

## SRCはりの力学性状に及ぼす ずれ止め位置の影響

EFFECT OF LOCATION OF SHEAR CONNECTORS ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF SRC BEAMS

阿部英彦\* 中島章典\*\*

By Hidehiko ABE and Akinori NAKAJIMA

In an SRC beam, where a steel beam is embedded in concrete, there must be a sufficient number of shear connectors on the steel beam, in order to fully develop its composite characteristics. Because an SRC beam is adopted usually in case the beam depth is severely restricted, it will be very desirable if shear connectors attached on the web of steel beam be as effective as those on the upper flange.

So a series of experiment was conducted, using models of 2m in length, where mainly the location of shear connectors was varied. The result of experiment showed that irrespective of location of shear connectors, i.e. on the upper flange, web or lower flange of the steel beam, the SRC beams had almost the same structural behaviors and ultimate bending strengths as the perfectly composite beam. The method of numerical analysis developed for this investigation, where the relative displacement between the steel beam and concrete and the elasto-plastic characteristics of steel and concrete were taken into account, was proved to be valid to account for the behavior of the tested SRC beams.

### 1. はじめに

RCはりの中にはH形鋼を埋込んで合成させたSRCはり、RCはりに比べて桁高が小さくて済み、大きな曲げ変形に耐えるなどの長所がある。また、埋込まれたH形鋼もコンクリートにより拘束されて、座屈が防止されるので強度を十分に発揮できる。SRCはりではH形鋼とRCはりの合成効果を発揮させるために、両者の間のずれを防ぐ必要があるが、鋼板表面の付着力が十分でないと考えられる場合、一般にスタッドやブロッジベル等が用いられる。

その取付け位置はコンクリートの圧縮力を利用する目的から、合成桁の場合と同様に、H形鋼の上フランジ面とするのが力学的には自然であると考えられるが、通常、SRCはりは高さが厳しく制限される場合が多いので、上フランジにずれ止めを設けることはその点から好ましくない。そこでH形鋼のウェブにずれ止めを設けて、合成効果を確保することが考えられるが、位置による効果の変化や中立軸より引張側にある場合、ずれ止め効果が減少する可能性も考えられるので、これらのことについて究明することにした。さらに極端な場合として、下フランジ面にずれ止めを設けた場合も併せて比較した。

池田らはずれ止めを取付けないSRCはりの挙動は、H形鋼とRC部の断面平面保持を仮定して完全合成を期待したものとH形鋼とRC部分のそれぞれの耐荷力を加えたものとの中間的状态にあることを実験によって明らかにした<sup>1)</sup>。また、ずれ止めとしてスタッドジベルを取付けた場合の力学的挙動を検討してい

\* 工博 宇都宮大学教授 工学部土木工学科 (〒321 宇都宮市石井町2753)

\*\* 工博 宇都宮大学助手 工学部土木工学科 (〒321 宇都宮市石井町2753)

る<sup>2)</sup>。平城らはずれ止めとして用いられるスタッドジベルの耐荷力に及ぼす種々の影響因子を押抜き実験により検討している<sup>3)</sup>。

しかし、SRCはりにおけるずれ止めの取付け位置の差異がずれ止め効果、耐荷力機構などに及ぼす影響を定性的、定量的に検討した研究報告は余りない。そこで、本研究は、SRCはりのずれ止めの取付け位置が力学性状、終局耐荷力などに及ぼす影響を明らかにするために実験を行い、さらにH形鋼とRCはりの長手方向の相対ずれ、材料の弾塑性を考慮した剛体ばねモデルによる数値計算方法を用いて検討し考察を加えたものである。

## 2、実験の概要

実験に用いた試験体は、SRC試験体が8体、SRC試験体に用いたものと同じ寸法のH形鋼のみの試験体が1体、計9体製作した。SRC試験体の基本形状を図1に示す。スパンは190cmであり、ブロックジベル(20×19×80mm,SS41)あるいはスタッド(φ13×60mm,SS41相当)を曲げせん断区間において、10cm間隔に配置した。支点部では反力によってコンクリートとH形鋼の間の摩擦がせん断力を伝達してしまうことを極力減らすために図1で示すようにH形鋼を直接支持するようにした。図2は、試験体のずれ止め取付け位置の種類と名称を示す。なお、1はH形鋼のみの試験体である。ずれ止め取付け位置の差異による鋼とコンクリートの一体性をより正確に比較する目的で、6Aを除きH形鋼の表面にガムテープを貼付した。これは、鋼表面とコンクリートの付着をできるだけ小さくし、力がジベルやスタッドのみによって伝達されるようにしたものである。2Aと2Bはコンクリート打設に伴うブリージング等の影響を調べるために打設方向を上下変えている。6Aと6Bにより、ずれ止めがない場合にH形鋼とコンクリートとの間の付着の程度がはりの曲げ耐荷力や変形状に及ぼす影響を比較している。また、SRC試験体においてスターラップの間隔を

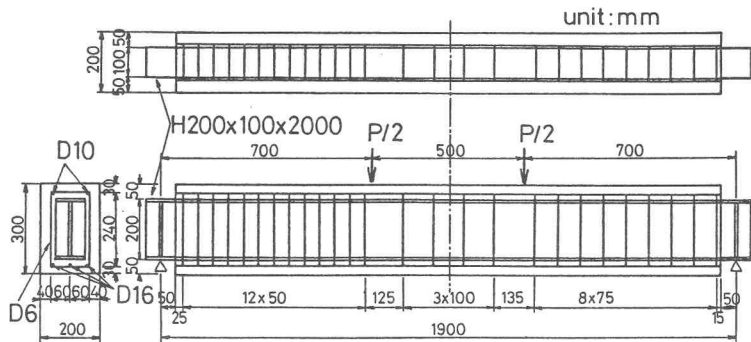


図1 試験体の形状および寸法

|                    |                      |                      |                      |                   |
|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| 1<br>↓<br>H形鋼のみ    | 2A<br>↓<br>上フランジにジベル | 2B<br>↑<br>上フランジにジベル | 2C<br>↓<br>下フランジにジベル | 3<br>↓<br>ウェブにジベル |
| 4<br>↓<br>ウェブにスタッド | 5<br>↓<br>上下フランジにジベル | 6A<br>↓<br>処理なし      | 6B<br>↓<br>ガムテープ貼付   | ↓<br>コンクリート打設方向   |

図2 試験体の種類

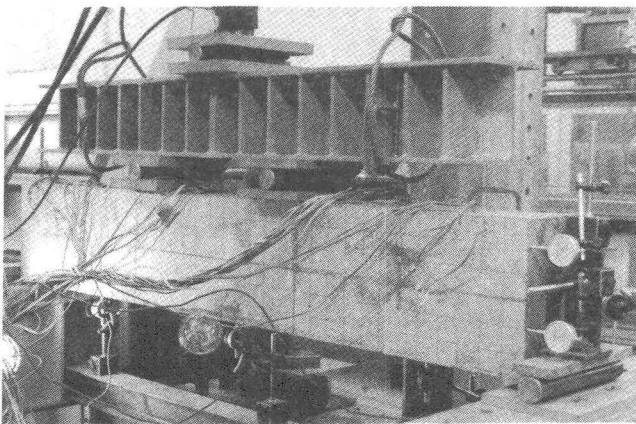


写真1 試験状況

5cmおよび7.5cmと左右変化させている。

荷重載荷は、油圧式ジャッキにより図1に示す位置で静的2点載荷とした(写真1)。載荷サイクルは、弾性範囲内、降伏後およびスパン中央点の残留たわみが1~2mmとなる荷重で除荷し、以後、破壊に至るまで荷重を増加した。たわみの測定位置はスパンの1/4、1/2、3/4点で、RC部とH形鋼部の長手方向のずれ量の測定位置は、RC端部においてH形鋼の上フランジとその下15cmの位置であり、それぞれ1/100mmダイヤルゲージを用いた。

試験体のコンクリートの打設は、2Aおよび2Bのみ同時打設とし、他は試験体別に打設した。使用したH形鋼と鉄筋の材料特性を表1に示すが、H形鋼の降伏応力度は試験体1、6A、6Bは2580kgf/cm<sup>2</sup>(253MPa)で、他は3200kgf/cm<sup>2</sup>(314MPa)である。

3、実験結果および考察

実験により得られた各試験体の終局耐力および破壊形態を表2に示す。また、試験時のコンクリートの圧縮強度およびH形鋼部とRC部それぞれの曲げ耐力を合計した計算値(重ね合せ)、あるいはH形鋼部とRC部が完全に一体であり、断面の平面保持を仮定して計算された終局耐力(RC方式)<sup>4)</sup>も示してある。

H形鋼のみである試験体1は13tf(127kN)で下フランジが降伏した。ずれ止めがない場合の試験体6BはRC部のスターラップの少ない側で斜めひび割れが卓越し、この部分の引張り部コンクリートが23.5tf(230kN)で剥脱して荷重は上昇しなくなり、重ね合せによる耐力にも至らなかった(写真2)。これに対して、6Aの破壊形態はスパン中央部の曲げ圧縮破壊であり、その終局耐力は重ね合せによる計算値とほぼ一致した。図3に、試験体6Aのひびわれ状況を示すが、曲げひびわれが荷重の増加とともに発生し、ついに

表1 材料特性

| 材料  | 材質   | 弾性係数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 降伏点応力<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|-----|------|--------------------------------|---------------------------------|
| D16 | SD30 | $2.1 \times 10^6$              | 3450                            |
| D10 | SD30 | $2.0 \times 10^6$              | 4000                            |
| D6  | SD30 | $2.0 \times 10^6$              | 4040                            |
| H形鋼 | SS41 | $2.0 \times 10^6$              | 2580<br>3200                    |

表2 試験体の終局耐力および破壊形態

| 試験体 | 終 局 耐 荷 力(tf) |       |      | コンクリートの<br>圧縮強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 破 壊 形 態     |
|-----|---------------|-------|------|-------------------------------------------|-------------|
|     | 実験値           | 計 算 値 |      |                                           |             |
|     |               | 重ね合せ  | RC方式 |                                           |             |
| 1   | *13.0         | *13.0 |      |                                           | 曲げ(残留変位9mm) |
| 2A  | 37.9          | 33.3  | 37.6 | 342                                       | 曲げ破壊        |
| 2B  | 38.0          | 33.3  | 37.6 | 342                                       | 曲げ破壊        |
| 2C  | 37.3          | 33.2  | 37.1 | 303                                       | 曲げ破壊        |
| 3   | 37.6          | 33.2  | 37.1 | 301                                       | 曲げ破壊        |
| 4   | 39.1          | 33.4  | 38.2 | 384                                       | 曲げ破壊        |
| 5   | 38.6          | 33.4  | 38.2 | 386                                       | 曲げ破壊        |
| 6A  | 28.9          | 29.8  | 34.3 | 370                                       | 曲げ破壊        |
| 6B  | 23.5          | 29.8  | 34.3 | 367                                       | 定着及びせん断破壊   |

\*: 降伏耐力

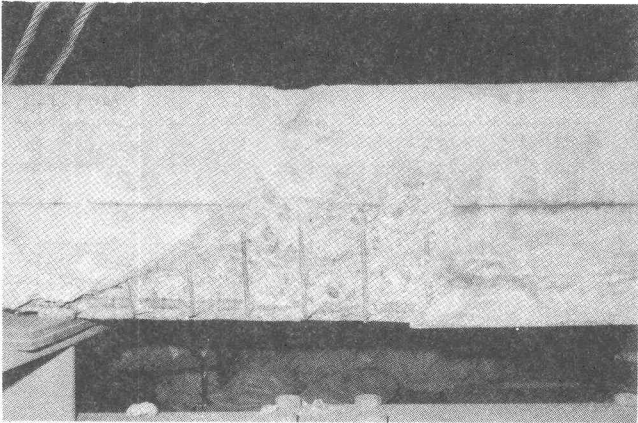


写真2 試験体の破壊形態(試験体6B)

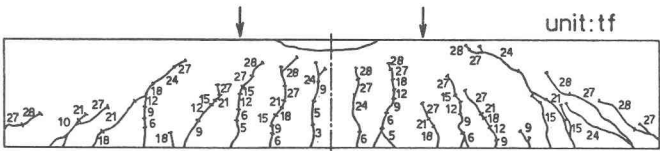


図3 試験体のひびわれ状況(試験体6A)

はスパン中央部圧縮縁コンクリートの圧壊に至っている。図中の数字はひびわれが発生したときの荷重の大きさを表している。その他の試験体の破壊形態もすべて曲げ圧縮破壊で、ひびわれ発生状況も試験体 6 A の場合とほとんど同じであり（写真 3）、ジベルの取付け位置が終局耐力に及ぼす影響の顕著な差は認められなかった。また、その耐力は RC 方式によって算定された曲げ耐力にほぼ一致した。

図 4 には荷重とスパン中央部のたわみとの関係を示す。ずれ止めがある場合には、ずれ止めの位置にかかわらず、荷重－たわみ曲線はほぼ同じ経路を示すので、ここではずれ止めがある場合の代表として試験体 2 B を、また、ずれ止めがなく H 形鋼の表面にガムテープを貼付けた試験体 6 B、H 形鋼のみの試験体 1 の荷重－たわみ曲線を示している。縦軸が荷重を、また、横軸がたわみを表している。試験体 2 B と 6 B では、H 形鋼の降伏応力度の差異の影響もあるが、荷重－たわみ曲線の勾配（剛度）はずれ止めの有無によって顕著な差があり、耐力も大きく異なることがわかる。

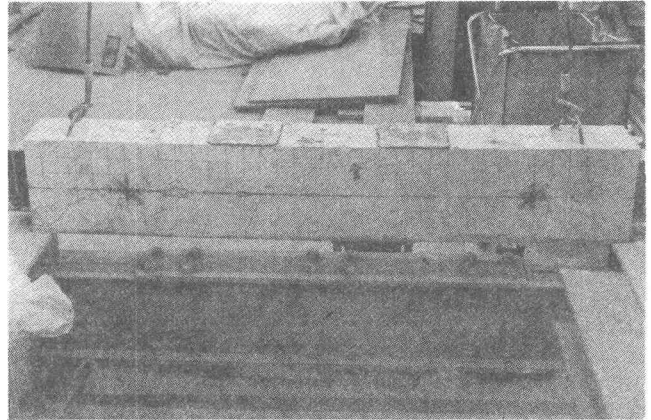


写真 3 試験体の破壊形態（試験体 2 A）

ずれ止めの位置が H 形鋼と RC はりの長手方向の相対ずれに及ぼす影響を見るために、図 5 には H 形鋼端部の上フランジ位置における H 形鋼と RC 部間の長手方向のずれ量と荷重の関係を示す。なお、図においては H 形鋼がコンクリート内にずれ込む量を正とした。H 形鋼の上フランジあるいはウェブにずれ止めを取付けた試験体のずれ量は小さく、顕著な差が認められないので、試験体 2 B の場合を代表として示す。これに比較して、引張り部にずれ止めを取付けた 2 C の場合のずれ量は大きく、ずれ止めを付けない 6 B の場合のずれ量はさらに大きいことがわかる。このことから、ずれ止めを H 形鋼の上フランジあるいはウェブに取付けた場合の方が、コンクリートの曲げひびわれが発生する下フランジに取付けた場合よりも一体性がより完全になると考えられる。

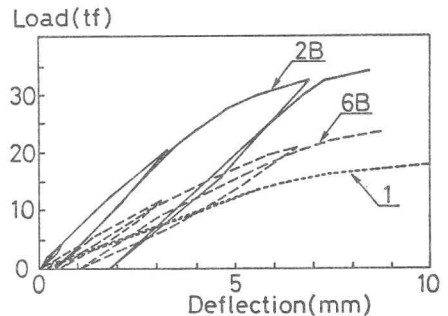


図 4 荷重－たわみ曲線

以上のことから、本実験の試験体のように十分な量のずれ止めを配置したプロポーシオンでは、ずれ止めの取付け位置が SRC はりの全体的な変形状や終局曲げ耐力に及ぼす影響は小さいことがわかる。

#### 4、剛体ばねモデルによる SRC はりの弾塑性解析

##### （1） 解析方法

図 6 に示すように、はり部材を任意の数の剛体棒要素に分割し、隣接する剛体要素間は、互いの相対的変形に抵抗

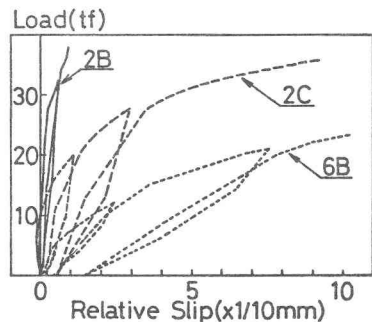


図 5 荷重－相対ずれ曲線

する力学特性を持ったばね系により連結されているものとする。このモデルは川井によって提案された剛体ばねモデルと呼ばれる離散化モデルの1つであり<sup>5)</sup>、連続体の弾性問題のみならず、塑性を含む極限状態を解析するのに広く用いられている<sup>6), 7)</sup>。ここでは、はり要素における材料の塑性化の影響を表現し易いように、野上、伊藤らが提案したばね系(任意の数の軸ばねとせん断ばね)を採用する<sup>8)</sup>。

相隣接する2つの剛体要素(i)と(i+1)の間のばね要素(i)において、軸ばね定数、せん断ばね定数をそれぞれ $k_{ij}^a$ 、 $k_i^s$ とし、また断面の中心軸から軸ばねの取付け位置までの距離を $y_{ij}$ とする。各剛体要素の重心点において変位( $u_i$ 、 $v_i$ 、 $\theta_i$ )を考える。いま、剛体要素(i)と(i+1)の間のばね要素の相対変位を、両側の剛体要素の重心点の変位を用いて表すと、図7を参照して、各軸ばねの相対変位 $\xi_{ij}$ は、

$$\xi_{ij} = u_{i+1} - u_i - y_{ij}(\theta_{i+1} - \theta_i) \quad (1)$$

となり、またせん断ばねの相対変位 $\eta_i$ は、

$$\eta_i = v_{i+1} - v_i - (\ell_{i+1}\theta_{i+1}/2 + \ell_i\theta_i/2) \quad (2)$$

となる。ここで対象としているRC構造、SRC構造などにおいては、幾何学的非線形性の影響は小さいと考えられるので、この影響は考慮しない。

上述のようなばね系において、1つのばね要素に蓄えられるひずみエネルギー $U_i$ は次式で与えられる。

$$U_i = \{ (\sum k_{ij}^a \xi_{ij}^2) + k_i^s \eta_i^2 \} / 2 \quad (3)$$

したがって、それぞれのばね定数は、剛体ばねモデルにおいてばねに蓄えられるひずみエネルギーと連続体として蓄えられるひずみエネルギーが等価になるように、各ばね定数を決定すればよい。すなわち、ばね定数は以下ようになる。

$$\begin{aligned} k_{ij}^a &= \frac{2EA_j}{\ell_i + \ell_{i+1}} & k_{ij}^a y_{ij} &= \frac{2EA_j y_{ij}}{\ell_i + \ell_{i+1}} \\ k_{ij}^a y_{ij}^2 &= \frac{2EA_j y_{ij}^2}{\ell_i + \ell_{i+1}} & k_i^s &= \frac{2GA}{\ell_i + \ell_{i+1}} \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 $A$ 、 $A_j$ はそれぞれ全断面積および各軸ばねに関係する分割された断面積を表す。なお、軸ばねの取付け位置は分割された断面の重心位置とする。

軸ばねおよびせん断ばねに関する相対変位式(1)および(2)を要素ひずみエネルギー式(3)に代入して、カスティリアノの定理を適用すると次のような剛性方程式が得られる。

$$\{p\} = [k] \{u\} \quad (5)$$

ここに、 $\{p\}$ および $\{u\}$ はばね要素(i)の両側の剛体要素(i)および(i+1)の重心位置における節点力、変位よりなる荷重ベクトルおよび変位ベクトルであり、次式で与えられる。

$$\{p\}^T = \{X_i, Y_i, M_i, X_{i+1}, Y_{i+1}, M_{i+1}\} \quad (6)$$

$$\{u\}^T = \{u_i, v_i, \theta_i, u_{i+1}, v_{i+1}, \theta_{i+1}\}$$

また、剛性マトリックス $[k]$ の零でない上三角項を示せば、

$$\begin{aligned} k_{11} &= \sum k_{ij}^a, & k_{13} &= -\sum k_{ij}^a y_{ij}, & k_{14} &= -k_{11}, & k_{16} &= -k_{13}, \\ k_{22} &= k_i^s, & k_{23} &= \ell_i k_i^s / 2, & k_{25} &= -k_{22}, & k_{26} &= \ell_{i+1} k_i^s / 2, \\ k_{33} &= \sum k_{ij}^a y_{ij}^2 + \ell_i^2 k_i^s / 4, & k_{34} &= k_{16}, & k_{35} &= -k_{23}, \\ k_{36} &= -\sum k_{ij}^a y_{ij}^2 + \ell_i \ell_{i+1} k_i^s / 4, & k_{44} &= k_{11}, & k_{46} &= k_{13}, \\ k_{55} &= k_{22}, & k_{56} &= -k_{26}, & k_{66} &= \sum k_{ij}^a y_{ij}^2 + \ell_{i+1}^2 k_i^s / 4 \end{aligned} \quad (7)$$

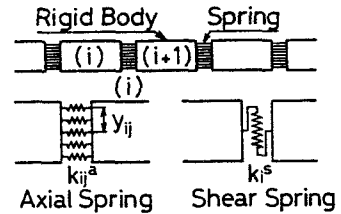


図6 はり要素の剛体ばねモデル

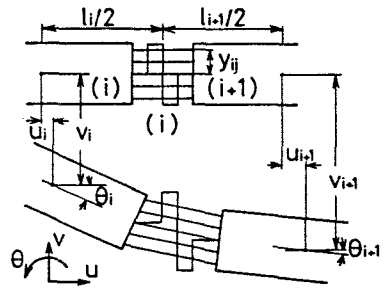


図7 要素ばねの相対変位

となる。なお、座標変換の取扱い、構造全体剛性マトリックスの組立て方などは一般的な有限要素法の手順と同様である。

応力-ひずみ関係が非線形の場合には、軸ばねあるいはせん断ばねのばね特性が非線形となる。しかし、この剛体ばねモデルでは、それぞれのばね要素が隣接する剛体要素の相対変形に抵抗するようなばね特性を持っていることから、非線形系の剛性マトリックスは式(7)に示す剛性マトリックスのばね定数を相当する接線ばね定数と置き換えることによって得られる。このときばね要素の内力は以下によって求められる。

$$\begin{aligned} N_i &= \sum r_{ij}^a(\xi_{ij}) \\ S_i &= r_i^s(\eta_i) \\ B_i &= \sum y_{ij} r_{ij}^a(\xi_{ij}) \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 $N_i$ 、 $S_i$ および $B_i$ はそれぞれ軸力、せん断力および曲げモーメントであり、 $r_{ij}^a(\xi_{ij})$ および $r_i^s(\eta_i)$ はそれぞれ軸ばねの内力およびせん断ばねの内力である。したがって、ばね要素の両側の剛体要素重心点における節点力 $\{R\}$ は、

$$\{R\}^T = \{x_i, y_i, m_i, x_{i+1}, y_{i+1}, m_{i+1}\} \quad (9)$$

で表され、各項は、以下に与えられる。

$$\begin{aligned} x_i &= -x_{i+1} = -N_i, & y_i &= -y_{i+1} = -S_i \\ m_i &= B_i - S_i l_i/2, & m_{i+1} &= -B_i - S_i l_{i+1}/2 \end{aligned} \quad (10)$$

ところで、非線形剛性方程式を解くために接線剛性を用いていることから、修正解を求める必要があるが、ここでは、弧長増分法とニュートンラフソン法を適用して収れん計算を行い、修正解を求めている<sup>9), 10)</sup>。

## (2) 継手系のモデル化

SRC構造では、H形鋼とRCはりはその接合面に働くせん断力に抵抗するジベル、スタッド等のずれ止めによって一体となり外荷重に抵抗する。この構造系を剛体ばねモデルによって表す場合、H形鋼、RCはりは先に述べたはり要素によってモデル化し、ずれ止めは継手構造などにおいてよく用いられるばねによって表すことにする<sup>11)</sup>。この継手系も1つのばね要素と考えられるが、この要素剛性マトリックスを以下に誘導する。

図8を参照して、2つの剛体重心点から距離 $\lambda$ に軸ばね $k_i^a$ を配置するとすれば、2つの剛体重心間の軸方向変位および回転角の差によりせん断力を伝達する。また、RCはりの中にはH形鋼が埋込まれていることを考えると、両者の間には鉛直方向の変位の差はほとんどないので、両者の鉛直方向変位の差に抵抗する剛な鉛直ばね $k_i^s$ を挿入する。したがって、この要素において軸ばね $k_i^a$ の相対変位 $\xi_i$ は、

$$\xi_i = u_{i+1} - u_i - \lambda(\theta_{i+1} - \theta_i) \quad (11)$$

であり、鉛直ばね $k_i^s$ の相対変位 $\eta_i$ は、

$$\eta_i = v_{i+1} - v_i \quad (12)$$

と表せる。この2式をひずみエネルギー式(3)に代入し、カスティアノの定理を適用すれば、この要素の剛性マトリックスが以下のようになれる。

$$[k] = \begin{bmatrix} k_i^a & 0 & -\lambda k_i^a & -k_i^a & 0 & \lambda k_i^a \\ & k_i^s & 0 & 0 & -k_i^s & 0 \\ & & \lambda^2 k_i^a & \lambda k_i^a & 0 & -\lambda^2 k_i^a \\ & & & k_i^a & 0 & -\lambda k_i^a \\ & & & & k_i^s & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & \lambda^2 k_i^a \end{bmatrix} \quad (13)$$

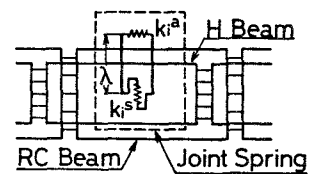


図8 継手系の剛体ばねモデル

この要素の軸ばね $k_1^e$ の内力を $r_1^e(\xi_1)$ および鉛直ばね $k_2^e$ の内力を $r_2^e(\eta_1)$ とすれば、要素両側の節点力 $\{R\}$ の各成分は、

$$\{R\}^T = \{-r_1^e(\xi_1), -r_2^e(\eta_1), \lambda r_1^e(\xi_1), r_1^e(\xi_1), r_2^e(\eta_1), -\lambda r_2^e(\eta_1)\} \quad (14)$$

と表される。

### (3) 数値計算モデル

実験に用いたSRCはりを図8に示すようにモデル化する。H形鋼、RCはりとも長手方向には19要素に分割し、またH形鋼断面を12分割、RCはりのコンクリート断面を16分割、圧縮鉄筋および引張鉄筋をそれぞれ1分割要素とし、応力はそれぞれの重心位置に集中して作用するものとしている。

H形鋼および鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性型を仮定し、コンクリートの応力-ひずみ曲線は、圧縮側については、次式で与えられる梅村の式を用い<sup>4)</sup>、引張応力には抵抗しないものとした。

$$\sigma_c / f_c = C \{e^{-pn} - e^{-qn}\} \quad (15)$$

ここに、 $f_c$ はコンクリートの圧縮強度、 $n = \varepsilon / \varepsilon_c$ であり、 $\varepsilon_c$ はコンクリートの圧縮強度時のひずみである。また、係数 $C$ 、 $p$ および $q$ はそれぞれ6.75、0.812および1.218である。この材料の非線形性ははり要素の軸ばねについてのみ考え、はり要素のせん断ばねおよび継手要素のばねの非線形性は考慮しない。H形鋼および鉄筋のヤング率はすべて同じで、 $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  (206GPa)とし、H形鋼の降伏応力度を $3200 \text{ kgf/cm}^2$  (314MPa)、また、鉄筋の降伏応力度を $3500 \text{ kgf/cm}^2$  (343MPa)とした。コンクリートの圧縮強度は $350 \text{ kgf/cm}^2$  (34MPa)とし、そのときのひずみを0.3%とした。また、継手要素のばね定数は、軸ばね定数を、以前の実験結果より<sup>12)</sup>  $1.0 \times 10^5 \text{ tf/m}$  (980MN/m)、また鉛直ばね定数を $1.0 \times 10^7 \text{ tf/m}$  (98GN/m)とした。

### (4) 計算結果

#### a) 弾塑性挙動

SRCはりにおいてずれ止めの取付け位置を上フランジとした場合(試験体2Aに相当)の荷重とたわみの関係の計算結果を図9に実線で示す。縦軸が荷重(2点載荷における2点の合計)を、また横軸がスパン中央のたわみを示している。同図には、試験体2Aの実験における荷重-たわみ曲線も破線で示している。実験結果と計算結果を比較すると、初期および終局状態においては両者は良く一致しているが、中間部分においては計算結果よりも実験結果の方がたわみが大きくなっている。同じ計算結果でのスパン中央部コンクリート圧縮縁およびH形鋼下フランジ(引張縁)の荷重とひずみの

関係を図10に、実験結果と共に示す。なお、ひずみを表している横軸はコンクリートとH形鋼で縮尺を変えている。コンクリートの荷重とひずみの関係については、計算結果よりも実験結果の方が同じ荷重に対してひずみが大きくなっている。これは、数値計算における要素分割数の影響のほか、計算に用いたコンクリートの応力-ひずみ曲線と実際の応力-ひずみ曲線の傾向の差異によるものと思われる。また、この傾向の差は前述の荷重-たわみ曲線の実験と計算結果の傾向の差と一致する。しかしながら、

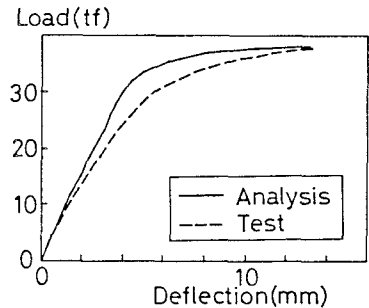


図9 荷重-たわみ曲線の比較 (試験体2A)

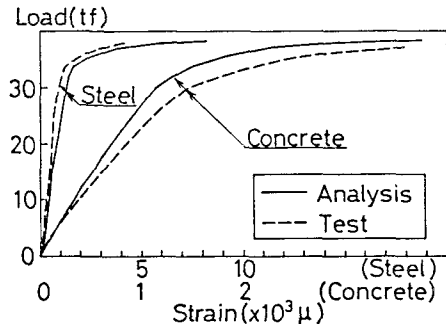


図10 コンクリート圧縮縁とH形鋼下フランジの荷重-ひずみ曲線の比較 (試験体2A)

荷重－たわみ曲線および荷重－ひずみ曲線の全般的な傾向はほぼ一致していることから、ここで用いた数値計算方法により本実験のSRCはりの弾塑性挙動および終局耐荷力を十分な精度で追跡することが可能であると考えられる。

b) ずれ止めの取付け位置の影響

ずれ止めの取付け位置が、SRCはりの弾塑性挙動、耐荷力に及ぼす影響を調べるために、ずれ止めの取付け位置をH形鋼の上フランジ面、ウェブ中央および下フランジ面とした場合を、継手部の軸ばねの取付け位置を変えることによって比較した。ここでは、ずれ止めの取付け位置のみの影響を見るために、材料特性および継手部の軸ばね定数はすべて同じにしている。これら3つの計算結果において、スパン中央部の荷重－たわみ曲線およびコンクリート圧縮縁、H形鋼、鉄筋の荷重－ひずみ曲線にはほとんど差がなく、また終局耐荷力にも顕著な差は認められなかった。表3には、ずれ止めの取付け位置が異なる場合の終局耐荷力の計算値と実験値を示す。計算値の場合、コンクリートの圧縮強度はすべて350kgf/cm<sup>2</sup>(34MPa)にしているが、実験値と大きな差異はないことがわかる。この表には、ずれ止めがない場合の計算値(H形鋼の降伏応力度2600kgf/cm<sup>2</sup>(255MPa)、継手部の軸ばね定数をゼロ)と実験値6Aの比較も示している。以上のことから、本実験のように十分な量のずれ止めを配置すれば、ずれ止めの取付け位置が終局曲げ耐荷力に及ぼす影響はほとんどないことが数値計算によっても確かめられた。

c) ずれ止めのずれ常数の影響

SRCはりが曲げ作用下にあれば、コンクリートの引張側には曲げひびわれが生じる。ずれ止めの取付け位置がH形鋼の下フランジ面にある場合には、ずれ止めがコンクリートのひびわれ中に存在することから、H形鋼とRCはりの長手方向の相対的なずれが大きくなることが予想される。

したがって、ずれ止めのずれ常数はその取付け位置をH形鋼の上フランジ面とした場合よりも低下すると考えられる。そこで、ずれ止めのずれ常数の大きさがSRCはりの耐荷力に及ぼす影響を継手部の軸ばね定数を変化させることによって検討する。継手部の軸ばね定数を10<sup>7</sup>、10<sup>5</sup>、10<sup>3</sup>、10tf/m(9.8×10<sup>7</sup>、10<sup>5</sup>、10<sup>3</sup>、10kN/m)とした場合の荷重とスパン中央部のたわみの関係を図11に示す。ばね定数が高い場合には荷重－たわみ曲線の形状および終局耐荷力には顕著な差は認められないが、ばね定数が小さくなると、同じ荷重に対してたわみが急激に大きくなり、終局耐荷力も小さくなることがわかる。軸ばね定数が小さい場合には相対ずれは大きい、それ以上にばね定数が小さいので、継手系が伝達する軸力成分は小さい。したがって、H形鋼とRCはりの合成効果が低下し、終局耐荷力は両者を重ね合せた耐荷力に近くなる。継手要素の軸ばね定数をパラメーターとして、端部継手要素の軸ばね取付け位置におけるH形鋼とRCはりの長手方向の相対ずれと荷重の関係を図12に示す。縦軸が荷重を、また横軸が相対ずれを表している。軸ばね定数が比較的大きい場合には、両者の関係は終局状態まで線形であり、合成効果が十分に発揮されている。しかし、ばね定数が小さい場合には、相対ずれがしだいに大きくなり、結果として十分な合成効果が得られず、H形鋼お

表3 終局耐荷力に及ぼす  
ずれ止め位置の影響

| ずれ止めの<br>取付け位置 | 終局耐荷力(tf) |      |
|----------------|-----------|------|
|                | 計算値       | 実験値  |
| 上フランジ          | 38.3      | 38.0 |
| ウェブ中央          | 38.4      | 37.6 |
| 下フランジ          | 38.4      | 37.3 |
| ずれ止めなし         | 30.0      | 28.9 |

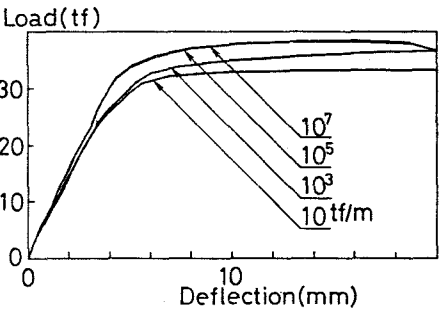


図1 荷重－たわみ曲線に及ぼす  
軸ばね定数の影響

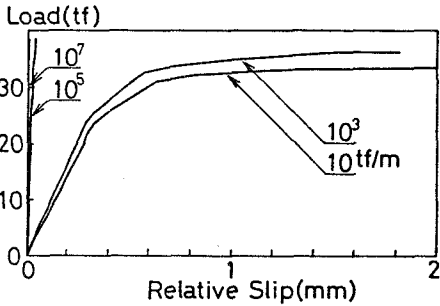


図2 荷重－相対ずれ曲線に及ぼす  
軸ばね定数の影響

よびRCはりがそれぞれの曲げ耐力に達して終局状態に至っている。この図において、ばね定数が10および $10^3 \text{tf/m}$  ( $9.8 \times 10$ および $10^3 \text{kN/m}$ ) の場合の曲線は、図5の試験体2Cの実験曲線とよく似た傾向を示していることがわかる。

## 5、まとめ

RCはりの中にH形鋼を埋込んだSRCはりのずれ止めの取付け位置が、SRCはりの力学性状、終局耐力などに及ぼす影響を明らかにする目的で、耐力実験と剛体ばねモデルによる弾塑性解析を行った。その結果から得られた主な成果をまとめると以下ようになる。

(1) 本実験の試験体のように、十分な量のずれ止めを配置したプロポーションでは、ずれ止めの取付け位置の差はSRCはりの力学性状、曲げ耐力等に顕著な影響を及ぼさず、また、その終局耐力は完全合成を仮定したRC方式によって得られた耐力にほぼ一致する。

(2) H形鋼とRCはりの相対ずれや材料の弾塑性を考慮した剛体ばねモデルによる数値計算方法は、SRCはりの力学性状や曲げ耐力の解析等に対して有効である。

(3) ずれ止めをH形鋼の上フランジ面あるいはウェブ中央に取付けた場合よりもコンクリートの曲げひびわれ中に存在する下フランジ面に取付けた場合の方がH形鋼とRCはりのはり端部の長手方向のずれ量は大きくなる。ずれ止めをばねと仮定する数値計算において、この影響はばね定数の低下としてある程度評価することができる。

(4) ずれ止めをばねとした場合、ばね定数が低下するにつれて、SRCはりの曲げ耐力は次第にRC方式により得られた曲げ耐力からH形鋼とRCはりのそれぞれの曲げ耐力を合計した耐力に近づく。

謝 辞： 本研究を行うにあたり宇都宮大学工学部助教授佐藤良一博士から貴重な助言を頂いた。また、卒業研究として石橋利晃氏（現、東京都勤務）の協力を得た。ここに深く謝意を表する。さらに、本研究は文部省科学研究費の補助を受けたことを付記する。

## 参考文献

- 1) 池田尚治・山口隆裕：SRC構造における鉄骨と鉄筋コンクリートの一体性に関する基礎研究、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集V-209、pp.417~418、1985年9月
- 2) 池田尚治・大町武司・森章・山口隆裕：スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力伝達機構について、第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.321~324、1981年
- 3) 平城弘一・栗田章光・赤尾親助：スタッドの押抜き挙動に及ぼす影響因子に関する基礎的研究、土木学会構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会、合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.81~89、1986年9月
- 4) 池田尚治・小柳治・角田典史雄：鉄筋コンクリートの力学、新体系土木工学32、土木学会編、技報堂出版、1982年11月
- 5) KAWAI, T.: Some considerations on the finite element method, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.16, pp.81~120, 1980
- 6) 三藤正明・竹内則雄・川井忠彦：新離散化モデルによる基礎を考慮した骨組構造物の極限解析、構造工学論文集、Vol.31A、pp.235~243、1985年3月
- 7) 深沢泰晴・土橋浩：薄肉開断面ばりの剛体-ばね系モデルの定式化、構造工学論文集、Vol.31A、pp.132~140、1985年3月

- 8) 野上邦栄・伊藤文人・尾崎浩明：有限剛体要素モデルを用いた骨組部材の弾性解析、日本鋼構造協会第17回大会研究集会マトリックス解析法研究発表論文集、pp.215～220、1983年7月
- 9) 細野透：弧長法による弾性座屈問題の解析（その1）座屈点に於ける増分解の性質、日本建築学会論文報告集、第242号、pp.41～50、1976年4月
- 10) 細野透：弧長法による弾性座屈問題の解析（その2）数値解析方法としての弧長法、日本建築学会論文報告集、第243号、pp.21～31、1976年5月
- 11) 長嶋文雄・伊藤文人：剛体一ばねモデルを用いた高力ボルト摩擦接合継手のすべり挙動解析、土木学会論文集、No.350/I-2、pp.341～350、1984年10月
- 12) 阿部英彦：鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究、鉄道技術研究報告書、No.961、1975年3月  
(1986年10月17日受付)