

スタッドの非線形特性を考慮した 2 主鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚の剛結部の有限要素解析

Finite Element Analysis of Steel Girder-to-Column Connection Considering Nonlinear Behavior of Studs

劉 玉擎*, 彦坂 熙**, 黄 玲***

Yuqing LIU, Hiroshi HIKOSAKA and Ling HUANG

*工博 九州大学助手 大学院建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**工博 九州大学教授 大学院建設システム工学専攻 (同上)

***工修 九州大学院生 大学院建設システム工学専攻 (同上)

A nonlinear finite element program was developed for use as a tool to investigate the inelastic response of steel-concrete hybrid structures and to confirm their ultimate strength and deformation capacity, subjected to quasi-static loading histories. The model considers the essential nonlinearities arising in the material for these types of structures: 1) nonlinear behavior of concrete under multiaxial stress states; 2) tensile cracking of the concrete; 3) nonlinear behavior of steel plates and reinforcing steel bars; 4) nonlinear effect of stud shear connectors at the steel plate-concrete interface. The effectiveness of this method is shown through comparison of experimental and numerical results. It is concluded that the proposed model gives an adequate prediction of the nonlinear behavior of the hybrid girder-to-column connection over the entire range of loading up to failure.

Key Words: steel-concrete hybrid structure, stud, nonlinear behavior, finite element method

1. 序論

鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚を剛結した複合ラーメン橋は支承部の維持管理が不要になるとともに、上部工の軽量化による耐震性の向上と基礎工のスリム化、および架設工期の短縮が可能になり、鋼道路橋の構造形式の一つとして今後採用例が増えるものと考えられる。特に橋脚周辺部にしか資機材を搬入できない急峻な山岳地帯において、張出し架設工法を用いるこの種の複合ラーメン橋の可能性が新たに検討されている。

本研究で対象とする鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、鋼 2 主桁と横桁とに囲まれた鋼製セルを RC 橋脚の頭部に剛結し、主桁と横桁のウェブおよび主桁下フランジに溶植されるスタッドを介して、鋼桁からの作用力を RC 橋脚に伝達させる構造形式である¹⁾。この形式の新しい複合ラーメン橋の合理的設計手法を確立するためには、剛結部内のスタッドの非線形挙動およびスタッドによる作用力の伝達メカニズムを定量的に評価する必要がある。

剛結部内の鋼板に溶植されるスタッドの抵抗機構はその配置位置により異なり、主に鋼板面内のせん断力と面外の軸力に抵抗するもの、および鋼板面内の任意方向の相対ずれのみを受けるものに区別される。せん断力と軸力を受けるスタッドの非線形特性を考慮した合成桁の研究²⁾は

見受けられているが、鋼板面内の任意方向の相対ずれ挙動の解析的研究はほとんど行われていない。本研究では、2 次元有限要素解析に基づいて 2 主鋼桁と RC 橋脚の剛結部の破壊挙動を検討するために、鋼板要素とコンクリート要素の間に非線形リンク要素を設けることにより、上述 2 種のスタッドの抵抗機構を考慮する。本法の特色は、鋼板面内の任意方向の相対ずれ剛度を、全体座標に対応する面内の x , y 方向の非線形バネ剛度を用いて表現し、2 方向のバネの相対変位により任意方向のずれ挙動をシミュレートすることにある。また、鋼主桁の下フランジに溶植されるスタッドは、地震時の RC 橋脚主鉄筋降伏に際して引抜き破壊を起こす恐れがあるため、スタッドの引抜き耐荷特性を埋込み深さの比較的浅いアンカーボルトの実験結果を参照して評価する。

本論文の計算例では、佐々木ら³⁾が載荷実験を行った 2 主鋼桁と RC 橋脚の剛結部供試体を解析対象とする。解析および実験結果の比較のみならず、実験では十分観察できていないスタッドの終局破壊までの力学挙動を供試体全体の破壊特性と結び付けて考察し、複合ラーメン橋の剛結部の合理的設計手法の確立に有用と思われる資料を提示する。

2. 解析対象構造物の概要

図-1 は、佐々木らが用いた 2 主鋼桁と RC 橋脚との剛結部供試体³⁾の構造を示したものである。供試体は想定される実構造の 1/7 モデルとして製作されている。

図-2に主桁および横桁の剛結部内におけるスタッド(φ16×80mm)の配置状況を示す。各主桁ウェブの剛結部内にはそれぞれ4本のスタッドが、各主桁下フランジにはそれぞれ2本のスタッドが溶植されている。本構造における主桁とRC橋脚間の橋軸方向のモーメント伝達は主として横桁ウェブに配置されるスタッドを介して行われるものと想定され、横桁ウェブに上下方向4段、幅員方向7列のスタッド28本が溶植されている。

本供試体に用いた鋼材はSS400、鉄筋はSD345であり、コンクリートの設計基準強度は240kgf/cm²(23.5MPa)である。

3. コンクリートの材料非線形モデル

3.1 圧縮ひずみ硬化および軟化モデル

圧縮応力下のコンクリートは、初期降伏まで線形弾性材料と仮定し、その後は Kupfer ら⁴⁾の2軸載荷実験データに基づく限界曲面まで等方的に硬化させる。限界曲面に達したのちは等方的に軟化させ、ひずみで定義される破壊曲面を超えると応力を解放する。

初期降伏以後 ひずみ硬化現象を示す材料の降伏曲面は、現段階での塑性ひずみに依存して連続的に変化していく。そこで、相当応力 σ_0 を各段階での塑性変形の尺度と結びつける硬化則が必要となる。

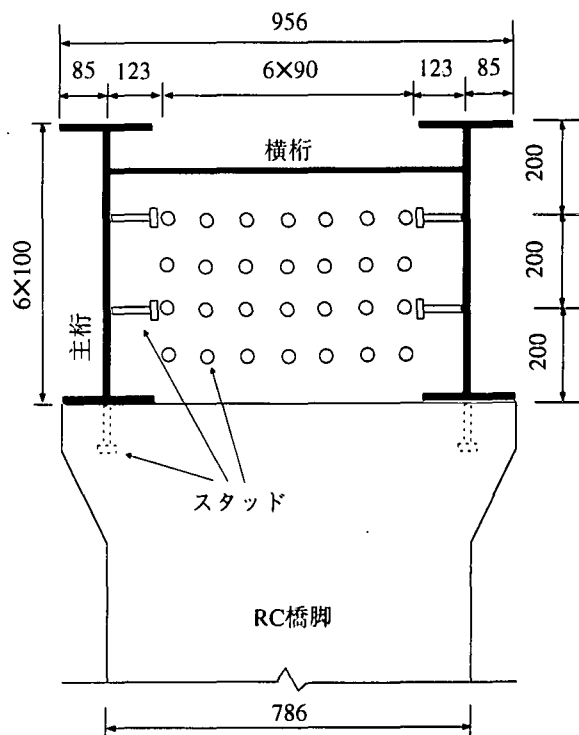


図-2 供試体剛結部のスタッド配置(単位: mm)

本研究では、1軸圧縮応力を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係を、次の2次放物線で表す(図-3)。

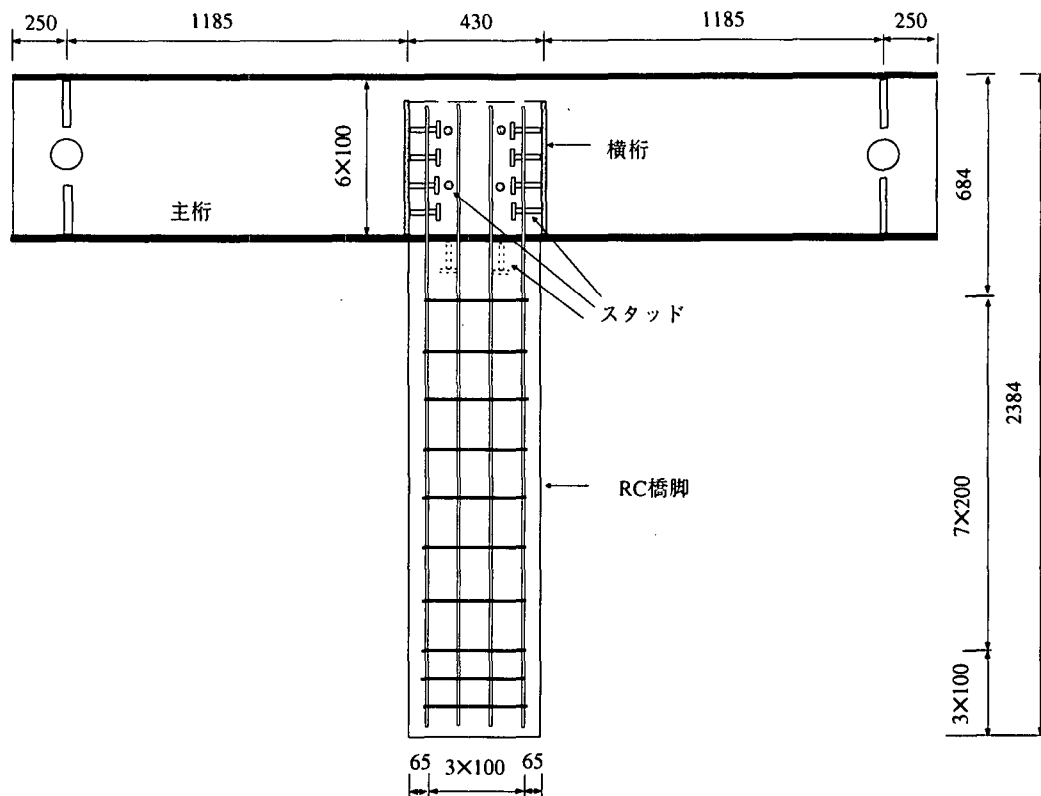


図-1 供試体剛結部の寸法と構造形式(単位: mm)

$$\sigma = E\varepsilon - \frac{E}{2\varepsilon_0}\varepsilon^2 \quad (1)$$

ここに、 E はヤング係数、 ε は全ひずみ、 ε_0 は1軸圧縮強度 f_c に対する全ひずみで、式(1)より $\varepsilon_0 = 2f_c/E$ となる。

1軸圧縮応力 σ が初期降伏応力 ξf_c （本解析では $\xi=0.5$ とする）を越えた後の全ひずみ ε を弾性ひずみ $\varepsilon_e = \sigma/E_0$ と塑性ひずみ ε_p の和と考えれば、式(1)から、硬化域における応力と塑性ひずみの関係が次のように導かれる。

$$\sigma = -E\varepsilon_p + \sqrt{2E^2\varepsilon_0\varepsilon_p} \quad (\xi f_c < \sigma \leq f_c) \quad (2)$$

ここでは、塑性ひずみ増分を降伏曲面に垂直なベクトルと仮定する関連流れ則を用いる。組合せ応力下の塑性ひずみの大きさを上の1軸圧縮の塑性ひずみと比較するために算定される相当塑性ひずみ ε_p を式(2)に代入して得られる σ が、負荷曲面における相当応力レベル $\sigma = \sigma_0$ を決定することになる。なお、 $\varepsilon > \varepsilon_0$ においては、図-3に示す直線軟化を仮定する。限界曲面に達した後の負荷に対して相当応力は低下し、降伏曲面を等方向に縮小させる。

3.2 引張ひずみ軟化モデル

引張応力下のコンクリートは、引張限界曲面に達すると、最大主応力に直交するひび割れが生じるものとする。ひび割れ後の引張ひずみ軟化段階において、ひび割れとそれに直交するひび割れ局所座標系に関するコンクリートの応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\beta G} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \varepsilon^f \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここに、 E はヤング係数、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比、 ε^f は破壊ひずみである。 β はせん断剛性低減係数で、鉄筋コンクリート構造物の実験結果と非線形FEM解析⁵⁾との比較に基づき、ここでは $\beta=0.1$ を仮定した。また σ_{11} 、 σ_{22} 、 τ_{12} および ε_{11} 、 ε_{22} 、 γ_{12} は、ひび割れ面に垂直な方向を1とする応力およびひずみを表す。

式(3)の右辺を整理すれば、同式は次のように書き換えられる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{E(1-\omega)} & -\frac{\nu}{E} & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\beta G} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 ω はコンクリートの引張ひずみ軟化特性を表すために導入した損傷度パラメータで、 $\omega=0$ （無損傷）から

$\omega=1$ （完全損傷）までの任意の値をとる。損傷度 ω と破壊ひずみ ε^f の間には次の関係がある。

$$\varepsilon^f = \frac{\omega}{1-\omega} \frac{\sigma_{11}}{E} \quad (5)$$

損傷度 ω は、ひび割れ面に垂直な応力 σ_{11} が図-4のごとく解放されるように調整する。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \omega &= 0 & (\varepsilon_{11} \leq \varepsilon_{i0}) \\ \omega &= 1 - \frac{f_i}{E\varepsilon_{11}} \exp\left[-\frac{\kappa}{\varepsilon_{iu}}(\varepsilon_{11} - \varepsilon_{i0})\right] & (\varepsilon_{11} > \varepsilon_{i0}) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここに、 ε_{i0} 、 f_i は引張軟化開始点のひずみおよび応力、 ε_{iu} は軟化曲線において応力を0と見なすひずみ、また κ は指数曲線ひずみ軟化の度合を調整するパラメータで、 $\kappa=5$ により直接引張試験で観察されるひずみ軟化を近似できる⁵⁾。

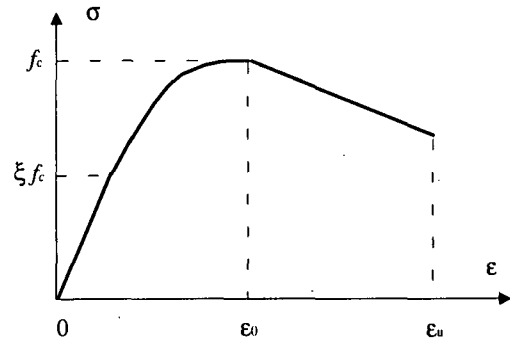


図-3 1軸圧縮コンクリートの応力-ひずみ関係

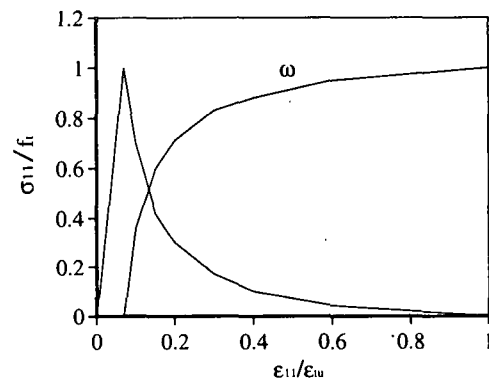


図-4 引張軟化曲線と損傷度関数

4. スタッ드의力学モデル

本研究で対象とする鋼・コンクリート複合ラーメン橋は主に鋼主桁と横桁のウェブおよび主桁フランジに溶植されたスタッドを介して、鋼桁からの作用力をRC橋脚に伝達させるものである。横桁ウェブおよび主桁フランジ上のスタッドは鋼桁・コンクリート間のせん断作用力とスタッド軸方向作用力を受け、主桁ウェブ上のスタッドは橋軸面内の相対ずれのみに抵抗する。ここでは、本研究で最も重

要な上記2種類のスタッドに対する力学モデルを提示する。

4.1 横桁ウェブおよび主桁フランジ上のスタッド

最近のスタッドの利用範囲は橋梁あるいは建築構造の鋼・コンクリート合成梁にとどまらず、種々の合成構造に拡大されつつある。用いられる鋼板の面方向とスタッドの軸方向により、スタッドにせん断力および軸方向力が同時に作用するケースも見られる。本研究の2次元解析では、スタッドの配置位置にある鋼板要素とコンクリート要素の間に図-5に示すリンク要素を設けることにより、横桁ウェブおよび主桁フランジ上のスタッドの力学特性を考慮する。

図-5の k_s , k_n はそれぞれスタッドのずれ剛度および軸方向剛度を表す。Fisherら⁶⁾は直径19mmのスタッドを用いた実験結果より、次式のスタッドの Q と δ の関係を与えている。

$$Q = \frac{31.5\delta}{1+31.5\delta} Q_{\max} \quad (7)$$

ここに、 Q , $Q_{\max}$ はせん断力および最大せん断耐荷力を、 δ は相対ずれ(cm)を表す。本解析対象の供試体には直径16mmのスタッドが用いられるため、せん断力 Q とずれ δ の曲線のずれ剛度 k_s は式(7)で表される Q - δ 曲線の k_s に比べて小さくなると考えられる。ここでは、実験³⁾に際し直径16mmのスタッドで測定された初期ずれ剛度と合わせるように、次式のスタッドのせん断力 Q と相対ずれ δ の関係を設定する(図-6)。

$$Q = \frac{12\delta}{1+12\delta} Q_{\max} \quad (8)$$

スタッドの径が違えば、実験に基づき式(8)の定数を修正する必要がある。

荷重増分解析の各載荷ステップのずれ剛度 k_s は次式で計算する。

$$k_s = \frac{Q_i - Q_{i-1}}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad (9)$$

ここに、 Q_{i-1} , Q_i は前、後ステップ時のせん断力、 δ_{i-1} , δ_i は前、後ステップ時の相対ずれである。除荷時の Q - δ 関係は、取り扱いの最も簡単な原点指向型直線を仮定する。

最大せん断耐荷力に関しては、既往の代表的な試験データを収集・整理し、重回帰分析によって得られた次式を用いて評価する⁷⁾。

$$Q_{\max} = 30A_s \sqrt{(H_s/d_d)f_c} + 10000 \quad (10)$$

ここに、 $Q_{\max}$, f_c はスタッドの最大せん断耐荷力(N)およびコンクリートの圧縮強度(MPa)、 A_s , H_s , d_d はスタッドの軸部断面積(mm²)、頭を含む高さ(mm)および軸部直径(mm)

である。

スタッドの軸方向には引張と圧縮の作用力を区別して考慮する。引張力は引抜きに抵抗する頭付きスタッドのみを介して伝達されるものとし、その軸方向剛度を次式で算定する。

$$k_n = E_s A_s / h_s \quad (11)$$

ここに、 A_s , h_s , E_s はそれぞれスタッドの軸部断面積、軸部長さおよび弾性係数を表す。軸方向変形は線形弾性とし、軸力がスタッドの引抜き耐荷力 $N_{\max}$ に達すると直ちに解放させる。 $N_{\max}$ は埋込み深さの比較的浅いアンカーボルトの実験結果⁸⁾を参照し、次式で与える。

$$N_{\max} = 17f_c^{0.5} h_{ef}^{1.5} \quad (12)$$

ここに、 $N_{\max}$ はスタッドの引抜き耐荷力(N)、 f_c はコンクリートの圧縮強度(MPa)を表す。 h_{ef} はアンカーボルトの埋込み深さ(mm)で、 $h_{ef} = h_s$ とする。

一方、圧縮状態下の作用力は接触面の支圧で伝達され、鋼板・コンクリート間に相対変位が生じないように、軸方向剛度に十分大きな値を与える。

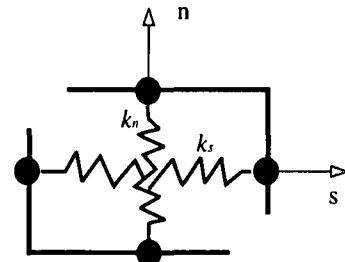


図-5 ずれと軸方向変形のリンク要素

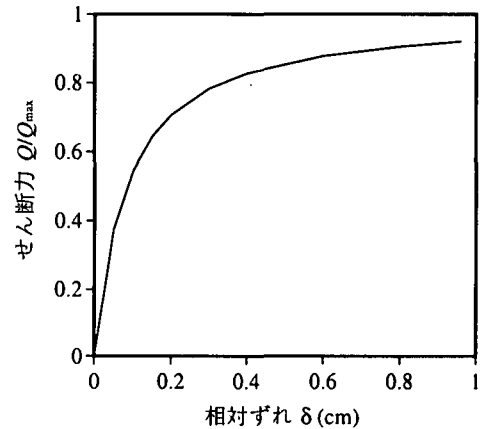


図-6 せん断力と相対ずれの関係

4.2 主桁ウェブ上のスタッド

主桁ウェブ上のスタッドは橋軸面内で方向に依存しない相対ずれに抵抗すると考えられる。ここでは、スタッドの位置にある鋼桁ウェブとコンクリートの2層要素の間に、図-7に示す非線形リンク要素を設けることにより、面内ずれ特性を表現する。 k_{sx} , k_{sy} はそれぞれ全体座標に対

応する x および y 方向のスタッドのずれ剛度を表し、次式にて与える。

$$k_{xx} = k_{yy} = \frac{Q_{ri} - Q_{r(i-1)}}{\delta_{ri} - \delta_{r(i-1)}} \quad (13)$$

ここに、 $\delta_{r(i-1)}$ 、 δ_{ri} は前、後ステップ時における任意方向の相対ずれを表す。 $Q_{r(i-1)}$ 、 Q_{ri} は前、後ステップ時における任意方向のせん断力で、式(8)により求める。

任意方向の相対ずれ δ_{ri} は、図-8 に示すように次式にて求める。

$$\delta_{ri} = \sqrt{(\delta_{x(i-1)} + d\delta_{xi})^2 + (\delta_{y(i-1)} + d\delta_{yi})^2} \quad (14)$$

ここに、 $\delta_{x(i-1)}$ 、 $\delta_{y(i-1)}$ は前ステップ時の x および y 方向の相対ずれ、 $d\delta_{xi}$ 、 $d\delta_{yi}$ は後ステップ時の x および y 方向の相対ずれ増分である。

5. 数値シミュレーションおよび考察

5.1 解析モデル

実験³⁾と同じく図-1の供試体を天地逆にした解析モデルの有限要素メッシュを図-9に示す。橋脚のコンクリートおよび鋼主桁のウェブは二次元弾塑性の4節点平面応力要素を用いる。鉄筋、主桁のフランジおよび横桁は何れもバイリニア応力-ひずみ関係を持つ1次元棒要素でモデル化する。スタッドの抵抗作用は、スタッドの配置位置にある鋼桁要素の節点とコンクリート要素の節点の間に非線形リンク要素を設けることによりシミュレートする。すなわち、横桁ウェブおよび主桁フランジの棒要素の節点とコンクリート要素の節点の間には、スタッドの相対ずれおよび軸方向変形を表すためのリンク要素を設ける。

一方、鋼主桁ウェブ要素とコンクリート要素の節点間には、全体座標に対応する x および y 方向のスタッドの相対ずれを表現するためのリンク要素を配する。

なお、鉄筋とコンクリート間の付着すべりをリンク要素により考慮することも可能であるが⁵⁾、本研究は鋼桁とRC橋脚との剛結構造におけるスタッドの非線形解析モデルの開発を主目的とするため、鉄筋とコンクリート間は完全付着を仮定した。

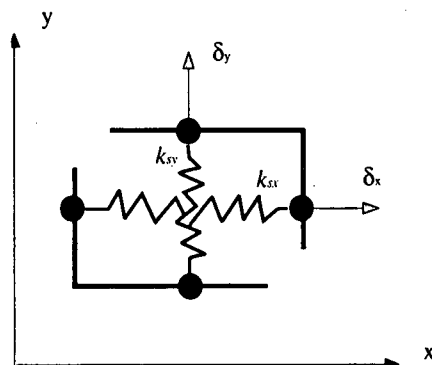


図-7 主桁ウェブ上のスタッドのリンク要素

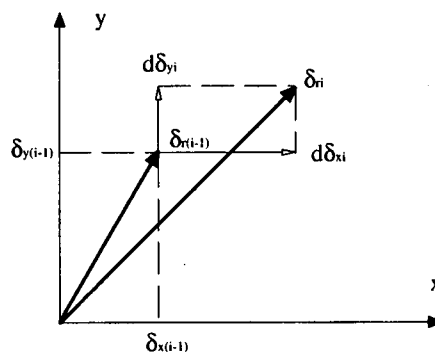


図-8 主桁ウェブ上のスタッドのモデル

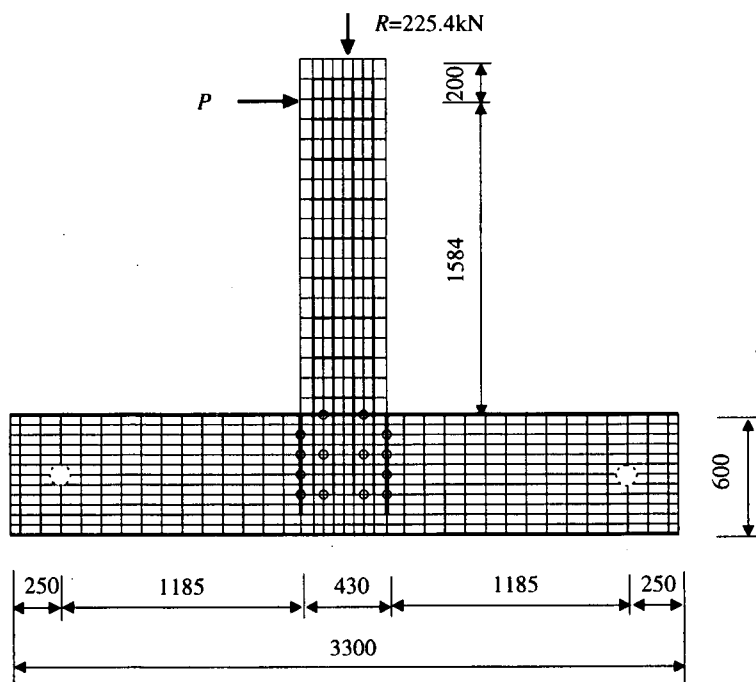


図-9 解析モデル(単位: mm)

表-1にコンクリート、鉄筋および鋼材の材料特性を示す。実験は、図-9のようにRC橋脚に対する定軸力 $R=225.4\text{kN}(23\text{tf})$ の下で水平力 P の繰返し載荷により行われているが、本解析の水平力 P は単調漸増させる。

表-1 材料特性

材料	E (GPa)	ν	f_c (MPa)	f_t (MPa)	f_y (MPa)
コンクリート	28	0.17	29.3	2.6	----
鉄筋	210	0.30	----	----	388
鋼材	210	0.30	----	----	245

5.2 解析・実験結果の比較および考察

供試体の水平荷重 P —変位 Δ の関係の解析および実験結果を図-10に示す。図中には、スタッドの剛度をすべて無限大とした完全剛結の解析結果も併記した。実験の P — Δ 関係は、履歴曲線の包絡線をプロットしたものである。解析は荷重増分法によっているので、最大荷重以降の荷重低下挙動は追跡していない。スタッドを考慮した解析結果は、降伏荷重を経て最大荷重に至る実験包絡線を概ねよくシミュレートできており、ここに提示した材料モデル、特にスタッドの非線形モデルを、力の伝達機構が複雑な剛結部の2次元非線形解析に適用可能であることが間接的に確かめられた。

解析による初期ひび割れは剛結部内の引張側コンクリートに生じ、その時の荷重は $P_{cr}=60\text{kN}$ である。荷重の増加に伴い、引張力を受けた主桁下フランジ上のスタッドは荷重 $P=140\text{kN}$ 時に引抜き破壊を生じた。主鉄筋の降伏は $P=215\text{kN}$ 時に剛結部内から始まり、橋脚基部（供試体は実構造を天地逆にして支持しているので、主桁下フランジとRC橋脚の接合面をここでは橋脚基部(図-11参照)と呼ぶ）における主鉄筋が降伏した後($P=265\text{kN}$)、引張側コンクリートが図-4の終局ひずみ ϵ_u に達するとともに、圧縮側コンクリートが図-3の終局ひずみ $\epsilon_c=0.0035$ に達して圧壊した。図-11は橋脚の引張側主鉄筋のひずみ分布を示したものであり、この図より主鉄筋の降伏が剛結部の大部分と橋脚基部に集中して発生していることがわかる。

コンクリートの応力状態、ひび割れ発生荷重および主桁と橋脚接合部の開口量などに関しては、実験および解析結果がよく対応している。実験と解析による最終破壊は橋脚の主鉄筋の降伏および圧縮側コンクリートの破壊により発生し、最大荷重は設計荷重($P_d=78.4\text{kN}$)の約3倍である。

5.3 スタッドの力学挙動の解析結果および考察

図-12に、解析による横桁ウェブ上のスタッド1本当たりのせん断力 Q と水平荷重 P の関係を示す。載荷の初期段階には、剛結部両側横桁の各スタッドがほぼ均等なせん断力を受けている。橋脚引張側の剛結部内のコンクリートにひび割れが発生した後は、各スタッドのせん断力分担率が異なる。特に橋脚引張側(左側)におけるスタッドaのせん断力が低減している。

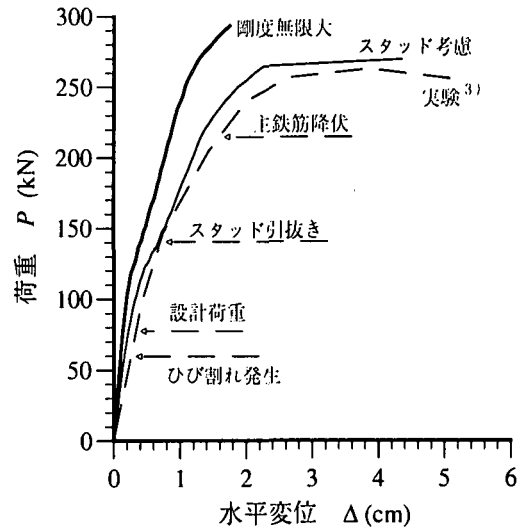


図-10 水平荷重 P —変位 Δ の関係

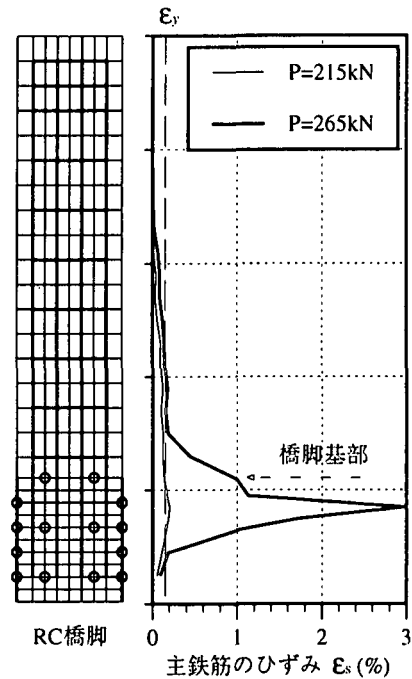


図-11 引張側主鉄筋のひずみ分布

また、設計荷重 $P_d=78.4\text{kN}$ に対応する最大のせん断力 Q はスタッドhに発生し、せん断耐荷力($Q_{max}=84.2\text{kN}$)の約1/6.5である。橋脚基部の主鉄筋降伏時の Q は約 $Q_{max}/2.5$ となる。

図-13に横桁ウェブ上のスタッド1本当たりの軸方向力 N と水平荷重 P の関係を示す。橋脚引張側の剛結部内のコンクリートにひび割れが生じるに伴い、スタッド軸方向の挙動が非常に不安定になる。設計荷重 P_d の近傍では、スタッドeに最大の引張力 N が発生し、 N は式(12)による引張耐荷力($N_{max}=52.8\text{kN}$)の約1/3.3である。

図-12、13より、橋脚引張側(左側)における横桁ウェブ上のスタッドのせん断および軸方向作用力は、コンクリートのひび割れ発生により、圧縮側横桁のスタッドの作用力より不安定に変化していることがわかる。したがって、引張ひび割れを生じるコンクリート中のスタッドのせん

断および引抜きメカニズムの解明が、今後の研究課題の1つになると思われる。

図-14はそれぞれ定軸力 R のみ、 R と水平荷重 $P=78.4\text{kN}$ および $P=215\text{kN}$ の同時作用における、主桁ウェブ上のスタッド1本当たりのせん断力分布を示したものである。設

計荷重 $P_d=78.4\text{kN}$ に対するスタッドの最大せん断力 Q はせん断耐荷力 $Q_{\max}$ の約1/13、主鉄筋降伏時の $P=215\text{kN}$ に対する Q は約 $Q_{\max}/4$ である。横桁ウェブ上のスタッドのせん断力 Q と比較して、主桁ウェブ上のスタッドの Q は小さいことがわかる。

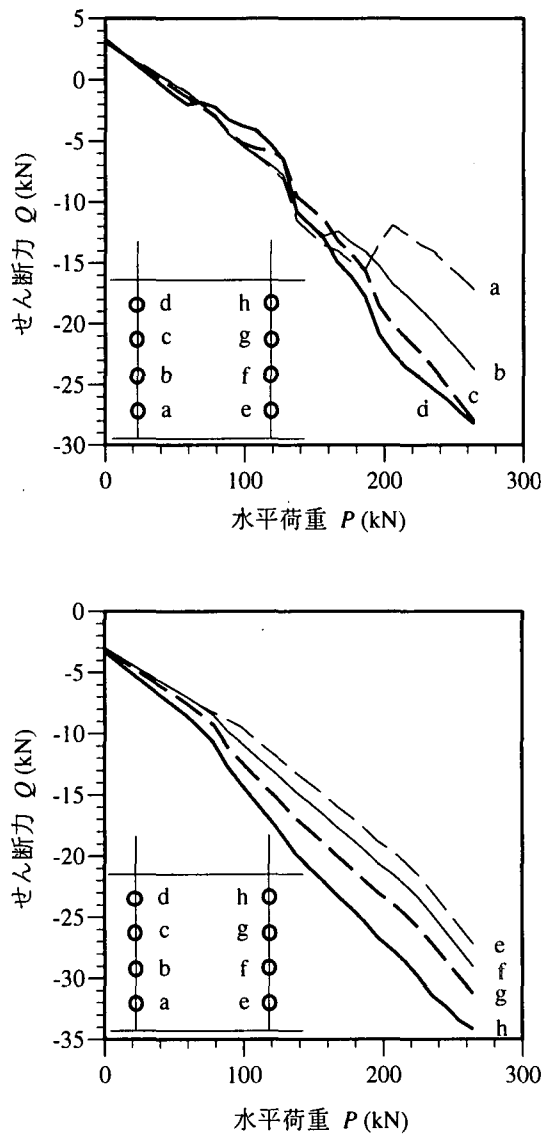


図-12 横桁ウェブ上のスタッドの Q と P の関係

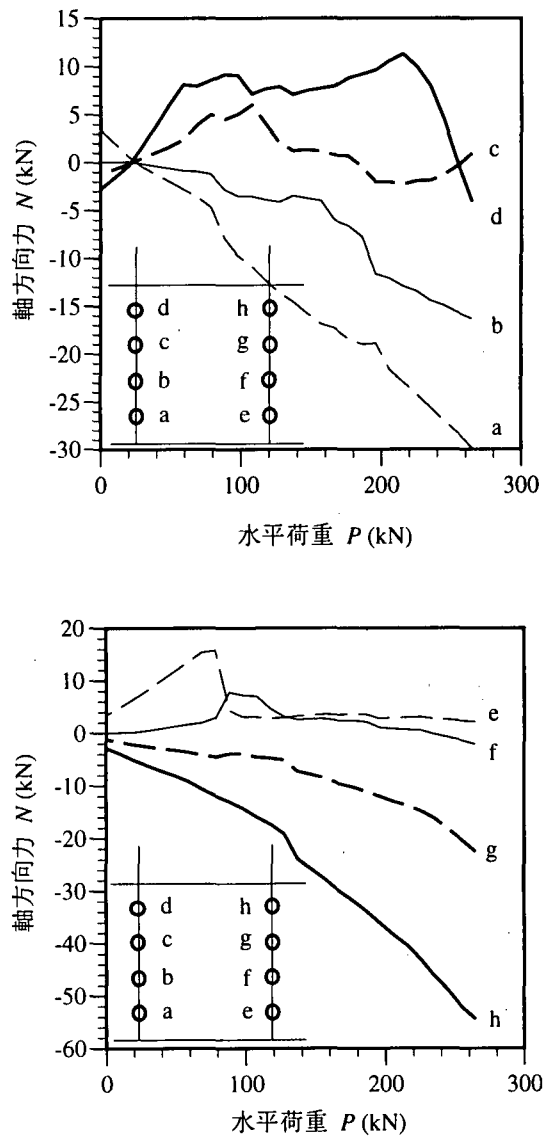


図-13 横桁ウェブ上のスタッドの N と P の関係

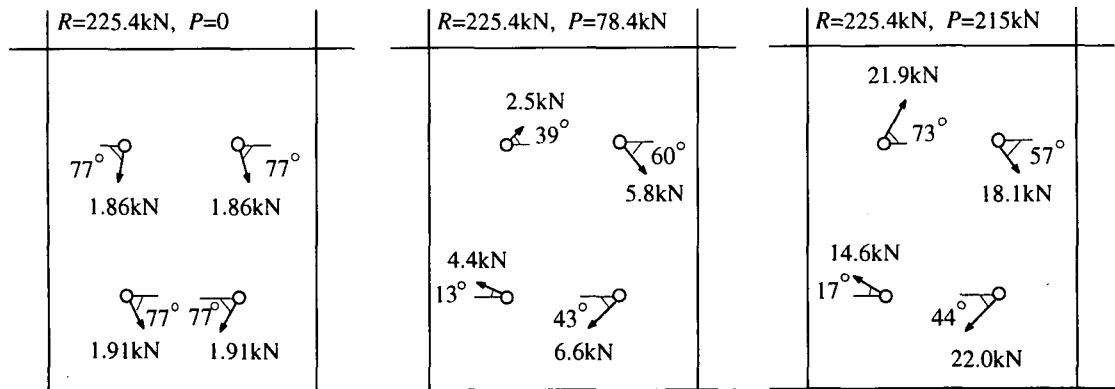


図-14 主桁ウェブのスタッドのせん断力の分布

また、荷重 P の増加に伴い、左側スタッドの相対ずれ δ の方向が次第に定軸力 R のみ作用時と逆方向になっているが、右側スタッドの δ の方向はそれほど変化していない。

6. 結語

本研究で解析対象とする鋼・コンクリート複合ラーメン橋剛結部は、主に鋼 2 主桁と横桁のウェブおよび主桁フランジに溶植されたスタッドを介して、鋼主桁からの作用力を RC 橋脚に伝達させるものである。本研究では、剛結部内の鋼板に溶植されるスタッドの配置位置によりその抵抗機構を、鋼板面内のせん断力と面外の軸力を抵抗するもの、および鋼板面内の任意方向の相対ずれのみを受けるものに分けて、それぞれのスタッドに対する 2 次元非線形コンピュータモデルを提案し、剛結部供試体の破壊挙動を有限要素法により検討した。本モデルの特色は、鋼板面内の任意方向の相対ずれ剛度を、全体座標に対応する面内の x , y 方向の非線形バネ剛度を用いて評価するとともに、鋼板面内のスタッドのせん断作用と面外の軸方向作用を、それぞれ相対ずれおよび軸変形に抵抗する直交バネにより表現することにある。剛結部の鋼主桁と RC 橋脚は同一な形状の 2 層要素に分割し、スタッドの配置された節点間に上述のバネ系非線形リンクとして挿入することにより解析モデルを作成した。

計算例として、載荷実験結果が報告されている 2 主鋼桁と RC 橋脚の剛結部供試体の非線形挙動を解析し、本モデルにより、剛結部の破壊までの挙動をよくシミュレートできることを確認した。また、実験では観察し難いスタッドの終局破壊までの作用力分布と変形挙動を、供試体全体の破壊特性と結び付けて考察した。2 主鋼桁と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン橋の実施例はまだ見受けられないが、ここに提案した比較的簡易な二次元解析によって、力の伝達機構が複雑な剛結部の設計荷重時から終局荷重時に至る非線形挙動、とりわけ各スタッドの作用力が定量的に評価され、スタッドの最適配置に有用な情報を提供できると

考える。しかし、主桁間隔が大きく本来 3 次元効果を持つ剛結部を 2 次元モデルのみによって取り扱うことには限界があり、今後さらに 3 次元効果を導入したモデル改良の余地が残されている。終わりに、本論文で引用した供試体と実験データの詳細を提供頂いた(株)横河ブリッジの佐々木保隆氏に深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 佐々木保隆, 明橋克良, 平井 卓, 広兼 徹: 張り出し架設工法を適用した鋼・コンクリート複合ラーメン橋の提案, 横河ブリッジグループ技報, No.27, pp.18-29, 1998.
- 2) 中島章典, 池川真也, 山田俊行, 阿部英彦: 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, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.97-106, 1996.
- 3) 佐々木保隆, 平井 卓, 明橋克良: 鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.44A, pp.1347-1357, 1998.
- 4) Kupfer, H. R. et al.: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, ACI Journal, Vol.66, No.8, pp.656-666, Aug. 1969.
- 5) 彦坂 熙, Bolander, J., Liu, Y.: 鉄筋コンクリート構造物の非線形 FEM 解析における付着すべりモデルの精密化, 土木学会構造工学論文集, Vol.40A, pp.1357-1367, 1994.
- 6) Ollgaard, J. G., Slutter, R. G. and Fisher, J. W.: Shear Strength of Stud Shear Connectors in Lightweight and Normal Weight Concrete, AISC Engineering Journal, April 1971.
- 7) 野村国勝, 梶川靖治: 複合構造橋梁, 技報堂出版株式会社, pp.36-41, 1994.
- 8) 破壊力学の応用研究委員会: コンクリート構造への破壊力学の応用に関する研究と技術の現状, pp.289-298, 日本コンクリート工学協会, 1993.

(1998年4月24日受付)