

## プレキャスト床版と主桁の接合に用いる形鋼ずれ止めの開発

大成建設 (株)		工博	○趙	唯堅
大成建設 (株)	正会員	工修	北村	健
大成建設 (株)	正会員	工修	岩崎	郁夫
大成建設 (株)		工博	武田	均

Abstract : In the newly built or rebuilt steel girder bridges composited with concrete deck, the use of RC or PC precast concrete decks can improve the construction speed and shorten the construction period. In order to ensure the integrity of the steel girder and concrete deck, concrete deck need to set a lot of holes for the layout of stud shear connectors, which will lead to the weakening of the concrete deck section. Aim to reduce the number and the size of holes, the effective method is to use the shear connector with greater capacity and rigidity than stud. Based on this purpose, this paper presents a new type of shape steel shear connector, and preliminarily discusses its working mechanism and shear transfer effect through experiment.

Key words : Steel composite girder , Precast concrete deck , Shape-steel shear connector

## 1. はじめに

鋼合成桁橋の新設・更新において、RC または PC プレキャスト床版を用いることで工期短縮および施工性の向上を図ることができる。しかし、鋼桁とコンクリート床版の一体性を確保するために、プレキャスト床版にスタッド配置用の箱抜きを多数設ける必要があり、床版に断面欠損が生じ、施工性も低下する恐れがある。一方、スタッドや従来の形鋼ずれ止めに比べ、ブロックジベルは支圧効果により高い耐力と剛性を有することが知られており<sup>1) 2)</sup>、さらに発展させる余地があると考えられる。

本研究では、より高耐力高剛性のずれ止めを開発する目的で、新しいかたちの形鋼ずれ止めを提案し、押抜き試験によりその力学的挙動およびせん断伝達効果を把握した。図-1 に提案ずれ止めのイメージを示す。サイズの小さい型鋼 (H 型, T 型, 溝型など) を寸切りして、溶接により主桁上フランジに取り付ける。ウェブに孔を設け、床版の抜け防止を含め PBL 的な効果も付与する。このようにコンクリートとの支圧面積を増やすことで、ずれ止めの剛性と耐力を向上させ、プレキャスト床版の箱抜きを減らす効果を期待している。

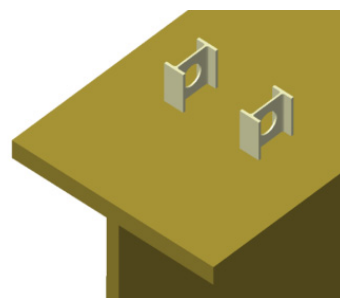


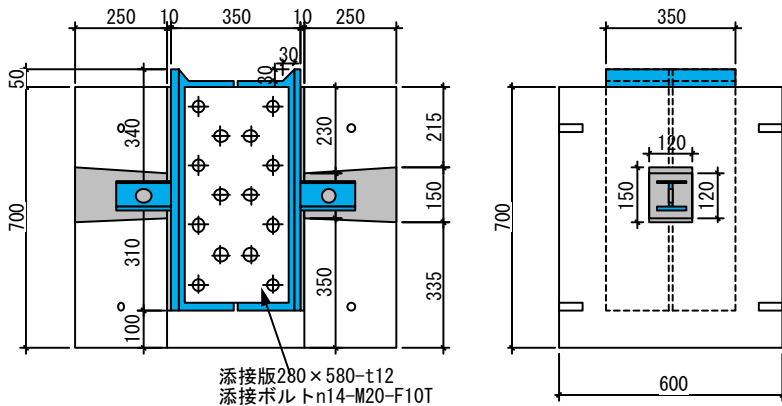
図-1 提案ずれ止めのイメージ

## 2. 実験方法

## 2.1 試験体

試験体形状および寸法を図-2 に、実験ケース一覧を表-1 に、実験パラメータであるずれ止めのタイプと形状寸法を図-3 に示す。試験体は計 6 体である。CASE1~CASE3 は新しい型鋼ずれ止めであり、それぞれ H 型, T 型および逆 T 型となっている。型鋼ずれ止めの効果を比較検討するために、実験ケースに従来の PBL およびスタッドも加えた。CASE4 は PBL ダブル, CASE5 は PBL シングル, 孔径は CASE1~CASE3 に合わせていずれも 40mm である。そして、CASE6 は径 16mm のスタッドである。ずれ止めの高さは CASE1~CASE5

は 150mm, スタッドは 100mm である。模擬床版の寸法, 配筋, 箱抜き形状寸法は統一した。模擬床版は厚さを実物大程度の 250mm とし, ダブル配筋として通常の RC 床版の配筋量に近い D16@120 を配筋した。模



擬主桁は市販の H 型鋼 350×350×12×19 を T 型に切断して使用し, ずれ止めは厚さ 9mm の鋼板で溶接して作製した。模擬床版は, プレキャスト製品の実強度を反映して設計基準強度を 40 N/mm<sup>2</sup> とした。箱抜き充填材は市販の無収縮モルタルを使用した。使用材料およびその力学特性を表-2 に示す。

表-1 実験ケース一覧

試験体名	ずれ止め形状	ずれ止めの寸法(mm)	ずれ止めのせん断剛性 n×GA(kN) *
CASE1	H型	t9-h150	159840
CASE2	T型	t9-h150	108720
CASE3	逆T型	t9-h150	108720
CASE4	PBLダブル	t9-h150×2個	2× 57600
CASE5	PBLシングル	t18-h150	115200
CASE6	スタッド	φ16-h100×2個	2× 16080

\*A: ずれ止め単体1個あたりの基部断面積, G: 横弾性係数 (80GPa), n: 個数。

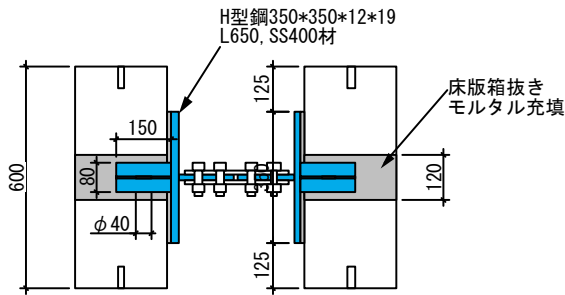


図-2 試験体一般図

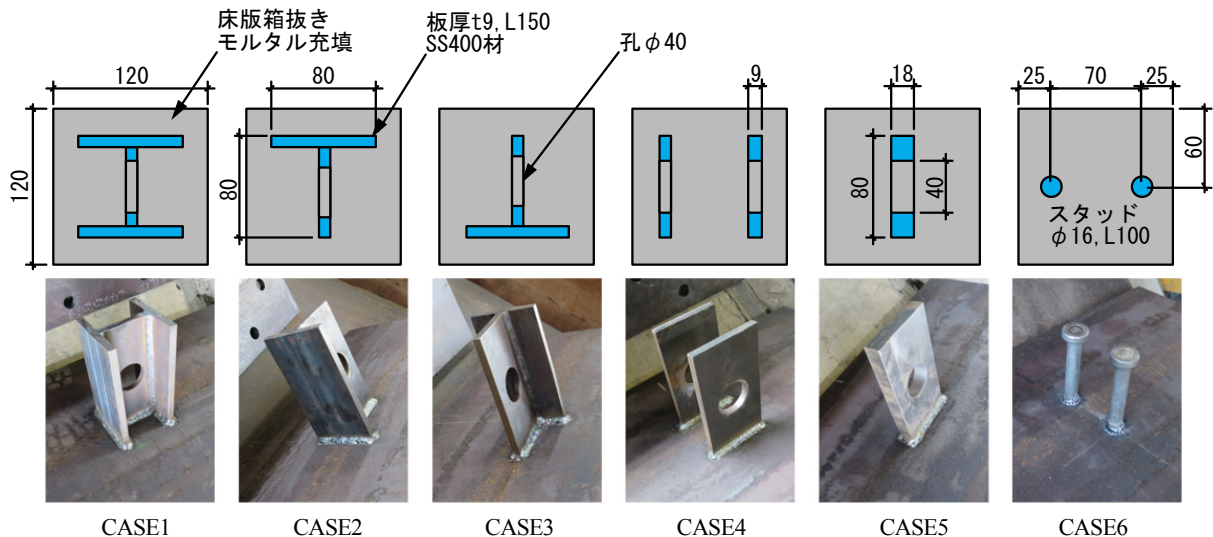


図-3 ずれ止めのタイプと形状寸法

試験体の製作方法として, まず箱抜きを設けた模擬床版を製作するとともに, ずれ止めを模擬主桁のフランジ面に溶接する。溶接は隅肉溶接とした。次に, 床版コンクリート打設 1 週間後, 模擬床版が上, 模擬主桁が下になるように両者を組み立て, 床版上面から箱抜きおよびそれに連通する床版下面と主桁フランジ上面との隙間 (10mm) に無収縮モルタルを充填する。なお, 予め模擬主桁のフランジ面に剥離剤を塗布し, 界面の摩擦抵抗を減らすようにした。さらに無収縮モルタル材齢 1 週間後, 試験体を 90 度回転させ, ペアーとなる 2 ピースを添接板によりボルト連結した。

表-2 材料仕様および力学特性

材料種類	仕様	力学特性(N/mm <sup>2</sup> )
模擬主桁*	H350×350×12×19, SS400	降伏強度324 引張強度427
ずれ止め鋼板a	板厚9mm, SS400	降伏強度338 引張強度450 ヤング率 $2.08 \times 10^5$
ずれ止め鋼板b	板厚19mm, SS400 (18mmに削って使用)	降伏強度291 引張強度429 ヤング率 $2.05 \times 10^5$
模擬床版内の鉄筋	SD345, D16	降伏強度400 引張強度572 ヤング率 $1.72 \times 10^5$
模擬床版コンクリート	C40-早強-20mm-12cm	圧縮強度44.0 引張強度2.90 ヤング率 $3.48 \times 10^4$
箱抜き充填材	無収縮モルタル (プレユーロック)	圧縮強度58.5 ヤング率 $2.50 \times 10^4$

\*模擬主桁はミルシートより、ほかは試験より求めた。

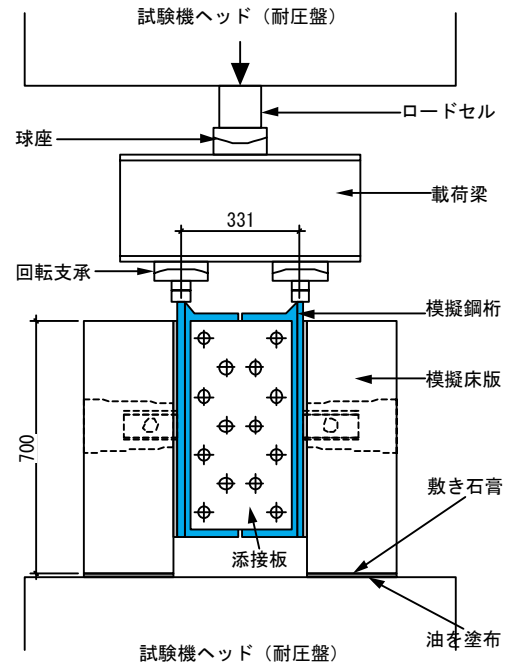


図-4 荷重方法および装置

## 2.2 荷重方法

試験方法は日本鋼構造協会「頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案)」（1996）に示された押抜き試験方法<sup>3)</sup>に準じた。試験は10MN試験機を使用した。荷重方法を図-4に示す。

試験体は試験機耐圧盤の上に設置している。試験体下面に石膏を敷くことで不陸を調整した。ただし、石膏を敷く前に試験機耐圧盤上面（鋼面）に剥離剤を塗って摩擦を低減し、荷重試験時には外部拘束もつけないこととした。上部の荷重点（主桁フランジ上端）には回転支承、さらに荷重梁の上に球座を設置した。

荷重ルールは「頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案)」に準拠して、4.0mmまでは片押し繰返し荷重とした。模擬鋼桁と模擬床版とのずれ変位を指標として、相対ずれが1.0mmまでは0.2mm増すごとに、それ以後4.0mmまでは0.5mm増すごとに荷重と除荷を繰返した。4.0mm以降は破壊まで単調荷重とした。

## 2.3 計測項目

計測は①荷重荷重、②模擬鋼桁と模擬床版の荷重方向の相対ずれ（記号V、以下同）、③模擬鋼桁と模擬床版の荷重直角方向の相対開き（H）、④ずれ止めのひずみ（S）、⑤模擬床版鉄筋のひずみ（R）、および⑥模擬床版コンクリート表面ひずみ（C）の6項目とした。

模擬主桁と模擬床版の相対ずれ（V）と相対開き（H）の計測位置を図-5に、模擬床版鉄筋（R）とコンクリート表面（C）ゲージの計測位置を図-6に示す。前面（添え字1,3）と背面（添え字2,4）は対称配置している。模擬床版鉄筋およびコンクリート表面のゲージはいずれもずれ止め直下の近傍に配置しており、模擬床版がひび割れる場合その挙動を掴めるようにしたものである。また、

ずれ止め鋼材のひずみ計測位置を図-7に示す。ずれ止め鋼材断面の下縁と上縁のゲージはずれ止めの付け根付近（溶接部を避け、鋼桁フランジ面から約10mm離れた位置）に、腹

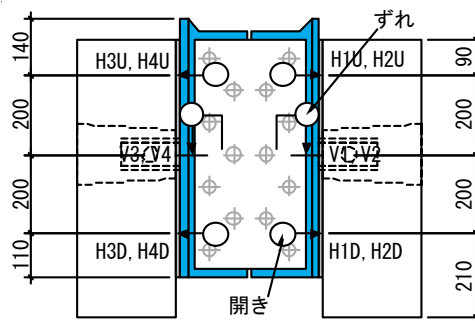


図-5 変位計測位置と方向

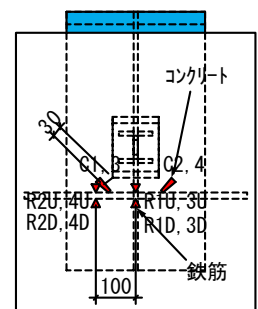


図-6 鉄筋とコンクリートひずみ計測位置

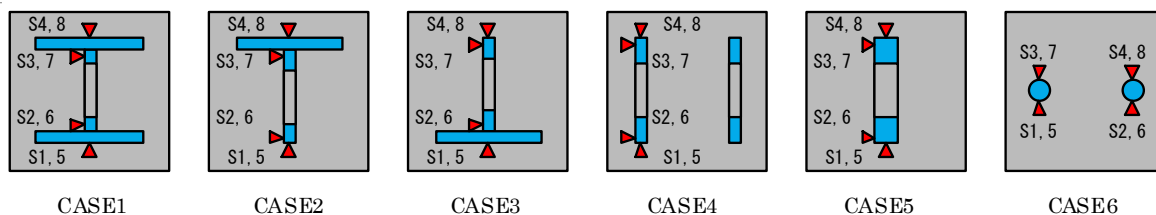


図-7 ずれ止め鋼材のひずみ計測位置

板側面のゲージはずれ止め高さ方向の中央にある円孔の脇に貼付しており、ゲージの方向はいずれもずれ止め高さ方向（主桁フランジ面に垂直な方向）である。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 破壊状況および荷重-変位関係

押抜き試験の荷重は荷重が大きく低下したか、模擬主桁と模擬床版の相対ずれ変位が 12mm（盛替えなしで計測可能な変位）に達することで終了した。設計上、部材断面破壊がずれ止め破壊に先行することを考えれば、実用上、12mm の相対ずれ変位は十分大きいと言える。

図-8 にせん断力とずれ変位の関係を示す。横軸は模擬床版と模擬主桁フランジの相対ずれ、縦軸は試験体片側（模擬床版 1 個あたり）のせん断力（全荷重/2）である。表-3 に試験結果一覧を示す。ずれ剛性は模擬床版 1 個あたりの荷重で評価し、ずれ変位が 0.1mm のときの初期割線の傾きで定義した。せん断耐力の大きさの順番はケース番号と一致し、ずれ止めの支圧面積に支配されている結果となっている。比較するずれ変位のレベルにもよるが、支圧面積が大きい H 形鋼ずれ止めの CASE1 は、外郭寸法がほぼ同等で PBL ダブル配置の CASE4 に比べ、せん断耐力は約 1.5 倍以上大きかった。一方、ずれ剛性では PBL ダブルの CASE4 がもっとも大きく、他のケースは番号順であった。これは、ずれ剛性の支配要因は必ずしも支圧面積だけではないと示唆している。

これらのことから、形鋼ずれ止めの形状寸法を合理的に設計することで、比較的コンパクトなサイズで高いせん断耐力とずれ剛性を得ることが可能と考える。

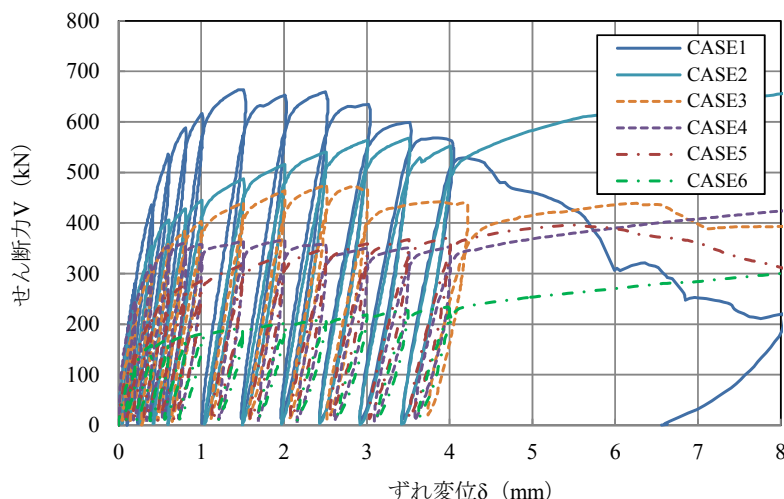


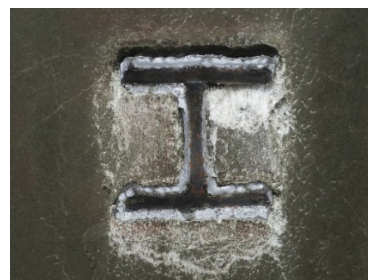
図-8 せん断力-ずれ変位関係

表-3 試験結果一覧

試験体名	最大せん断耐力*1 Vmax (kN)	最大ずれ変位*2 δmax (mm)	ずれ剛性*3 Ks(kN/mm)
CASE1	664	1.51	1750
CASE2	677	10.7	1572
CASE3	475	2.51	1296
CASE4	440	9.96	1784
CASE5	396	5.50	956
CASE6	351	12.0	805

\*1 Vmax : コンクリートブロック（模擬床版）1個あたりの最大荷重。\*2 δmax : Vmaxに対応するずれ変位。\*3 Ks : コンクリートブロック（模擬床版）1個あたりの荷重で評価し、ずれ変位0.1mm時の初期割線の傾き。

実験中および実験後、試験体を目視観察したが、模擬床版コンクリートの外表にはひび割れが確認されなかった。ただし、後述するが、模擬床版内部の鉄筋ひずみの値から、ずれ止めの近傍では、模擬床版コンクリートには微細なひび割れが発生したと推察される。



(a)全体 (b)拡大(模擬床版側)

写真-1 CASE1の破断面

試験体の破壊状況を3つのパターンに分けられる。ずれ止め単体1個あたりのせん断剛性(表-1参照)がもっとも大きいCASE1とCASE5では、

ずれ止めと模擬主桁フランジの溶接部が切れて、荷重がピークを迎えたあと大きく低下した。2つ目はずれ止め単体のせん断剛性がもっとも小さいCASE4とCASE6では、相対ずれ変位が12mmに達するまで荷重が保持または緩やかに上昇し続けた。そして3つ目は、CASE2とCASE3のように荷重の波があり、ずれ止めの溶接部が部分的に切れた可能性が考えられる。

上記のことから、ずれ止めと主桁フランジの溶接が十分でなく、それが押抜き耐力および変形性能に影響を及ぼしている結果となったが、通常のRC床版に近いコンクリートブロックの厚さと配筋条件下における本実験では、いずれのケースも支圧破壊には至らなかった。

CASE1とCASE5はそれぞれ2面せん断のうち1面が完全に切れた。例としてCASE1の破断面を写真-1に示す。ずれ止めの周辺には複数の微細ひび割れが確認された。ずれ止めと上部コンクリートとの間に大きな隙間ができた状況から、ずれ止めと下部コンクリートとの間に大きな支圧力が作用したと推察される。

図-9にせん断力と目開き関係の一例を示す。タイプの異なるCASE1, CASE5およびCASE6について左右ブロック別に示している。目開きは上下の平均で評価しているの

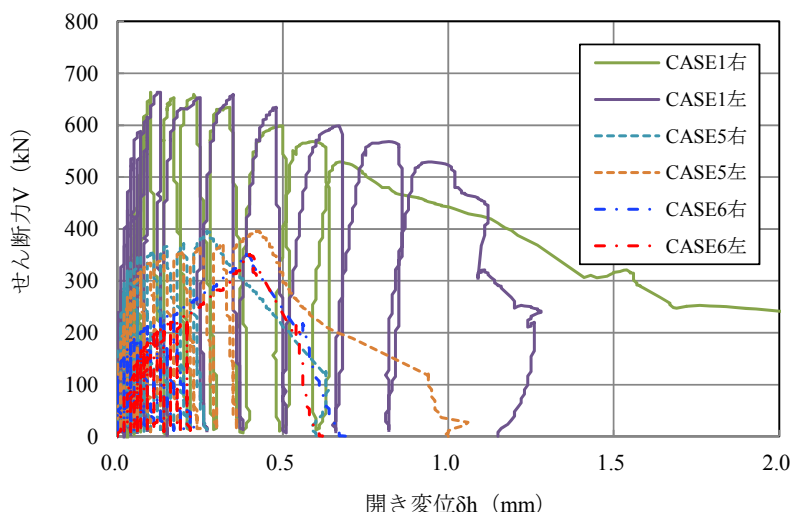


図-9 せん断力-目開き関係(一例)

模擬床版と模擬主桁を剛体と見れば、上下の平均はずれ止め位置での目開きと解釈できる。図-8のずれ変位の挙動と比較して分かるように、ずれ変位と目開き変位は除荷してもほとんど戻らずに残留している。ただし、ピーク荷重を過ぎてからは、除荷しても目開き変位は増加する傾向である。また、本実験の範囲では目開き変位の大きさはほぼ荷重に比例しており、その最大値は1.0mm程度以下であった。

### 3.2 荷重-ひずみ挙動

図-10にせん断力-ずれ止め鋼材ひずみ関係の一例を示す。S1とS4(S3)の位置はそれぞれずれ止め付け根付近でずれ止め断面の下縁と上縁である。図-10から、異なるタイプのずれ止めでは、繰返し载荷における縁ひずみの挙動が異なっている。CASE1では、前回荷重(変位)レベルまでは下縁は引張、上縁は圧縮に動いているが、新しい荷重(変位)領域に入ると、下縁は大きく圧縮に、上縁は大きく引張に転じている。CASE6はCASE1と似ているが、異なる点は新しい荷重(変位)領域に入るときに下縁も上縁も大きく圧縮へと進む。一方、CASE5では、荷重(変位)レベルに関わらず、常に下縁は引張、上縁は圧縮となっている。

これらの挙動がずれ止めの曲げ変形とせん断変形のそれぞれの発達状況に深く関わっていると考えられ、今後の解明が必要であるが、いずれのケースもずれ止め鋼材が降伏して、耐力上昇が頭打ちになる代わりにずれ変形が発達していった。なお、CASE1 の場合は、せん断力が 660kN を超えた時点で下縁ひずみ S1 の進展が急に鈍くなり、このとき隅肉溶接が切れ始めた可能性が大きいと推測される。以上のことから、形鋼ずれ止めと鋼桁フランジとの溶接強度を確保すれば、ずれ止め鋼材の先行降伏により高い変形性能を得ることが可能と考えている。

図-11 にせん断力-模擬床版鉄筋ひずみ関係の例を示す。計測位置は、ずれ止め下側 50mm 離れている鉄筋で R1 は模擬床版幅方向の中央、R2 は模擬床版箱抜きの隅から 45 度方向で鉄筋と交差する位置である。計測結果は、CASE 1 と CASE5 では 400 $\mu$  を超えている。その周辺のコンクリートにも同程度の引張ひずみが発生していると推測され、初期応力のないコンクリートとしては、ひび割れたのであろうと推察している。

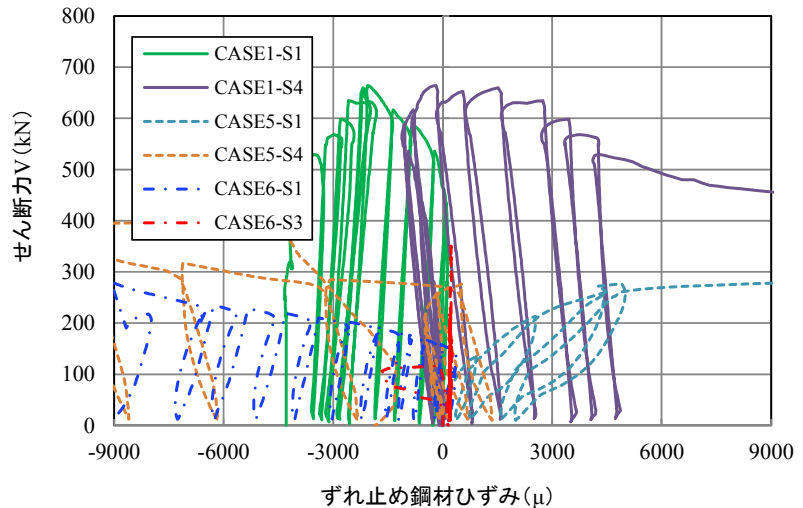


図-10 せん断力-ずれ止め鋼材ひずみ関係 (一例)

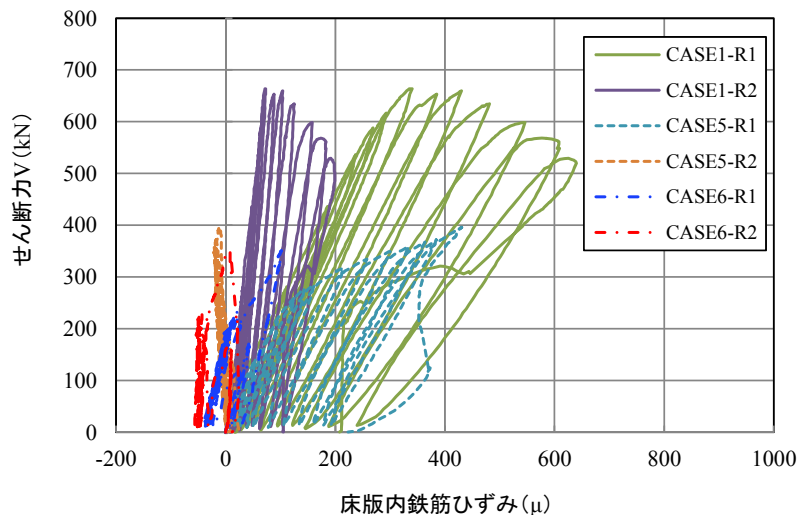


図-11 せん断力-模擬床版鉄筋ひずみ関係 (一例)

#### 4. まとめ

(1) 支圧面積が大きい H 形鋼ずれ止めの CASE1 は、外郭寸法がほぼ同等で PBL ダブル配置の CASE4 に比べ、ずれ剛性はほぼ同程度であったが、せん断耐力は約 1.5 倍以上大きかった。

(2) 通常の RC 床版に近いコンクリートブロックの厚さと配筋条件における本実験では、いずれのケースも支圧破壊に至らず、ずれ止め鋼材の降伏により高い変形性能が得られている。

本研究では、新しい形鋼ずれ止めの研究の第一ステップとしてまず実験によりその有効性を確認した。今後、試験体切断による内部状況の観察や耐力算定方法の比較検討、および形鋼ずれ止め形状寸法の見直しなどを含め、研究開発を継続していく予定である。

#### 参考文献

- 1) (公社) 土木学会：複合構造標準示方書，2015.3
- 2) (公社) 土木学会：複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦，2014.8
- 3) (一社) 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，1996.11