

論文・報告

多機能突起リブを用いた新しい合成梁

～ 床スラブの拘束効果を考慮した耐震横座屈試験 ～

Development of Revolutionary Composite Beam with Multi-Functional Projected Ribs

岩田 龍也^{*1}
IWATA Ryoya池田 一晃^{*2}
IKEDA Kazuaki年代 翔一^{*3}
Nendai Shoichi内野 卓^{*4}
UCHINO Suguru広瀬 諒太郎^{*5}
HIROSE Ryotaro辻 翔太^{*6}
TSUJI Shota

本論文は川田工業の橋梁・建築・鉄構の3事業部が協力した新しい合成梁の開発について述べるものである。従来、鉄骨梁と鉄筋コンクリート床スラブを接合するずれ止めには頭付きスタッドが用いられているが、本合成梁にはこれに替わり多機能突起リブを適用した。多機能突起リブは鉄道のレールのような部材断面の上下の突起と部材軸に直交する節状の突起を併せ持つ形鋼である。本研究では、実物の1/2縮尺模型を用いた耐震横座屈試験を実施し、頭付きスタッドを用いた合成梁との挙動の差異を確認した。結果として、既往の合成梁に比較して、横座屈細長比が小さいとともに優れた変形性能を有する合成梁を開発することができた。

キーワード：合成梁，多機能突起リブ，耐震横座屈試験，横座屈細長比，塑性変形倍率

1. はじめに

鋼構造建築物では、頭付きスタッド（以下、スタッドと略す。）を介して、鉄骨梁と鉄筋コンクリート床スラブを一体化した合成梁として設計されることがある。一方で、橋梁用の新たな鋼コンクリート合成床版には、スタッドよりもずれ剛性が高い多機能突起リブ（以下、突起リブと略す）を適用している¹⁾。橋梁用突起リブは、鉄道のレールのように部材断面の上下の突起と、部材軸方向に直交して断続的に配置された節状の突起を併せ持つ形鋼である。

この橋梁用突起リブを建築用の合成梁に活用する工法を考案した。図1に突起リブを用いた合成梁を示す。スラブ厚に合わせて下突起を切断し、鉄骨梁の上フランジに連続溶接することにより、合成梁を構成する。従来のスタッドと比較し、ずれ剛性などの優れた特性を活かし、床スラブによる拘束効果を高めることで、鋼構造梁の耐震性能の向上を図る。

本稿では、写真1に示すように突起リブとスタッドを用いた合成梁の耐震横座屈試験を行い、両者の挙動の比較を通じて、突起リブを用いた合成梁の主な構造性能を明らかにする。

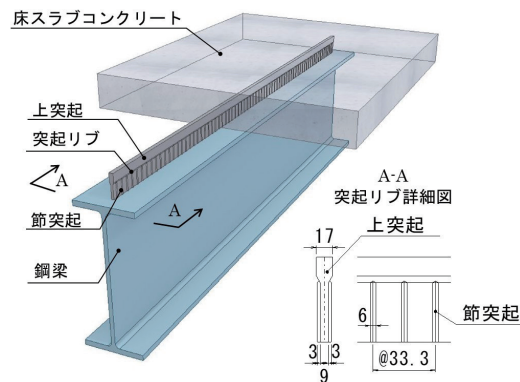


図1 多機能突起リブを用いた合成梁

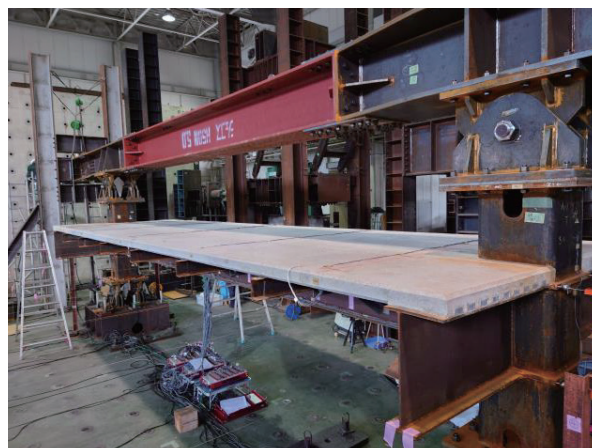


写真1 耐震横座屈試験の全景

*1 川田工業㈱橋梁事業部技術統括部東京技術部富山技術課 主任

*2 川田工業㈱建築事業部設計部構造設計課 係長

*3 川田工業㈱橋梁事業部生産統括部生産技術部橋梁技術課 係長

*4 川田工業㈱建築事業部設計部構造設計課 主任

*5 川田工業㈱鉄構事業部工務部工務課

*6 川田工業㈱橋梁事業部技術統括部複合構造部大阪複合課 係長

2. 耐震横座屈試験

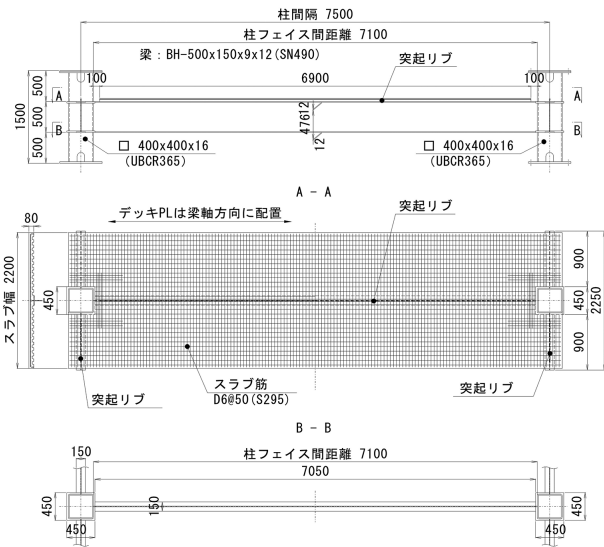
(1) 試験体

表 1 に各試験体の諸元、図 2 に試験体の側面・平面図 (T-1 試験体) および各試験体の断面図を示す。

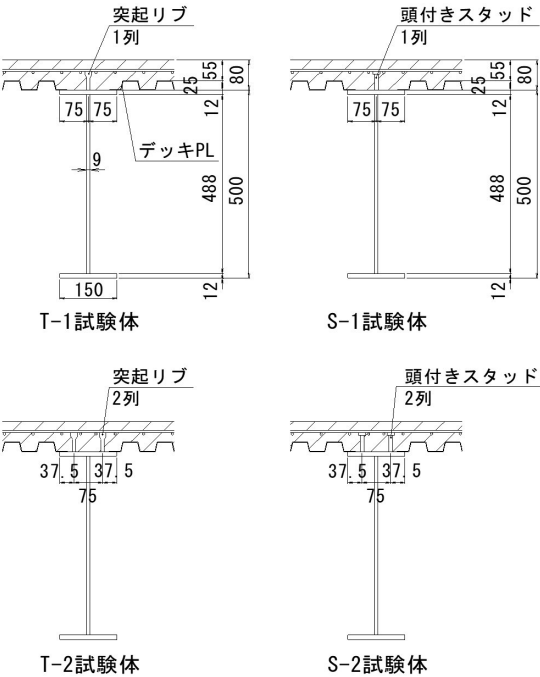
試験体はいずれも両端が柱に接合された床スラブ付き H 形梁で、実物の 1/2 縮尺とし、柱間隔は 7.5m である。鉄骨梁は BH-500 × 150 × 9 × 12 (SN490B) で、柱フェイス間距離 l は 7.1m である。幅厚比は、フランジは 6.3, ウェブは 52.9 である。柱は □ -400 × 400 × 16 (UBCR365) とした。スラブはデッキ PL を梁軸方向に配置し、スラブ厚は 80mm (山上の厚さは 55mm) とした。スラブ筋は D6 (SD295) とした。

試験体は全 4 体で、ずれ止めの種類と配置本数を実験要因とした。スタッドを用いた試験体は S-1, S-2, 突起リブを用いた試験体は T-1, T-2 である。数字は幅方向の配置本数である。S-1, S-2 には軸径 10mm, 高さ 50mm のスタッドを使用した。S-1 のスタッド本数は合成率 (配置本数 / 完全合成梁に必要なスタッドの本数²⁾) が 1 を超えるように 42 本とし、170mm 間隔に 1 列配置した。T-1, T-2 の突起リブは、かぶりを確保するために全高さは 50mm とし、節突起高さは 33mm とした。合成率は引抜き試験の結果¹⁾ から、本試験体の場合は節 1 列が軸径 10mm, 高さ 50mm のスタッド 1 本分に相当する。以上より、T-1 の合成率は 5.10 となる。

表 2, 3 に鋼材とコンクリートの材料試験結果を示す。



(a) 側面図・平面図 (T-1 試験体)



(b) 断面図

図 2 試験体詳細図

表 1 試験体の構造諸元

	T-1	S-1	T-2	S-2
柱の上下の支点間距離(mm)	2 000			
柱間隔 (mm)	7 500			
柱フェイス間距離(mm)	7 100			
柱	□ -400×400×16(UBCR365)			
H形鋼梁	断面	BH-500×150×9×12(SN490B)		
	フランジ	6.3 (FA)		
	ウェブ	52.9 (FB)		
コンクリート床スラブ	設計基準強度 f_c	21N/mm ²		
	種類【方向】	デッキPL【梁軸方向に平行】		
	厚さ(mm)	80mm		
	スラブ筋	D6@50		
ずれ止め	種類	突起リブ	スタッド	突起リブ
	列数	1	1	2
	配置間隔(mm)	節間隔33.3	170	節間隔33.3
合成率 (n/n_r)	5.10	1.02	10.2	4.54

表 2 鋼材の材料試験結果

使用箇所		降伏強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
BH-500×150×9×12 (SN490B)	フランジ	388	546	28
	ウェブ	356	532	25
D6 (SD295)	スラブ筋	334	523	28

表 3 コンクリートの材試験結果

試験体名	σ_c (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)
T-1	30.6	21 300
S-1	28.5	23 200
T-2	31.6	22 400
S-2	31.7	22 800

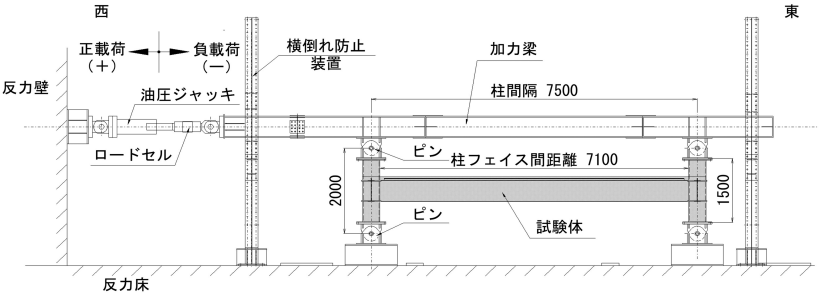


図3 試験体の配置および荷重装置

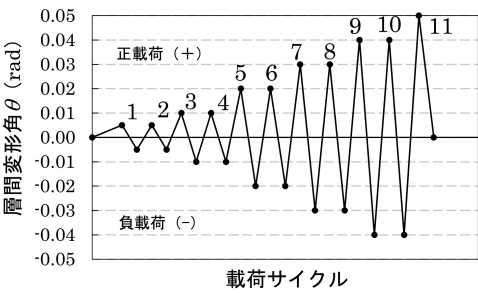


図4 荷重履歴

表4 試験体の断面諸元

試験体名	sI, sI' (mm ⁴)	cX_{n+} (mm)	cX_{n-} (mm)	cI_{n+} (mm ⁴)	cI_{n-} (mm ⁴)	cK_+ (kN・m/rad)	cK_- (kN・m/rad)	cK_a (kN・m/rad)	M_p (kN・m)	cM_{p+} (kN・m)	cM_{p-} (kN・m)	cM_{pa} (kN・m)
T-1	3.36×10^8	165	297	6.89×10^8	4.02×10^8	1.09×10^5	6.58×10^4	8.72×10^4	522	632	572	602
S-1	2.95×10^8	169	282	6.82×10^8	3.70×10^8	1.08×10^5	6.08×10^4	8.46×10^4	522	632	572	602
T-2	3.71×10^8	162	310	6.96×10^8	4.31×10^8	1.10×10^5	7.02×10^4	8.99×10^4	522	632	572	602
S-2	2.95×10^8	169	282	6.82×10^8	3.70×10^8	1.08×10^5	6.08×10^4	8.46×10^4	522	632	572	602

(2) 荷重・計測方法

図3に試験体の配置と荷重装置を示す。上側のピンに加力梁を取付け、油圧ジャッキにより加力梁端部に水平方向へ荷重することで、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる。

図4に荷重履歴を示す。上下ピンの水平変位から算出した層間変形角 θ を荷重履歴に従って、正負交番の漸増繰返し荷重を行った。 θ は $\pm 0.005\text{rad}$, $\pm 0.01\text{rad}$, $\pm 0.02\text{rad}$, $\pm 0.03\text{rad}$, $\pm 0.04\text{rad}$ までは各2サイクル荷重した後、 $+0.05\text{rad}$ に到達するか、試験体の梁端曲げモーメントが鉄骨梁の全塑性耐力 M_p を下回った時点で試験を終了した。

変位は、上下ピンの変位から層間変形角 θ 、上下ダイアフラムの変位から梁端回転角 θ_b 、梁のウェブ面(上フランジ下面から100mmの位置)と下フランジの面外変位を計測した。 θ と θ_b は反力壁側に柱が倒れる方向を正荷重(+)とした。

ひずみは、スラブ表面、スラブ筋、梁の上フランジ下面、下フランジ上下面を計測した。

(3) 耐力および剛性の計算値

表4に各試験体の断面諸元を示す。以下の耐力および弾性剛性は文献2), 3)から算出した。

I はS-1, S-2のH形断面の断面二次モーメントである。 I' はT-1, T-2の断面二次モーメントである。T-1, T-2は突起リブが上フランジに連続して配置されるため、H形断面に突起リブも含めて算出した。 cX_{n+} , cX_{n-} は正曲げ、負曲げを受けるときの中立軸の位置(cX_{n+} は床スラブ上縁から中立軸までの距離, cX_{n-} は鉄骨梁の下フランジ下縁から中立軸までの距離), cI_{n+} , cI_{n-} は合成梁の正曲げ、負曲げの断面二次モーメント, cK_+ , cK_- , cK_a は正曲げ側、負曲げ側、正負平均の弾性剛性である。

試験体4体の耐力は、鉄骨梁単体として耐力を算出した。突起リブは、柱面から100mm控えている。そのためT-1, T-2の耐力は、曲げモーメントが最大となる柱梁接合部では鉄骨梁として耐力を算出した。 M_p は鉄骨梁の全塑性耐力, cM_{p+} , cM_{p-} , cM_{pa} は正曲げ側、負曲げ側、正負平均の合成梁の全塑性耐力である。

3. 実験結果および考察

(1) 荷重履歴曲線

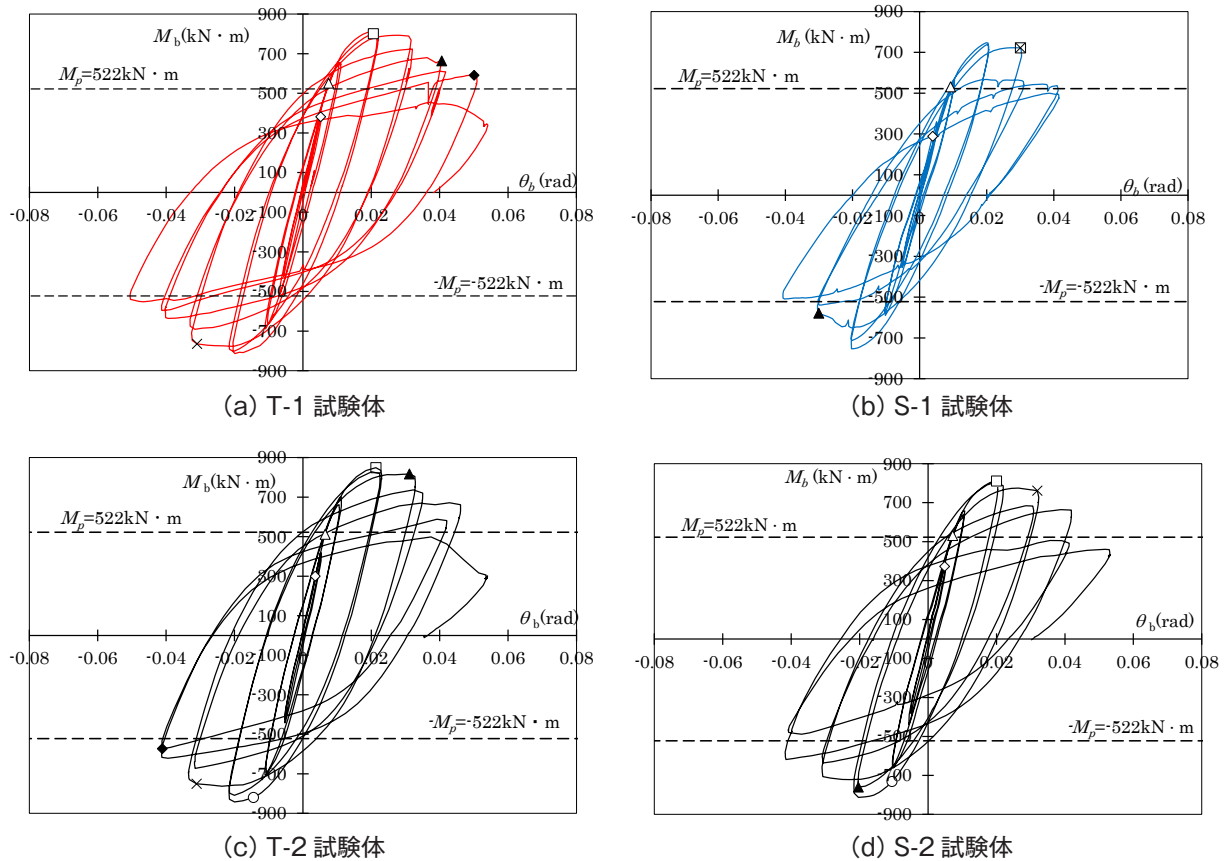
図5に各試験体の両柱で平均した梁端曲げモーメント M_b - 梁端変形角 θ_b の関係を示す。以下、T-1, S-1, T-2の正荷重に着目して考察する。

図5(a)に示したT-1は、 $+0.02\text{rad}$ 付近で最大曲げモーメント $eM_{max}=772\text{kN}\cdot\text{m}$ を記録した。 $+0.03\text{rad}$ まで耐力を維持したが、以降は耐力が低下した。 eM_{max} 到達後の耐力低下は、S-1よりも耐力低下が緩やかであった。その後、 $+0.05\text{rad}$ まで M_p 以上の耐力を維持しており、粘り強い傾向を示した。また、S-1と比較して、荷重履歴曲線が描く面積が2倍程度であった。

同図(b)に示したS-1は、 $+0.02\text{rad}$ 付近で最大曲げモーメント $eM_{max}=707\text{kN}\cdot\text{m}$ であり、T-1よりも1割程度低かった。 $+0.03\text{rad}$ 付近で M_p 程度まで耐力が急激に低下したため、 $+0.04\text{rad}$ にて荷重を中止した。

同図(c)に示したT-2は、概ねT-1と同様の荷重履歴曲線であった。

表5に各試験体の弾性剛性と耐力における計算値と実験値の比較を示す。 k_a , cM_{pa} は表4と同じ計算値である。 k_a は正負平均の弾性剛性, eM_{max} は正負平均の最大曲げモーメントの実験値である。弾性剛性, 最大曲げモーメント共に、スタッドよりも突起リブの方が高い結果であった。

図5 梁端曲げモーメント M_b - 梁端回転角 θ_b の関係

(2) 破壊性状

図5には試験体の状態が変化した時点を示している。スラブのひび割れと圧壊は◇印、鉄骨梁の降伏は△印、下フランジの亀裂は◆印、デッキPLの剥離は▲印、下フランジの局部座屈は□印、横座屈は×印で示している。なお、横座屈は下フランジが25mm（梁成の1/20）面外変位した時点、局部座屈は目視で確認した時点である。

図5より、全試験体は概ね同様の破壊性状を示していた。正曲げ側では、 $\pm 0.005\text{rad}$ 程度に達した時点で、柱隅角部周辺のコンクリートが圧壊、負曲げ側ではコンクリート表面にひび割れが発生した。 $+0.01\text{rad}$ 程度から剛性が大きく低下し、その間に負曲げ側のコンクリート表面にひび割れが発生した。ひび割れは、幅方向に広がるとともに、梁軸方向にも生じた。その後、梁全体に横座屈が生じ、最大耐力を迎えた。

(3) 鉄骨梁の面外変位

写真2にT-1, S-1の $+0.05\text{rad}$ 到達時の鉄骨梁の横座屈状況を示す。S-1は広い範囲でスタッド軸部の破断が発生したことにより、鉄骨梁が大きくねじれていた。一方、T-1はコーン状破壊が発生したが、スタッドよりも抜け出し量が少なく変形を抑えられていた。

表5 計算値と実験結果の比較

試験体名	計算値		実験値		比率(実験値/計算値)	
	$c k_a$ ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	$c M_{pa}$ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	$e k_a$ ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	$e M_{max}$ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	$e k_a / c k_a$	$e M_{max} / c M_{pa}$
T-1	8.72×10^4	602	6.98×10^4	772	0.800	1.28
S-1	8.46×10^4	602	6.40×10^4	707	0.757	1.17
T-2	8.99×10^4	602	7.24×10^4	804	0.805	1.34
S-2	8.46×10^4	602	6.80×10^4	768	0.803	1.28

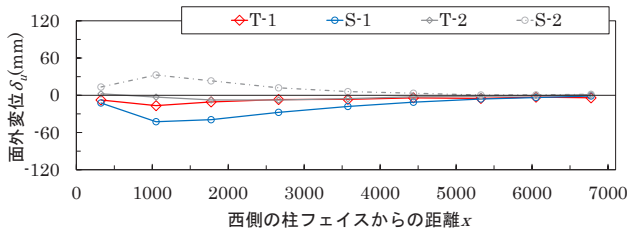


(a) T-1 試験体

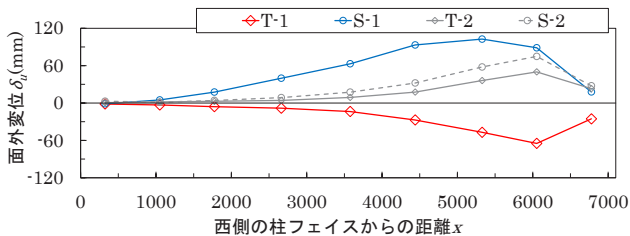
(b) S-1 試験体

写真2 鉄骨梁の横座屈の状況 ($+0.05\text{rad}$)

図6に横座屈が生じた+0.03rad, -0.03radの下フランジの面外変位を示す。+0.03radでは、S-1よりもT-1の方が変形を抑えられていた。-0.03radでは、S-1が支間の1/4点付近を最大とし支間中央付近まで変形が大きくなっていたが、T-1は梁全長にわたり変形が抑えられていた。

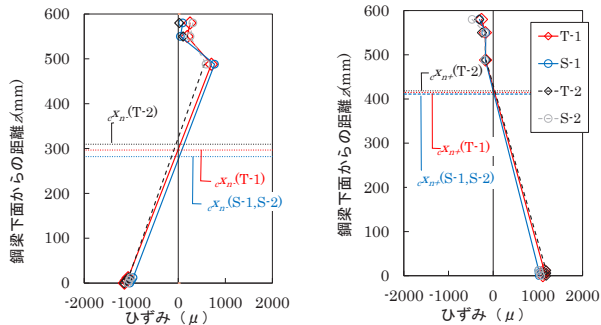


(a) +0.03rad



(b) -0.03rad

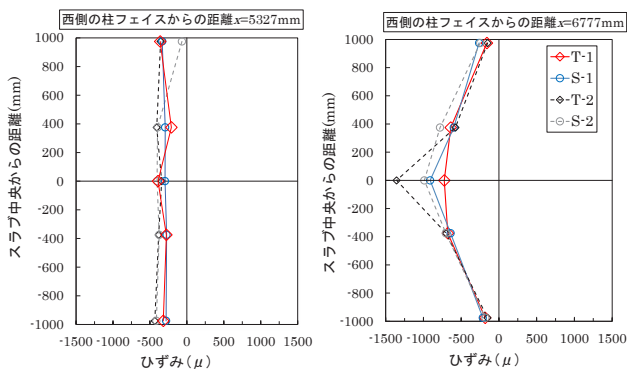
図6 下フランジの面外変位



(a) 負曲げ側

(b) 正曲げ側

図7 鉛直方向のひずみ分布 (+0.005rad)

(a) 正曲げ側, $l/4$ 点

(b) 正曲げ側, 柱近傍

図8 床スラブ幅方向のひずみ分布 (+0.02rad)

(4) ひずみ分布

図7に弾性域である+0.005radの試験体の鉛直方向のひずみ分布を示す。上から、スラブ上面、スラブ筋、上フランジ下面、下フランジ上下面の計測位置である。図中の点線は、各試験体の負曲げ、正曲げを受けるときの中立軸の位置の計算値 x_{n+} , x_{n-} を示している。計算値と実験値は概ね対応していることがわかる。

図8に最大曲げモーメント eM_{max} を記録した+0.02radの床スラブ幅方向のひずみ分布を示す。(a)は $l/4$ 点(l は柱フェイス間距離), (b)は柱近傍の計測位置であり、どちらもコンクリート上面に圧縮が作用する正曲げモーメントが作用している。負曲げモーメントが作用した際に生じたひび割れの影響で、T-1, S-1のスラブ中央の値に差があるが、柱近傍から離れた範囲では、ひずみ分布が山形から均等となっていた。T-1, S-1を比較しても、大きなひずみ差は見られなかった。

4. 横座屈耐力と塑性変形倍率

ここでは、横座屈耐力と塑性変形倍率について評価を行う。突起リブとスタッドの比較には、T-1, S-1の結果を用いた。

(1) 横座屈細長比

図9に図5(a)(b)から得られた最大曲げモーメントの正負の平均値 eM_{max} を梁の全塑性耐力 M_p で無次元化した eM_{max}/M_p と横座屈細長比 λ_b の関係を示す。横座屈細長比とは、部材が横座屈しやすいかの評価に用いられる指標であり、値が大きいほど部材が横座屈しやすくなる。図中には横座屈限界耐力³⁾と細長比区分³⁾を併記している。図中の右側にスラブの効果を無視、左側にスラブの効果を考慮した場合を示している。図9より、突起リブ、スタッド共に横座屈限界耐力以上の耐力を有していた。

表6の左側に横座屈細長比 λ_b を示す。スラブの効果を考慮した場合の弾性横座曲げ曲げモーメント M_{cr} , M_e は、上フランジを連続拘束した場合の弾性横座屈耐力の近似式^{4), 5)}(ただし、梁に作用する力は逆対称曲げモーメント、両端固定支持として算出)による。上フランジの拘束条件は、突起リブは横移動と梁軸回りの回転、

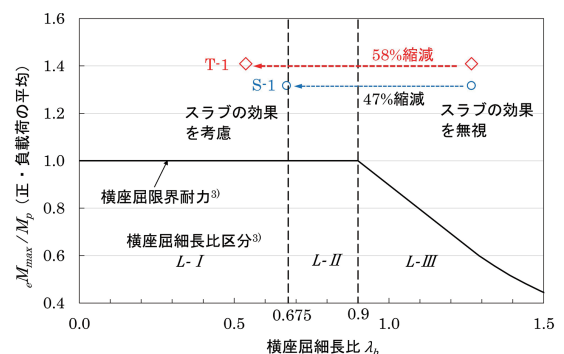


図9 横座屈耐力と横座屈細長比の関係 (T-1, S-1 試験体)

スタッドは横移動のみとしている。突起リブは梁軸回りの回転も考慮することで λ_b が小さくなる。これは、スタッドよりも突起リブの方が、面外変位を抑えられていた図6の結果とも合致する。

(2) 塑性変形倍率

図10に図5(a)(b)の载荷履歴曲線から作成した包絡線を示す。包絡線とは、各载荷サイクルの最大値を結んだ線である。なお、縦軸は鉄骨梁の全塑性耐力 M_p 、横軸は M_p に対する弾性限界回転角 θ_p で無次元化している。図中の M_p にあたる破線と包絡線が交わる箇所を、終局時の梁端回転角 θ_u (◇, ○印)とした。ここで、地震時における変形能力を評価する指標に塑性変形倍率⁶⁾がある。表6の右側に終局時の塑性変形倍率 R を示す。 R は式(1)より、求められる。

$$R = \theta_u / \theta_p - 1 \quad (1)$$

ここで、 θ_u ：終局時の梁端回転角 (rad)

θ_p ： M_p に対する弾性限界回転角 (rad)

図11に図10の包絡線から得られた終局時の塑性変形倍率 R と横座屈細長比 λ_b の関係を示す。図中には、鉄骨梁における塑性変形倍率の予測式⁷⁾を併記している。突起リブは、スラブの効果を考慮することで予測式と良く対応していることがわかる。また、図10と図11共に、スタッドに比べて、突起リブの塑性変形能力は2倍程度であった。

5. おわりに

本稿では、実物の1/2縮尺の耐震横座屈試験を実施し、突起リブとスタッドを用いた合成梁との挙動の差異を確認した。

突起リブを用いることで、最大耐力および弾性剛性の向上はわずかであったが、スタッドと比較して2倍程度の塑性変形能力を有していた。

最後に、本研究の全般にわたりご指導を賜った大阪工業大学向出静司教授、試験装置をご提供いただいた八幡工学実験場の職員の方々、計測にご協力いただいた学生の皆様の方々に深く感謝いたします。

6. 参考文献

- 1) 小枝, 岩田, 丹羽: 令和時代に挑むスタッドレス合成床板 (S C デッキのフルモデルチェンジ), 川田技報 Vol. 39, 2020
- 2) 日本建築学会: 各種合成梁構造設計指針・同解説, 第1編 合成梁構造設計指針, 2023
- 3) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 4) 廣嶋, 吉田, 北岡, 古梅, 福田, 平松: 床スラブで上フランジが拘束された鉄骨梁の横座屈挙動その2 横座屈耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州),

表6 横座屈細長比と塑性変形倍率

試験体名	計算値					実験値		
	M_e	M_{eR}	床スラブの 効果	λ_b	θ_p (rad)	载荷 方向	θ_u (rad)	R
	(kN・m)	(kN・m)						
T-1	326	1,809	無視	1.27	0.0102	正载荷	0.0501	3.91
			考慮	0.54		負载荷	0.0473	3.63
S-1	326	1,167	無視	1.27	0.0102	正载荷	0.0292	1.86
			考慮	0.67		負载荷	0.0295	1.89

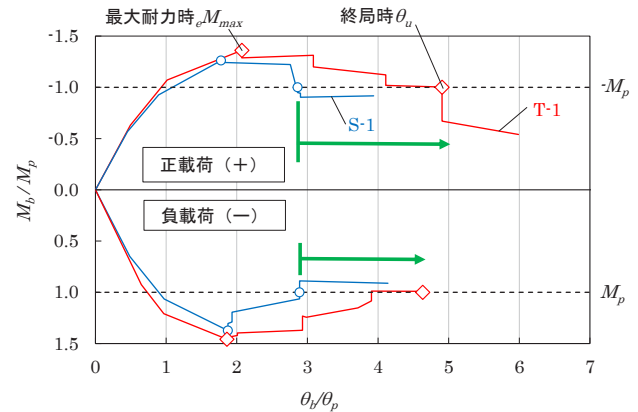


図10 包絡線 (T-1, S-1 試験体)

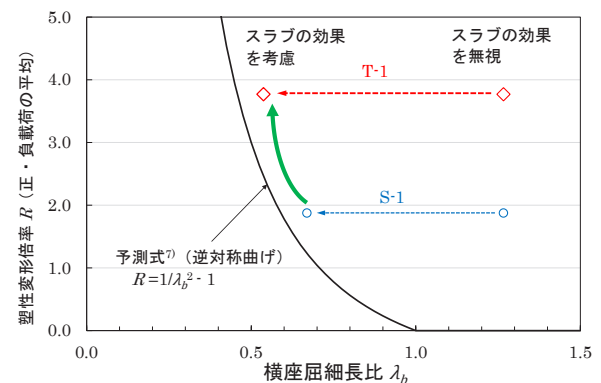


図11 塑性変形倍率と横座屈細長比の関係 (T-1, S-1 試験体)

pp.969-970, 2016.8

5) 五十嵐, 大西: 上フランジを連続完全拘束された H 形断面梁の弾性座屈耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第706号, pp.1899-1908, 2014.12

6) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 2019.7

7) 鈴木, 木村, 金子: 鉄骨梁の塑性変形能力評価法について, 日本建築学会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.701-702, 1985.9

8) 岩田, 今西, 向出, 栗山, 池田: 突起リブプレートを用いた合成梁に関する実験的研究その1: 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.1335-1336, 2025.9

9) 今西, 向出, 栗山, 岩田, 池田: 突起リブプレートを用いた合成梁に関する実験的研究その2: 実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.1337-1338, 2025.9