

鋼板貫通鉄筋を有する複合構造剛結部の力学性状に関する実験と数値解析

Experimental study and numerical analysis on structural behavior of rigid connection in hybrid structure with steel plate penetrated by rebar

井上淳* , 中島章典** , 斉木功***

Jun INOUE, Akinori NAKAJIMA, Isao SAIKI

*正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 大宮新幹線保線技術センター (〒330-0852 さいたま市大成町 3-125)

**正会員 工博 宇都宮大学大学院教授 工学研究科情報制御システム科学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

***正会員 博(工) 東北大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

In rigid connection of the steel-concrete hybrid rigid frame bridge, to improve the integrity between the steel girder and RC pier, the main rebars in the RC pier pass through the bottom flange of the steel girder. Some researches on such rigid connection with rebars are conducted by experiment and numerical analysis employing the reduced scale structures. However, there is little research which focuses on the structural behavior of the element test of the rigid connection with the steel plate and rebar. In this research, a numerical analysis program is developed to simulate the behavior of axially loaded tension tests and beam tests which are investigated experimentally in the past. The numerical analysis results are also compared with experimental results and the structural behavior of the element test is investigated in detail.

Key Words : *rigid structure with penetrating rebar, axially loaded tension test, beam test, rigid-body-spring model analysis*

キーワード：鉄筋貫通型剛結構造，両引き試験，はり試験，剛体ばねモデル解析

1. はじめに

近年の橋梁には，耐震性に優れていることはもちろん，建設および維持管理コストの低減を図れるような構造形式が求められており，種々の鋼コンクリート複合構造が採用される機会も多い．たとえば，鋼桁と RC 橋脚を剛結した鋼コンクリート複合ラーメン橋では，上部構造を鋼部材にすることによって，上部構造の重量が低減され，結果的に，下部構造（RC 橋脚）の断面縮小によるコスト削減が図られている．また，支承，伸縮継手あるいは落橋防止構造の省略による維持管理コストの低減も期待できる．この鋼コンクリート複合ラーメン橋の鋼桁と RC 橋脚の接合部（剛結部）では，上部構造と下部構造の一体性を高めるために，RC 橋脚内の主鉄筋を鋼桁下フランジに貫通させ，中詰コンクリート内で定着した主鉄筋と鋼桁間の応力伝達を期待するような設計法が提案されている^{1),2)}．このような鉄筋貫通型剛結部に関する研究としては，実構造物を縮尺した模型実験やその解析が主で³⁾⁻⁵⁾，RC 部材内の鉄筋が鋼板を貫通するような鉄筋貫通型剛結構造自体に着目した研究は少ない．

井上ら⁶⁾は，鋼コンクリート複合ラーメン橋の RC 橋脚内の鉄筋を鋼桁下フランジに貫通させるような部分を想定し，中央鋼板の有無および中央鋼板のスタッドの有無に着目した両引き試験体，はり試験体の静的載

荷実験を行っている．両引き試験体は 2 点載荷曲げ試験体の純曲げ区間における引張鉄筋と周辺コンクリートの挙動を模擬できる．そこで，鋼板がコンクリートのひび割れや鉄筋のひずみに及ぼす影響に関する基本的性状を把握するために両引き試験体を用いている．

本研究では，鉄筋貫通型剛結構造の基本的性状を詳細に調べるため，鉄筋の降伏までを対象に，上述した実験をシミュレーションするための数値解析プログラムを構築している．次に，解析結果と実験結果を比較することによって，RC 構造を遮断する鋼板が存在する両引き試験体やはり試験体の鉄筋ひずみやコンクリートのひび割れ挙動の数値解析による再現性を確認している．そして，中央鋼板に設けたスタッドの効果を解析によっても確認することを目的としている．

2. 実験概要

ここでは，試験体長手方向の鉄筋ひずみ分布，コンクリートのひび割れ幅あるいは鋼板とコンクリート間の目開き量の比較，鉄筋貫通部の鋼板に設けたスタッドの効果を検討するため，図-1 の両引き試験体，図-2 のはり試験体を用いた．試験体の種類は中央鋼板のない試験体（NSP），中央鋼板のある試験体（SP），中央鋼板にスタッドを設けた試験体（SSP）の 3 種類とした．

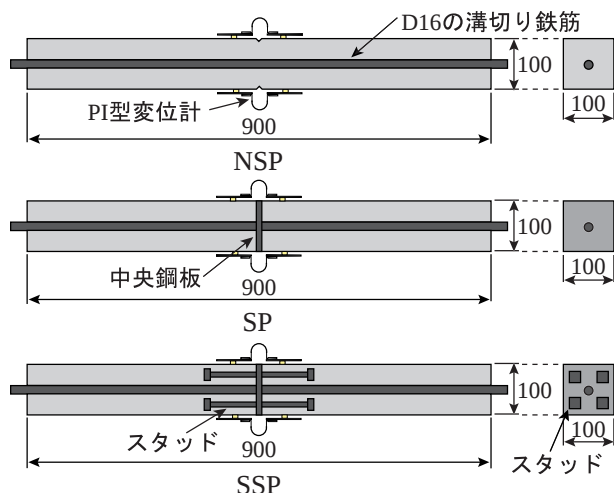


図-1 両引き試験体 (単位 mm)

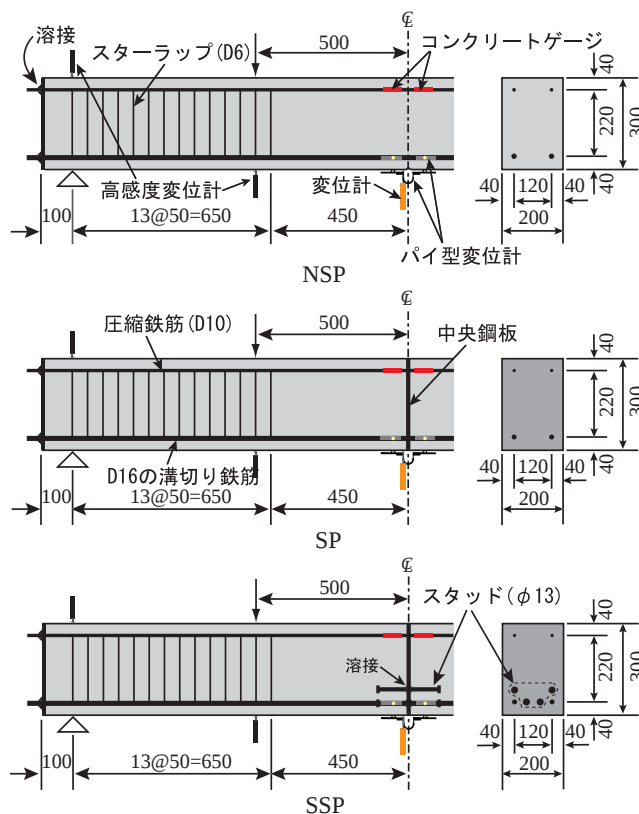


図-2 はり試験体 (単位 mm)

2.1 両引き試験体

図-1 に示すように、両引き試験体のコンクリート部の寸法は $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 900\text{mm}$ とした。NSP では、最初のひび割れが長手方向の試験体中央位置に発生するように、同位置に深さ 5mm の切欠きを設けた。SP および SSP の中央鋼板の厚さは 12mm とし、鉄筋を中央鋼板に貫通させるため、中央鋼板に直径 18mm の孔を設けた。SSP において、 $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ の断面寸法に適切な規格のスタッドがなかったため、写真-1 に示すような、スタッド軸部には直径 9mm の丸鋼を用



写真-1 両引き試験体の頭付きスタッド

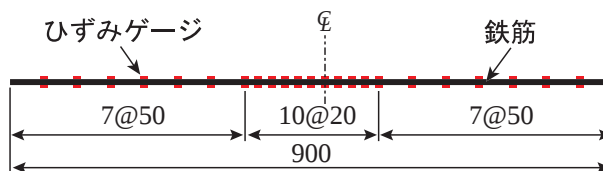


図-3 ひずみゲージの貼り付け位置 (単位 mm)

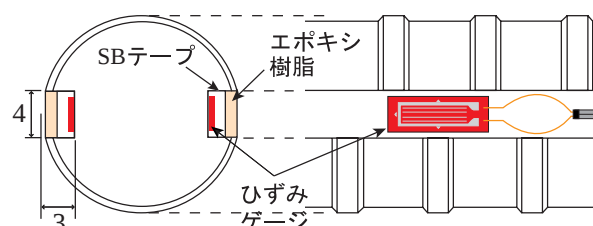


図-4 溝切り鉄筋 (単位 mm)

い、頭部には平鋼 (厚さ 12mm、幅 20mm) を加工したものを溶接して、頭付きスタッドの性能に似せることにした。図-1 に示すように、スタッドは鉄筋を囲むように中央鋼板を介して片側 4 本ずつ設け、スタッドの軸力負担の変化を調べるため、それぞれのスタッド中央高さにひずみゲージを 2 枚貼り付けた。

鉄筋のひずみ分布を詳細に調べるため、図-3 に示すように、中央 200mm 区間は 20mm ピッチで、その区間より外側は 50mm ピッチでひずみゲージを配置した。このとき、ひずみゲージのコーティングが鉄筋とコンクリート間の付着性状に及ぼす影響を極力小さくするため、図-4 に示すような SD295-D16 の鉄筋のリブを切削した溝切り鉄筋を採用することにした⁷⁾。両引き試験体に用いた鋼材の機械的性質およびコンクリートの物性値を表-1 および表-2 に示す。

2.2 はり試験体

図-2 に示すように、はり試験体の寸法は、曲げ破壊が先行するように設計し、試験体の全長は 2400mm、支点間距離は 2200mm、せん断スパンは 600mm とした。なお、せん断スパン内にスターラップを 50mm ピッチで配置した。NSP では、最初のひび割れが長手方向の試験体中央位置に発生するように、同位置に深さ 5mm の切欠きを設けた。SP および SSP の中央鋼板の幅は両引き試験体の鋼板と同じ厚さ (12mm) とし、引張および圧縮鉄筋を中央鋼板に貫通させるため、中央鋼板の所定の位置に、圧縮鉄筋用に直径 15mm、引張鉄筋

表-1 鋼材・鉄筋の試験結果

材料	用途	規格	降伏応力	ヤング係数
溝切り鉄筋	主鉄筋	(SD295-D16)	338(N/mm ²)	196(kN/mm ²)
丸鋼	スタッドの軸部 (両引き)	SR295-φ9	345	200
異形鉄筋	圧縮鉄筋	SD295-D10	356	180
異形鉄筋	スターラップ	SD295-D6	329	188
スタッド	スタッド (はり)	SWRCH16A φ13×100	351	—

表-2 コンクリートの試験結果

試験	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
両引き	32.2	2.90	29.9
はり	37.5	3.40	27.5

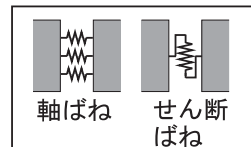
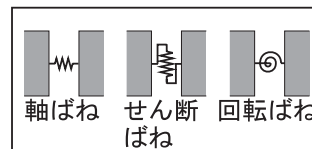
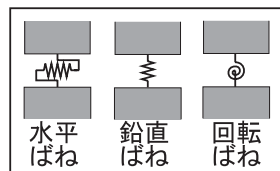
(a) コンクリート間
鋼板間
コンクリートと鋼板間(b) 鉄筋間
スタッド間
鋼板とスタッド間(c) コンクリートと鉄筋間
コンクリートと
スタッド間

図-5 剛体ばねモデル

用に直径 18mm の孔を設けた。SSP のスタッドには、径 13mm、高さ 100mm の規格を採用し、図-2 に示すように、引張鉄筋を囲むように、中央鋼板を介して片側 4 本ずつ設け、スタッドの軸力の変化を調べるため、それぞれのスタッド中央高さにひずみゲージを 2 枚ずつ貼り付けた。

はり試験体の引張鉄筋には、両引き試験体と機械的性質が同じ D16 の溝切り鉄筋を用い、純曲げ区間における引張鉄筋のひずみ分布を詳細に調べるため、両引き試験体と同じ間隔でひずみゲージを貼り付けた。圧縮鉄筋およびスターラップには、それぞれ D10 および D6 の異形鉄筋を用い、溝切り加工は施していない。なお、圧縮鉄筋のひずみゲージは長手方向の試験体中央位置にのみ貼り付けた。このひずみゲージの貼り付け方法は、異形鉄筋のリブを最小限に削り落とし、ひずみゲージを接着剤で貼り付け、コーティングした。

その他の計測項目として、図-2 に示すように、パイ型変位計を用いて、試験体中央の引張鉄筋位置における側面および底面のひび割れ幅を計測した。また、標点距離 60mm のひずみゲージを用いて、圧縮鉄筋の断面高さ位置で、試験体中央位置から両支点方向へ 50mm だけ離れた箇所を中心にコンクリートのひずみを計測した。試験体中央、載荷点および支点の鉛直変位を計測したが、NSP の試験体中央位置には切欠きを設けているので、中央から一方の支点側に 20mm だけ離れた位置の鉛直変位を計測した。はり試験体に用いた鋼材の機械的性質およびコンクリートの物性値を表-1 および表-2 に示す。

3. 解析概要

本研究で用いた試験体の挙動を模擬する解析手法として、コンクリートのひび割れなどの不連続な非線形挙動の再現に適している剛体ばねモデル (RBSM) 解析⁸⁾を用いることにした。RBSM を用いた RC 構造の解析例として、たとえば、斉藤ら⁹⁾は静的繰り返し載荷を受ける RC 柱の解析を行い、その耐荷力劣化や破壊性状を考察している。また、武藤ら¹⁰⁾は異形鉄筋の幾何形状を直接モデル化したメソスケールの視点の解析を行い、鉄筋とコンクリートの付着性状と、それがマクロ挙動に及ぼす影響を調べ、RC 部材の実挙動を比較的良く再現している。本研究でも、異種材料間の応力伝達や RC 部材の破壊性状を再現するため RBSM 解析を用いた。

なお、以下に示す両引き試験体およびはり試験体の解析に用いた各部のばね要素を図-5 に示す。コンクリート間、鋼板間、コンクリートと鋼板間には、図-5(a) のような複数の軸ばねと 1 つのせん断ばねからなる要素を用いている。また、鉄筋間、スタッド間、鋼板とスタッド間には、図-5(b) のような軸ばね、せん断ばね、回転ばねそれぞれ 1 個からなる要素を用いている。さら

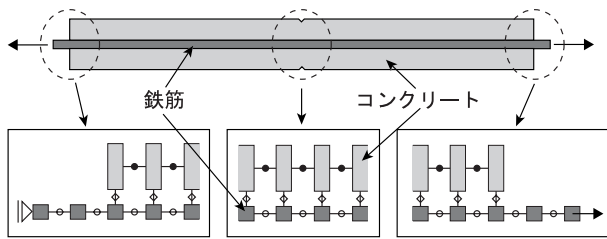


図-6 NSP の解析モデル（両引き試験体）

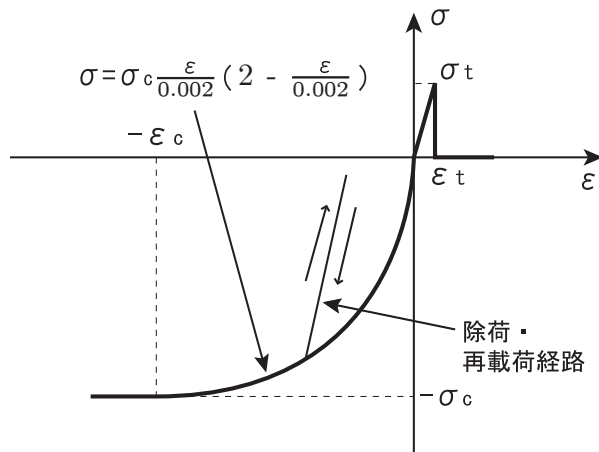


図-7 コンクリートの軸ばねの特性

に、コンクリートと鉄筋間、コンクリートとスタッド間には、図-5(c)のような水平ばね、鉛直ばね、回転ばねそれぞれ1個からなる要素を用い、特に、水平ばねでコンクリートと鉄筋の付着性状を表している。これら要素のばね特性のうち、以下の説明で特に断らない場合、同一材料の要素間の軸ばね、せん断ばね、回転ばねの線形ばね定数は、RBSM 解析の理論的背景から決定される¹¹⁾。また、異種材料間の鉛直ばねおよび回転ばねには、両者の間の相対的な鉛直変位および回転変位が生じないように十分大きな値のばね定数、鉄筋、スタッドの単位表面積当たり 10GN/mm³ および 10GNmm/mm² を仮定した。

3.1 両引き試験体

両引き試験の解析では、各材料の節点座標は各剛体の重心位置に設定し、節点間距離の長さは 12mm とした。

なお、両引き試験体の解析においても、前述のように鉛直方向のばねおよび回転ばねを配置した 2 次元解析用のモデルを用いている。しかし、各節点の鉛直方向変位および回転変位をすべて拘束しているので、このモデルは結果的に 1 次元解析モデルと等価である。

(1) 中央鋼板のない試験体 NSP

中央鋼板のない試験体 NSP の解析モデルを図-6 に示す。この図において、鉄筋とコンクリートの節点座標が上下にずれているが、これは視覚的に分かり易く描いたからであり、解析上では、鉄筋とコンクリート

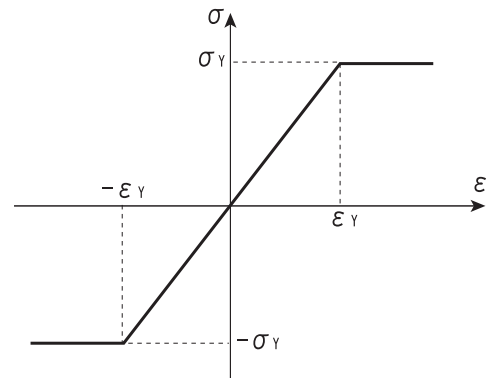


図-8 鋼材の軸ばねの特性

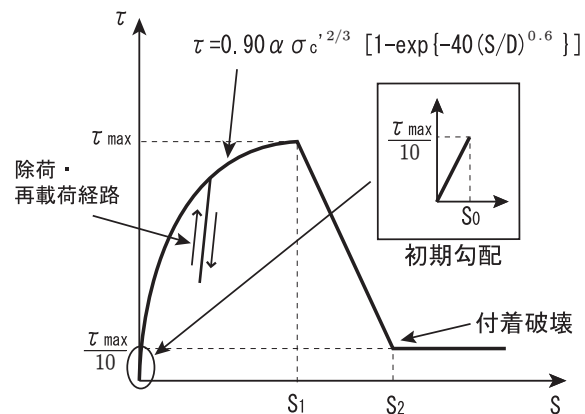


図-9 鉄筋とコンクリート間の水平ばねの特性

の節点座標は同位置にある（二重節点）。上述したように、節点間距離は 12mm、試験体の長さは 900mm なので、全節点数は 156 点、全ばね要素数は 230 要素となる。

コンクリート間には、10 本の軸ばねと 1 本のせん断ばねを設けている¹¹⁾。そして、実験と同様に、試験体中央位置に 10% の断面欠損を与えるために試験体中央位置のコンクリートのばね要素において、1 つの軸ばねの小断面積をゼロとした。コンクリートの引張領域における軸ばねの特性は、図-7 に示すように、コンクリートの引張力を考慮し、引張強度まではコンクリートのヤング係数に従い、それ以降の軸ばねの応力はゼロとした。鉄筋間には、軸、せん断および回転方向にそれぞれ 1 本ずつばねを設けている。鉄筋の軸ばねの特性は図-8 に示すような完全弾塑性型とした。

鉄筋とコンクリート間には、水平、鉛直および回転方向にそれぞれ 1 本ずつばねを設けている。水平ばねの特性は鉄筋とコンクリート間の付着性状を表し、図-9 に示すような特性とした。以下の式 (1) は、島ら¹²⁾が提案した式を田辺ら¹³⁾が修正した付着応力-すべり関係式である。

$$\tau = 0.90 \cdot \alpha \cdot \sigma_c'^{2/3} \cdot \left[1 - \exp \left(-40 \left(\frac{S}{D} \right)^{0.6} \right) \right] \quad (1)$$

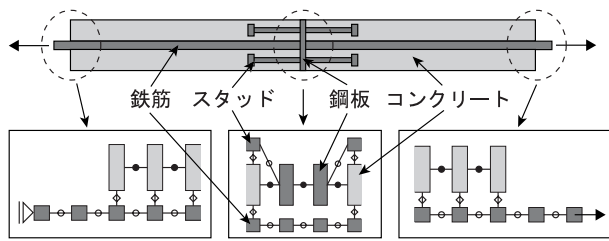


図-10 SSP の解析モデル (両引き試験体)

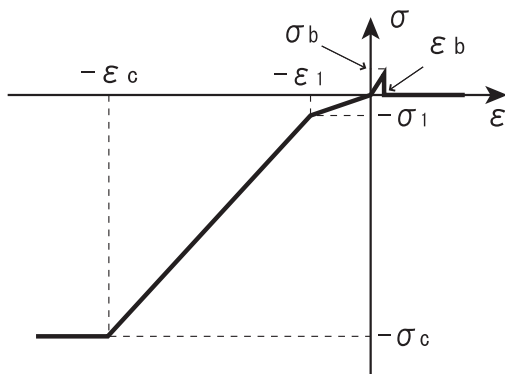
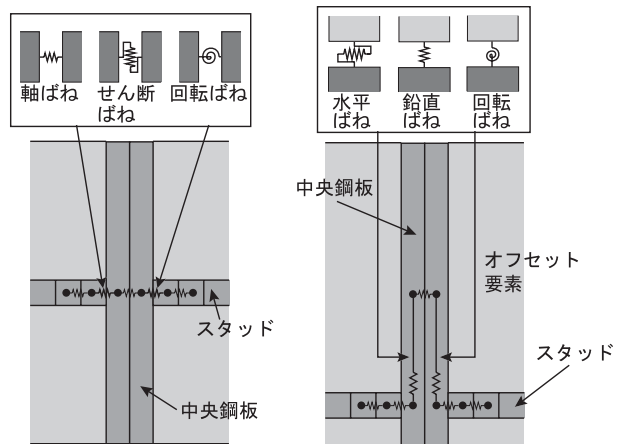


図-11 鋼板とコンクリート間の水平ばねの特性

ここに、 τ は付着応力、 S はすべり量、 α は最大付着応力を増減させるためのパラメータ、 σ'_c はコンクリートの圧縮強度、 D は鉄筋径である。 α の値は実験結果と解析結果のひび割れ本数や間隔などを比較しながら、両引き試験体では $\alpha=0.7$ とした。また、図-9 に示すように、最大付着応力 τ_{max} の $1/10$ までは、付着応力とすべり量の関係を線形関係とし、最大付着応力以降は最大付着応力の $1/10$ まで負の勾配を与え、それ以降は鉄筋とコンクリート間の付着破壊と見なして、付着応力を一定とした。ここに、図-9 中の S_0 は最大付着応力の $1/10$ の付着応力に対応するすべり量、 S_1 は最大付着応力時のすべり量、 S_2 は付着破壊時のすべり量である。 S_1 および S_2 は CEB のモデルコード⁽¹⁴⁾を参考に、 $S_1=0.6\text{mm}$ 、 $S_2=1.0\text{mm}$ とした。水平方向の拘束点は鉄筋の左端の節点のみ、鉛直および回転方向の拘束点は全節点で、荷点は鉄筋の右端の節点とし、両引き試験を再現した。この両引き試験体の拘束節点および荷点位置は SP および SSP も同様である。

(2) 中央鋼板のある試験体 SP

中央鋼板のある試験体 SP の解析モデルは、図-10 の中央鋼板にスタッド設けた試験体 SSP の解析モデルにおいて、スタッドの要素およびスタッドとコンクリート間のばね要素がないモデルであり、全節点数は NSP と同じく 156 点である。両引き試験体 SP の鉄筋貫通部では、鉄筋と鋼板間に水平、鉛直および回転方向の応力伝達はないと考え、鉄筋と鋼板間にはばね要素を設けていない。したがって、SP の全ばね要素数は NSP より 2 つ少ない 228 要素となる。



両引き試験体

はり試験体

図-12 スタッドと鋼板間のばね要素モデル

コンクリート、鉄筋、鉄筋とコンクリート間のばね要素は NSP と同じである。鋼板間、鋼板とコンクリート間にはコンクリートと同様に、10 本の軸ばねと 1 本のせん断ばねを設けている。鋼板の軸ばねの特性は図-8 に示すような完全弾塑性型としたが、もちろん塑性化は生じていない。鋼板とコンクリート間の引張領域における軸ばねの特性は、図-11 に示すように、鋼板とコンクリート間の付着力を考慮し、付着強度まではコンクリートのヤング係数に従い、それ以降の軸ばねの応力はゼロとした。なお、鋼板とコンクリート間の付着強度は非常に小さいと考えられるので、ここでは、両引き試験およびはり試験に対して表-2 に示すコンクリートの引張強度の $1/20$ を仮定した。また、図-11 中の σ_1 、 ε_1 の値はそれぞれ 1.0N/mm^2 、 0.001 とした。

(3) 中央鋼板にスタッドを設けた試験体 SSP

中央鋼板にスタッドを設けた試験体 SSP の解析モデルを図-10 に示す。この図において、鉄筋、コンクリート、鋼板およびスタッドの節点座標が上下にずれているように見えるが、解析上では、鉄筋、コンクリートおよびスタッドの節点座標は同位置にある（三重節点）。NSP および SP の全節点数よりもスタッドの節点数分だけ増えて、SSP の全節点数は 172 点である。また、SSP の解析モデルでは、SP の解析モデルにスタッドの要素、スタッドとコンクリート間、スタッドと鋼板間のばね要素を加えた形で構成されており、SSP の全ばね要素数は 260 要素である。コンクリート、鉄筋、鉄筋とコンクリート間のばね要素は NSP と同じで、鉄筋と鋼板間には、SP と同様にばね要素を設けていない。スタッドには鉄筋と同様に、軸、せん断および回転方向にそれぞれ 1 本ずつばねを設け、軸ばねの特性は図-8 に示すような完全弾塑性型とした。スタッドと鋼板間には、図-12 に示すように、軸、せん断および回転方向にそれぞれ 1 本ずつばねを設け、これらのばね特性はスタッドに用いたものと同じとした。スタッドと

コンクリート間のばね要素には、水平、鉛直および回転方向にそれぞれ1本ずつばねを設けている。

本研究の両引き試験体のSSPに用いたスタッドは頭付きスタッドであり、SSPの解析モデルでは、この頭付きスタッドの幾何形状および頭付きスタッドとコンクリート間の応力伝達をモデル化した。詳しく説明すると、実験では、鉄筋を囲むように、スタッドを片側4本ずつ設けたが、両引き試験の場合、理想的には、4本のスタッドの軸力負担は等しくなるので、解析モデルでは、簡易的に4本のスタッドを1本にモデル化した。実験のSSPに用いたスタッドは、頭部が20×20mmの平鋼、軸部が直径9mmの丸鋼で構成されており、解析モデルの1本のスタッドの断面積、スタッドとコンクリートの接触面積は実験のスタッド4本分と等価にした。また、頭付きスタッドとコンクリート間の応力伝達を考えると、頭付きスタッドの幾何形状により、スタッド頭部に集中的に応力伝達が行われるので、スタッド軸部に比べてスタッド頭部とコンクリート間の水平ばね定数は10倍程度大きくした。なお、スタッド頭部とコンクリート間のばね特性は線形関係としているが、スタッド1本分のばね定数を前述の鉄筋とコンクリートの付着ばねの初期ばね定数と比較すると約3.2倍となっている。

3.2 はり試験体

両引き試験体の実験では、各材料に軸方向の力のみ、異種材料間に水平せん断方向の力のみが発生し、主鉄筋は1本だったので、解析モデルは1次元とした。しかし、はり試験体の実験では、各材料および異種材料間に軸方向、せん断方向、回転方向に力が生じ、また、複鉄筋の断面で、スタッドを引張鉄筋と異なる断面高さにも配置したので、解析モデルは2次元とした。

はり試験体の解析では、各材料の節点座標は各剛体の重心位置、節点間距離の長さはせん断スパン内で50mm、載荷点から純曲げ区間側の2つの節点間距離は25mm、それより内側の純曲げ区間における節点間距離は12mmとした。また、圧縮および引張鉄筋はそれぞれ2本であるが、解析上では、簡易的にそれぞれを1本にモデル化した。

(1) 中央鋼板のない試験体 NSP

中央鋼板のない試験体 NSP の解析モデルを図-13に示す。上述したように、節点間距離を決定し、圧縮および引張鉄筋それぞれ2本を1本ずつにモデル化することにより、全節点数は312点、全ばね要素数は517要素となる。コンクリートには60本の軸ばねと1本のせん断ばねを設けている。解析モデルでも、実験と同様に、試験体中央位置に、深さ5mmの切欠きを設けるために、試験体中央位置のコンクリートのばね要素において、引張下縁部の1つの軸ばねの小断面積をゼロとした。コンクリートの軸ばねの引張領域の特性は、図

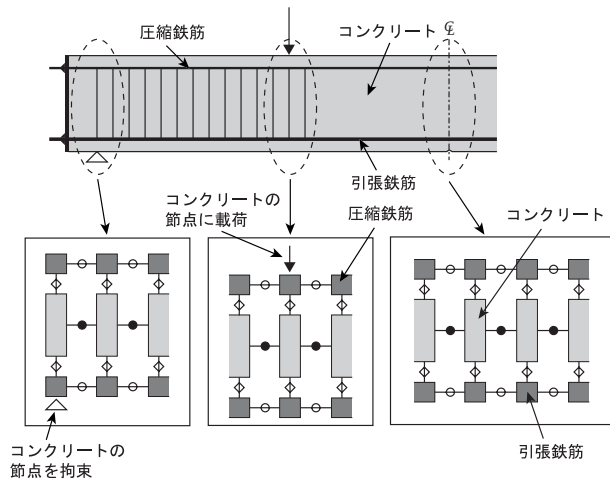


図-13 NSPの解析モデル（はり試験体）

-7に示すようにコンクリートの引張力を考慮し、圧縮領域の特性はコンクリート標準示方書に基づいて設定した¹⁵⁾。引張および圧縮鉄筋には、軸、せん断および回転方向にそれぞれ1本ずつばねを設け、これらの特性は両引き試験体の鉄筋と同様とした。鉄筋とコンクリート間の付着ばねの特性は両引き試験体と同様であるが、両引き試験体とはり試験体では、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の本数（節点間の鉄筋とコンクリート間の付着面積）が異なるので、試行錯誤的に式(1)中の α は0.2とした。

水平方向の拘束点はコンクリートの左端の節点で、鉛直方向の拘束点はコンクリートの両端の節点で、回転方向の拘束点は設けていない。載荷点は所定の位置のコンクリートの節点とした。このはり試験体の拘束節点および載荷位置はSPおよびSSPも同様である。

(2) 中央鋼板のある試験体 SP

中央鋼板のある試験体 SP の解析モデルは図-14の中央鋼板にスタッド設けた試験体 SSP の解析モデルにおいて、スタッドの要素およびスタッドとコンクリート間のばね要素のないモデルであり、NSPと同じく、SPの全節点数は312点、全ばね要素数は517要素である。

コンクリート、引張および圧縮鉄筋、引張または圧縮鉄筋とコンクリート間の付着ばね要素はNSPと同様である。鋼板間、鋼板とコンクリート間のばね要素にはコンクリートと同様に、60本の軸ばねと1本のせん断ばねを設けている。両引き試験体と同様に、鋼板間の軸ばねの特性は図-8に示すような完全弾塑性型とした。鋼板とコンクリート間の引張領域における軸ばねの特性は、図-11に示すように、引張領域では鋼板とコンクリート間の付着力を考慮した。一方、圧縮領域では、はり試験体の実験結果と中島ら¹⁶⁾の研究を参考にして、初期の荷重段階では、鋼板とコンクリート間の不十分な支圧力伝達により、鋼板に接するコンクリートの圧縮負担が十分に働かないことを表現するた

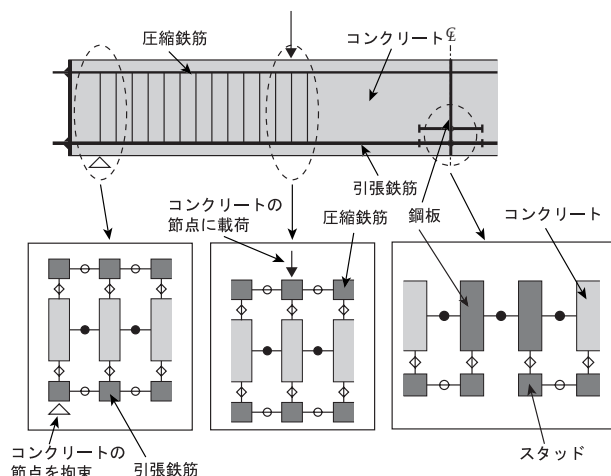


図-14 SSP の解析モデル（はり試験体）

め、図-11 に示すような非線形関係とした。両引き試験体の SP および SSP では、鉄筋と鋼板間にはばね要素を設けなかったが、はり試験体の SP および SSP では、鉄筋と鋼板間に鉛直および回転方向のばね要素を設けている。ただし、鉄筋貫通部では、鉄筋と鋼板間の軸方向に対する応力伝達はないと考え、軸方向の水平ばねは設けていない。

(3) 中央鋼板にスタッドを設けた試験体 SSP

中央鋼板にスタッドを設けた試験体 SSP の解析モデルを図-14 に示す。NSP および SP の全節点数よりもスタッドの節点数分だけ増えて、SSP の全節点数は 348 点である。また、SSP では、SP の解析モデルにスタッド要素、スタッドとコンクリート間、スタッドと鋼板間のばね要素を加えた形で構成されており、SSP の全ばね要素数は 585 要素である。

コンクリート、引張および圧縮鉄筋、引張または圧縮鉄筋とコンクリート間の付着ばね要素は NSP と同様で、引張または圧縮鉄筋と鋼板間には、SP と同様に、鉛直および回転方向のみのばね要素を設けている。スタッドには鉄筋と同様に、軸、せん断および回転方向に 1 本ずつばねを設け、その軸ばねの特性は図-8 に示すような完全弾塑性型とした。スタッドとコンクリート間には鉄筋とコンクリート間と同様に、水平、鉛直および回転方向に 1 本ずつばねを設けている。また、図-12 に示すように、鋼板の節点とスタッド取付け位置の間には、剛なオフセット部材を配置して仮定の節点を設け、スタッドと鋼板を接合させた。このスタッドと鋼板間のばね要素には、スタッドのばね要素と同様に、水平、鉛直および回転ばねを設けた。実験では、スタッドを引張鉄筋と同じ断面高さに片側 2 本（下段）、それより 40mm 上に片側 2 本（上段）ずつ設けており、理想的には、それぞれの高さにおける 2 本のスタッドの軸力負担は等しくなるので、解析モデルでは、上段および下段のスタッド 2 本をそれぞれ 1 本にモデル化

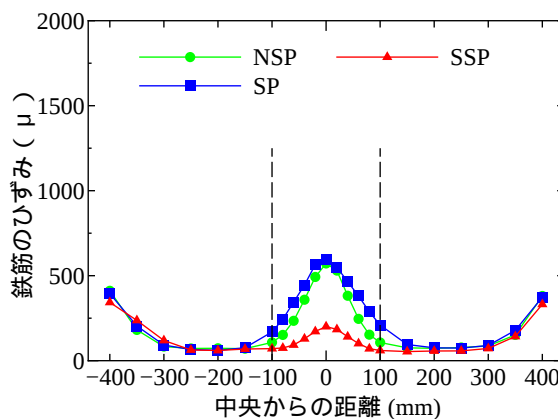


図-15-a 実験結果

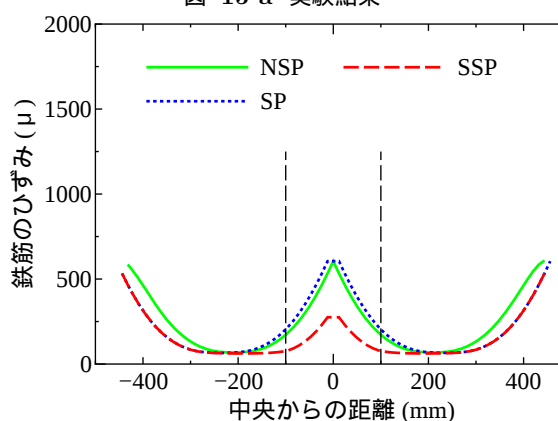


図-15-b 解析結果

図-15 両引き試験体の鉄筋ひずみ分布（荷重 20kN 時）

した。試験体 SSP に用いたスタッドは径 13mm、高さ 100mm の規格のものであり、頭部の直径は 22mm、軸部の直径は 13mm である。解析モデルの 1 本のスタッドの断面積、断面 2 次モーメント、スタッドとコンクリート間の接触面積は実験のスタッド 2 本分と同じにした。また、両引き試験体の SSP と同様に、頭付きスタッドの幾何形状により、スタッド頭部で集中的に応力伝達が行われると予想されるので、スタッド軸部に比べてスタッド頭部とコンクリート間の水平ばね定数は 10 倍程度大きくした。なお、はり試験では、スタッド頭部とコンクリート間のスタッド 1 本分のばね定数を、鉄筋とコンクリートの付着ばねの初期ばね定数と比較すると約 5 倍となっている。

4. 実験結果と解析結果の比較

4.1 両引き試験

実験において初期ひび割れが発生した後の荷重 20kN 時および安定ひび割れ状態となった荷重 40kN 時の鉄筋のひずみ分布を図-15 および図-16 に示す。図-15-a および図-16-a は実験結果、図-15-b および図-16-b は解析結果であり、図中には、中央鋼板を介して両側のスタッド頭部の位置を破線で示した。いずれにおい

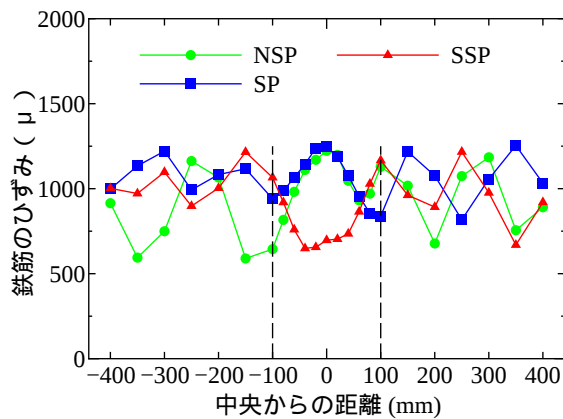


図-16-a 実験結果

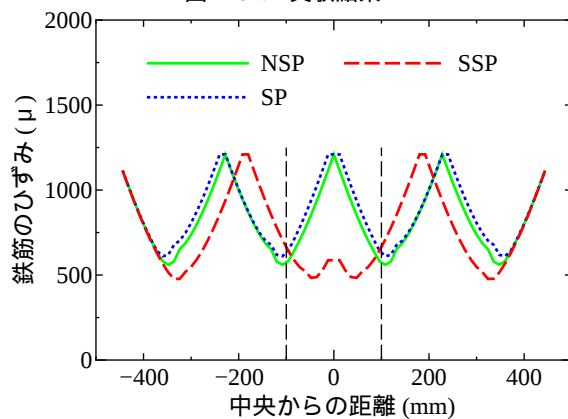


図-16-b 解析結果

図-16 両引き試験体の鉄筋ひずみ分布 (荷重 40kN 時)

ても、コンクリートのひび割れ発生位置では、コンクリートの引張負担がほとんど働かないので、その位置付近における鉄筋のひずみ分布は凸な形状となる。

なお、NSP では、実験の初期ひび割れ発生荷重は約 30kN であるが、その後荷重が 20kN 程度まで減少した状態のひずみ分布を示している。図-15 の結果から、初期ひび割れ状態では、実験と解析のひずみ分布は比較的良好に一致していることが分かる。

一方、安定ひび割れ状態の図-16 に示した実験および解析結果から、SP の中央ひずみ (中央鋼板内の鉄筋ひずみ) は中央ひび割れ発生後の NSP の中央ひずみ (中央ひび割れ発生位置の鉄筋ひずみ) にほぼ等しいことが分かる。また、中央鋼板を介してスタッド頭部間の SSP の鉄筋ひずみは同区間の SP のひずみに比べて小さいことから、スタッドの軸力負担により、中央鋼板を介してスタッド頭部間の鉄筋ひずみは抑制されたと言える。これらの実験結果は定性的にはもちろん、鉄筋の中央ひずみの値は定量的にも解析結果によって再現されている。

荷重-鉄筋の中央ひずみ関係を図-17 に示す。実験および解析結果から、SP の中央ひずみは直線状に増加し、中央ひび割れ発生後の NSP の中央ひずみにほぼ一致し

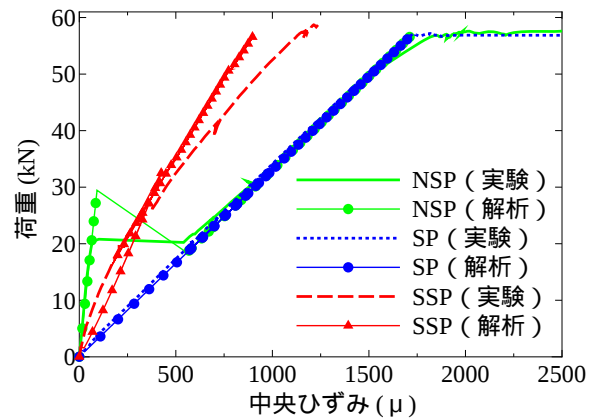


図-17 荷重-鉄筋の中央ひずみ関係

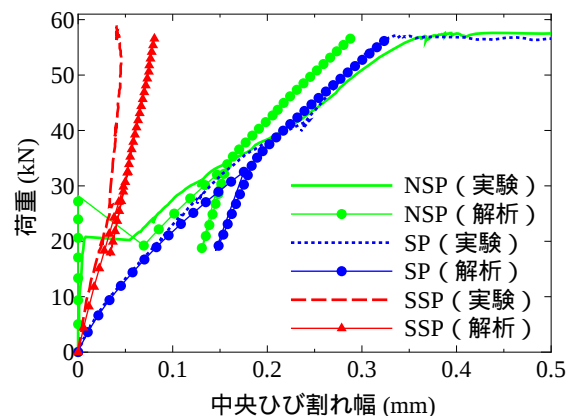


図-18 荷重-中央ひび割れ幅関係

ていることが分かる。ここで、NSP の実験結果と解析結果において、中央ひび割れ発生荷重に差異があるのは、解析モデルでは、コンクリートの乾燥などの収縮による影響を考慮していないからと考えられる。一方、SP と SSP を比較すると、スタッドの軸力負担により、SSP の中央ひずみは SP の半分程度であり、SSP の中央鋼板内の鉄筋は降伏に至っていない。これらの実験結果を解析結果は良く再現している。

荷重-中央ひび割れ幅関係を図-18 に示す。SP および SSP の中央ひび割れ幅は中央鋼板と左右のコンクリート間の目開き量の和を意味する。図-18 の実験および解析結果から、SP の中央鋼板とコンクリート間の目開きの増加量はひび割れ発生後の NSP の中央ひび割れ幅の増加量にほぼ等しいことが分かる。また、SSP の中央鋼板とコンクリート間の目開き量は SP よりも小さいので、スタッドによる目開き抑制効果が認められる。

荷重-スタッドの負担軸力関係を図-19 に示す。スタッドの負担軸力は、中央鋼板を介して片側 4 本分のスタッドの軸力の和をとり、中央鋼板を介して左右のスタッドの軸力を平均した値である。実験結果では約 26kN 時に、解析結果では約 33kN 時に、中央鋼板を介して両側のスタッド頭部付近にひび割れが発生しており、この荷重を境に、スタッドの負担軸力の増加量が小さく

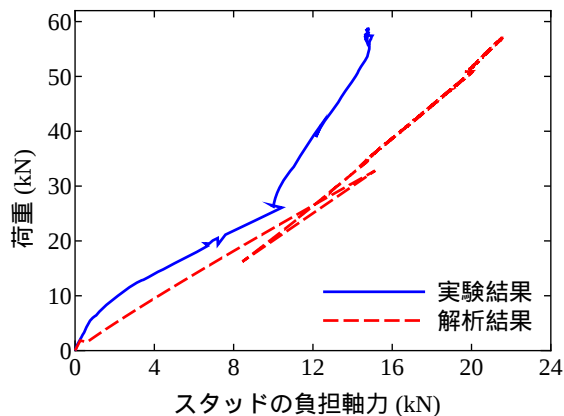


図-19 荷重-スタッドの負担軸力関係

なっていることが分かる．この理由は、頭付きスタッドとコンクリート間の応力伝達は頭部で集中的に行われるが、スタッド頭部付近にひび割れが発生すると、頭部付近のコンクリートの引張力が小さくなり、コンクリートからスタッドに伝達される力も小さくなるからである．ここで、実験結果に比べて解析結果の傾きの変化は小さいが、これは、図-16 から分かるように、解析結果におけるスタッド頭部付近のひび割れが実験結果に比べて頭部より離れた位置に発生したため、コンクリートからスタッドに伝達される力の変化が小さいからと考えられる．

4.2 はり試験

実験において安定ひび割れ状態となった荷重 60kN 時ははり試験体の引張鉄筋のひずみ分布を図-20 に示す．図-20-a は実験結果、図-20-b は解析結果であり、図中には、中央鋼板を介して両側のスタッド頭部の位置を破線で示した．実験および解析結果から、中央ひび割れ発生後における NSP の引張鉄筋の中央ひずみに比べて、SP の引張鉄筋の中央ひずみ（中央鋼板内の引張鉄筋のひずみ）は大きいことが分かる．これは、NSP の中央ひび割れ発生位置のはり断面の曲率に比べて、SP の中央鋼板とコンクリート間の目開き位置におけるはり断面の曲率が大きいからと考えられる．つまり、中央ひび割れ発生位置の引張鉄筋よりも、中央鋼板とコンクリート間の目開き位置における引張鉄筋は、中央鋼板の厚さ分だけ、コンクリートによる拘束がなく伸びるからである．また、中央鋼板を介して両側のスタッド頭部間における SSP の引張鉄筋のひずみは同区間における SP の引張鉄筋のひずみよりも小さく、スタッドの軸力負担による効果が認められる．これらの実験結果は解析結果により定性的には再現されている．

荷重-引張鉄筋の中央ひずみ関係を図-21 に示す．SP の中央鋼板内の引張鉄筋はコンクリートの影響をほとんど受けず、そのひずみは直線状に増加している．試験体中央位置における NSP と SP の引張鉄筋の降伏荷

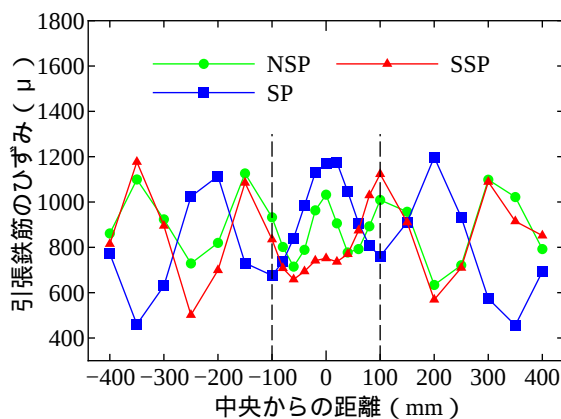


図-20-a 実験結果

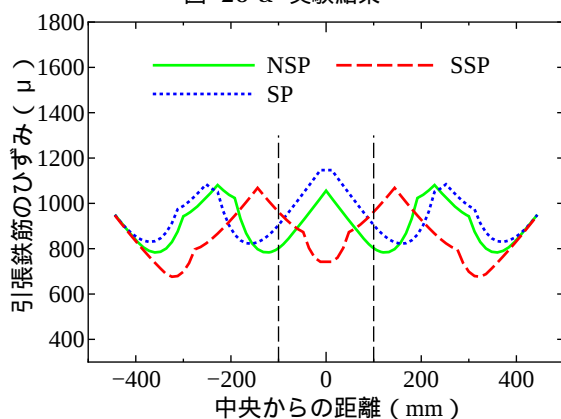


図-20-b 解析結果

図-20 はり試験体の引張鉄筋のひずみ分布（荷重 60kN 時）

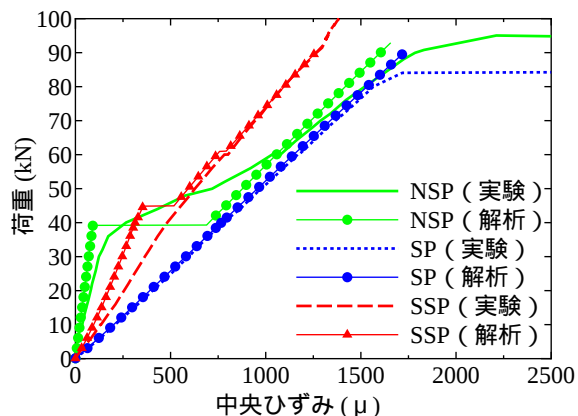


図-21 荷重-引張鉄筋の中央ひずみ関係

重を、引張鉄筋の降伏ひずみ 1720μ から判断すると、実験では、NSP が約 88kN で、SP が約 84kN で、両者の差異は約 4kN であった．一方、解析では、NSP が 93kN、SP が 90kN であり、両者の差異は 3kN であった．この差異は、上述したように、ひび割れ発生位置のはり断面の曲率に比べて、中央鋼板とコンクリート間の目開き位置におけるはり断面の曲率が大きく、両者の引張鉄筋の中央ひずみに差異が生じたからと考えられる．ただし、NSP の実験および解析結果において、

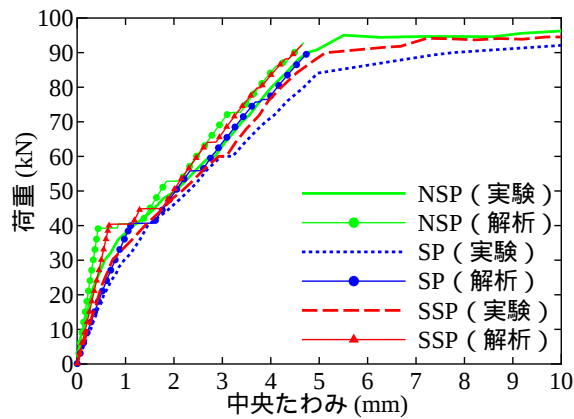


図-22 荷重-中央たわみ関係

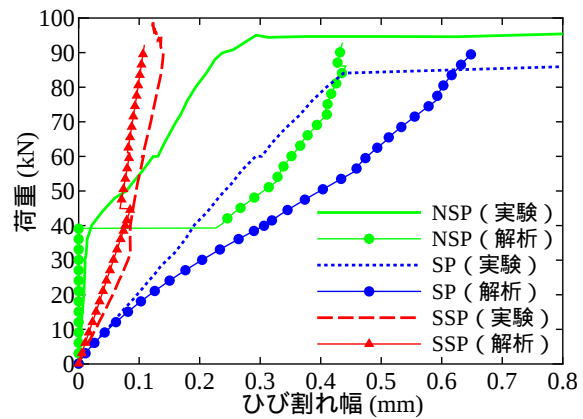


図-24 荷重-底面の中央ひび割れ幅関係

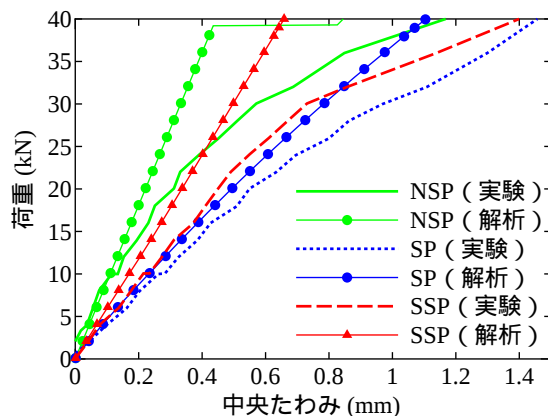


図-23 荷重-中央たわみ関係 (40kN までの拡大図)

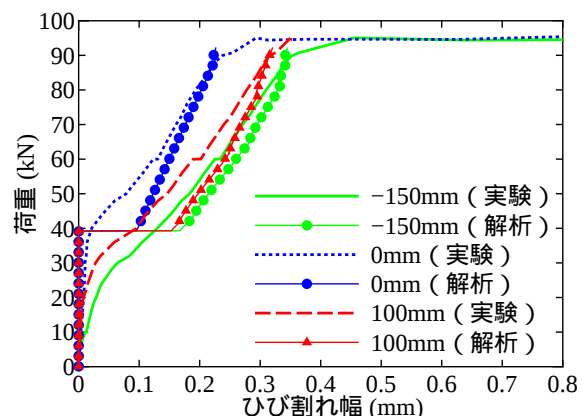


図-25 NSP の荷重-底面の中央ひび割れ幅関係

ひび割れ発生直後の挙動に差異が見られる。この理由は、解析では中央位置の左右 30cm 付近において中央位置のみにひび割れが発生しているのに対して、実験では、中央位置に加えて、その左側 150mm、右側 100mm 付近にもひび割れが発生し、ひび割れが分散したこと、また、後述のようにひび割れの鉛直方向への進展性が異なるためと考えられる。

荷重-中央たわみ関係を図-22 に、荷重 40kN までの拡大図を図-23 を示す。図-23 から、試験体にひび割れが発生する荷重 40kN 弱までの実験および解析結果に着目すると、NSP の剛性が最も高く、次に、SSP、SP の順になっている。しかし、図-22 から、試験体に最初のひび割れが発生すると、試験体の種類によらず、中央たわみの増加量はほぼ等しいことが分かる。

荷重-底面の中央ひび割れ幅関係を図-24 に示す。ここで、SP および SSP の中央ひび割れ幅は中央鋼板と左右のコンクリート間の目開き量の和を意味する。SP と SSP の実験および解析結果を比較すると、スタッドの目開き抑制効果により、SP に比べて SSP の中央鋼板とコンクリート間の目開きは小さい。また、図-24 から、NSP の実験および解析結果では、ひび割れ発生直後の挙動に違いがある。実験結果では、中央ひび割れ発生時から徐々にその幅が増加するのに対して、解析

結果では、中央ひび割れ発生時に、その幅が約 0.2mm となり、その後、徐々に中央ひび割れ幅が増加する挙動を示している。すなわち、実験では、中央ひび割れが徐々に鉛直上方向に進展するのに対して、解析では、中央ひび割れが急激に鉛直上方向に進展している。実験では、試験体中央位置に切欠きを設け、その位置にひび割れが発生したが、試験体中央位置にひび割れが発生する前に、図-20-a において鉄筋のひずみが極大となっている中央から左側へ 150mm、中央から右側へ 100mm の位置にもひび割れが発生した。そこで、NSP の解析モデルにおいて、試験体中央位置以外に、中央から左側へ 150mm、中央から右側へ 100mm の位置におけるコンクリートのばね要素にも切欠きを設けた。その結果を図-25 に示すが、切欠きを設けた 3ヶ所にひび割れが発生して、解析結果における試験体中央位置のひび割れは小さくなっており図-24 に比べて、NSP の解析結果は実験結果に近い値を示していることが分かる。

荷重-圧縮鉄筋の中央ひずみ関係を図-26 に示す。荷重 20kN までの実験結果に着目すると、NSP に比べて、SP および SSP の圧縮鉄筋のひずみの増加量は大きい。この理由は、鋼板とコンクリート間の支圧力伝達において、支圧力が小さい範囲では、支圧方向変位の増加に

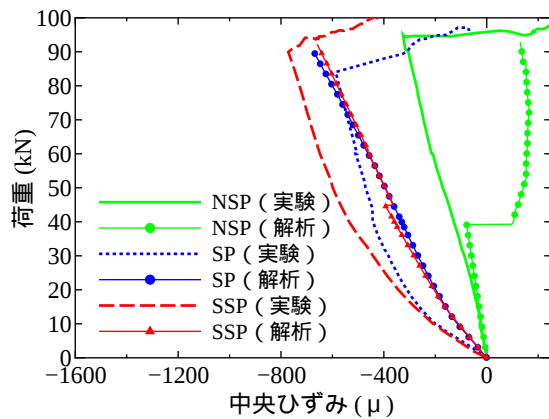


図-26 荷重-圧縮鉄筋の中央ひずみ関係

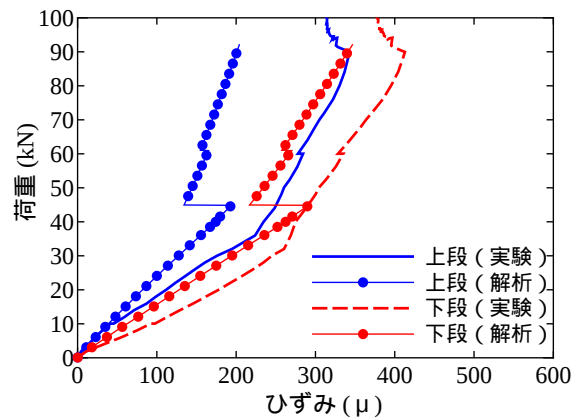


図-28 荷重-スタッドのひずみ関係

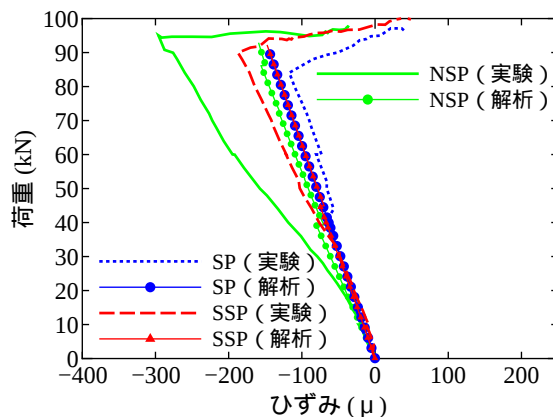


図-27 荷重-コンクリートのひずみ関係

対して支圧力の増加が小さい "遊び" があるからと考えられ、中央鋼板とコンクリート間の軸ばねは図-11 に示すような構成則とした¹⁶⁾。その結果、図-26 の解析結果からも実験結果と同様の挙動が得られているので、初期の荷重段階では、圧縮側の中央鋼板とコンクリート間の支圧力伝達が不十分なため、その分が中央鋼板内の圧縮鉄筋の負担として表れたと考えられる。なお、荷重 40kN 以降の NSP の解析によるひずみ挙動が実験結果と異なっているが、これも解析におけるひび割れ発生時の鉛直方向への進展性が異なるためであり、解析ではひび割れの発生に伴って中立軸が鉛直上方へ大きく移動するため圧縮鉄筋のひずみが小さくなったからと考えられる。

荷重-コンクリートのひずみ関係を図-27 に示す。コンクリートのひずみは圧縮鉄筋の断面高さで、中央位置から両支点方向へ 50mm だけ離れた箇所を中心とした 60mm 区間の平均ひずみであり、各試験体の両側面に 4 枚のコンクリート用ひずみゲージを貼り付けた。全種類の試験体において、その 4 つのひずみデータはほぼ等しかったので、4 つを平均したデータを実験結果とする。解析結果には、実験で計測した箇所と同位置のコンクリートのひずみを示している。SP および SSP の実験結果と解析結果は比較的良く一致しており、実

験および解析結果から、SP と SSP の着目した位置におけるコンクリートのひずみはほぼ等しいと考えられる。これに対して、NSP の実験結果と解析結果は一致しているとは言い難い。この理由は、ひび割れ幅の分散性および鉛直方向へのひび割れの進展性状の違いによるものと考えられる。

荷重-スタッドのひずみ関係を図-28 に示す。中央鋼板を介して両側の上段または下段に位置するスタッド 4 本のひずみを平均し、実験結果と解析結果を比較する。図-28 から、上段よりも下段の方が中立軸から離れているので、上段よりも下段のひずみの方が大きい。実験結果では約 37kN 時に、解析では約 45kN 時に、中央鋼板を介して両側のスタッド頭部付近にひび割れが発生したが、この荷重を境に、スタッドのひずみの増加量が小さくなっており、解析結果は実験結果を定性的には再現していると言える。

5. まとめ

本研究では、著者ら⁶⁾が行った両引きおよびはり試験体の静的載荷試験時の挙動をシミュレーションするために、剛体ばねモデルを用いた数値解析プログラムを構築した。次に、RC 構造内に鋼板を有する構造系の鉄筋ひずみやコンクリートのひび割れ挙動の数値解析による再現性を調べ、実測データに加えて詳細な解析結果から、同構造の挙動を考察した。そして、中央鋼板に設けたスタッドの効果などを、解析によっても確認した。本研究を通して得られた知見をまとめると以下のである。

本研究で用いた両引き試験およびはり試験において、コンクリートと鉄筋の付着、コンクリートのひび割れあるいは鋼板とコンクリートの目開きの影響を受けた鉄筋の長手方向ひずみ分布が、鉄筋とコンクリートの付着の影響を考慮した剛体ばねモデル解析によって定性的にはもちろん、定量的にもある程度再現された。また、荷重とともに変化するコンクリートのひび割れ幅

あるいは鋼板とコンクリート間の目開き量，スタッドの負担軸力の挙動も，同解析によって定性的に再現された．その結果，ここで着目している RC 構造内に鋼板を有する構造系において，鉄筋ひずみやコンクリートの目開きを抑制させるスタッドの効果が解析によっても確認された．

ただし，特に，はり試験において，中央ひび割れ発生直後のコンクリートのひび割れ幅や鉄筋の中央ひずみの挙動が実験結果と解析結果で異なる．この理由は，解析において乾燥などの収縮の影響を考慮していないこと，また，実験および解析結果において長手方向のひび割れの分散性およびひび割れ発生時の鉛直方向へのひび割れの進展性が異なることによるものと考えられる．

本研究で構築された数値解析プログラムにおいて，鉄筋とコンクリートの付着力とすべりの関係やスタッドとコンクリート間に配置したばね定数はひび割れ間隔や鉄筋のひずみ分布に敏感に影響するため，その関係を表すパラメータを試行錯誤的に決定した点もあり，この点には今後検討の余地がある．しかし，本数値解析プログラムは，鋼コンクリート複合ラーメン橋の剛結部のように，RC 構造を遮断する鋼板が存在する構造系の部分的な検討に利用できるものと考えている．

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社：設計要領第二集，橋梁建設編，9章複合構造，2006.4.
- 2) 佐藤徹，清水功雄，大田貞次，町田篤彦：複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1431-1438，1999.3.
- 3) Afifuddin, M., Machida, A., Sugiyama, T. and Sato, T.: Study on behavior of connection mechanism on hybrid-rigid frame bridge structure, JSCE, Journal of Structural Engineering, Vol.44A, pp.1423-1434, 1998.3.
- 4) 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，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1447-1457，1998.3.
- 5) 佐藤孝英，大島俊之，三上修一，山崎智之，井上稔康：鋼桁と RC 柱を半剛結した構造の結合部の非線形性と応力伝達メカニズムの解析，応用力学論文集，Vol.3，pp.415-426，2000.8.
- 6) 井上淳，中島章典，斉木功，源寛輝，嘉無木昌之：複合構造内の RC 部材を遮断する鋼板がその力学性状に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1439-1448，2005.3.
- 7) 佐藤良一，氏家勲，鈴木雅博，北上泰秀：鉄筋コンクリート曲げ部材の長期変形挙動およびその解析法に関する研究，土木学会論文集，Vol.634/V-45，pp.27-41，1999.11.
- 8) 川井忠彦，竹内則雄：コンピュータによる極限解析法シリーズ 2 離散化極限解析プログラミング，培風館，1990.
- 9) 斉藤成彦，札立重好，中村光，檜貝勇：繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリート柱の RBSM 解析，構造工学論文集，Vol.47A，pp.735-742，2001.3.
- 10) 武藤信太郎，中村光，田辺忠顕，スリソロワラポン，李相勲：メソスケール解析によるコンクリートと異形鉄筋の付着解析，応用力学論文集，Vol.7，pp.767-774，2004.8.
- 11) 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.
- 12) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着 - すべり - ひずみ関係，土木学会論文集，Vol.378，V-6，pp.165-174，1987.2.
- 13) 田辺忠顕：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム，技報堂出版，pp.242-245，2004.3.
- 14) Comite Euro-International du Beton：CEB-FIP Model Code 1990 First Draft，CEB，1990.
- 15) 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，p.26，2002.
- 16) 中島章典，斉木功，安中真紀，和田敏雄，吉田育生：橋軸直角方向力による合成桁ずれ止めの挙動の把握に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1573-1582，2000.3.

(2006 年 9 月 11 日 受付)