

プレキャスト床版とモルタル層を用いた
頭付きスタッド押抜き試験体の押抜き性状

宇都宮大学 学生員 ○ 永尾 和大
フェロー会員 中島 章典
オリエンタル白石株式会社 正会員 原 健悟

1. はじめに

高度成長期から 1980 年代にかけて膨大なインフラが全国で整備されてきた。当時整備された橋梁は今でも維持、補修を重ね利用されているが、時が経ち、交通量の増加による載荷重増大や、半世紀という長い年月の中での材料劣化など、使用面に関しての問題が明るみに出始めた。人々の生活に密接している橋梁などは必要不可欠な存在であり、限りある資源、また財政面においても持続可能な維持、補修といったものが強く求められている。

維持、補修を行っていく上で鋼桁橋の RC 床板を取り換える必要も出てくる。合成桁の RC 床板をプレキャスト PC 床板に取換える場合、既設の RC 床板およびずれ止めを除去したのちに頭付きスタッド（以下、スタッドとする）を溶植し、プレキャスト PC 床板には頭付きスタッド用の箱抜きを設け、無収縮モルタルまたは膨張コンクリートにより一体化することが一般的である。プレキャスト PC 床板に取り換えた場合、従来のコンクリートからスタッドにせん断力を伝達する機構から、高さ調整用の無収縮モルタルを介してせん断力を伝達する機構となる。しかしながらこれらの影響を明確にした研究事例は少ない。

そこで本研究では、これらの問題を解決する接合方法を提案するための前段階として、H 形鋼とコンクリートブロックとの間にモルタル層を設け、そのモルタル層および箱抜き部がスタッドの押抜き挙動に与える影響を調べた。

2. 実験概要

(1) 試験体

標準試験体であるスタッド 1 段配置の押抜き試験体では、コンクリートブロック幅は 400mm、コンクリートブロック厚は 150mm、H 形鋼とコンクリートブロックとの間の高さ調整用無収縮モルタル厚は 50mm、H 形鋼には 200 × 200mm を使用し、試験体の高さは 400mm である。スタッドの高さは 150mm、スタッドの軸径は 19mm で、軸水平方向の配置間隔は 100mm とした。

スタッドの配置段数が 3 段の押抜き試験体では、コンクリートブロック幅は 600mm、コンクリートブロック厚は 150mm、高さ調整用無収縮モルタル厚は 50mm、H 形鋼には 300 × 300mm を使用し、試験体の高さは 800mm である。スタッドの高さは 150mm、スタッドの軸径は 19mm で、スタッド 2 本の水平方向の配置間隔は 100mm とした。スタッドはコンクリートブロック上端から 150、350、550mm の位置にあり、スタッドの 1 段目、2 段目、3 段目

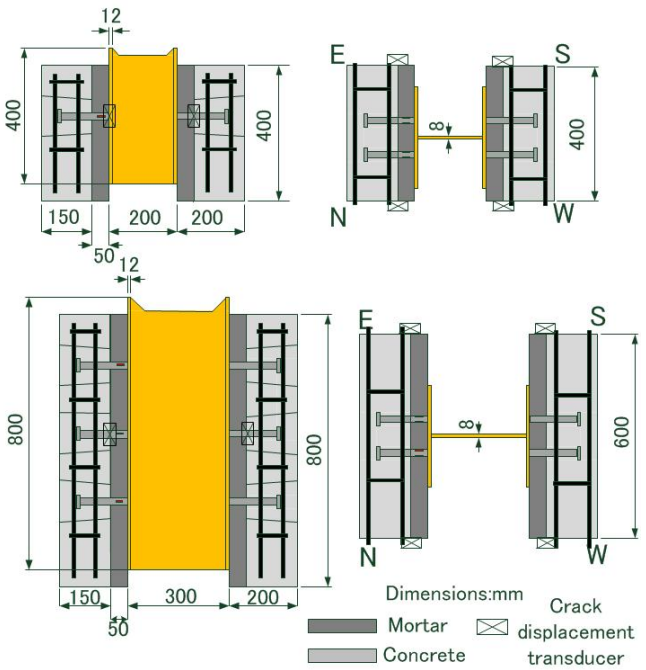


図-1 試験体詳細

表-1 各試験体の特徴とせん断耐力

試験体名	特徴	せん断耐力 (kN)
NR1-T15	開き止め無, 1 段配置	113
R1-T15	開き止め有, 1 段配置	120
NR3-T15	開き止め無, 3 段配置	127

の間隔はそれぞれ 200mm となっている。

配力鉄筋には、D10 を井形に配置し、鉄筋かぶりを 25mm とした。開き止めはコンクリート下端付近に設けた。実構造物におけるコンクリートの充填方向と同じ正立の打設方向となるように製作した。高さ調整用無収縮モルタル充填前に、コンクリートと接触する H 形鋼のフランジ面には付着を排除するために、グリースを塗布している。試験体名は、R、NR がそれぞれ開き止めの有無を、1、3 がスタッド配置段数を示しており、T15 はコンクリートブロック厚さが 150mm であることを示している。

実験に用いた試験体の特徴とせん断耐力を表-1 に、押抜き試験体の詳細を図-1 に示す。

(2) 測定項目

本研究で測定した項目は、載荷荷重、H 形鋼と無収縮モルタル背面の相対ずれ変位、コンクリートブロックと無収

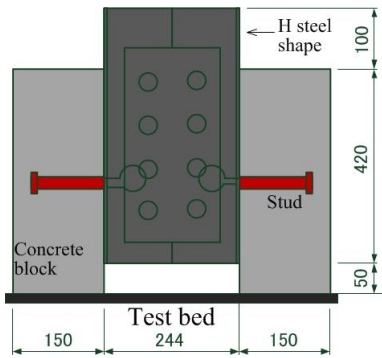


図-2 比較に用いた試験体の詳細³⁾

項目	実験開始時	圧縮強度 (N/mm ²)
コンクリートブロック	材齢 31 日	52.0
無収縮モルタル	材齢 16 日	59.9
項目	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
コンクリートブロック	2.87	29.0
無収縮モルタル	5.22	24.4

表-2 材料試験結果

縮モルタル背面の鉛直目地ずれ変位，コンクリートブロックと無収縮モルタル背面の水平目地ずれ変位，スタッド基部から 25mm 位置のスタッドのひずみ，開き止めボルトのひずみである。スタッドの基部にはひずみゲージ 2 枚を水平方向の左右に貼り付け，試験体の E 側と N 側のスタッドのひずみを計測した。スタッドの高さと同じ位置で無収縮モルタルとコンクリートブロックの境目に亀裂計を設置し無収縮モルタルとコンクリートブロックの鉛直目地ずれと水平目地ずれを測定した。3 段配置の押抜き試験体では中段のスタッドと同じ高さの位置に設置した。

(3) 試験方法

荷重は漸増繰り返しで載荷し，除荷は相対ずれ変位が 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0mm の時に行った。4.0mm 以降は破壊まで 0.05mm の増分間隔で単調載荷とした。載荷荷重が大きく低下した時点で載荷終了とした。

(4) 使用材料

実験で使用したコンクリートブロックの実験開始時の平均圧縮強度は 52.0N/mm²，無収縮モルタルの実験開始時の平均圧縮強度は 56.8N/mm² である。また，頭付きスタッドの引張強度は 472N/mm²，降伏強度は 325N/mm² である。コンクリートの材料試験結果を表-2 に示す。

(5) 比較に用いた試験体

今回の押抜き試験結果を比較するために，ほぼスタッドの押抜き試験の標準試験体寸法で製作された試験体の押抜き試験結果³⁾を用いることとする。その試験体の詳細を図

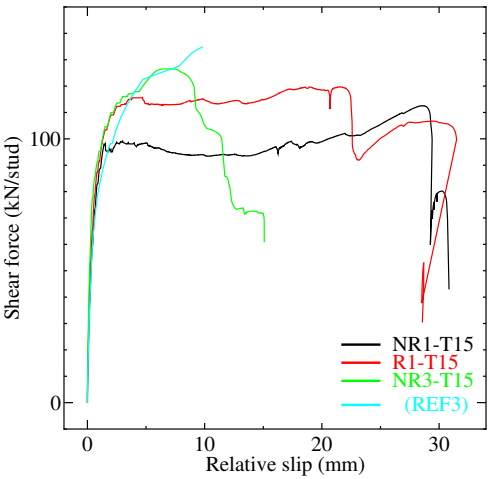


図-3 セン断力-相対ずれ関係

-2 に示す。H 形鋼には 244 × 175 × 7 × 11mm を使用しており，スタッドは軸径 19mm，高さは 235mm で，スタッド 2 本の水平方向の配置間隔は 75mm である。この試験体の押抜き試験で得られたスタッド 1 本あたりのせん断耐力は 135kN であった。

(6) 実験結果及び考察

複合構造標準示方書²⁾に基づく，実験に用いた試験体のスタッド 1 本の設計せん断耐力はスタッドの破断で決まる場合で 134kN となった。この値にもっとも近かったものは NR3-T15 の 127kN であり，設計せん断耐力を上回ったものはなかった。また，最終破壊形態については，NR-T15，R-T15 の 2 つの試験体でせん断力が低下した後にずれ変位が増加し，無収縮モルタル部分にひび割れが発生してからスタッドが破断している。NR3-T15 ではずれ変位が大きく発生する前にスタッドは破断した。

なお，文献 3) のスタッドのせん断耐力が最も大きく，モルタルを用いた本実験の試験体のせん断耐力は相対的に低い結果となっている。

a) セン断力-ずれ変位関係

すべての試験体のせん断力-ずれ変位関係を図-3 に示す。縦軸はスタッド 1 本あたりのせん断力 (kN) であり，横軸はずれ変位 (mm) である。また，NR1-T15 の試験後の破壊状況を写真-1 に示す。3 段配置の試験体では，3 段それぞれのずれ変位を測定したが，結果に有意な差が見られなかったため，すべての変位を平均している。図-3 を見ると，比較に用いた文献 3) の場合に比べ，全体的にせん断耐力が小さい。同じ 1 段配置の試験体でも，赤線で示す開き止め有りの試験体の方がせん断耐力は高い結果となっている。黒線で示す開き止め無しの試験体ではコンクリートブロック上端を中心として回転しており，コンクリートブロックと H 形鋼の下端が開くために，せん断力が十分大きくなる前に無収縮モルタルにひび割れが生じて，相対ずれ変位が 5mm ～ 15mm の範囲でせん断力を低下させている。一方，3 段配置の試験体でも同様にコンクリートブロック

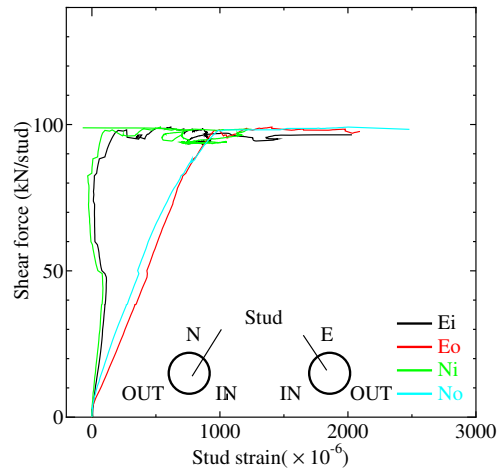


図-4-a NR1-T15

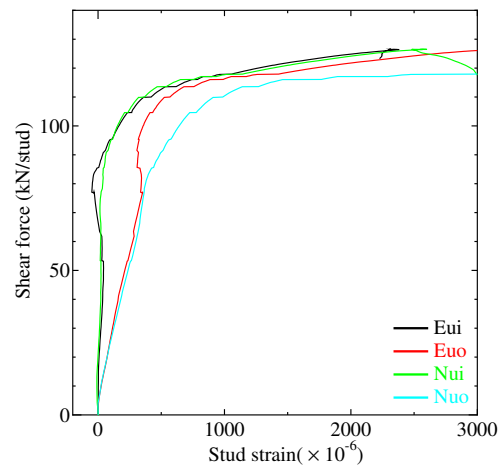


図-4-b NR3-T15 上段

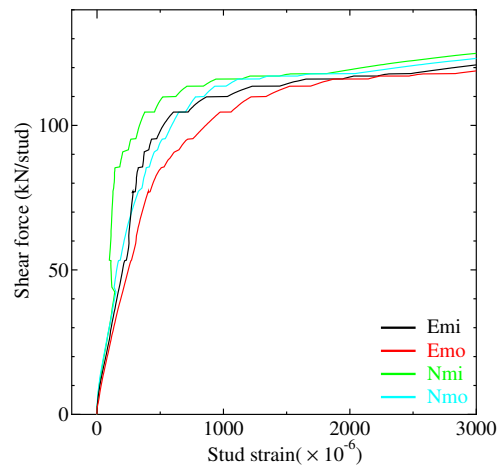


図-4-c NR3-T15 中段

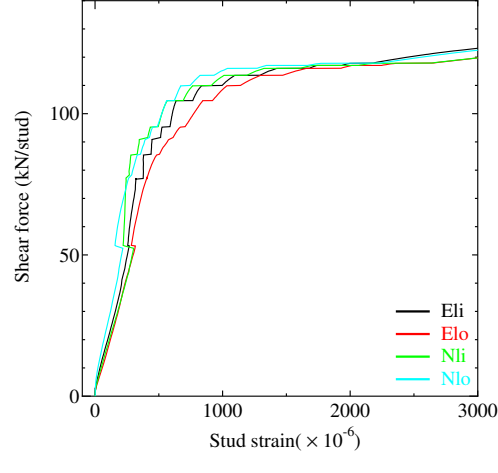


図-4-d NR3-T15 下段

図-4 セン断力-スタッドひずみ関係



写真-1 NR1-T15 破壊状況

上端を中心として回転する力が働いたが、試験体の寸法が大きかったために 1 段配置のようにコンクリートブロックと H 形鋼の下端が開かず、モルタル部分やコンクリート部分に大きなひび割れが発生しなかったと考えられる。そのため、相対ずれ変位が大きくなる前にスタッドの破断に至っていると考えられる。

また、図-3 においてせん断力が約 100kN 以下では、どの試験体においても大きな差は見られないため、使用性の



写真-2 NR3-T15 の上段スタッド周り

観点からは問題ないと考えられる。

b) セン断力-スタッドひずみ関係

NR1-T15 と NR3-T15 のせん断力-スタッドひずみ関係を図-4-a ～図-4-d に示す。縦軸はせん断力 (kN)、横軸はスタッドひずみ ($\times 10^{-6}$) である。また、NR3-T15 の上段スタッド周りのコンクリートを除去した写真を写真-2 に示す。図-4-a に示す NR1-T15 の結果において、せん断力が 90kN 以下では、黒線と緑線が示すスタッドの内側と、

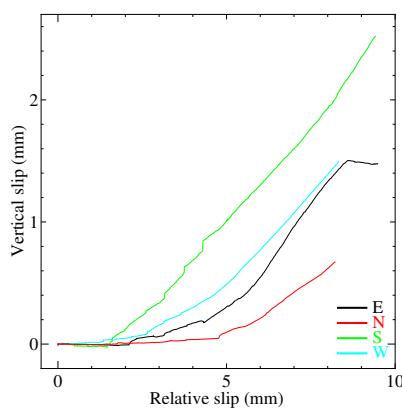


図-5-a NR1-T15

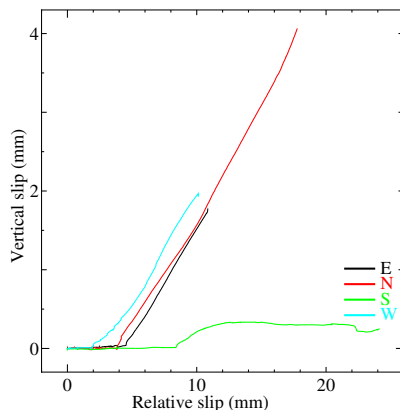


図-5-b R1-T15

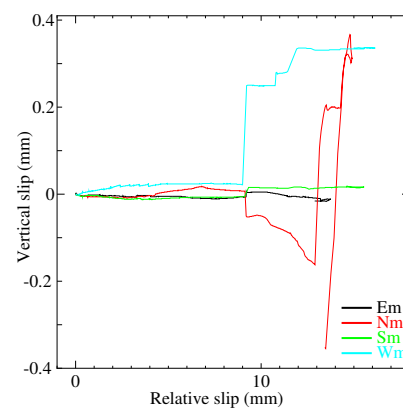


図-5-c NR3-T15

図-5 相対ずれ-鉛直目地ずれ関係

赤線と青線が示すスタッドの外側でひずみに差が生じていることがわかる。これは写真-2を見ると無収縮モルタルに覆われていた部分のスタッド軸部だけが左右に膨らんでいることから、コンクリートブロックと H 形鋼の間ある無収縮モルタルが原因である考えられる。

同様の傾向が図-4-b に示す、3 段配置の試験体である NR3-T15 の上段のスタッドでも見ることができる。しかし、図-4-c、図-4-d に示すように、中段、下段となるにしたがってその傾向はほとんど見られなくなる。これらのことから、スタッドが無収縮モルタルを割り裂こうとしたとき、スタッド内側のコンクリートに押されたことでスタッドが外側に曲がるような挙動を示したのではないかと考えられる。しかし、実験中のスタッドの挙動ははっきりとはわかっていない。

c) 相対ずれ-鉛直目地ずれ関係

NR1-T15, R1-T15, NR3-T15 の相対ずれ-鉛直目地ずれ関係を図-5-a ~ 図-5-c に示す。鉛直目地ずれはコンクリートブロックと無収縮モルタルの鉛直方向の相対ずれである。縦軸は鉛直目地ずれ (mm) であり、横軸は相対ずれ (mm) である。図-5-a、図-5-b から、1 段配置の試験体では相対ずれが発生し始めてから鉛直目地ずれが増加するまで、それぞれの試験体で差はあるものの、ほぼ同じ傾向を示していることがわかる。これに対して図-5-c に示すように、3 段配置では 1 段配置で見られた挙動と傾向が異なる。3 段配置では、1 段配置のように相対ずれが増加するにしたがって鉛直目地ずれが比例的に増えるのではなく、段階的に増加している。これはスタッド 3 段が連続的に配置されたことによって上部からのずれに対してそれぞれのスタッドが、上段からずれに対して抵抗したからではないかと考えられる。また、スタッドを 3 段配置することで鉛直目地ずれを抑える効果も確認できた。

3. まとめ

本研究では、H 形鋼とコンクリートブロックとの間に無収縮モルタルを有する試験体をスタッドの段数を変えて押抜き試験を実施し、無収縮モルタルやスタッドの段数がス

タッドひずみやずれ変位、破壊性状に及ぼす影響を調べた。その結果を以下に示す。

- 無収縮モルタルがひび割れてしまうために、無収縮モルタルを有することでスタッドのせん断耐力が設計せん断耐力と比較に用いた試験体と比べ、10 % 程度低下するという結果が得られた。
- 無収縮モルタルを有する試験体ではスタッド基部のひずみの内側と外側でひずみに差が生じ、スタッドが外側に曲がるような挙動を示す。3 段配置の上段においてもスタッド基部のひずみの内側と外側でひずみに差が生じ、スタッドが外側に曲がるような挙動を示すのに対して、下段ではスタッド基部のひずみの内側と外側のひずみに差が見られない。
- 無収縮モルタル部分とコンクリートブロックとの間の相対ずれは、スタッド本数が増えることで小さくすることができ、せん断力が低い領域では試験体によらず、せん断力-相対ずれ関係に差が見られなかったため、使用性に問題はない。

今後は、スタッドに伝わるせん断力の分担や、ここで示した相対ずれ、スタッドのひずみ、鉛直目地ずれに加えて、水平目地ずれの変位や破壊性状などと合わせて関係をさらに詳細に調べ、スタッドの挙動を明確にし、無収縮モルタルが破壊性状に及ぼす影響を確認する予定である。

参考文献

- 1) 社団法人日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状、JSSC テクニカルレポート No.35, 1996. 11.
- 2) 土木学会：複合構造標準示方書, p.63, 2009.
- 3) 中島章典, 池川真也, 森内大介, 西園広之, 大江浩一, 阿部英彦:非合成桁橋スラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度について, 第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, p.197, 1995. 11.