

ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の 弾塑性解析

中島章典¹・池川真也²・山田俊行³・阿部英彦⁴

¹正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321 宇都宮市石井町 2753)

²正会員 工修 鹿島建設株式会社 建設総事業本部土木設計本部 (〒160 東京港区赤坂 6-5-30)

³川田工業株式会社 東京工事事務一課 (〒114 東京都北区西ヶ原 3-45-4)

⁴正会員 工博 足利工業大学教授 土木工学科 (〒326 足利市大前町 268-1)

鋼コンクリート合成構造物の弾塑性挙動を解析により追跡するためには、コンクリートおよび鋼の材料非線形性を考慮するだけでなく、ずれ止め部材の非線形挙動をも考慮する必要がある。

そこで本研究では、ずれ止めの挙動が非弾性領域にまで及ぶ不完全合成桁を対象として、対応する押し抜き試験より得られたずれ止めの非線形荷重-ずれ関係を、剛体ばねモデルにおけるずれ止め要素の水平ばね特性に導入した弾塑性解析を行った。その解析結果を対応する桁試験の結果と比較し、荷重-たわみ、あるいは荷重-ずれ関係などが良好に追跡できることを示して、本解析法の有効性を検証した。

Key Words : composite girder with incomplete interaction, inelastic behavior of shear connector, elasto-plastic analysis, rigid-body-spring model

1. はじめに

鋼コンクリート合成構造物の終局状態までの弾塑性挙動を解析的に明らかにするためには、鋼材およびコンクリート材料の非線形材料特性を考慮する必要があるほか、鋼とコンクリートを結合するずれ止めの非線形荷重-ずれ関係を適切に導入する必要がある。

鋼材およびコンクリート材料の非線形材料特性はそれぞれの材料試験を行うことにより得ることができる。これに対して、ずれ止めの非線形荷重-ずれ関係は、一般に押し抜き試験体を用いて、ずれ止めの静的せん断耐力を明らかにする場合に、付随的に求められることが多い¹⁾。しかし、押し抜き試験において得られるずれ止めの非弾性領域までの荷重-ずれ関係は、種々の合成構造物に使用されるずれ止めの弾塑性挙動を必ずしも反映しているとは言えない。したがって、通常行われるずれ止めの押し抜き試験において得られる非線形領域までの荷重-ずれ関係を解析に導入した場合に、どの程度、実構造の弾塑性挙動やずれ止めに作用する水平せん断力が把握できるかを確認しておくことは重要である。

このような観点から、ずれ止めの押し抜き試験において得られた荷重-ずれ関係の接線および割線勾配(ずれ止め剛度)を解析に取り入れて、合成構造物の弾塑性挙動を明らかにしようとした研究はこれまでに数多くなされてきた²⁾⁻⁵⁾。その結果、押し抜き試験により得られたず

れ止め剛度を用いて、合成桁などの弾性挙動がある程度追跡できることが示された。

一方、園田・鬼頭は鋼板コンクリート合成床版の3次元弾塑性解析に、引き抜き試験から得られたずれ止めの非線形荷重-ずれ関係を導入して、剛体ばねモデル解析を実施し、定性的には対象構造物の弾塑性挙動を追跡できると述べている⁶⁾。また、著者らも押し抜き試験から得られたずれ止めの非線形荷重-ずれ関係を考慮したSRCはりの弾塑性解析を実施している⁷⁾。しかし、定量的な議論をするためには、さらに今後の研究が必要な状況にあると考えられる。

そこで本研究では、構造が比較的単純であり、ずれ止めの挙動が非弾性領域にまで及ぶと考えられる不完全合成桁の弾塑性挙動を実験および解析により検討した。つまり、対応する押し抜き試験によって得られたずれ止めの非線形荷重-ずれ関係を、剛体ばねモデルにおけるずれ止め要素の水平ばね特性に導入して、不完全合成桁の弾塑性挙動を解析した。そして、その解析結果を対応する桁試験の結果と比較検討した。

2. 実験の概要

実験に用いた不完全合成桁の試験体形状を図-1に示す。スパンは3mとし、コンクリート床版の断面は幅

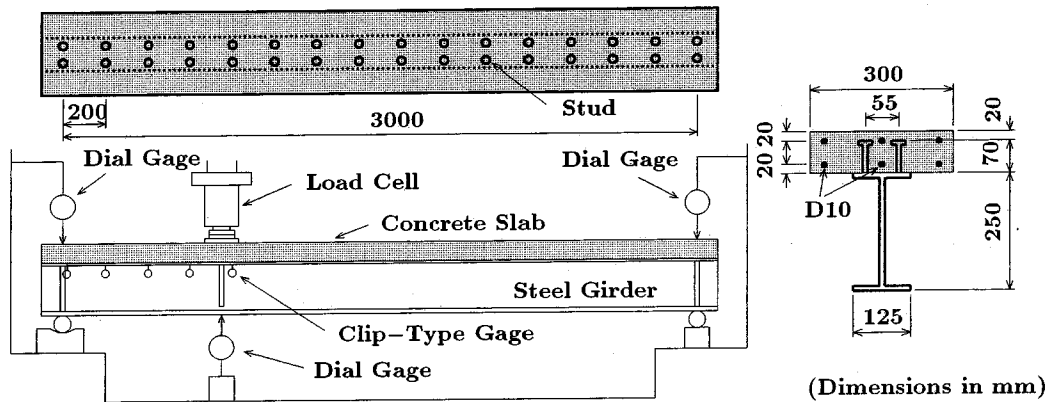


図-1 不完全合成桁試験体の概要 (B20)

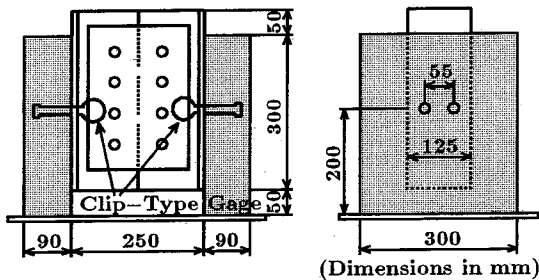


図-2 押し抜き試験体の概要

300mm, 厚さ 90mm とした。床版内には, D10 鉄筋 (断面積 0.785cm^2) を 2 段で合計 6 本橋軸方向に配置し, 橋軸直角方向には 5 ~ 10cm 間隔に D6 の配力鉄筋を配置した。一方, 鋼桁の断面は上フランジ (125 × 9 mm), ウェブ (223 × 6 mm), 下フランジ (125 × 19 mm) の鋼板を溶接により組み立てた溶接 I 型とした。ここでは, 軸径 13mm, 全高 70mm のスタッドを 100, 200, 300mm の間隔で 2 列に配置した 3 体の試験体を製作した。スタッド配置間隔により, それぞれの試験体名を B10, B20, B30 と呼ぶ。この試験体では, 完全合成を仮定した場合, 中立軸が鋼桁ウェブに位置するように断面を決定した。

桁試験体の実験では, 図-1 に示すように 1/4 点に集中荷重を載荷した。スタッド位置近傍におけるコンクリート床版下面と鋼桁上フランジ間の相対的なずれを測定するために, スタッド位置にクリップ型変位計を取り付けた。さらに, 載荷荷重に対する桁のたわみを計測するため載荷点直下および両支点部にダイヤルゲージを設置した。また, 鋼フランジ表面に数多くのひずみゲージを貼付して, 鋼桁上下フランジの各部のひずみを計測

し, 載荷点ではコンクリート床版側面のひずみも計測した。図-1 の左支点と載荷点間の片側のスタッドの中央高さには, 橋軸方向の対面する位置にひずみゲージを 2 枚ずつ貼付し, スタッドの軸ひずみを計測した。

桁試験体に使用したスタッドの荷重-ずれ関係を測定し, これを解析に用いるために, 図-2 に示すような押し抜き試験体を 2 体製作した。この際, コンクリート床版は桁試験体と同じ断面とし, 鋼柱フランジの幅と厚さは桁試験体鋼桁の上フランジとほぼ同一の断面とした。また, 桁試験体と同じ寸法のスタッドを 2 列 1 段に配置した。

載荷試験に際しては, 桁試験体に対応させて, 図-2 のようにスタッド取り付け高さにおけるコンクリート床版下面と鋼フランジの相対的なずれをクリップ型変位計により測定した。

桁試験体と押し抜き試験体のコンクリート床版は生コンクリートを用いて同時に打設した。この際, 両試験体の打設方向を同じにするため, 押し抜き試験体では鋼柱のウェブで切断して試験体を製作し, 試験時には高力ボルトにより接合して載荷実験を行った。また, 両試験体とも, コンクリート床版と鋼フランジ界面の付着をなるべく小さくするために, 鋼フランジ表面にクラフトテープを貼り, その上にグリースを塗布して, 可能な限り界面での付着の低減を図った。

3. 剛体ばねモデルによる弾塑性解析

(1) 不完全合成桁の剛体ばねモデル

ここでは, ずれ止めの変形を考慮した不完全合成桁の弾塑性挙動を剛体ばねモデルを用いて解析する。剛体ばねモデル解析では, 構造物を任意の剛体要素に分割し, その剛体要素間には, 材料の構成関係を考慮したばねを

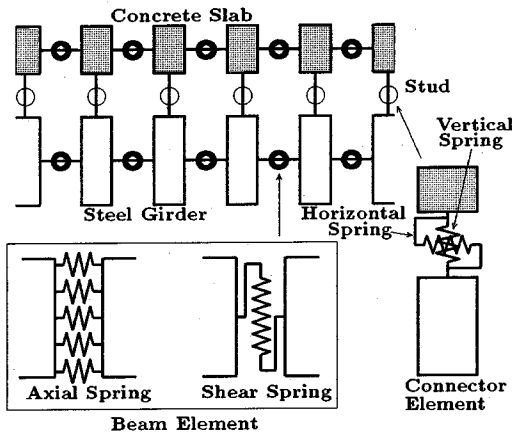


図-3 不完全合成桁の剛体ばねモデル

配置する⁸⁾⁻¹¹⁾。したがって、このモデルでは、構造物の弾塑性挙動を容易にばねの力学特性に導入することができるので、鋼桁およびコンクリート床版の弾塑性挙動あるいはコンクリートのひびわれの発生などに加えて、鋼桁とコンクリート床版とを結合するずれ止めの非線形荷重-ずれ関係をも容易に考慮することが可能である。

対象としている不完全合成桁の鋼桁とコンクリート床版をそれぞれはり部材と考え、図-3のようにそれらの剛体要素間には橋軸方向の直応力に抵抗する軸ばねと剛体要素の断面に平行なせん断力に抵抗するせん断ばねを設ける。ここでは、軸力および曲げによる材料の塑性域のひろがりやを考慮するため、野上・伊藤らが提案したばね系(複数の軸ばねと一つのせん断ばね)^{9),12)}を採用する。また、コンクリート床版と鋼桁の剛体要素間には、両者の鉛直方向の結合条件を満足する鉛直ばねと橋軸方向のずれに抵抗する水平ばねを設ける。

鋼桁およびコンクリート床版の軸ばねには、鋼およびコンクリート材料の弾塑性域までの直応力とひずみの関係を直接導入することができる。一方、ずれ止めの荷重-ずれ性状を表す水平ばねの力学特性には、押し抜き試験により求められた非線形の荷重-ずれ関係を導入することができる。このような弾塑性挙動を考慮することによる不完全合成桁の非線形挙動を、ここでは弧長増分法によって追跡する^{13),14)}。そのためには、各要素の弾塑性域での接線剛性マトリックスを誘導する必要がある。非弾性域での接線剛性マトリックスを誘導する場合には、先に述べた各ばねの力と変位関係における接線勾配に相当するばね定数を用いる以外は、弾性剛性マトリックスの誘導方法と同様であるので、以下では不完全合成桁の弾性剛性マトリックスの誘導方法を説明する。

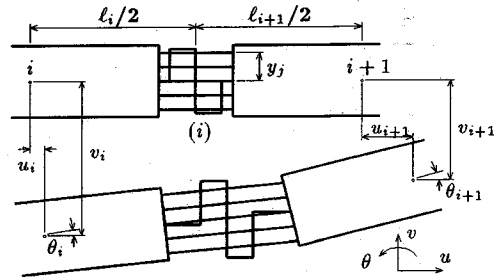


図-4 はりばね要素の相対変位(軸ばね, せん断ばね系)

(2) はり要素の剛性マトリックス

コンクリート床版および鋼桁の剛性マトリックスは以下のように誘導される。

図-4に示すような相隣接する2つの剛体要素*i*と*i+1*の間のばね要素(*i*)において、せん断ばねのばね定数を k_s 、*j* 番目の軸ばねのばね定数を k_{aj} とする。各剛体要素の重心点において、鉛直変位、水平変位および回転 (u_i, v_i, θ_i) を考える。したがって、剛体要素間のばね要素(*i*)のばねの相対変位を、両側の剛体要素の重心点の変位を用いて表すことができる。図-4を参照して、*j* 番目の軸ばねの相対変位 ζ_j は、

$$\zeta_j = u_{i+1} - u_i - y_j(\theta_{i+1} - \theta_i) \quad (1)$$

と表される。ここに、 y_j は弾性・非弾性に関わらず鋼桁あるいはコンクリート床版のそれぞれの剛体要素断面の重心位置から *j* 番目の軸ばねまでの距離(上方向を正)を表している。また、せん断ばねの相対変位 η は、

$$\eta = v_{i+1} - v_i + (l_{i+1}\theta_{i+1}/2 + l_i\theta_i/2) \quad (2)$$

と書き表される。1つのはりばね要素に蓄えられる軸ばねとせん断ばねのひずみエネルギーの総和 U_{br} は、

$$U_{br} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\sum_j k_{aj} \zeta_j^2 \right) + k_s \eta^2 \right\} \quad (3)$$

と書ける。一方、コンクリート床版および鋼桁を連続体としたときに、部材長 $(l_{i+1} + l_i)/2$ のはり要素に蓄えられるひずみエネルギー U_{bc} は、

$$U_{bc} = \frac{1}{2} \int_A (E\varepsilon^2 + G\gamma^2) dA \frac{l_{i+1} + l_i}{2} \quad (4)$$

と表される。ここに、 E および G はそれぞれの部材の弾性係数とせん断弾性係数であり、 ε はコンクリート床版および鋼桁の繊維の軸ひずみを、 γ はせん断ひずみを表している。 ε は、はり部材の軸ひずみ成分 ε_a と曲率 $1/\rho$ によって、

$$\varepsilon = \varepsilon_a - y_j/\rho \quad (5)$$

と表され、各ひずみおよび曲率は近似的に次式で与えられるものとする。

$$\varepsilon_a = \frac{2(u_{i+1} - u_i)}{l_{i+1} + l_i} \quad (6a)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{2(\theta_{i+1} - \theta_i)}{l_{i+1} + l_i} \quad (6b)$$

$$\gamma = \frac{2(v_{i+1} - v_i)}{l_{i+1} + l_i} + \frac{l_{i+1}\theta_{i+1} + l_i\theta_i}{l_{i+1} + l_i} \quad (6c)$$

以上の各ひずみを式(4)に代入した U_{bc} と、式(1)および(2)を式(3)に代入した U_{br} が等しい条件より、各ばねのばね定数が以下のように決定される。

$$\begin{aligned} k_{aj} &= \frac{2EA_j}{l_{i+1} + l_i}, & k_{aj}y_j &= \frac{2EA_j y_j}{l_{i+1} + l_i} \\ k_{aj}y_j^2 &= \frac{2EA_j y_j^2}{l_{i+1} + l_i}, & k_s &= \frac{2GA}{l_{i+1} + l_i} \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 A_j は各軸ばねに関係する分割された断面積を表し、軸ばねの取り付け位置は分割された断面の重心位置としている。また、 A はコンクリート床版部では鉄筋を無視した総断面積、鋼桁部ではウェブ部分のみの断面積に対応させている。

各ばねに関する相対変位式(1)および(2)をはり要素の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。

$$\frac{\partial U_{br}}{\partial \mathbf{u}} = \mathbf{p} = \mathbf{K}_B \mathbf{u} \quad (8)$$

ここに、 \mathbf{p} および \mathbf{u} は、はりばね要素 (i) の両側の剛体要素 $i, i+1$ の重心点における節点力および節点変位から構成され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。

$$\mathbf{p}^T = \{X_i, Y_i, M_i, X_{i+1}, Y_{i+1}, M_{i+1}\} \quad (9a)$$

$$\mathbf{u}^T = \{u_i, v_i, \theta_i, u_{i+1}, v_{i+1}, \theta_{i+1}\} \quad (9b)$$

したがって、この場合の剛性マトリックス \mathbf{K}_B の上三角項のみを示せば、以下ようになる。

$$\begin{aligned} K_{B11} &= \sum_j k_{aj}, & K_{B12} &= 0 \\ K_{B13} &= -\sum_j k_{aj}y_j, & K_{B14} &= -K_{B11} \\ K_{B15} &= 0, & K_{B16} &= -K_{B13} \\ K_{B22} &= k_s, & K_{B23} &= k_s l_i/2, & K_{B24} &= 0 \\ K_{B25} &= -k_s, & K_{B26} &= k_s l_{i+1}/2 \\ K_{B33} &= \sum_j k_{aj}y_j^2 + k_s l_i^2/4 \\ K_{B34} &= K_{B16}, & K_{B35} &= -K_{B23} \\ K_{B36} &= -\sum_j k_{aj}y_j^2 + k_s l_i l_{i+1}/4 \\ K_{B44} &= K_{B11}, & K_{B45} &= 0, & K_{B46} &= K_{B13} \\ K_{B55} &= k_s, & K_{B56} &= -K_{B26} \end{aligned} \quad (10)$$

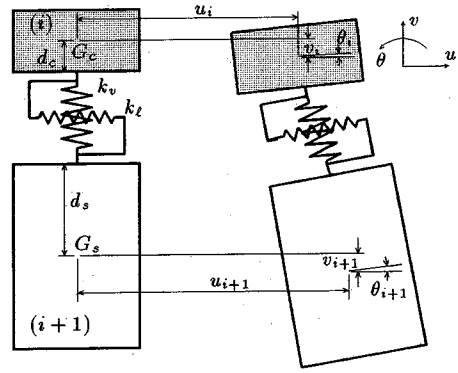


図-5 スタッdbね要素の剛体ばねモデル

$$K_{B66} = \sum_j k_{aj}y_j^2 + k_s l_{i+1}^2/4$$

(3) スタッdbね要素の剛性マトリックス

ずれ止めとして一般に使用されるスタッdbねを、ここではコンクリート床版下面と鋼桁上フランジ上面の間に取り付けられた水平ばねと鉛直方向の結合条件を考慮する鉛直ばねにモデル化する。つまり、水平ばねはコンクリート床版および鋼桁の橋軸方向変位と回転角により生ずる相対変位に抵抗し、鉛直ばねは両者の鉛直方向の相対変位に抵抗するものと仮定する。

したがって、図-5を参照すれば、水平ばねおよび鉛直ばねの相対変位 ζ_s および η_s は近似的に、

$$\zeta_s = u_{i+1} - u_i - d_c \theta_i - d_s \theta_{i+1} \quad (11a)$$

$$\eta_s = v_{i+1} - v_i \quad (11b)$$

と表される。ここに、 d_c はずれ止め取り付け位置からコンクリート床版の剛体要素重心までの距離を表し、 d_s は同じく鋼桁の剛体要素重心までの距離である。したがって、1つのスタッdbね要素 (i) に蓄えられるひずみエネルギー U_J は、

$$U_J = \frac{1}{2} \{k_l \zeta_s^2 + k_v \eta_s^2\} \quad (12)$$

と求められる。ここに、 k_l および k_v はスタッdbね要素の水平ばね定数および鉛直ばね定数である。上式に式(11a)および(11b)を代入し、カスティリアノの定理を適用すれば、以下のような剛性方程式が得られる。

$$\frac{\partial U_J}{\partial \mathbf{u}} = \mathbf{p} = \mathbf{K}_J \mathbf{u} \quad (13)$$

ここで、 \mathbf{p} および \mathbf{u} は式(9a) および(9b)に与えられる。また、求められた剛性マトリックス \mathbf{K}_J の上三角項を示せば、以下ようになる。

$$K_{J11} = k_l, \quad K_{J12} = 0, \quad K_{J13} = d_c k_l$$

$$K_{J14} = -k_l, \quad K_{J15} = 0, \quad K_{J16} = d_s k_l$$

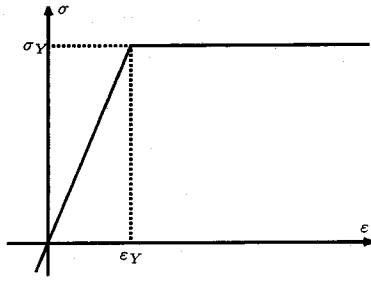


図-6 鋼桁および鉄筋の応力-ひずみ関係

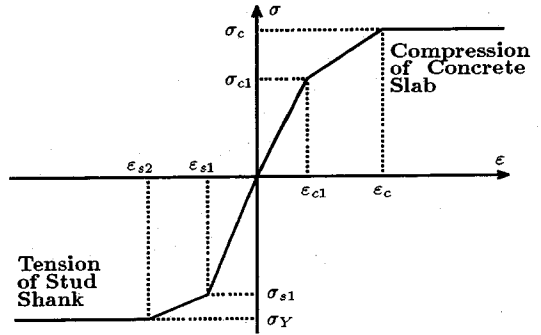


図-8 スタッドの軸ばねの材料特性

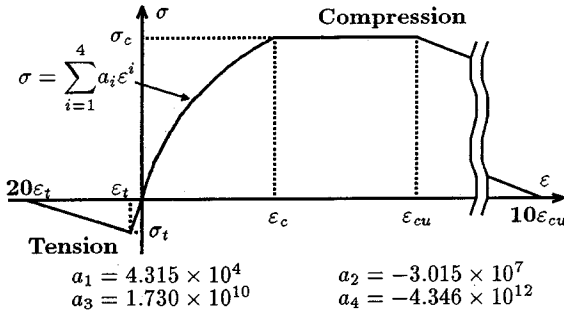


図-7 コンクリートの応力-ひずみ関係

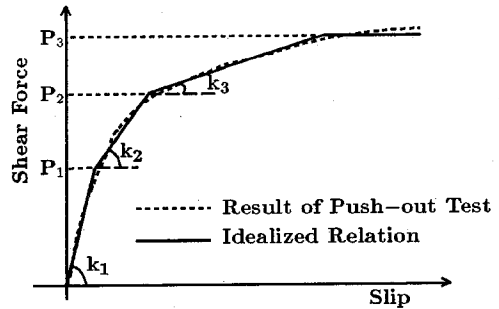


図-9 スタッドの水平ばねの材料特性

$$K_{J22} = k_v, \quad K_{J23} = 0, \quad K_{J24} = 0 \quad (14)$$

$$K_{J25} = -k_v, \quad K_{J26} = 0, \quad K_{J33} = d_c^2 k_\ell$$

$$K_{J34} = -K_{J13}, \quad K_{J35} = 0, \quad K_{J36} = d_c d_s k_\ell$$

$$K_{J44} = k_\ell, \quad K_{J45} = 0, \quad K_{J46} = -K_{J16}$$

$$K_{J55} = k_v, \quad K_{J56} = 0, \quad K_{J66} = d_s^2 k_\ell$$

(4) ばね要素特性

上述のように不完全合成桁のコンクリート床版、鋼桁およびスタッドを剛体とばね要素にモデル化し、その弾性剛性マトリックスを誘導した。各ばねは材料の構成関係を表すものであるが、材料の構成関係が非線形の場合には、その接線勾配をばね定数として用いれば、前述の剛性マトリックスをそのまま利用できる。

したがって、剛体ばねモデルを用いて不完全合成桁の弾塑性挙動を追跡するためには、各ばねが表す材料の非線形の構成関係を決定する必要がある。

まず、コンクリート床版、鉄筋および鋼桁の軸ばね特性はコンクリート材料および鋼材の直応力とひずみの関係を表すものである。そこで、鋼桁および鉄筋の軸ばね特性は材料試験に基づいて、圧縮および引張側とも図-6のような完全弾塑性型にモデル化した。解析に用いた

降伏応力度と弾性係数の値は、以下の表-1に示している。また、床版コンクリートの圧縮領域の圧縮強度 σ_c までの軸ばね特性は、テストピースの圧縮試験より得られた応力-ひずみ関係を図-7のような曲線に近似して用いた。圧縮強度に達した後は、終局圧縮ひずみ ϵ_{cu} まではひずみのみが増加し、その後はひずみの増加に従い、応力は減少していくものとした。一方、引張領域においては、引張強度 σ_t ($\approx 0.1\sigma_c$)までは圧縮側の初期弾性係数に従い、引張強度に達した後は図のようにひずみの増加に伴い応力が減少するものとした⁶⁾。図-7に示すその他の記号の値としては、 $\epsilon_c = 0.165\%$ 、 $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ 、 $\epsilon_t = 0.013\%$ を用いた。

鋼桁およびコンクリート床版のせん断ばねの構成関係は基本的には線形弾性関係とした。しかし、非線形の構成関係が既知であり、これらを取り込むことが必要な場合には、せん断ばねに非線形の構成関係を導入することは可能である⁷⁾。なお、鋼桁のせん断弾性係数 $G_S = 71.67\text{GPa}$ 、コンクリート床版のせん断弾性係数 $G_C = 9.013\text{GPa}$ とした。

コンクリート床版および鋼桁とも、実際には多軸応力状態にあり、その降伏は直応力とせん断応力が満する

降伏条件によって支配されるが、ここでは、軸ばねおよびせん断ばねの降伏はそれぞれ独立に生じるものと仮定して取り扱った。

コンクリート床版と鋼桁の界面における鉛直ばね特性には、図-8に示したような引張側と圧縮側の力の伝達を考えている。つまり、スタッド位置の引張側の応力一ひずみで表した構成関係はスタッドの軸部が引張に抵抗するものと考えて、近似的に図-8のようにトリリニア型とした。結果的にその初期勾配には、スタッド2本の軸部断面積 A_S 、軸部長さ l_S と弾性係数 E_S から算定したばね定数 ($k_v = E_S A_S / l_S$) を対応させる。ただし、 l_S はスタッド基部と頭部のコンクリートとの接触の程度を考えて近似的に床版厚の $1/2$ と仮定した。また、スタッドが配置されていない位置では、引張側には抵抗しないものとした。

一方、圧縮力は鋼桁上フランジとコンクリート床版下面の接している部分の界面全域で伝達されるものとして、図-7のコンクリートの圧縮側の応力一ひずみ関係を簡略化した図-8のようなトリリニア型の構成関係を用いた。その初期勾配には、鋼桁の1剛体要素長さ分のコンクリート床版と接する部分の鋼上フランジの面積 A_C 、コンクリートの初期弾性係数 E_C 、床版厚 $2d_C$ から算定したばね定数 ($k_v = 0.5 E_C A_C / d_C$) を対応させるものとした。図-8に示すその他の記号の値としては、 $\epsilon_{c1} = 0.08\%$ 、 $\sigma_{c1} = 22.5 \text{MPa}$ 、 $\epsilon_{s1} = 0.16\%$ 、 $\sigma_{s1} = 329.3 \text{MPa}$ 、 $\epsilon_{s2} = 0.48\%$ を用いた。

ただし、本解析における鉛直ばねの挙動は引張側、圧縮側とも図-8に示す初期勾配の範囲内であった。

スタッドの水平せん断伝達を表す水平ばね特性には、図-9に点線で示すような押し抜き試験から得られた非線形の荷重一ずれ関係を、実線で示す4本の直線で近似して用いた。ただし、スタッド位置以外には水平ばねを配置していない。図-9の各荷重とずれ止め剛度の値は、スタッド2本分として、 $k_1 = 147 \text{MN/m}$ 、 $k_2 = 21.6 \text{MN/m}$ 、 $k_3 = 2.0 \text{MN/m}$ 、 $P_1 = 58.8 \text{kN}$ 、 $P_2 = 98.0 \text{kN}$ 、 $P_3 = 109.8 \text{kN}$ を用いた。

ところで、スタッドによる水平せん断伝達および鋼桁とコンクリート床版の鉛直方向の力の伝達を、水平ばねと鉛直ばねにモデル化した場合、その挙動は実際には両者が連成した複雑な問題になると考えられる。しかし、ここでは取り扱いを容易にするためにそれぞれのばねの挙動は独立であると考えた。このような簡略化したモデルを用いることによって、ずれ止めの非線形荷重一ずれ関係の影響を考慮した不完全合成桁の挙動は、以下に示すように十分追跡できているものと考えている。

上述のそれぞれの非線形ばね要素特性の接線勾配を用いて、非線形剛性方程式を弧長増分法を用いて解く。この場合、非線形のばね要素内力はばね要素両側の変位に

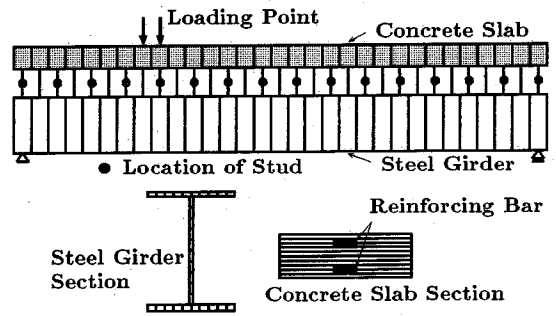


図-10 桁試験体および断面の要素分割状況

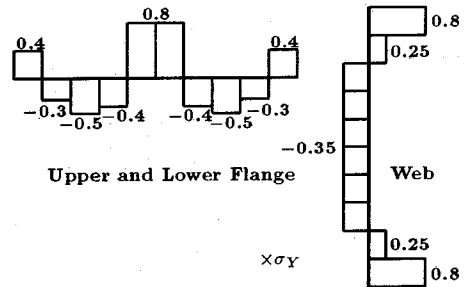


図-11 溶接I型桁の残留応力分布

よって容易に算定できる¹⁵⁾。また、接線剛性を用いることによる不釣り合い力はニュートンラフソン法を適用して修正している。

4. 実験結果と解析結果の比較

前節で述べたような材料の構成関係を用い、不完全合成桁を図-10のように要素分割したモデルの弾塑性解析を行い、実験結果と比較する。ここでは、コンクリート床版および鋼桁をそれぞれ長手方向に31剛体要素に分割し、コンクリート床版および鋼桁の断面を図-10に示すように16および30分割した。また、鉄筋は配置高さに応じて2つの分割断面とした。

ここで、採用した材料の構成関係を決定する試験体の実寸法および鋼材、コンクリート材料の強度などのパラメータを表-1にまとめる。

また、本研究で使用した溶接I型桁には溶接組み上げの際の熱入力により、残留応力が発生していると考えられる。しかし、使用した鋼桁の残留応力分布を実測することができなかったため、解析においては、図-11に示すようなガス切断板溶接I型桁に一般的な残留応力分布¹⁶⁾を仮定した。

荷重載荷点(スパン1/4点)における荷重一たわみ曲

表-1 剛体ばねモデル解析に用いた断面諸元および材料特性

Steel Girder		Width × Thickness		
Section		Upper Flange	Web	Lower Flange
	B10	12.51cm × 0.876cm	22.35cm × 0.808cm	12.59cm × 1.896cm
	B20	12.61cm × 0.900cm	22.38cm × 0.807cm	12.59cm × 1.899cm
B30	12.54cm × 0.877cm	22.65cm × 0.800cm	12.62cm × 1.898cm	
Elastic Modulus		190.2 GPa	187.3 GPa	188.3 GPa
Yield Stress		301.1 MPa	309.9MPa	269.7 MPa
Concrete Slab		Width × Thickness	Reinforcing Bar (D10)	
Section	B10	30.51cm × 9.36cm	Elastic Modulus	177.4 GPa
	B20	30.66cm × 9.21cm	Yield Stress	323.4 MPa
	B30	30.43cm × 9.30cm	Stud	
Initial Elastic Modulus		28.2 GPa	Elastic Modulus	205.8 GPa
Compression Strength		34.6 MPa	Yield Stress	352.8 MPa

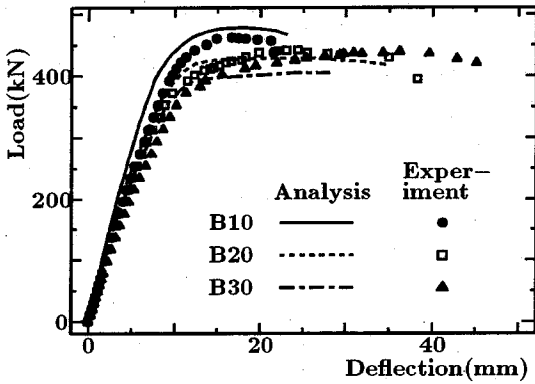


図-12 荷重載荷点における荷重-たわみ曲線

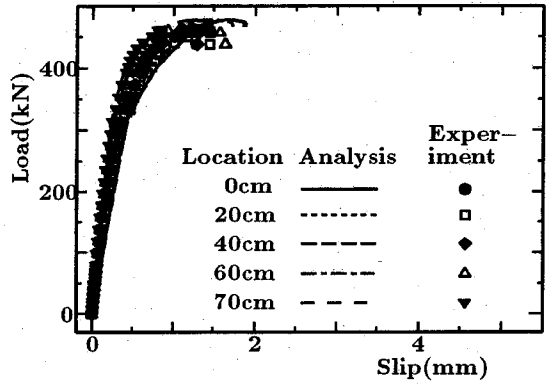


図-13-a B10 試験体

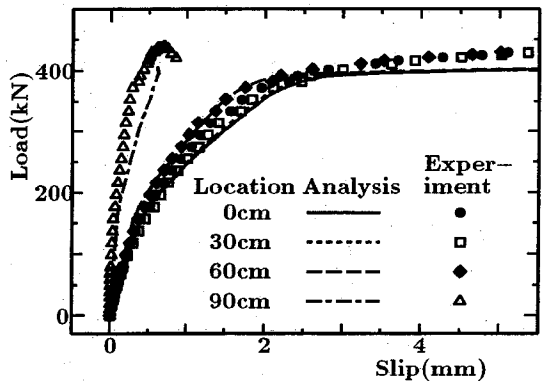


図-13-b B30 試験体

線の実験結果と解析結果の比較を図-12に示す。縦軸は荷重を、横軸はたわみを表している。各線およびマークがそれぞれ対応する解析結果および実験結果を示している。この図から、試験体の種類によらず、たわみ曲線の初期弾性勾配については、実験結果と解析結果に差が認められる。解析においては残留応力およびせん断変形の影響もある程度考慮していることから、これらは、鋼I型桁の溶接組み上げによる断面形成の少々不完全さが影響しているものと考えられる。しかし、実験結果と解析結果において、ずれ止めの本数が多い桁ほど最大荷重は大きく、さらに、最大荷重時の変位は小さい傾向などはよく一致している。

次に、実験において計測したスタッド位置での荷重-ずれ関係とその解析結果の比較を試験体 B10 および B30 について図-13に示す。図においては、各線種およびマークがそれぞれの着目位置（左支点からの距離）の関係を表している。この図から、両方の試験体ともずれ変位の着目位置によらず、スタッド位置の水平ばね特性に

非線形形の荷重-ずれ関係を導入した解析結果が実験結果をよく表していることがわかる。一方、図-14は、試験体 B20 について、載荷荷重約 100, 200 および 300kN 時の橋軸方向のずれ分布を示す。縦軸はずれを表し、横

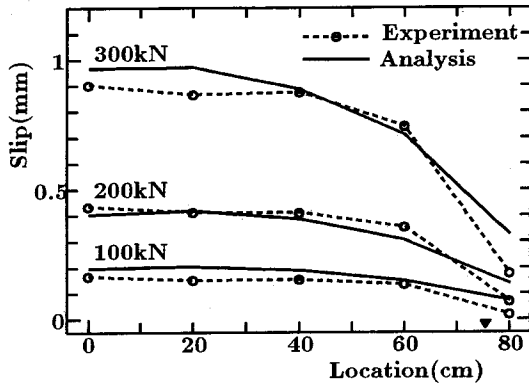


図-14 橋軸方向ずれ分布 (B20 試験体)

軸は着目点を左支点からの距離で表している。点線で結んだ白丸が実験結果を示し、実線は解析結果を示している。この図からも、着目位置によらず、ずれの実験結果と解析結果はよく一致していることがわかる。ここで、図中の黒三角は載荷点の位置を表している。

図-15は鋼桁上下フランジの橋軸方向ひずみ分布の実験結果と解析結果の比較を示す。この図は、B20試験体の荷重約200kN時についてのものであり、縦軸はひずみを表し、横軸は左支点からひずみの着目位置までの距離を表している。実験結果は、鋼桁上下フランジのウェブ列上に貼付したひずみゲージにより計測した値であり、図では点線で結んだ白丸でその位置を表している。図-15-aに示す上フランジのひずみ分布では、載荷点付近の実験結果において大きなひずみの脈動が見られる。これはスタッド溶植部の近傍においては、スタッドが伝達する水平せん断力により鋼フランジに応力集中が生じたため¹⁷⁾と荷重載荷点付近の複雑な応力状態によるためであると考えられる。ここで用いた剛体ばねモデル解析においては、鋼桁を1次元の直応力のみを考慮したはり要素と考えていることから、このような応力集中の影響などを考慮することはできないので、この部分の解析結果と実験結果には差異が認められる。一方、図-15-bに示す下フランジのひずみ分布では支点部において実験結果と解析結果との間に多少の差異は認められるが、全般的にはひずみ分布の実験結果と解析結果も一致していると言える。ここには示さないが、これらの傾向は他の試験体および載荷荷重についても同様であった。

次に、図-16はスタッドの軸ひずみの実験結果と解析結果の比較を試験体B20について示す。スタッドの軸ひずみの解析結果は、鉛直ばねが伝達する力と変位の関係から求めたものである。つまり、スタッドの長さの変化

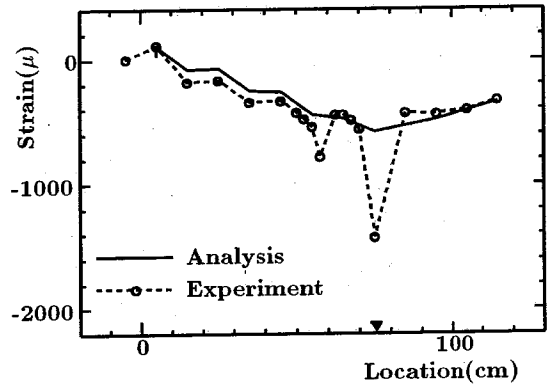


図-15-a 上フランジ

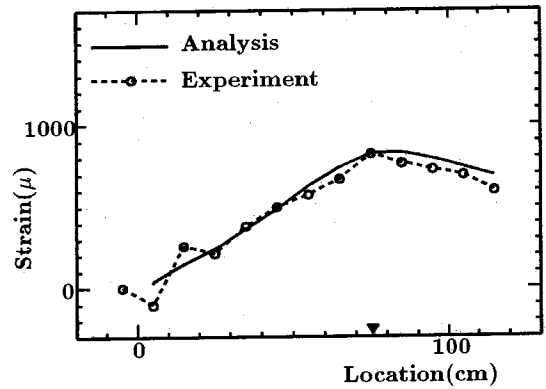


図-15-b 下フランジ

図-15 鋼フランジの橋軸方向ひずみ分布 (B20 試験体、荷重200kN時)

を近似的に鉛直ばねの伸び、

$$\Delta l = v_{i+1} - v_i \quad (15)$$

に対応させてひずみを算定したものである。実験結果では、白三角で示す支点から60cm位置のスタッドの軸ひずみのみが圧縮側にあるのに対して、解析結果では、実線で示す支点位置のスタッドの軸ひずみも圧縮側になっており、その他の位置についても実験結果と解析結果では傾向が異なっていることがわかる。解析においては、鉛直ばねの相対変位は、式(15)のようにコンクリート床版と鋼桁を表す剛体要素の重心点の鉛直方向の変位の差によってのみ生じると仮定しているが、実際には、スタッドの軸ひずみはコンクリート床版と鋼桁の水平方向の変位の影響をも受けるために上述のような差異が生じたものと考えられる。

そこで、図-16を示すための解析結果において、水平変位をも考慮してスタッドの軸ひずみを算定した結果と比較する。つまり、スタッドの長さの変化 Δl をコン

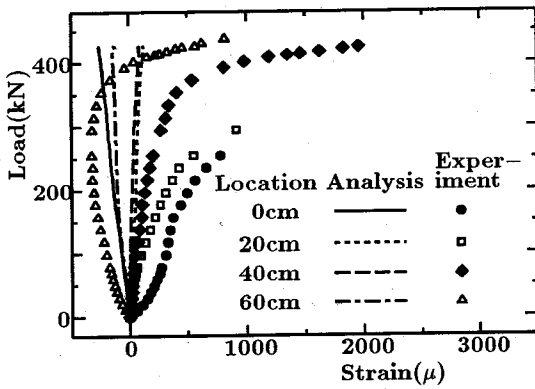


図-16 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (水平変位無視)

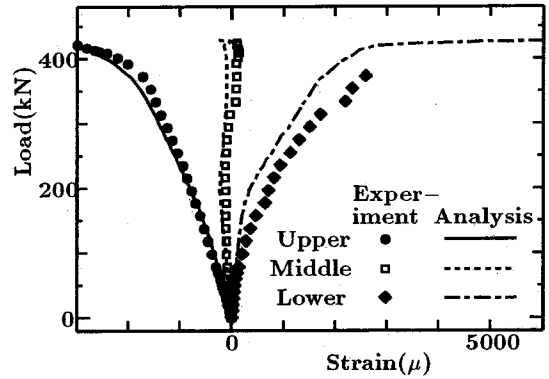


図-18 コンクリート床版の荷重-ひずみ曲線 (B20 試験体)

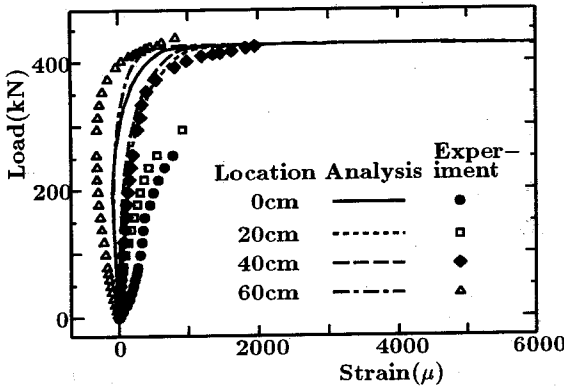


図-17 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (水平変位考慮)

クリート床版および鋼桁の剛体要素の重心点の鉛直変位と水平変位の両方を考慮して求める。したがって、図-5の記号を引用すれば、

$$\Delta l = \sqrt{(u_{i+1} - d_s \theta_{i+1} - u_i)^2 + (v_{i+1} - v_i + d_c)^2} - d_c \quad (16)$$

として、スタッドの長さの変化を求め、それに基づいて算定したスタッドの軸ひずみの解析結果と実験結果の比較を図-17に示す。この図から、ひずみの大きさとしては多少の差異は認められるが、水平変位も考慮して算定したスタッド軸ひずみの解析結果は実験結果の傾向をある程度表していることがわかる。

図-18はB20試験体について、最もひずみが大きいと予想される荷重載荷点 (スパン1/4点) のコンクリート床版の荷重-ひずみ関係を示している。図中の各マークが実験結果を、各線が解析結果を表し、Upper (上から1cm)、Middle (厚さの中央) および Lower (下から1cm) はコンクリート床版のひずみの計測位置を示している。コンクリート床版の下から1cmの位置において

は、引張ひずみが認められ、解析および実験結果ともこのひずみの値はひびわれの発生を含んだ平均的な値であるが、この結果も含めて、解析結果は実験結果をよく評価していることがわかる。

5. おわりに

不完全合成桁の弾塑性挙動を解析により追跡するためには、鋼およびコンクリートの材料非線形性の考慮に加えて、ずれ止めの非線形荷重-ずれ関係をも考慮する必要がある。

本研究では、鋼およびコンクリートの材料非線形性はもちろん、対応するずれ止めの押し抜き試験より得られた非線形荷重-ずれ関係を、剛体ばねモデル解析におけるずれ止め要素の水平ばね特性に取り入れて、不完全合成桁の弾塑性解析を行った。そして、その解析結果を不完全合成桁試験体の静的載荷実験結果と比較し、本解析法の妥当性を検討した。

その結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 本解析法による不完全合成桁の荷重-たわみおよび荷重-ずれ関係は対応する実験結果に良好に一致した。したがって、本解析法によって、不完全合成桁のずれ止めに作用する弾塑性域までの水平せん断力の定量的評価が可能であると考えられる。
- (2) 本解析法では、鋼桁をはり要素としてモデル化しているため、鋼桁フランジの応力集中の影響などは考慮できない。そのため、鋼桁フランジのひずみ分布の実験結果と解析結果には多少の差異が認められた。しかし、荷重載荷点のコンクリート床版のひずみ分布の解析結果は実験結果によく一致した。
- (3) 不完全合成桁のスタッドに作用する軸ひずみは、鋼桁とコンクリート床版の鉛直方向の結合条件と水平方向の変位の影響を受けるが、本解析結果において

て、水平変位も考慮してスタッドの軸ひずみを算定することによって、この軸ひずみもある程度追跡できることがわかった。

参考文献

- 1) 例えば、赤尾親助, 栗田章光, 平城弘一: 頭付きスタッドの押し抜き挙動に及ぼすコンクリートの打ち込み方向の影響, 土木学会論文集, 第380号/I-7, pp.311-320, 1987.4.
- 2) Moffatt, K.R. and Lim, P.T.K.: Finite element analysis of composite box girder bridges having complete or incomplete interaction, *Proc. of ICE*, Part2, pp.1-22, 1976.3.
- 3) 浜田純夫, 有住康則: 不完全連続合成桁の有限要素解析, 土木学会論文報告集, 第265号, pp.1-9, 1977.9.
- 4) 小松定夫, 佐々木孝: 不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について, 土木学会論文報告集, 第329号, pp.27-37, 1983.1.
- 5) 中島章典, 阿部英彦, 岸省治, 斎藤崇, 宮田明: 合成桁ずれ止めの水平せん断伝達性状に着目した実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第1巻, pp.669-676, 1993.7.
- 6) 園田恵一郎, 鬼頭宏明: 鋼板・コンクリート合成床版の静的耐荷力と破壊モード, 土木学会論文集, No.471/I-24, pp.85-94, 1993.7.
- 7) 阿部英彦, 中島章典: SRCはりのウェブ面のずれ止めの効果, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.307-314, 1988.3.
- 8) Kawai, T.: Some consideration on the finite element method, *International Journal for Numerical Method in Engineering*, Vol.16, pp.81-120, 1980.
- 9) 野上邦栄, 伊藤文人, 尾崎浩明: 剛体棒要素モデルによるアーチの面内座屈解析, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.27-40, 1987.3.
- 10) 川井忠彦, 竹内則雄: 離散化極限解析プログラミング, コンピューターによる極限解析法シリーズ2, 培風館, 1990.6.
- 11) 都井裕: 鋼構造の離散化極限解析, コンピューターによる極限解析法シリーズ3, 培風館, 1990.6.
- 12) 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, 1983.7.
- 13) 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, 1976.4.
- 14) 細野透: 弧長法による弾性座屈問題の解析(その1) 数値解析法としての弧長法, 日本建築学会論文報告集, 第243号, pp.21-31, 1976.5.
- 15) 阿部英彦, 中島章典: SRCはりの力学性状に及ぼすずれ止め位置の影響, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.307-316, 1987.3.
- 16) 土木学会鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ2, 土木学会, 1987.10.
- 17) 園田恵一郎, 堀川都志雄, 鬼頭宏明, 木曾収一郎: 鋼板・コンクリート合成床版のスタッドに働くせん断力と押し抜きせん断耐力, 土木学会論文集, No.404/I-11, pp.249-258, 1989.4.

(1995.9.14 受付)

ELASTO-PLASTIC ANALYSIS OF COMPOSITE GIRDER WITH INELASTIC BEHAVIOR OF SHEAR CONNECTORS

Akinori NAKAJIMA, Masaya IKEGAWA, Toshiyuki YAMADA and Hidehiko ABE

In order to analyze an elasto-plastic behavior of composite structures, it is required to take into account a non-linear shearing force-slip relation of a shear connector as well as non-linear stress-strain relation of concrete and steel materials.

In this paper, the elasto-plastic behavior of the composite girder with incomplete interaction was analyzed by the rigid-body-spring model taking into account the non-linear shearing force-slip relation obtained from the corresponding push-out test.

The analytical results were compared with the experimental one and the efficiency of this analytical method was confirmed.