

鋼板を有する RC 試験体の応力伝達性状に及ぼす異形スタッドの効果

Effect of deformed bars in axially loaded RC tension members with steel plate on stress transmission behavior

藤本大輔*・中島章典**・井上淳***・斉木功****

Daisuke FUJIMOTO, Akinori NAKAJIMA, Jun INOUE, Isao SAIKI,

*学生会員 宇都宮大学大学院 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 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)

***学生会員 宇都宮大学大学院 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 仙台市青葉区荒巻緑青葉 6-6-06)

In the rigid connection of hybrid piers, reinforcing bars may penetrate the bottom flange of the steel cross beam, and the steel plate may be intercepting the integrity of RC members. In such a rigid connection, when the contact surface between steel plate and concrete is subjected to the tensile force, the concrete may be separated from the steel plate. In this research, the effect of the deformed bars in RC members with the steel plate on the stress transmission behavior, such as the crack width, the strain of the reinforcing bars, is investigated by conducting the axially loaded tension test.

Key Words : axially loaded tension test, steel plate, bonding, crack, deformed stud

キーワード：両引き試験，鋼板，付着，ひび割れ，異形スタッド

1. はじめに

近年，合理的な橋梁の構造形式として，種々の鋼・コンクリート複合構造が数多く採用されている．その中に，鋼上部構造と鉄筋コンクリート橋脚を剛結させた複合ラーメン橋^{1)~4)}や RC 橋脚上に鋼製横梁を接合させたハイブリッド橋脚^{5),6)}など，鋼部材と鉄筋コンクリート部材を接合させた複合構造が建設されてきている．このような鋼・コンクリート複合構造の接合部では，図-1のように，鋼部材と鉄筋コンクリート部材を一体化させるために，鉄筋コンクリート橋脚内の主鉄筋を鋼部材の下フランジに貫通させ，充填コンクリートまで鉄筋を定着させる方法が採用されている．

しかし，このような接合部では，鋼板が鉄筋コンクリート部材を遮断してしまうため，鋼板とコンクリートの接触面が引張を受けた場合，目開きが生じる可能性がある．そこで，著者らは⁷⁾鋼板を介した RC 部材である両引き試験体の鋼板両側に頭付きスタッドを設け，鋼板とコンクリートの接触面での目開き抑制効果を検討している．その結果，目開き抑制のために設けたスタッドの軸力負担により，目開きや鋼板位置の鉄筋ひずみは抑制された．しかし，スタッド頭部の応力集中やその付近のひび割れが鋼板を介した RC 部材の応力伝達に及ぼす影響が懸念された．

そこで本研究では，鋼板とコンクリート間の目開きを抑制する方法として，鋼板に頭付きスタッドではなく異形スタッドを配置し，異形スタッドの目開き抑制効果，

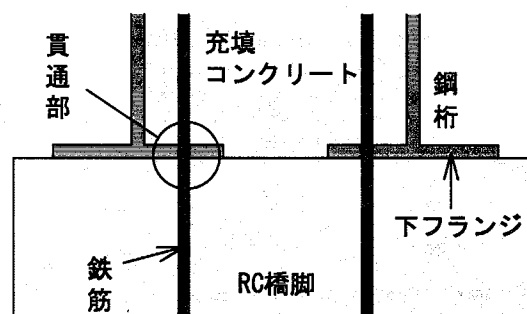


図-1 接合部の概念

異形スタッドが鉄筋に及ぼす影響を鋼板を介した RC 部材である両引き試験体を用いて詳細に検討する．

さらに，施工を容易にするための方法として，鉄筋を鋼板に貫通させない場合における異形スタッドの目開き抑制効果，スタッドが鉄筋に及ぼす影響についても検討する．

2. 実験概要

2.1 試験体

両引き試験は，コンクリート柱の中心に埋め込まれた鉄筋を両側から引張るという簡易的な試験であり，曲げ部材の主鉄筋周囲の挙動に類似していることから，RC 構造内の鉄筋とコンクリート間の付着応力伝達性状を詳細に検討するために度々用いられている^{8),9)}．

そこで本研究では，異形スタッドの目開き抑制効果，

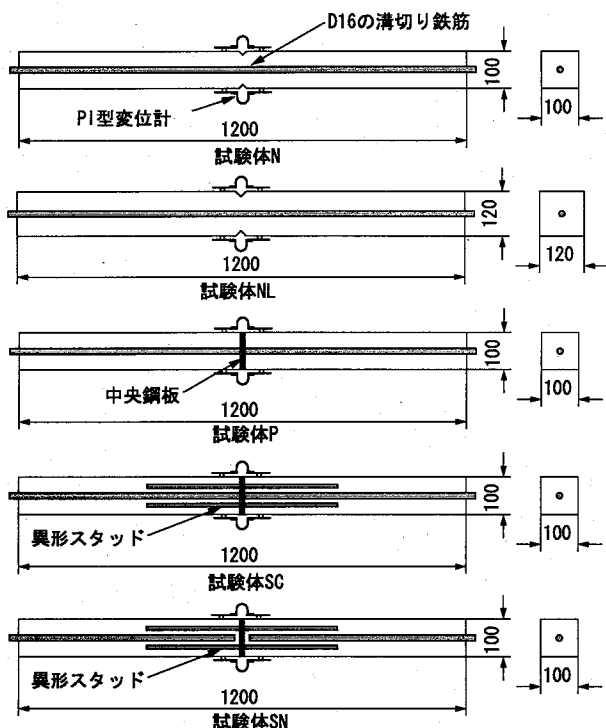


図-2 両引き試験体 (単位 mm)

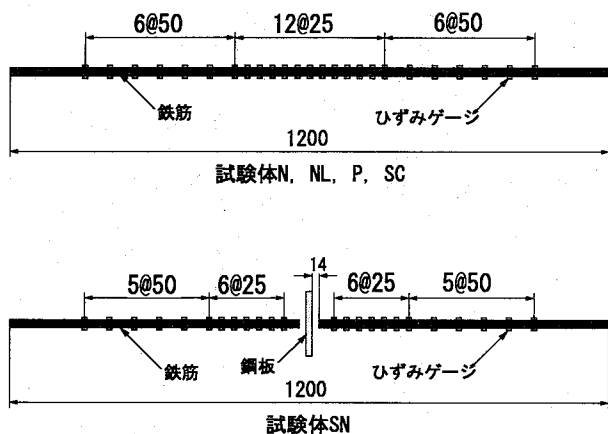


図-3 ひずみゲージの貼り付け位置 (単位 mm)

異形スタッドが鉄筋に及ぼす影響を詳細に検討するために、鋼板を介した RC 部材である両引き試験体を用いて検討した。本研究で製作した両引き試験体を図-2 に示す。両引き試験体には、中央鋼板のない試験体 (N, 鉄筋比 1.7%), 中央鋼板のある試験体 (P), 中央鋼板のない断面の大きな試験体 (NL, 鉄筋比 1.1%), 中央鋼板に主鉄筋 (D16, SD295) を貫通させ異形スタッドを取り付けた試験体 (SC), 中央鋼板に主鉄筋を貫通させずに異形スタッドを取り付けた試験体 (SN) の 5 種類を用いた。試験体 N, P, SC, SN の寸法は $100 \times 100 \times 1200\text{mm}$, 断面の大きな試験体 NL の寸法を $120 \times 120 \times 1200\text{mm}$ とした。

図-2 に示すように、試験体 N, NL の中央位置には、初期ひび割れが試験体中央位置に発生するようにそれ

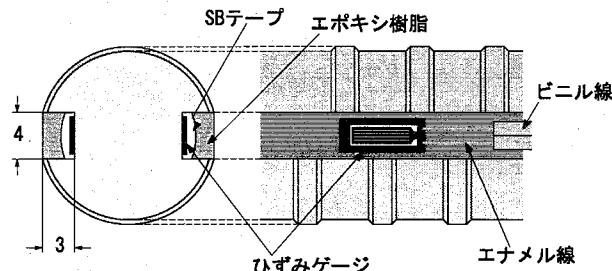


図-4 溝切り鉄筋 (単位 mm)

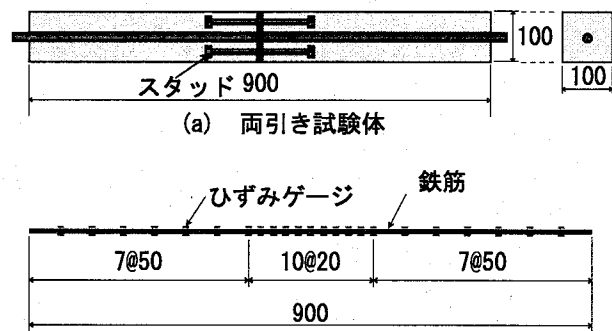


図-5 頭付きスタッドを設けた試験体の詳細

ぞれ深さ 10.6mm, 14.1mm の切り欠きを設けた。なお、切り欠き部分での断面欠損率は試験体 N で 21.6%, 試験体 NL で 23.5% である。試験体の中央鋼板は厚さ 12mm とし、試験体 P, SC の中央鋼板には主鉄筋を貫通させるため、直径 18mm の穴を設けている。これは、主鉄筋の外径 16mm より約 2mm 大きい。試験体 SC, SN の異形スタッドには、異形鉄筋 (D10, SD295) を使用し、スタッドの定着長さは異形スタッドの付着強度が主鉄筋の降伏強度よりも大きくなる十分な長さを考慮し⁸⁾、試験体 SC で 250mm, 試験体 SN で 280mm とし、主鉄筋と異形スタッドが重なる部分を等しくした。また、主鉄筋の降伏強度よりも異形スタッドの降伏強度が大きくなるスタッドの断面積を考え、図-2 に示すように、異形スタッドは、鉄筋を囲むように、片側 4 本ずつ設けた。なお、D10 の異形スタッドでは溝切り加工が難しいので、スタッド基部の軸力を知るために、中央鋼板から 50mm の位置にひずみゲージを 2 枚ずつ貼り付けた。

本研究では、主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、ひずみゲージを比較的細かいピッチで貼り付けることにした。そこで、図-4 に示すような鉄筋のリップを幅 4mm, 深さ 3mm で切削した溝切り鉄筋を採用した⁷⁾。なお、溝はフライス盤を用いて切削し、溝を切削する際は、極力高熱を鉄筋に与えないようにするため、できるだけ低速で切削を行った。溝切り加工による断面欠損は 33.1mm^2 となり、溝切り鉄筋の断面積は主鉄筋 (D16) の公称断面積の 83% である。

なお、主鉄筋 (D16) の降伏強度および弾性係数はそ

れぞれ 349N/mm^2 , 201kN/mm^2 , 異形スタッド (D10) はそれぞれ 356kN/mm^2 , 180kN/mm^2 , コンクリートの圧縮強度, 引張強度はそれぞれ 37.9 , 3.0N/mm^2 である。また, コンクリートは, 主鉄筋軸方向に直角の一方方向からコンクリートを打設した。なお, 中央鋼板とコンクリートの付着は縁を切らない状態で打設した。

2.2 既往の研究の試験体

著者らの既往の研究⁷⁾では, 目開き抑制のために頭付きスタッドを設けたが, その試験体の概要について説明する。その両引き試験体を図-5に示す。試験体寸法は $100 \times 100 \times 900\text{mm}$ としている。中央鋼板は本研究と同様に厚さ 12mm , 中央鋼板には主鉄筋を貫通させるため, 直径 18mm の穴を設けている。頭付きスタッドには, 試験体の断面寸法に適切な規格のスタッドが存在しないため, スタッドの頭部には平鋼 (厚さ 12mm , 幅 20mm の直方体) を加工し, 脚部には丸鋼 ($\phi 9$) を用いて, 長さを 100mm のスタッドとしている。本試験体と同様に, スタッドは主鉄筋を囲むように片側4本ずつ設けている。また, スタッドの軸力を知るためにスタッドの中央高さにひずみゲージを2枚ずつ貼り付けている。主鉄筋にはD16の溝切り鉄筋を使用し, そのひずみゲージ貼り付け位置は図-5に示す。

2.3 試験方法

両引き試験体の荷重載荷には, アムスラー型万能試験機を用い, 載荷速度は約 30N/s であり, 試験体中央の鉄筋ひずみ (試験体 SN は異形スタッドのひずみで代用) が 10μ 変化するごとに荷重, 鉄筋ひずみ, 中央ひび割れ幅を計測した。また, 本研究では, 鋼板に異形スタッドを設けた場合, スタッド先端付近やスタッドのない一般部で生じるひび割れ幅にどのような影響を与えるかを検討するために, 試験体長手方向全体の変位量 (以下, 全体変位) も測定した。鉄筋ひずみ以外の計測項目として, 図-2に示すように, 標点距離 100mm のパイ型変位計を用いて, 試験体 N, NL では中央ひび割れ幅を, 中央鋼板のある試験体では, 中央鋼板と左右のコンクリート間の目開き量を測定した。全体変位は, 図-6に示すように, 高感度変位計 (分解能 0.001mm , 以下 CDP と呼ぶ) とアムスラー型万能試験機のストロークにより測定する。図中の a, b の変化量を CDP により測定することで, コンクリートからはみ出した鉄筋の伸びを測定できる。また, アムスラー型万能試験機はストローク変位を測定することができるので, 図中の c の変位量を測定できる。よって, 試験体の全体変位 d は, $d=c-(a+b)$ により求められる。

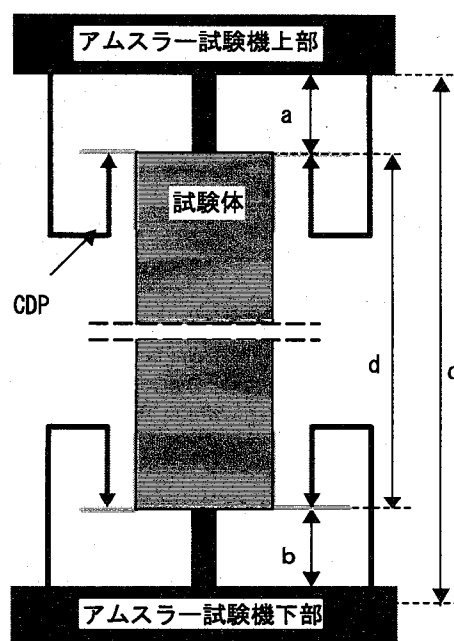


図-6 全体変位測定方法

3. 実験結果および考察

それぞれの種類の試験体は3体ずつ製作したが, 同じ種類の試験体はほぼ同様の挙動を示した。そこで, 以下の結果の説明には, それぞれの種類の試験体の中で代表的なものを示す。

3.1 鉄筋ひずみ分布

試験体 N, NL, P, SC, SN において得られた長手方向の鉄筋ひずみ分布をそれぞれ図-7~図-11に示す。図では, 鉄筋ひずみを縦軸に, 試験体の長手方向位置を横軸に示している。また, 試験体 SC, SN には鋼板に設けた両側のスタッド先端位置を破線で示した。一般に, ひび割れが発生すると, その位置のコンクリートの引張負担応力はなくなるため, 鉄筋ひずみは急激に大きくなる。この鉄筋ひずみの挙動から, ひび割れ発生位置を判断した。図-7に示す試験体 N の鉄筋ひずみ分布において, 荷重 20.9kN のときに試験体中央位置の鉄筋ひずみが急激に増加しており, この位置で初期ひび割れが発生したことがわかる。図-8に示す試験体 NL では, 荷重 26.8kN のときに試験体中央位置に初期ひび割れが発生している。試験体 NL では, 試験体 N と比べると, 初期ひび割れ発生荷重は約1.3倍大きくなっている。これは試験体 NL の断面積が試験体 N よりも約1.4倍ほど大きく, また, 全断面の伸び剛性に対するコンクリート部分の伸び剛性比についても, 試験体 NL は試験体 N の約1.4倍となっていることと対応している。試験体 P には中央鋼板が存在するため, 図-9に示すように, 荷重 14kN 時点ですでに, 中央鋼板の鉄筋ひずみは大きいことがわかる。

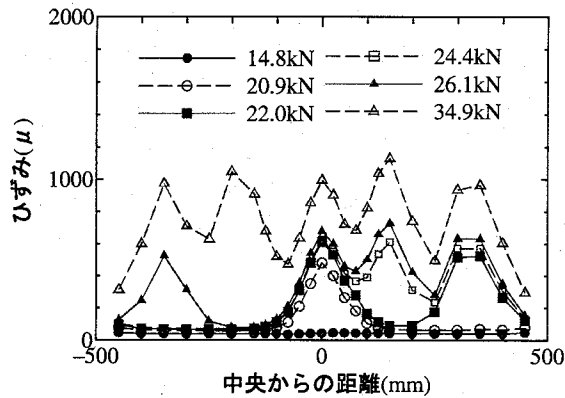


図-7 試験体 N の鉄筋ひずみ分布

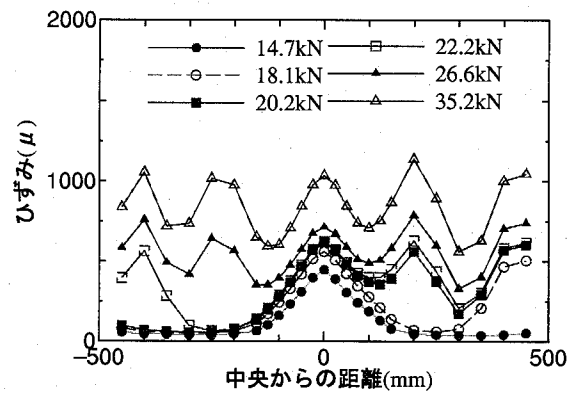


図-9 試験体 P の鉄筋ひずみ分布

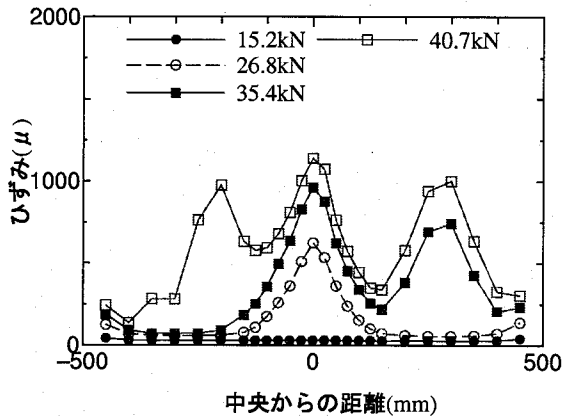


図-8 試験体 NL の鉄筋ひずみ分布

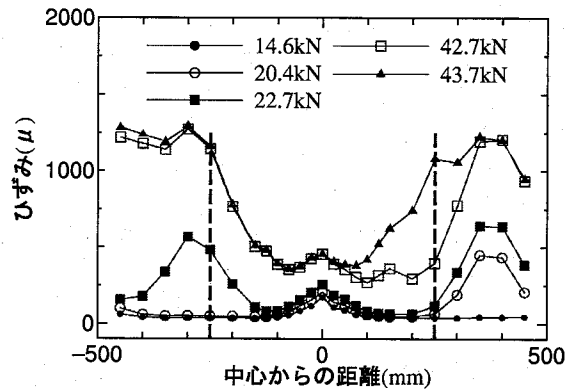


図-10 試験体 SC の鉄筋ひずみ分布

一方、図-10に示す試験体 SC の鉄筋ひずみ分布では、異形スタッドのある部分の鉄筋ひずみは小さいことがわかる。これは異形スタッドが軸力を負担しているため、主鉄筋の軸力負担が軽減されているからである。なお、初期ひび割れは、図-10の+400mmの位置の異形スタッドのない一般部で発生している。初期ひび割れ発生荷重は20.4kNと異形スタッドを設けていない試験体と同程度であった。その後、荷重が増加し、42.7kNで異形スタッド先端部分にひび割れが発生し、その部分でのひずみは大きくなる。しかし、ひずみの大きさは異形スタッドのない一般部の鉄筋ひずみと同程度かそれよりも小さくなっていることがわかる。

図-11に示す試験体 SN の鉄筋ひずみ分布では、主鉄筋が中央鋼板を貫通していないので、鉄筋の中央側端部ではひずみはゼロであり、そのほかの部分の鉄筋ひずみは試験体 SC と同程度である。試験体 SC, SN とともに共通して、スタッドのない一般部で初めにひび割れが発生した後、異形スタッド先端部分でのひび割れが発生している。このことから、スタッド先端部分での応力集中はあまり起きていないと考えられる。異形スタッドの効果については後に詳しく説明する。

鉄筋ひずみを縦軸に、試験体の位置を横軸に示し、異形スタッドを設けた試験体と頭付きスタッドを設けた試

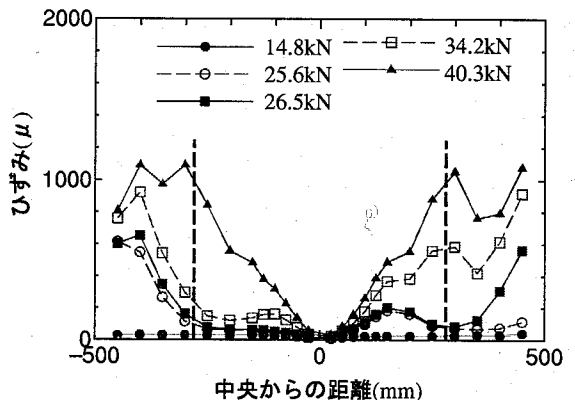


図-11 試験体 SN の鉄筋ひずみ分布

験体の鉄筋ひずみ分布の比較を図-12に示す。鉄筋ひずみ分布は、どちらかの試験体のスタッド端部(頭部)近傍にひび割れが発生した荷重およびひび割れ発生前の荷重に対して示しており、それぞれの荷重値を図中の右上に示している。また、頭付きスタッド頭部位置を点線で、異形スタッド端部位置を破線で示した。

図-12より、両者のひび割れ発生前(荷重14kN)では、頭付きスタッドを設けた試験体と異形スタッドを設けた試験体の鋼板付近のひずみ分布はほぼ一致している。荷重19kNで一側の頭付きスタッド頭部付近にひび割れが発生したが、この時点では、鋼板付近のひずみ分

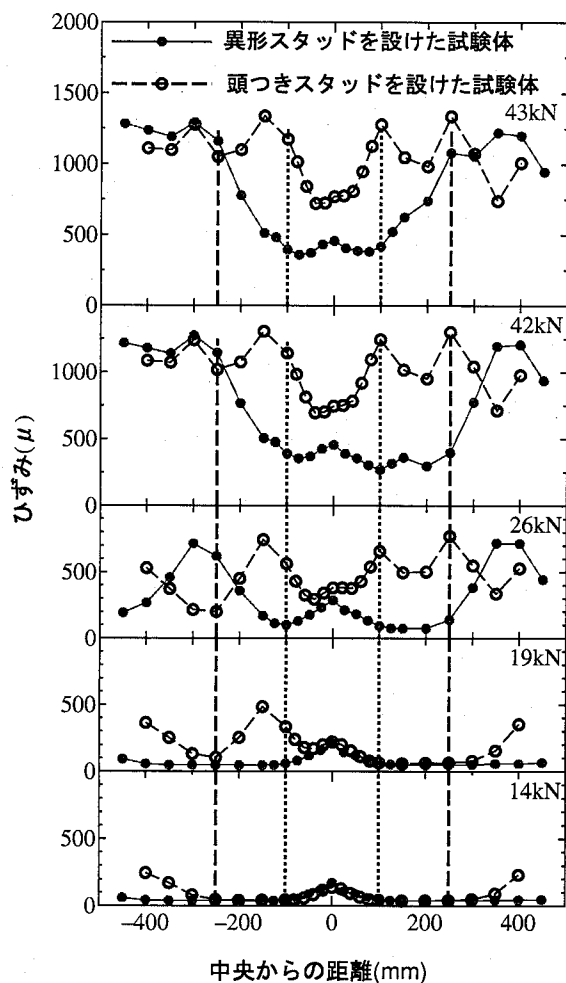


図-12 頭付きスタッドと異形スタッドの鉄筋ひずみ分布の比較

布に大きな変化はない。また、頭付きスタッドを有する試験体の両側スタッド頭部付近にひび割れが発生した荷重 26kN 時でも、鋼板付近のひずみ分布は異形スタッドを有する試験体のひずみ分布に比べても大きな差はない。しかし、荷重 42kN 時の鉄筋ひずみから、頭付きスタッドを有する試験体の鉄筋ひずみは異形スタッドを有する試験体の鉄筋ひずみよりも鋼板付近で約 250 μ ほど大きくなっていることがわかる。したがって、両側の頭付きスタッド頭部付近にひび割れが発生すると、コンクリートからスタッドに伝達される応力が減少し、スタッドの負担軸力が減少するため、鋼板付近の鉄筋ひずみが大きくなったと考えられる。異形スタッドを設けた試験体では、荷重 42kN 時に左側のスタッド端部に、荷重 43kN 時に右側スタッド端部の鉄筋ひずみが大きくなり、この位置にひび割れが発生したことがわかる。しかし、両側のスタッド端部にひび割れが発生した段階でも鋼板付近の鉄筋ひずみは、頭付きスタッドを設けた試験体の場合よりは十分小さい。頭付きスタッドを設けた試験体では、コンクリートからスタッドへの応力伝達はスタッド頭部において集中的に生じると考えられる。これ

表-1 ひび割れ発生荷重と理論値 (単位: kN)

	N	NL	P	SC	SN
理論値	23.1	32.6	29.5	29.5	29.5
試験体 1	20.9	26.8	18.1	20.4	25.6
試験体 2	21.1	28.0	21.8	20.7	24.4
試験体 3	21.4	26.8	23.3	21.6	23.6

に対して、異形スタッドを設けた試験体では、スタッド端部にひび割れが発生した後も、スタッド端部から中央鋼板までにコンクリートから異形スタッドへ応力が徐々に伝達されると考えられる。したがって、異形スタッドを設けた試験体では、中央鋼板付近においてスタッドも軸力を負担するため、主鉄筋のひずみがそれほど大きくならないものと考えられ、この観点から、後者のほうがスタッド端部のひび割れ発生後も鉄筋ひずみを抑制する効果が大きく認められる。

それぞれ 3 体の試験体の初期ひび割れ発生荷重と、コンクリートの引張強度、断面積から算出した理論値との比較を表-1 に示す。ここで、試験体 N, NL の理論値には、切欠き設置部分の断面積を使用した。

3.2 荷重と中央位置の鉄筋ひずみの関係

次に、試験体 N, NL, P, SC と頭付きスタッドを設けた試験体において、試験体中央位置の鉄筋ひずみと荷重との関係を図-13 に示す。縦軸には荷重を、横軸には主鉄筋のひずみを示している。また、この図には、鉄筋単体の引張試験結果も示している。ただし、試験体 SN では、鉄筋が中央鋼板を貫通していないので中央位置の鉄筋ひずみの結果はない。図-13 から、試験体 P の鉄筋ひずみは、鉄筋単体の結果に一致しており、ひび割れ発生後の試験体 N, NL の鉄筋ひずみも試験体 P の結果に一致している。これに対して、荷重の大きさにかかわらず試験体 SC の鉄筋ひずみは試験体 P の鉄筋ひずみの 40 % 程度となっており、異形スタッドを用いたことにより鉄筋ひずみが抑制されていることがわかる。これは試験体 SC の異形スタッドがある区間での主鉄筋の伸び剛性が主鉄筋と異形スタッドを合わせた伸び剛性の約 37 % であることと対応している。

一方、頭付きスタッドを設けた試験体では、スタッド先端位置にひび割れが発生する荷重約 19kN までは、試験体 SC とほぼ同程度であり、スタッドの両頭部付近にひび割れが発生する荷重約 26kN までも大きな差はない。しかし、荷重が 26kN 以上になると鉄筋ひずみは試験体 SC よりも大きくなっている。このことから、3.1 において頭付きスタッドと異形スタッドの鉄筋ひずみ分布で説明したように、頭付きスタッドよりも異形スタッドを用いたほうがひび割れ発生後の鉄筋ひずみを抑制す

る効果が大いと考えられる。

3.3 荷重と中央ひび割れ幅の関係

荷重 - 中央ひび割れ幅関係を図-14に示す。縦軸に荷重を、横軸に中央ひび割れ幅を示している。ここで、試験体P、SC、SN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-14から、中央鋼板を有する試験体Pの目開き量は、初期の段階から荷重とともに増加し、中央鋼板のない試験体Nのひび割れ発生後のひび割れ幅よりも大きい値となっている。これに対して、異形スタッドを設けた試験体SCの目開き量は試験体Nのひび割れ幅の1/2以下である。また、異形スタッドを設け、鉄筋が貫通していない試験体SNにおいても、その目開き量は試験体Nのひび割れ幅よりは小さく、どちらの場合にも、異形スタッドの目開き抑制効果が認められる。なお、断面が大きい試験体NLのひび割れは、試験体Nの場合よりも大きい荷重までひび割れは発生しないが、ひび割れ発生後のひび割れ幅は試験体Nの場合よりも大きい。これは、図-7、図-8からわかるように試験体NLのひび割れ間隔は試験体Nよりも大きいことなどが影響しているものと考えられる。

次に、頭付きスタッドを設けた試験体と異形スタッドを設けた試験体の目開き量について比較する。頭付きスタッドと異形スタッドの目開き量の比較を図-15に示す。また、この図には試験体Pの目開き量も併記している。図-15から、試験体SNの目開き量は他の2つのスタッドを設けた試験体よりも大きい値になっていることがわかる。試験体SCと頭付きスタッドを設けた試験体の目開き量を比べると、荷重26kN付近まではほとんど同じ値を示しているが、その後両者の間には差が見られる。図-12のところで説明したように、荷重26kN付近で頭付きスタッドを設けた試験体の両スタッド頭部付近にひび割れが発生している。頭付きスタッドではコンクリートからスタッドへの応力伝達はスタッド頭部に集中しているため、両スタッド頭部付近にひび割れが発生すると、コンクリートから頭付きスタッドへの応力伝達がほとんどなくなる。したがって、目開き量は頭付きスタッドの両頭部にひび割れ発生後あまり増加しなくなると考えられる。しかし、目開き量が増加しなくなる分、頭付きスタッド頭部付近のひび割れ幅が増加すると予想される。これに対して、試験体SC、SNの目開き量の増加量は終始ほぼ一定であることがわかる。この理由は、前述のように、異形スタッドを設けた試験体ではスタッド端部から中央鋼板までにコンクリートから異形スタッドへ応力が徐々に伝達されるためである。

3.4 荷重と全体変位の関係

荷重 - 全体変位関係を図-16に示す。縦軸には荷重を、横軸には試験体の全体変位を示している。試験体P

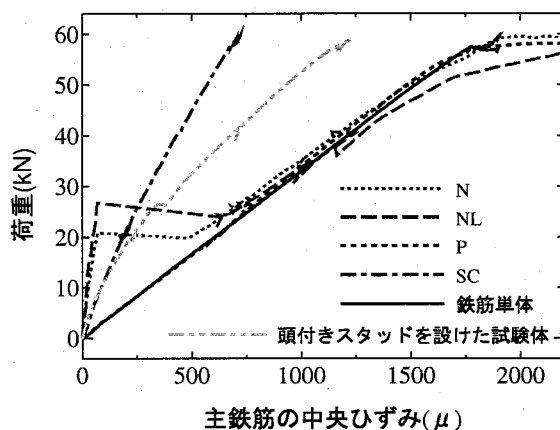


図-13 荷重 - 中央ひずみ関係

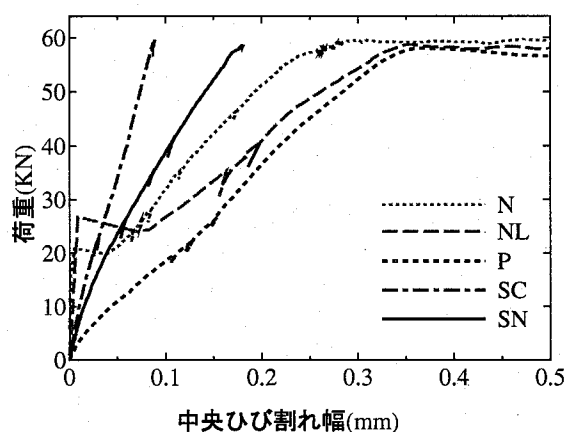


図-14 荷重 - 中央ひび割れ幅関係

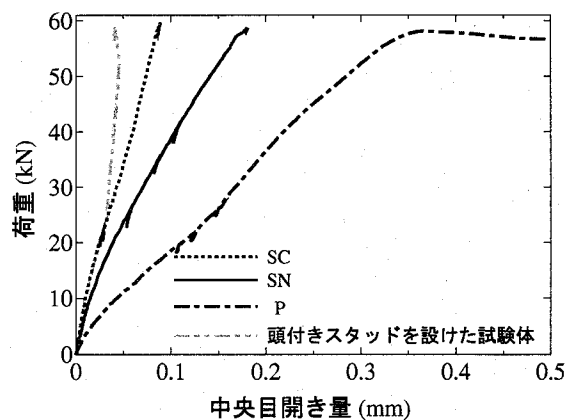


図-15 异形スタッドと頭付きスタッドでの目開き量の比較

の全体変位は荷重の大きにかかわらず他の試験体の全体変位よりも大きくなっている。この理由は、中央鋼板とコンクリート間の目開き量が大きいからと考えられる。これに対して、試験体SCは試験体SNよりも全体変位が大きい、試験体SCおよびSNの全体変位は、試験体Pよりは小さく、中央鋼板のない試験体Nと同程度かそれ以下である。ただし、試験体SCの全体変位が試験体SNよりも大きくなる明確な理由はわからない。

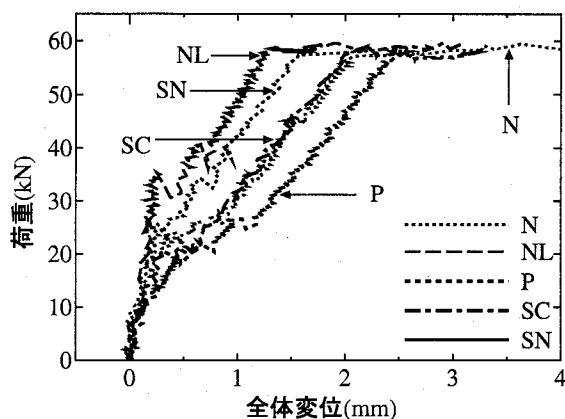


図-16 荷重 - 全体変位関係

い。また、これらの試験体の全長に生じるひび割れ本数は、目開きも含めて4、5本である。さらに、試験体の全体変位は、全長に生じたひび割れ本数とそれらの幅に依存すると考えられる。したがって、スタッドを有する試験体SC、SNのスタッド端部において生じるひび割れ幅も、中央鋼板のない試験体Nに生じるひび割れ幅より特に大きくなっていないと言える。なお、試験体NLの全体変位は他と比較して小さい値となっている。この理由は、試験体NLはコンクリートの断面積が大きく、試験体の伸び剛性が高くなっているためと考えられる。

3.5 スタッドの負担軸力

異形スタッドおよび主鉄筋の負担軸力と荷重関係を図-17に示す。縦軸に荷重を、横軸に異形スタッドおよび主鉄筋の負担軸力を示している。試験体SC、SNの異形スタッドの負担軸力は鋼板の左右それぞれスタッド4本分の軸力の和の平均である。また、図中のSC(主鉄筋)とは、試験体SCの主鉄筋の軸力を意味し、SC(stud+主鉄筋)とは試験体SCのスタッド負担軸力と同じ位置での主鉄筋のひずみから算出した負担軸力を足し合わせたものを意味している。スタッドの負担軸力は異形スタッドに貼り付けたひずみゲージから測定したひずみ、断面積、ヤング係数を用いて算定し、そのひずみゲージの貼り付け場所は中央鋼板から50mmの位置である。また、図中には、異形スタッド端部付近にひび割れが発生した荷重を併記した。試験体SCの異形スタッドには、荷重30.7kNの時に片側のスタッド端部付近に、試験体SNでは荷重34.2kN、40.3kNの時にそれぞれスタッド端部付近にひび割れが発生した。しかし、スタッド端部にひび割れが発生しても、スタッドの負担軸力の傾きは変化していない。この点は、以下で頭付きスタッドの負担軸力との比較のときに説明する。

一方、試験体SNでは試験体SCよりも異形スタッドの負担軸力は大きい。試験体SCのスタッドと主鉄筋の負担軸力を加えたものと試験体SNのスタッド負担軸力がほぼ等しい値になっていることから、試験体SNのス

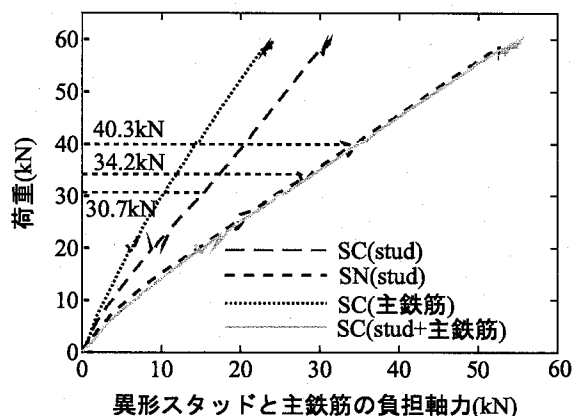


図-17 異形スタッドおよび主鉄筋の負担軸力

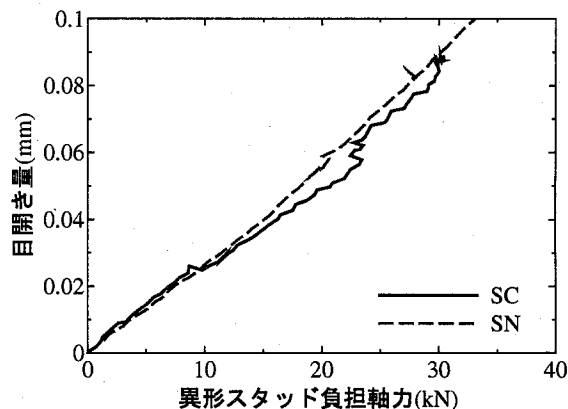


図-18 目開き量-異形スタッド負担軸力関係

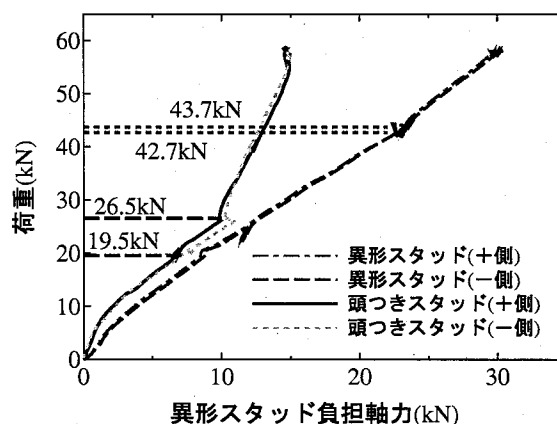


図-19 異形スタッドおよび頭付きスタッドの負担軸力の比較

タッド負担軸力は、鋼板を貫通していない主鉄筋の軸力の分だけ、試験体SCのスタッド負担軸力よりも大きくなっていることがわかる。また、図-11より、試験体SNの鋼板付近の主鉄筋のひずみはほぼゼロであることがわかる。

目開き量と異形スタッド負担軸力関係を図-18に示す。この図から、目開き量が同じ場合、試験体SC、SNの異形スタッド負担軸力はほぼ等しいことがわかる。しかし、試験体SNは中央鋼板付近に主鉄筋がないため、

同じ負担軸力では少し、目開き量が大きい値となっている。

異形スタッドと頭付きスタッドを有する試験体の負担軸力の比較を図-19に示す。図中には、それぞれのスタッド端部(頭部)付近にひび割れが発生した荷重を併記した。図-19から、荷重 19.5kN のときに頭付きスタッドの一侧にひび割れが発生したが、負担軸力に変化は見られず、荷重 26.5kN までは異形スタッドと頭付きスタッドの負担軸力は同じ傾向を示しており、傾きもほぼ一定である。しかし、頭付きスタッドの両側の頭部付近にひび割れが発生すると、頭付きスタッドの負担軸力の増加量は大きく減少している。したがって、頭付きスタッドの負担軸力は、両側のスタッド頭部付近にひび割れが発生すると減少すると考えられる。また、荷重 42.7kN と荷重 43.7kN のときにそれぞれ側と+側の異形スタッド端部付近にひび割れが発生している。しかし、頭付きスタッドと違い、両側のスタッド端部付近にひび割れが発生しても、異形スタッドの負担軸力の増加量はほとんど減少していないことがわかる。異形スタッド端部にひび割れが発生した後も負担軸力が減少していない理由は、スタッドに異形鉄筋を使用していること、十分な定着長さを確保していることによると考えられる。3.1 で説明したように、異形スタッド端部では頭付きスタッドのように応力集中は起こらず、異形スタッド端部から中央鋼板までコンクリートから異形スタッドへと応力が徐々に伝達される。したがって、スタッドの定着長さを十分に確保すると、スタッド端部のひび割れ発生後も応力伝達距離が十分にあるため、中央鋼板付近の異形スタッド負担軸力は減少しないと考えられる。

4. まとめ

本研究では、RC 部材を遮断する鋼板とコンクリートの接触面の目開きを抑制するために、鋼板に異形スタッドを設けた場合を想定して両引き試験を行った。また、RC 橋脚の鉄筋が鋼板を貫通せずに鋼板と RC 部材の一体化を図る場合も想定した両引き試験を行い、異形スタッドの目開き抑制効果も検討した。さらに、既往の研究⁷⁾における頭付きスタッドの目開き抑制効果を本研究の結果と比較した。この結果、本研究および文献⁷⁾の研究の範囲では、以下のような知見が得られた。

1. 中央鋼板に異形スタッドを設けた場合、スタッドの軸力負担により、中央鋼板内の鉄筋ひずみは抑制される。また、異形スタッドと頭付きスタッドでは、中央鋼板を介して両側のスタッド端部(頭部)付近にひび割れが発生した後は異形スタッドのほうが中央鋼板付近の鉄筋ひずみを抑制する効果が大きい。
2. 中央鋼板に異形スタッドを設けた場合、鋼板を貫通する主鉄筋の有無に関わらず、異形スタッドを設けない場合に比べて、鋼板と左右のコンクリート間の目開き量は抑制される。
3. 異形スタッドの定着長さを十分に確保することによって、異形スタッドの端部付近のひび割れ発生後も、異形スタッドの負担軸力は減少せず、目開き抑制効果も持続する。
4. 中央鋼板に異形スタッドを設けた場合、スタッド端部付近や一般部でのひび割れ幅は大きくならず、試験体の全体変位は中央鋼板のない試験体と同程度である。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 清水功雄, 鳥越弘行: 鋼桁と RC 橋脚の剛結構造に関する研究(第1報), 宮地技報, No.10, pp.106-111, 1994.
- 3) 清水功雄, 鳥越弘行: 鋼桁と RC 橋脚の剛結構造に関する研究(第2報), 宮地技報, No.11, pp.37-44, 1995.
- 4) 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接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.
- 5) 土木学会: 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(2) 理論編: 設計編, 構造工学シリーズ 9-B: pp.149-150, 1999.4.
- 6) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて, pp.354-386, 1997.9.
- 7) 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, 2005.3
- 8) 岡村甫, 前田詔一: 鉄筋コンクリート工学, 市ヶ谷出版社, pp.98-102, 2001.2.
- 9) 日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・合理化桁の設計法小委員会: 合理化桁に関するデザインマニュアル, pp.29-32, 2000.3.

(2005 年 9 月 10 日 受付)