

## (4) 傾斜型頭付きスタッドを用いた合成梁の弾塑性性状に関する実験的研究

貞末 和史<sup>1</sup>・尾籠 秀樹<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 広島工業大学教授 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島市佐伯区三宅2丁目1-1)  
E-mail:sadasue@cc.it-hiroshima.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 日本スタッドウェルディング 技術部 (〒529-1422滋賀県東近江市五個荘小幡町474)  
E-mail:ogomori@nsw-j.com

従来の頭付きスタッドは鉄骨母材施工面に対して垂直に溶接されているが、ずれ止めとしての機能を与えるのであれば、頭付きスタッドを傾斜させて溶接した方がせん断剛性とせん断強度が増大する可能性がある。本論では、垂直スタッドおよび傾斜スタッドを用いた不完全合成梁の1方向載荷実験を行って、ずれ止めとしての効果を確認した。実験の結果、垂直スタッドを用いた合成梁と比べて、傾斜スタッドを用いた合成梁は、鉄骨とRC床スラブの接合面がずれにくくなり、梁の降伏耐力と終局耐力が大きくなることが明らかになった。さらに、傾斜スタッドのせん断耐力の増大効果を考慮した不完全合成梁の降伏耐力と終局耐力の評価方法を提案し、実験値を妥当に評価できることを示した。

**Key Words :** Headed stud, Shear connector, Composite beam, Yield strength, Ultimate strength

### 1. はじめに

鉄骨とコンクリートのずれ止めとして多用されている頭付きスタッドは、通常、鉄骨母材施工面に対して垂直に溶接されるが、写真-1に示されるように傾斜角度 $\theta=45^\circ$ で溶接された頭付きスタッドが図-1(a)に示される方向(正方向と称す)へせん断力 $Q$ を受けると、図-2に示されるように垂直スタッドと比べて剛性と強度が増大することが実験的・解析的に明らかにされている<sup>1)3)</sup>。せん断力を受ける垂直スタッドは、ダウエル効果とキンキング効果による抵抗機構があり<sup>4)</sup>、キンキング効果は鉄骨とコンクリートの接合面が相対的にずれた後に生じるスタッド材軸方向の抵抗力であるため、図-2に示されるように大きなずれを生じた後に最大耐力に達する。しかしながら、傾斜スタッドの場合、初期状態よりスタッド材軸方向の抵抗力が得られるため、初期剛性が高く耐力も大きくなる。頭付きスタッドを傾斜溶接するという改良だけで孔あき鋼板ジベル等と同様の剛なずれ止めとしての効果が得られる。

一方で、傾斜スタッドが図-1(b)に示される方向(負方向と称す)へせん断力を受ける場合は、図-2に示されるように垂直スタッドと比べて初期剛性は大きく変わらないものの、鉄骨母材とコンクリートの相対ずれが大きく

なるにつれて離間も大きくなり、スタッド基部で曲げ変形が卓越するためせん断耐力は小さくなる。しかしながら、図-3(b)に示されるように頭付きスタッドを交互に逆方向に傾斜させて交差配列すると、正方向に傾斜した頭付きスタッドが負方向に傾斜した頭付きスタッドの離間作用を抑制し、図-2に示されるように垂直スタッドと比べて正負両方向に対して大きな剛性と耐力が得られる。



写真-1 傾斜スタッド

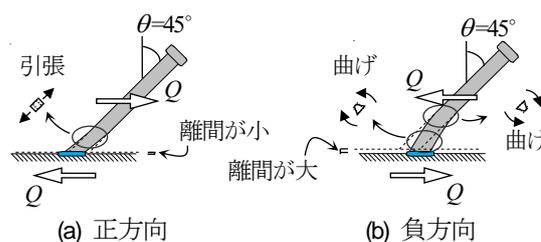


図-1 せん断力を受ける傾斜スタッド

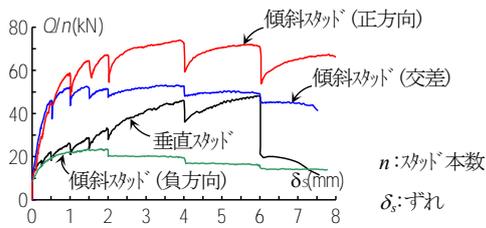


図-2 せん断力-ずれ関係<sup>9)</sup>

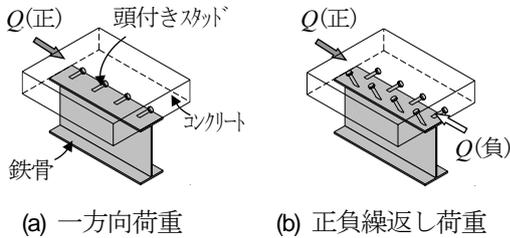


図-3 傾斜スタッドの向き

したがって、長期荷重のような1方向荷重を受ける部分へ傾斜スタッドを適用する場合は図-3(a)のように配列し、地震のような正負繰返し力を受ける部分への適用は図-3(b)のような配列が適していると考えられる。1方向荷重を受ける合成梁への傾斜スタッドの適用効果については、完全合成梁を想定した実験を行って、傾斜スタッドとすることで垂直スタッドより少ない本数で完全合成梁としての耐力に達することができることを明らかにした<sup>9)</sup>。本論では、既報<sup>9)</sup>に引き続き、不完全合成梁を対象として、傾斜スタッドの適用効果について検討する。

## 2. 実験計画

### (1) 試験体計画

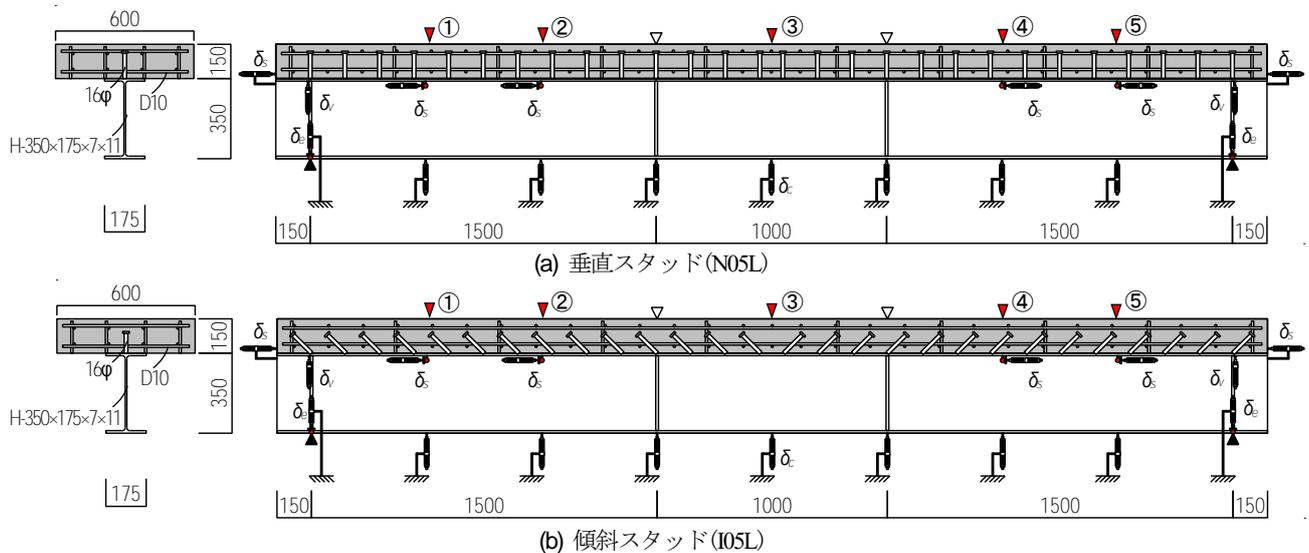


図-4 試験体形状および変位計測位置

試験体形状の一例を図-4に示す。16φの頭付きスタッドを用いてH-350×175×7×11の鉄骨梁と幅600mm、厚さ150mmの等厚鉄筋コンクリート(RC)床スラブを接合する合成梁とした。試験体の材料強度を表-1、表-2にそれぞれ示す。

試験体計画を表-3に示す。N05Lはスタッド長さlが120mmの頭付きスタッドを垂直に溶接する在来型である。各種合成構造設計指針<sup>6)</sup>を参照して、 $n_p$ (1スパンに配置された頭付きスタッドの本数)が $n_f$ (完全合成梁の1スパンに必要な在来型頭付きスタッドの本数)を下回る不完全

表-1 鋼材の材料強度

使用箇所	厚さ (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	
フランジ	PL11	10.4	316	426	19.8
ウェブ	PL7	6.6	382	517	12.1
頭付きスタッド φ16	—	—	341	429	28.7
スラブ筋	D10	—	354	485	17.4

頭付きスタッドの降伏強度は0.2%オフセット強度

表-2 コンクリートの材料強度

圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> )
35.0	2.61	30.7

表-3 試験体計画

試験体	頭付きスタッド						
	型式	サイズ	$n_p$	ピッチ p (mm)	長さ l (mm)	配列	合成率 $n_p/n_f$
N05L	垂直	16φ	10	150	120	直列	0.43
I05L	傾斜				80		0.56
N05S	垂直				80	0.43	
I05S	傾斜				80	0.53	

$n_p$ : 1スパンに配置された頭付きスタッドの本数

$n_f$ : 完全合成梁の1スパンに必要な頭付きスタッドの本数

合成梁として計画した。 $n_p/n_f=0.5$ として計画したが、材料試験結果を用いて計算した $n_p/n_f$ は0.43となった。I05LはN05Lと同じ長さと同数の頭付きスタッドを45°傾斜させてスタッド溶接した不完全合成梁試験体である。傾斜スタッドのせん断強度が垂直スタッドのせん断強度より大きくなることを考慮して<sup>7)</sup>、材料試験結果を用いて計算した $n_p/n_f$ は0.56となった。N05SはN05Lと同じ本数の垂直スタッドであり、 $t=80\text{mm}$ とし、N05Lよりも $l$ が短くなっているが、 $ld=5$ (ここで、 $d$ はスタッド径)であり、各種合成構造設計指針<sup>6)</sup>の構造規定 $ld\geq 4$ は満足している。I05SはN05Sと同じ長さと同数の傾斜スタッドである。 $ld\geq 4$ であるが、スタッド長さの短い傾斜スタッドがせん断力を受けると、スタッドヘッドを起点とするコンクリートのコーン状破壊によってせん断強度が小さくなり脆性的な挙動を示す場合があるため<sup>7)</sup>、このことが合成梁の弾塑性挙動に影響を与える可能性がある。文献<sup>7)</sup>で提案した傾斜スタッドのせん断強度式は、I05Sの傾斜スタッドの場合、コンクリートのコーン状破壊によってせん断強度が決まり、材料試験結果を用いて計算した $n_p/n_f$ は0.43となった。

## (2) 荷重方法と変位計測

荷重装置を図-5に示す。1方向荷重を受ける小梁を想定しており、荷重は梁の両端をローラー支点として梁中央等曲げ区間が正曲げ(床スラブが圧縮)となる方向に耐力低下を生じるまで2点集中荷重 $P/2$ を与えるものとした。梁中央1000mmの区間が等曲げモーメントを受け、梁両側1500mmの区間が曲げモーメントとせん断力を受ける。

変位の計測は、図-4に示される位置に変位計を取り付けた。梁のたわみは、梁下に設置した7本の変位計の鉛直変位から支点の鉛直変位 $\delta_e$ の平均値を差し引いた値とした。また、鉄骨梁とRC床スラブの相対ずれ $\delta_s$ と離間変位 $\delta_i$ のそれぞれを計測した。さらに、①～⑤の各位置

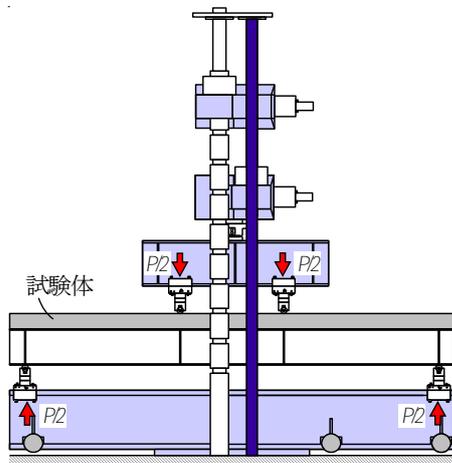


図-5 荷重装置

の断面の鉄骨、鉄筋、コンクリートにひずみゲージを貼付け、ひずみ度を計測した。

## 3. 実験結果

$P-\delta$ 関係、 $P-\delta_s$ 関係を図-6に示す。 $\delta$ は梁中央鉛直変位 $\delta_c$ から梁端鉛直変位 $\delta_e$ の平均値を差し引いた値とした。 $\delta_s$ は全ての計測値の平均値とした。 $P-\delta$ 関係、 $P-\delta_s$ 関係に示した○印は鉄骨上フランジ上面とコンクリート下面の固着力喪失開始点であり、加力中の破壊音と $\delta_s$ の開始によって確認した。□印は梁中央下フランジの引張降伏、■印はコンクリート上端の圧壊であり、ひずみゲージの計測値より判断した。△印は最大耐力 $P_{max}$ である。梁 $K$ は合成断面としての弾性剛性、 $P_y$ は不完全合成梁としての降伏耐力、 $P_{il}$ は不完全合成梁としての終局耐力、 $P_{pl}$ は完全合成梁としての終局耐力であり、各種合成構造

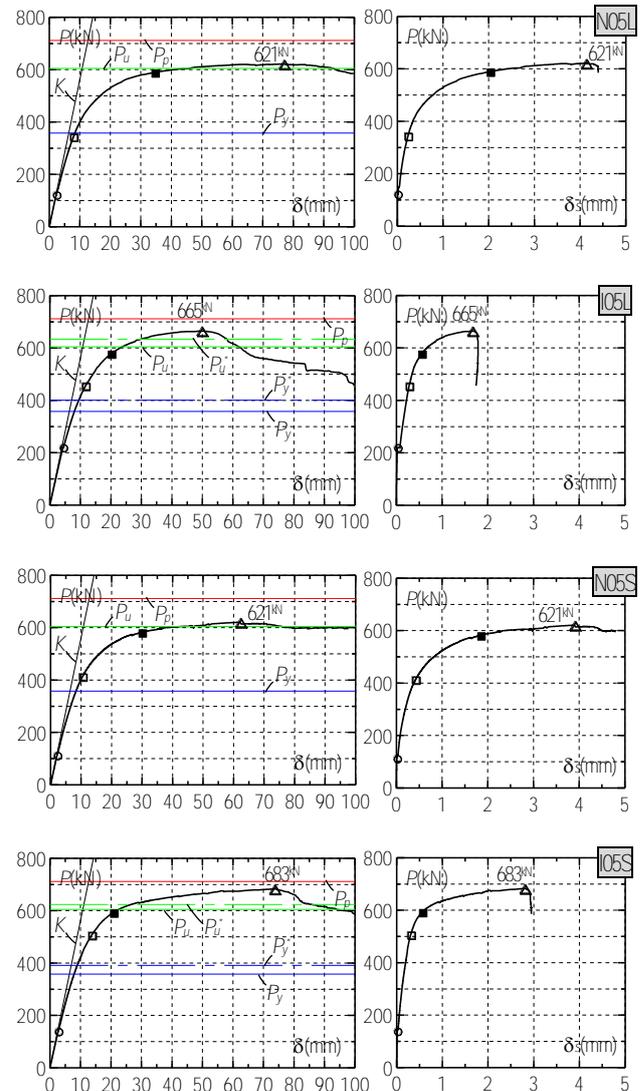


図-6 荷重-変位関係



写真-2 最終破壊状況

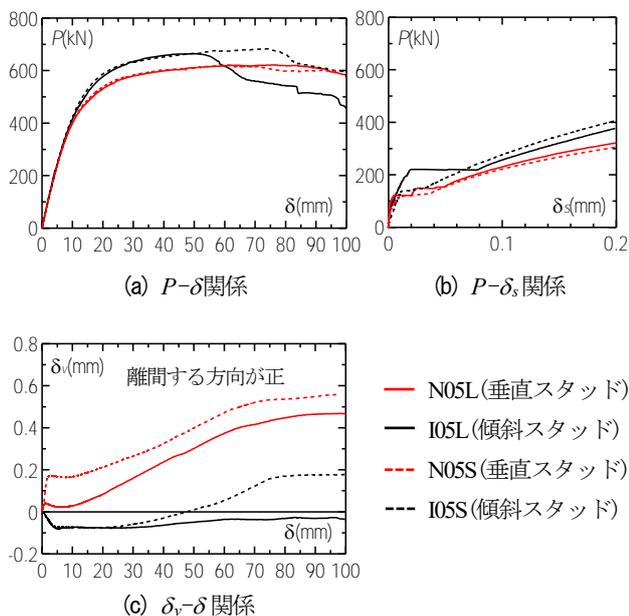


図-7 挙動の比較

設計指針<sup>6)</sup>、鋼構造限界状態設計指針<sup>8)</sup>に示される耐力式を用いて算定した。 $P_y^*$ と $P_u^*$ は傾斜スタッドを用いることによるせん断耐力の増大を考慮した<sup>7)</sup>、不完全合成梁としての降伏耐力と終局耐力である。弾性剛性と各耐力は、ヤング係数比も含めて材料の実強度と実断面を用いて算定した。全試験体について $P-\delta$ 関係、 $P-\delta_s$ 関係および $\delta_v-\delta$ 関係の比較を図-7に示す。 $\delta_v$ は全ての計測値

の平均値とした。最終破壊状況を写真-2に示す。また、図4に示した②、③の位置の断面のひずみ度 $\epsilon$ の分布を図-8に示す。ウェブ以外のひずみ度は断面各位置におけるひずみ度の平均値とした。

N05Lは、 $P=123\text{kN}$ で鉄骨上フランジ上面とコンクリート下面の固着力の喪失が始まり、これ以後、徐々に接合面にずれを生じているが、 $P=200\text{kN}$ 程度まで $P-\delta$ 関係はほぼ線形挙動を示しており、初期剛性は計算値 $K$ とほぼ一致した。 $P=344\text{kN}$ で鉄骨下フランジが引張降伏し、この値は $P_y$ をやや下回る程度であった。図-8に示されるように $\delta=10\text{mm}$ までは鉄骨とRC床スラブのひずみ度分布は平面保持が保たれているが、 $P=400\text{kN}$ 程度以降は接合面のずれが急増すると共に部材の剛性低下も進み、 $P=500\text{kN}$ でRC床スラブ下端に曲げひび割れを生じていることが確認され、 $\delta=30\text{mm}$ では鉄骨とRC床スラブのひずみ度分布に平面保持は成立していなかった。 $P=589\text{kN}$ でRC床スラブ上端がコンクリートの圧壊ひずみ度に達し、 $\delta=60\text{mm}$ 程度で目視によってコンクリートの圧壊が確認された後、 $\delta=77\text{mm}$ で $P_{max}$ に達した。 $P_{max}$ は $P_p$ には達していないが、 $P_u$ は上回った。 $P_{max}$ 以降、接合面のずれはほとんど増えてなく、 $\delta=85\text{mm}$ 程度以降は穏やかに耐力低下し、最終的には梁中央純曲げ区間でコンクリートの破壊が顕著になった。

I05Lは、 $P=220\text{kN}$ で鉄骨上フランジ上面とコンクリート下面の固着力の喪失が始まると共に接合面にずれを生

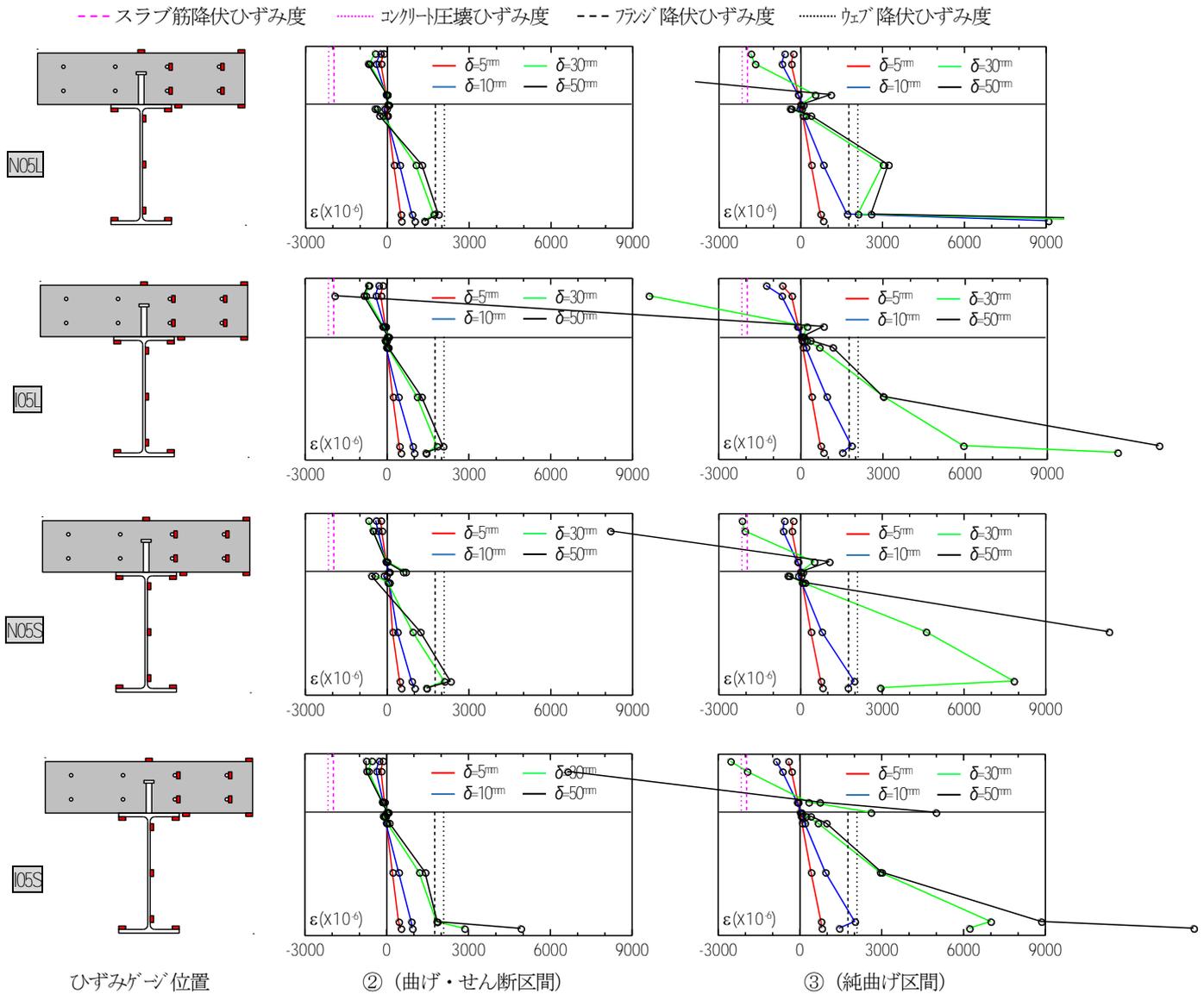


図-8 ひずみ度分布

じ、これ以後徐々に剛性低下した。 $P=220\text{kN}$ 程度まで $P$ - $\delta$ 関係はほぼ線形挙動を示しており、初期剛性は計算値 $K$ とほぼ一致した。 $P=455\text{kN}$ で鉄骨下フランジが引張降伏し、この値は $P_u$ および $P_u^*$ を上回った。N05Lと同様に $\delta=10\text{mm}$ までは鉄骨とRC床スラブの平面保持は保たれているが、 $P=500\text{kN}$ 程度以降は接合面のずれが急増すると共に部材の剛性低下も進み、 $P=550\text{kN}$ でRC床スラブ下端に曲げひび割れを生じていることが確認され、 $P=578\text{kN}$ でRC床スラブ上端がコンクリートの圧壊ひずみ度に達した。 $\delta=30\text{mm}$ では鉄骨とRC床スラブの平面保持は成立してなく、 $\delta=50\text{mm}$ で目視によってコンクリートの圧壊が確認されると共に $P_{max}$ に達した。 $P_{max}$ は $P_{pl}$ には達していないが、 $P_u$ および $P_u^*$ を上回った。 $P_{max}$ 以降接合面のずれは全く増えず、耐力低下が見られ、最終的には梁中央純曲げ区間でコンクリートの破壊が顕著になった。

N05Sは、 $P=113\text{kN}$ で鉄骨上フランジとコンクリートの

接合面の固着力の喪失が始まり、 $P=220\text{kN}$ 程度まで $P$ - $\delta$ 関係はほぼ線形挙動を示し、 $P=413\text{kN}$ で鉄骨下フランジが引張降伏、 $P=582\text{kN}$ でRC床スラブ上端がコンクリートの圧壊ひずみに達し、 $\delta=62\text{mm}$ で最大耐力 $P_{max}$ に達しており、N05Lとほぼ同様の挙動を示して破壊した。

I05Sは、 $P=140\text{kN}$ で鉄骨上フランジとコンクリートの接合面の固着力の喪失が始まり、 $P=220\text{kN}$ 程度まで $P$ - $\delta$ 関係はほぼ線形挙動を示した。 $P=507\text{kN}$ で鉄骨下フランジが引張降伏、 $P=593\text{kN}$ でRC床スラブ上端がコンクリートの圧壊ひずみに達し、 $\delta=74\text{mm}$ で最大耐力 $P_{max}$ に達して、I05Lと同様に $P_{max}$ 以降接合面のずれは全く増えず、耐力低下が見られ、最終的な破壊状況も他の試験体と同様に梁中央純曲げ区間でコンクリートの損傷が顕著になった。

図-7によって各試験体の挙動を比較すると、微小変形領域の $P$ - $\delta$ 関係を見ると、鉄骨上フランジとコンクリートの接合面の固着力の喪失によって接合面にずれを生

じる時の $P$ は、I05Lのみ他の試験体より大きくなっているが、これが $P-\delta$ 関係に与える影響は見られず、全試験体とも初期剛性に差異はない。頭付きスタッドの傾斜の有無による比較をすると、垂直スタッドの合成梁に比べて、傾斜スタッドの合成梁は大きな $P$ まで高い剛性を維持しており、小さな $\delta$ で最大耐力に達していることがわかる。この挙動は図-2に示したせん断力を受ける頭付きスタッドの $P-\delta$ 関係と同様であり、傾斜スタッドを合成梁に適用することの効果を得られたと考えられる。一方で、傾斜スタッドの合成梁は最大耐力に達した以降耐力低下を生じている点が垂直スタッドの合成梁に対して劣る点になるが、これは垂直スタッドと比べて、傾斜スタッドのずれ剛性が大きくずれにくいことで梁中央等曲げ区間の床スラブの圧縮ひずみ度が大きくなるのが影響していると考えられる。本実験ではいずれの試験体とも最終的には梁中央等曲げ区間のコンクリートの圧壊によって最大耐力に達している。図-6に示されるように傾斜スタッドの合成梁は最大耐力に達した以降、接合面のずれが止まっているのに対して、垂直スタッドの合成梁は最大耐力以降も接合面のずれが増えており、これによって、梁中央等曲げ区間のコンクリートの圧縮ひずみ度の進展に差異を生じ、最大耐力以降の耐力低下の程度が異なったのではないかと考えられる。スタッド長さの短い傾斜スタッドの合成梁I05Sに比べて、スタッド長さの長い傾斜スタッドの合成梁I05Lの方が小さな $\delta$ で最大耐力に達して耐力低下を生じているが、I05Lが最大耐力に達した $\delta=50\text{mm}$ までの挙動はI05SとI05Lで違いはないため、I05Lの方が長い頭付きスタッドであることで梁中央等曲げ区間の床スラブ上部でコンクリートの圧縮力に対する抵抗が阻害され、コンクリートの圧縮靱性が低下したのではないかとと思われる。 $\delta_v-\delta$ 関係を比較すると、垂直スタッドと傾斜スタッドおよびスタッド長さによって違いが見られるが、 $\delta_v$ の値は0.6~0.1mmの小さな値であり、 $P-\delta$ 関係と破壊状況には影響を与えていないと思われる。

#### 4. 耐力の検討

##### (1) 頭付きスタッドのせん断耐力

傾斜スタッドのせん断耐力 $Q_u$ については、図-9に示されるような頭付きスタッドの軸方向力 $sN_u$ とスタッド基部におけるコンクリートの支圧力 $sN_c$ による抵抗機構に基づく(1)式が提案されており<sup>7)</sup>、頭付きスタッド軸径が $13\phi$ および $22\phi$ 、 $l/d$ が4~8、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ が $18.4\sim 45.9\text{N/mm}^2$ の条件における実験結果に対して精度よ

く評価できることを明らかにしている<sup>7)</sup>。なお、(1)式は $\theta=0^\circ$ の場合、文献<sup>6)</sup>と同じ耐力式になる。

$$Q_u = sN_u \cdot \sin\theta + cN_c \cdot \cos\theta \quad (1)$$

$$sN_u = \min(sN_t, sN_c) \quad (2)$$

$$sN_t = \sigma_s \cdot A \quad (3)$$

$$sN_c = \sigma_c \cdot A \quad (4)$$

$$cN_c = 0.5 \cdot sA \cdot \sqrt{\sigma_B \cdot E}$$

$$\left( \text{ただし、} 500\text{N/mm}^2 \leq \sqrt{\sigma_B \cdot E} \leq 900\text{N/mm}^2 \right) \quad (5)$$

ここで、 $sN_t$ は頭付きスタッドの引張降伏で決まる耐力で、 $\sigma_s$ と $sA$ は頭付きスタッドの降伏応力度と軸部断面積である。 $sN_c$ はコンクリートのコーン状破壊で決まる耐力で、 $\sigma_c$ と $sA$ はコンクリートの引張強度と傾斜を考慮した有効水平投影面積である。 $E$ はコンクリートのヤング係数である。

本論の合成梁試験体に用いた頭付きスタッド1本当たりの $Q_u$ の計算値を表-4に示す。表中の $\alpha$ は長さが同じで傾斜の有無が異なる頭付きスタッドに対して、傾斜スタッドのせん断耐力の計算値を垂直スタッドのせん断耐力の計算値で除したせん断耐力の増大率である。 $l/d=7.5$ の傾斜スタッドは $sN_t$ で耐力が決まり $\alpha$ は1.25、 $l/d=5$ の傾斜スタッドは $sN_c$ で耐力が決まり $\alpha$ は1.16であった。なお、図-2に示されるように傾斜スタッドは垂直スタッドと比べて特に $\delta_s$ が小さい領域においてせん断抵抗力が大きいことから、不完全合成梁に対するずれ止め効果は、最大耐力時よりも降伏耐力時に顕著に表れると推察される。N05LとI05Lを比較すると、I05Lの最大耐力をN05Lの最大耐力で除した値は1.07、I05Lの降伏耐力(□印)をN05Lの降伏耐力で除した値は1.32、同様にN05SとI05Sを比較すると、最大耐力の比較で1.10、降伏耐力の比較で1.23となっており、傾斜スタッドは小変形時における耐力の増大効果が大きいことがわかる。

既報<sup>7)</sup>の実験で得られた正方向にせん断力を受ける傾

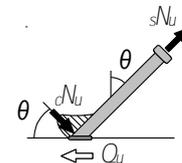


図-9 傾斜スタッドの抵抗機構

表-4 頭付きスタッドのせん断耐力

試験体	$sN_t$ (kN)	$sN_c$ (kN)	$sN_u \cdot \sin\theta$ (kN)	$cN_u \cdot \cos\theta$ (kN)	$Q_u$ (kN)	$\alpha$
N05L	—	—	—	—	90.5	—
I05L	68.6	96.0	48.7	64.3	113	1.25
N05S	—	—	—	—	90.5	—
I05S	68.6	57.4	40.8	64.3	105	1.16

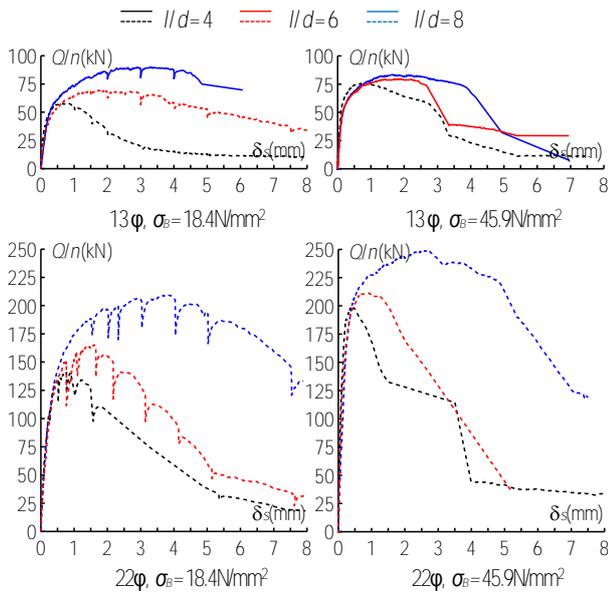


図-10 せん断力-ずれ関係<sup>7)</sup>

斜スタッドの $Q-\delta_s$ 関係を図-10に示す。図-10の点線はコンクリートがコーン状破壊した試験体である。 $l/d=4$ あるいは $l/d=6$ でコーン状破壊を生じている場合は、 $\delta_s$ が2mm程度までに最大耐力に達しており、図-6に示されるように $l/d=5$ のI05Sが $P_{max}$ に達した時の $\delta_s$ は2.8mmであることから、I05Sの傾斜スタッドはコーン状破壊を生じていると推察される。

## (2) 合成梁の耐力

3章に示したように、垂直スタッドを用いた合成梁の耐力については文献<sup>6)</sup>に示される $P_y$ および $P_u$ の計算値と概ね対応していた。一方で、傾斜スタッドを用いた合成梁は垂直スタッドを用いた場合より耐力が増大するため、 $P_y$ および $P_u$ を大きく上回ることが明らかになった。本章では、傾斜スタッドによるせん断耐力の増大効果を考慮した不完全合成梁の降伏耐力 $P_y^*$ と終局耐力 $P_u^*$ について検討する。

不完全合成梁の降伏耐力について、文献<sup>6)</sup>では弾性限耐力を求めるための有効等価断面係数 $Z$ として、(6)式が示されている。

$$Z = Z_0 + \sqrt{\frac{n_p}{n_f}} (Z - Z_0) \quad (6)$$

ここで、 $Z_0$ は鉄骨の断面係数、 $Z$ は完全合成梁の有効等価断面係数であり文献<sup>6)</sup>による。

本論では、完全合成梁の1スパンに必要なスタッド本数 $n_f$ を算定する際に(1)式による傾斜スタッドのせん断耐力を用い、 $Z$ に $\alpha$ を乗じた値を降伏耐力時の曲げモーメントとする。

不完全合成梁の終局限界時の正曲げ耐力として、文献<sup>9)</sup>では、塑性中立軸がウェブ内にある時は(7)式によって、

$$M_u = M_p + Q_u \cdot e_6 \quad (7)$$

$$e_6 = 0.25h + t_c + 0.5t_f + 0.5a \quad (8)$$

$$a = \frac{Q_u \cdot t_c}{C_1} \quad (9)$$

ここで、 $M_p$ は鉄骨の全塑性モーメント、 $h$ は鉄骨の全せい、 $t_c$ は床スラブコンクリートの厚さ、 $t_f$ はフランジの厚さ、 $C_1$ は床スラブコンクリートの有効圧縮耐力であり文献<sup>9)</sup>による。

塑性中立軸がフランジ内にある時は(10)式によって評価できるとしている。

$$M_u = 0.5P_y (h - t_f) + Q_u \cdot e_7 \quad (10)$$

$$e_7 = t_c + 0.5t_f - 0.5a \quad (11)$$

ここで、 $P_y$ は鉄骨の降伏軸力である。

本論では、(7)、(10)式の $Q_u$ に(1)式による傾斜スタッドのせん断耐力を用いた値を終局耐力時の曲げモーメントとして評価する。

計算値と実験値の一覧を表-5に示す。傾斜スタッドが用いられた合成梁の終局耐力については実験値と計算値の対応は良好であり、なおかつ安全側に評価できることが確認された。一方で、降伏耐力については、安全側には評価しているものの、垂直スタッドの場合と比較して傾斜スタッドの場合の計算値は実験値を過小評価してい

る。これは(6)式の $\sqrt{\frac{n_p}{n_f}}$ に用いる $n_f$ が頭付きスタッドの終局せん断耐力を基準として算定される値であることが影響していると考えられる。傾斜スタッドは垂直スタッドと比べて特に小変形時における耐力の増大効果が大きいことが明らかであるため、今後はこの挙動を考慮した降伏耐力の評価方法について検討する予定である。

表-5 合成梁の耐力

試験体	実験値		計算値		実験値/計算値	
	降伏耐力 (kN)	終局耐力 (kN)	降伏耐力 (kN)	終局耐力 (kN)	降伏耐力	終局耐力
N05L	344	621	358	605	0.96	1.03
I05L	455	665	401	634	1.13	1.05
N05S	413	621	358	605	1.15	1.03
I05S	507	683	391	624	1.30	1.09

## 5. まとめ

垂直スタッドおよび傾斜スタッドを用いた1方向の正曲げ荷重を受ける不完全合成梁の実験を行って、以下の結論を得た。

- 1) 全試験体共に最大耐力に至る前に鉄骨梁とRC床スラブの接合面でずれを生じており、完全合成梁として

の終局耐力に達していないが、破壊状態としては梁中央等曲げ区間の破壊が卓越する破壊状態となった。

- 3) 鉛直スタッドの合成梁と比べて、傾斜スタッドの合成梁は、降伏耐力、最大耐力ともに大きくなった。特に、降伏耐力の増大が大きく、これは、傾斜スタッドでは小さなずれ領域でのせん断剛性が大きく、ずれを生じにくいことの影響であると考えられる。
- 4) 傾斜スタッドのせん断耐力の増大効果を考慮した不完全合成梁の降伏耐力と終局耐力式は、実験値を安全側に評価できることを確認した。降伏耐力の計算値が実験値を過小評価する理由としては、小変形時における傾斜スタッドのせん断抵抗力の増大効果を降伏耐力式で考慮できていないことの影響であると考えられる。

- 2) 貞末和史, 尾籠秀樹: 傾斜型頭付きスタッドのせん断強度に関する研究 (その2)非線形 FEM 解析, 日本建築学会中国支部研究報告集第41巻, pp.301-304, 2018.3
- 3) 貞末和史, 尾籠秀樹: 正負繰返しせん断力を受ける傾斜型頭付きスタッドの力学挙動, 日本建築学会技術報告集, 第24巻, 第58号, pp.101-106, 2018.10
- 4) 伊藤嘉則: ダウエル効果とキンキング効果による力学的因子で評価したスタッドボルトせん断伝達強度, 第11回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.74-82, 2015.9
- 5) 貞末和史, 尾籠秀樹: 傾斜型頭付きスタッドに関する実験的研究 (その4)小梁への適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp.1321-1322, 2020.9
- 6) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 7) 貞末和史, 尾籠秀樹: 傾斜型頭付きスタッドのせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第85巻, 第769号, pp.403-413, 2020.3
- 8) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2

謝辞: 本研究はJSPS科研費20K04784の助成を受けたものです。ここに記して謝意を表します。

(Received September 10, 2021)

#### 参考文献

- 1) 三好栄二, 塚田昇平, 打越瑞昌, 藤木清弘, 南宏一: 傾斜スタッドの開発, 鋼構造協会鋼構造論文集, 第1巻, 第3号, pp.139-146, 1994.9

## EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAM CONNECTED BY INCLINED HEADED STUD

Kazushi SADASUE and Hideki OROMORI

Usually, headed studs are vertically welded in a steel surface. However, if we expect the shear resistance in headed studs, the resistance mechanism is changed such that the headed stud is subject to a force along the axial direction of the stud, which is predicted to produce considerable resistance. Therefore, it is hypothesized that composite beams using inclined headed studs would improve shear stiffness and strength. In this research, we confirmed the mechanical behavior of composite beam connected by inclined headed stud. From the test results, it was shown that the composite beam with inclined headed stud clearly improves strength. In addition, we proposed an evaluation method of the yield strength and the ultimate strength.