------------|-------------|
| f'_c [MPa] | f_t [MPa] | E_c [GPa] | G_{ft} [N/m] | | E_s [GPa] | f_y [MPa] |
| 17.8 | 2.0 | 25.0 | 87.0 | D13 | 19.8 | 339 |
| | | | | R13 | 20.9 | 319 |

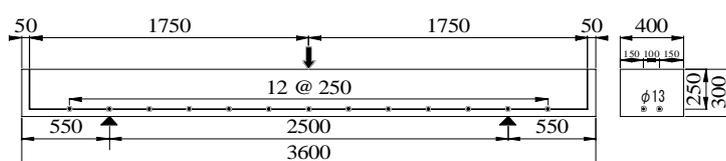
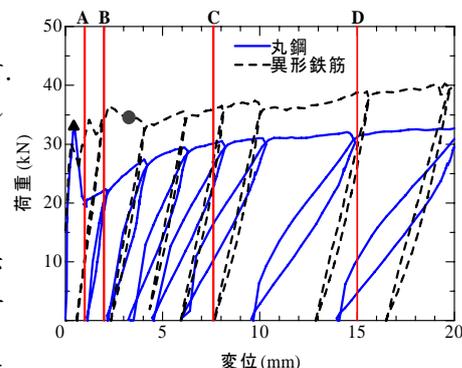
図-1 供試体概要 ($a/d=5.0$)

図-2 荷重-変位曲線

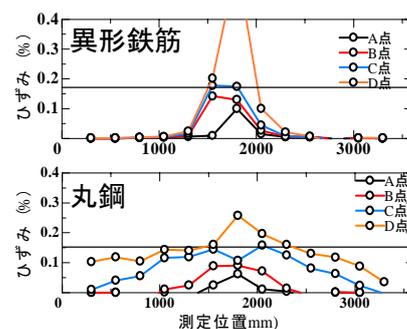


図-3 鉄筋ひずみ分布

領域は広がる挙動を示した。これは、丸鋼とコンクリートとの付着が切れ始めたことが主な原因であると推測できる。その後は、異形鉄筋では、同領域内でひずみが増加していく挙動を示すのに対し、丸鋼では、ひずみの増加領域が端部にまで広がっていき、部材内で一様なひずみ分布となる傾向を示した。このような鉄筋のすべり挙動が生じることで、ひび割れ発生後、荷重はすぐに回復せずに、徐々に増加する挙動を示したことが分かる。また、丸鋼では局所的にひずみが進展しないことにより、異形鉄筋とはひずみ値が大きく異なったため耐力が相違したと言える。

4. 丸鋼を用いた部材の骨格曲線の提案

丸鋼を用いた低鉄筋比 RC はりの荷重変位関係の特徴的な点は、ひび割れ発生時、ひび割れ発生後の荷重低下時 (A 点)、すべりが顕著に現れ出す時 (B 点)、鉄筋の降伏時 (C 点) である。設計上ひび割れ発生が許容されることを考え、これらのうち B 点と C 点を結ぶ骨格曲線を提案する。

B 点については、丸鋼の付着挙動をモデル化した 8 節点アイソパラメトリック要素を用いた非線形 3 次元有限要素解析を行った結果、ひび割れ位置で最大付着応力に達し、その後ひび割れ近傍から付着応力が徐々に失われる点に対応することが分かった。そこで、最大付着応力に達する時点を仮定することで B 点が算出できるとした。具体的には、図-4 に示すようにひび割れ位置からのひずみ分布を直線と仮定し、すべり、付着応力分布を計算する。次に、式(1)に示す力の釣り合い条件を満足するように収束計算を行い、ひび割れ位置での付着応力が最大となる時点の鉄筋ひずみを算出することで、B 点における部材の断面力およびたわみ量を算出する。ただし、部材の断面剛性は完全付着を考慮したひび割れ断面として算定する。

$$T_s = \pi \cdot D \int_0^{l_s} \tau(x) dx = A_s \cdot \epsilon_{s0} \cdot E_s \tag{1}$$

ここで、 D は鉄筋径、 l_s はすべり領域、 ϵ_{s0} は付着応力が最大となる時点の鉄筋ひずみとする。

また、C 点では、実験結果から部材内で一様なひずみ分布となったのち鉄筋が降伏した時点と仮定することで算出できるとした。具体的には、図-5 に示すようにひび割れ位置を軸に剛体変形するものとすれば、一様な鉄筋ひずみが降伏ひずみ (ϵ_y) となる時点の部材のたわみは、式(2)のように求められる。また平面保持が成立しないため、断面力の算出に用いるモーメントアーム長を有効高さとして仮定する。

$$\theta_B = \frac{w}{2d} = \frac{l \cdot \epsilon_y}{2d} = \frac{l}{2d} \epsilon_y \tag{2}$$

ここで、 w はひび割れ幅、 l は鋼材全長、 d は有効高さとする。

以上の算定方法に基づいて算出された骨格曲線を $a/d=5.0$ および $a/d=2.5$ の実験結果と比較した荷重 - 部材角関係を図-6 に示す。いずれの場合においても、実験結果を妥当に評価できていることが分かる。

5. まとめ

丸鋼を用いた低鉄筋比 RC はりの実験的検証を行った結果、コンクリートと丸鋼の付着特性が部材の挙動に及ぼす影響について評価するとともに、耐力は異形鉄筋を用いた場合より若干小さくなるが、十分な塑性変形能力を有することが示された。また、鉄筋の付着性能を考慮した丸鋼を用いた RC 部材の骨格曲線を提案した。

参考文献：1) 土木学会：2007 年度制定コンクリート標準示方書耐震性能照査編，2007。

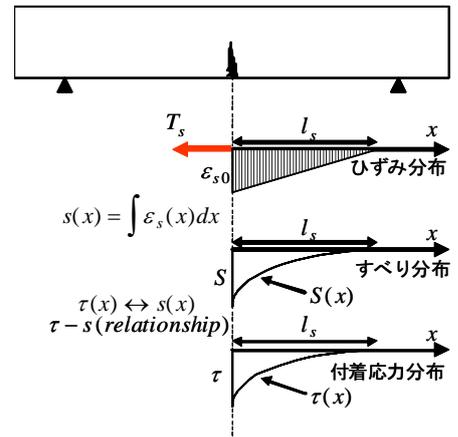


図-4 鉄筋ひずみ算定方法

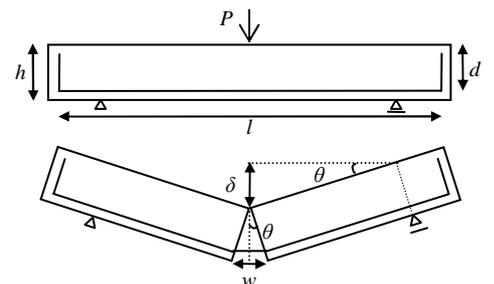


図-5 部材のたわみの評価

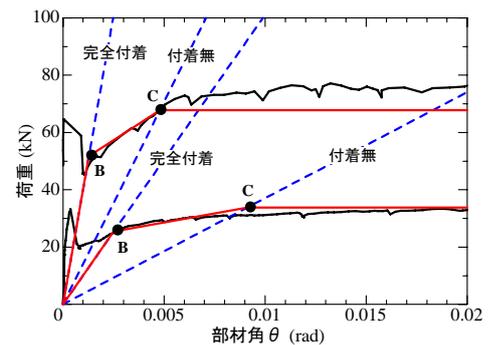


図-6 提案する骨格曲線