

不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験

Experiment of Lateral Bracing Effect of Concrete Floor Slab in Partial Composite Beam

技術研究所	江頭 寛	EGASHIRA HIROSHI
技術研究所	原田 浩之	HARADA HIROYUKI
技術研究所	松永 健太郎	MATSUNAGA KENTARO
技術企画部	小坂 英之	KOSAKA HIDEYUKI
建築技術部	森岡 研三	MORIOKA KENZO
九州支店設計部	浅川 拓哉	ASAKAWA TAKUYA

コンクリート床スラブによる H 形鋼梁の横補剛効果を確認するために、不完全合成梁を対象とした部分架構試験体 3 体の加力実験を行った。その結果、梁端部の最大曲げモーメント M_{max} は、全ての試験体において H 形鋼梁単体の全塑性曲げモーメント M_p より大きい値を示した。また、梁端部の塑性変形倍率は、最大荷重時 (M_{max} 時) で 2~3、最大荷重到達後に M_p まで耐力低下した時点 (M_p 劣化時) で 2.3~10 となった。

キーワード：不完全合成梁，床スラブ，H 形鋼梁，横座屈，横補剛，塑性変形倍率

The loading tests of three partial composite wide flange shaped beams were examined in order to study of lateral bracing effect of concrete slab. It was confirmed that maximum moments at the edge of all beams were larger than their full plastic moments. Plastic deformation ratios of beams in maximum moment were 2 to 3. When the moment fell to full plastic moment, plastic deformation ratios were 2.3 to 10.

Key Words : Partial Composite Beam, Floor Slab, Wide Flange Shapes Beam, Lateral Buckling, Lateral Bracing, Plastic Deformation Ratio

1. はじめに

現行の鋼構造の耐震設計では、梁材の保有耐力横補剛を満足させる手法として、小梁や方杖などの横補剛材を設置することが推奨されている¹⁾。一方、梁の材長に沿って連続的に取り付く床スラブには、横座屈に対する補剛効果があることが実験的、解析的に確認されており^{2,3)}、鋼構造塑性設計指針⁴⁾では、床スラブ付き梁の耐力は、横補剛材が付いていない場合でも鉄骨梁の全塑性曲げモーメントまで確保できることが示されている。ただし、この床スラブの横補剛効果が確認されているのは完全合成梁についてのみであり、不完全合成梁については、横補剛効果の検討は未だ不十分であり、同指針⁴⁾でもそのことが指摘されている。

本報では、不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果を確認するために実施した、コンクリート床スラブ付き H 形鋼梁を有する部分架構の加力実験について報告する。

2. 実験計画

(1) 試験体

表-1 に試験体の一覧を、図-1 に試験体全体図を、図-2 に試験体断面図を示す。試験体は、床スラブ付きの H 形鋼梁とその両端の角形鋼管柱、および床スラブを支持するために直交方向に取り付けた H 形鋼梁（以下、直交梁と呼ぶ）で構成される。梁は不完全合成梁であり、柱芯間のスパンは $L=3,500\text{mm}$ 、コンクリート床スラブの断面は厚さ 65mm、幅 800mm である。スパン方向のスラブ筋は D6@125 のダブル配筋となっており、スラブ筋の両端は、直交梁 (H-200x100x5.5x8) の上フランジに固定した平鋼 (PL-9) に溶接されている。床スラブと H 形鋼梁は、直径 10mm、全長 40mm の頭付きスタッドで接合されている。頭付きスタッドの本数は完全合成梁として必要な本数の約 7 割であり、上フランジの中心線上に 250 mm 間隔で一列配置されている。

表-1 試験体の一覧

試験体	梁断面	梁鋼種	梁の幅厚比		梁の材長 (mm) L_0	スチフナ 厚さ・ピッチ (mm)	床スラブ (mm)	合成率※	梁単体(床なし)の性能		
			フランジ	ウェブ					弱軸 細長比 λ_y	横座屈 細長比 λ_b	細長比 区分
S100	H-200×100×5.5×8	SS400	6.25 (FA)	33.5 (FA)	3,300	なし	幅800 厚さ65	0.69 (不完全合成梁)	147	0.74	L-II
S65	H-200×65×5.5×8		4.06 (FA)	33.5 (FA)		なし			250	1.08	L-III
S65S						4.5@575					

※完全合成梁に必要な頭付きスタッド本数に対する比

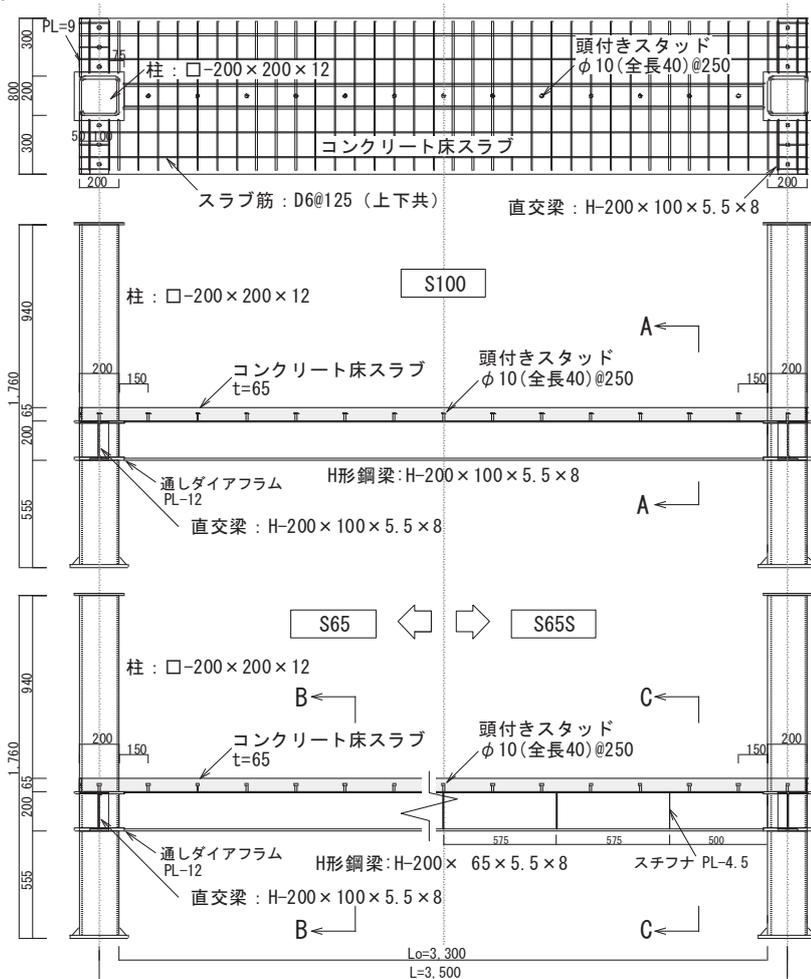


図-1 試験体全体図

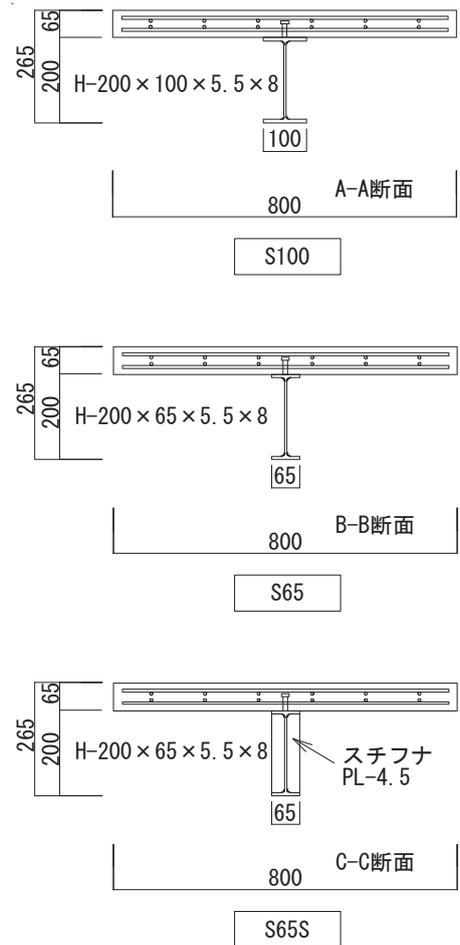


図-2 試験体断面図

試験体は S100, S65, S65S の 3 体であり、実験要因は H 形鋼梁の断面とスチフナの有無である。H 形鋼梁の断面は、S100 では H-200x100x5.5x8(SS400), S65 と S65S では、前記断面の上下フランジの両縁をカットした H-200x 65x5.5x8(SS400)である。ここで、S65S の梁は S65 と同断面であるが、H 形鋼梁の横座屈低減を期待して、S65S にはスチフナ (PL-4.5) 5 枚を梁両面に均等配置した。フランジの幅厚比は S100 が 6.25, S65 と S65S が 4.06, ウェブの幅厚比は全試験体とも 33.5 となっている。また、床スラブが取り付けられない H 形鋼梁単

体 (以下、梁単体と呼ぶ) の鋼構造限界状態設計指針⁵⁾ による横座屈細長比 λ_b は、S100 が 0.74 (細長比区分 L-II), S65 と S65S が 1.08 (細長比区分 L-III) であり、S100 に比べ S65 と S65S の梁は、横座屈が生じやすい断面となっている。柱は幅とせいが 200mm, 厚さ 12mm の角形鋼管であり、柱梁接合部は、通しダイアフラム (PL-12) を用いたディテールとした。柱と梁単体の曲げ耐力比は、S100 が 10, S65 と S65S が 13 と十分に大きく、梁両端が全塑性モーメントに達しても、柱は弾性応力状態を保つものと考えられる。表-2 に材料試験結

表-2 材料試験結果

鋼材	部位		サイズ (mm)	強度種別	降伏点 (N/mm ²)	降伏歪 (×10 ⁻⁶)	弾性率 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
	梁	フランジ	8	SS400	304	1,580	206,000	438	39
		ウェブ	5.5	SS400	341	1,700	198,000	442	31
	柱	12	STKR490	503	4,500*	199,000	570	32	
	スラブ筋	D6	SD295A	331	3,820*	183,000	511	27	
コンクリート	試験体		圧縮強度 (N/mm ²)		弾性率 (N/mm ²)		割裂強度 (N/mm ²)		
	S100		22.7		22,800		2.31		
	S65		22.8		23,100		2.27		
	S65S		23.5		23,600		2.26		

*0.2%オフセット歪

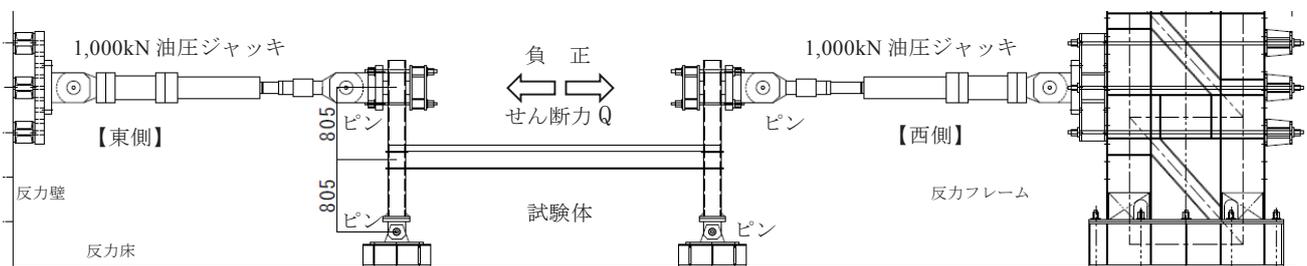


図-3 加力図

果を示す。

(2) 加力および計測方法

図-3 に加力図を示す。試験体の柱脚部に、反力床に固定したピン支承を接合し、東西の柱頭部に取り付けた2本の1,000kN油圧ジャッキで加力を行った。加力方法は、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる、正負交番の水平漸増加力とした。加力スケジュールは、柱上下のピン間の変形角 θ_f で $\theta_f = \pm 0.005, \pm 0.01, \pm 0.02, \pm 0.03, \pm 0.04, \pm 0.05 \text{ rad}$ までを各2サイクルとし、最後に $\theta_f = +0.1 \text{ rad}$ まで片押し加力することとした。

東西ジャッキ先端のロードセルおよび各部に配置した変位計、ひずみゲージにより試験体の耐力と変形、ひずみを計測した。

3. 実験結果

(1) 梁の損傷状況

写真-1, 2 に、加力終了後における各試験体の梁の損傷状況を示す。各試験体の梁単体には、全長にわたって一方向にねじれ変形した横座屈が生じており、その程度はS100よりもS65とS65Sの方が大きかった。梁にスチフナを設けたS65Sにも、スチフナのないS65と同様の横座屈が生じており、スチフナによる明らかな座屈低



写真-1 損傷状況 (側面)

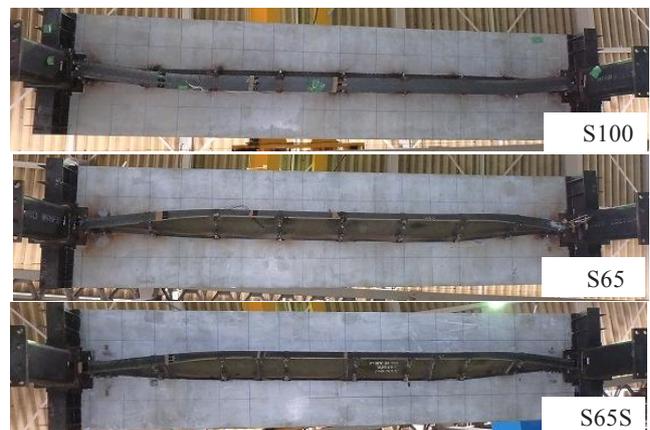


写真-2 損傷状況 (下面)

表-3 実験値と耐力計算値の比較

試験体	加力方向	実験値 (最大値)	計算値 (梁単体)					計算値 (完全合成梁の場合)				比 (実験/計算)		
			全塑性限界耐力		横座屈限界耐力			全塑性限界耐力						
			Q_{max} (kN)	M_p (kN・m)	Q_p (kN)	M_c (kN・m)	Q_c (kN)	正曲げ ${}_cM_p+$ (kN・m)	負曲げ ${}_cM_p-$ (kN・m)	正負平均 ${}_cM_p$ (kN・m)	${}_cQ_p$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_p}$	$\frac{Q_{max}}{Q_c}$	$\frac{Q_{max}}{{}_cQ_p}$
S100	正	112	62.6	82.4	62.6	82.4	88.6	74.5	81.6	107	1.36	1.36	1.05	
	負	-111	-62.6	-82.4	-62.6	-82.4	-88.6	-74.5	-81.6	-107	1.35	1.35	1.04	
S65	正	83.0	46.2	60.9	37.9	49.9	72.9	58.9	65.9	86.8	1.36	1.66	0.96	
	負	-90.2	-46.2	-60.9	-37.9	-49.9	-72.9	-58.9	-65.9	-86.8	1.48	1.81	1.04	
S65S	正	98.6	46.2	60.9	37.9	49.9	72.9	58.9	65.9	86.8	1.62	1.98	1.14	
	負	-81.2	-46.2	-60.9	-37.9	-49.9	-72.9	-58.9	-65.9	-86.8	1.33	1.63	0.94	

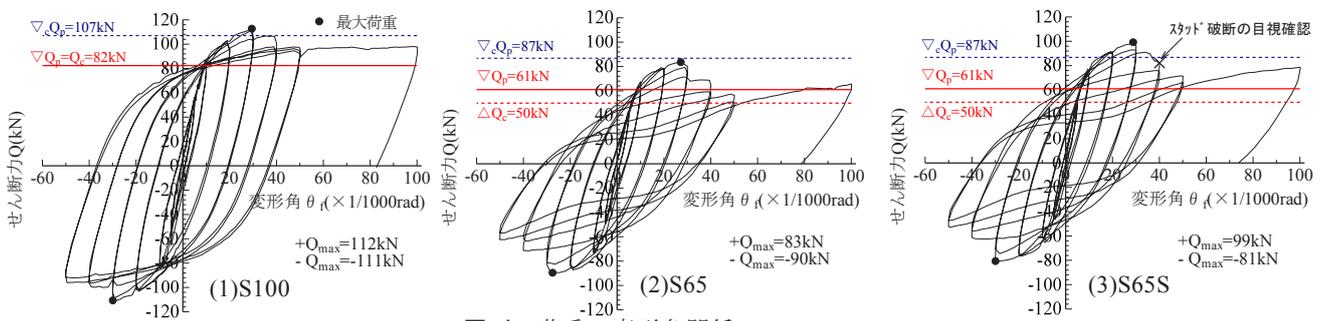


図-4 荷重-変形角関係

減効果は本実験では確認できなかった。なお、全ての試験体の梁単体の横座屈は、 $\theta_f = \pm 0.02\text{rad}$ 以降から徐々に大きくなる傾向を示すことが、実験中の観察により確認された。

H形鋼梁と床スラブとを繋ぐ頭付きスタッドに着目すると、加力終了後の全ての試験体において、梁両端部の各1本を除く全ての頭付きスタッドに破断が確認された。なお、床スラブの損傷は、床の両端部からスパンの約1/3までの範囲内において曲げひび割れが生じた程度であり、比較的軽微であった。

(2) 荷重と変形角の関係

表-3に梁耐力の実験値と計算値との比較を、図-4に各試験体の荷重-変形角関係をそれぞれ示す。ここで、図-4の縦軸は東西ジャッキの水平荷重を合計して求めたせん断力 Q 、横軸は変形角 θ_f である。なお、これら各図の正加力側には、梁耐力の目安として、表-3に示した梁単体の全塑性限界耐力 M_p ⁴⁾と横座屈限界耐力 M_c ⁴⁾、および完全合成梁として計算した全塑性限界耐力 ${}_cM_p$ ⁵⁾のせん断力換算値 Q_p 、 Q_c 、 ${}_cQ_p$ を併記した。

S100の荷重-変形角曲線は、紡錘形の安定した履歴特性を示した。一方、S65とS65Sは、最大荷重後のねじれ変形の進展とともに、S字状の履歴曲線となり耐力が低下した。

各試験体の正加力時の状況を見ると、図-4(1)に示すS100は $\theta_f = +10/1000\text{rad}$ 付近で剛性が低下し、 $\theta_f = +30/1000\text{rad}$ で最大荷重 $Q_{max} = 112\text{kN}$ (Q_p の1.36倍、 ${}_cQ_p$ の1.05倍)に達している。最大荷重到達後には耐力がやや低下しているが、 $\theta_f = +100/1000\text{rad}$ に至るまで Q_p を上回る約95kNの一定耐力を保持し続けている。図-4(2)に示すS65もS100と同様に $\theta_f = +10/1000\text{rad}$ 付近で剛性が低下し、 $\theta_f = +30/1000\text{rad}$ で最大荷重 $Q_{max} = 83\text{kN}$ (Q_p の1.36倍、 ${}_cQ_p$ の0.96倍)に達している。その後の加力で梁単体のねじれ変形が大きくなり、 $\theta_f = +50/1000\text{rad}$ で Q_c 付近まで耐力は低下しているが、 $\theta_f = +100/1000\text{rad}$ においては Q_p 相当まで耐力が上昇している。図-4(3)に示すS65SもS65と同様の傾向を示している。最大荷重は $Q_{max} = 99\text{kN}$ (Q_p の1.62倍、 ${}_cQ_p$ の1.14倍)であった。S65Sの各サイクルの耐力はS65と比較してやや大きめだが、両者の挙動に有意な差は認められなかった。

なお、柱と床スラブ間の支圧により、全ての試験体の床スラブと上フランジ間に材軸方向の水平ずれ変位が生じ、S65Sにおいては $\theta_f = +40/1000\text{rad}$ 付近で一部の頭付きスタッドの破断が目視確認された。

(3) 梁端部の曲げモーメントと回転角の関係

図-5に各試験体の東西梁端部の曲げモーメント M と回転角 θ との関係を示す。これら各図には、梁端曲げモ

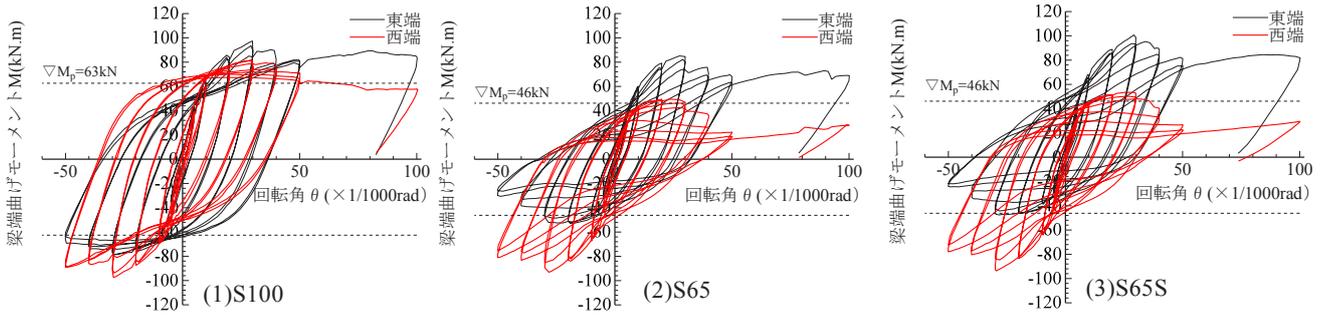


図-5 梁端の曲げモーメント-回転角関係

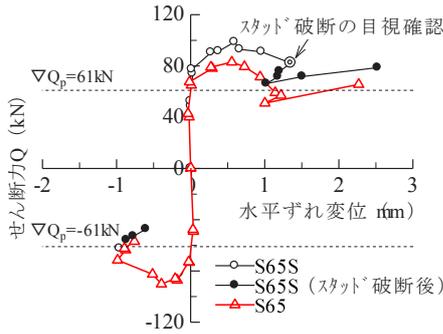


図-6 荷重と頭付きスタッドの水平ずれ変位の関係

メントの目安として、表-3 に示した全塑性限界耐力 M_p を併記している。

図-5(1)に示す S100 の東西の梁端曲げモーメントは、 $\theta = \pm 10/1000\text{rad}$ 以降において、正曲げ・負曲げに関わらずほぼ M_p 以上の値を保持した。一方、図-5(2), (3) に示す S65 および S65S の $M-\theta$ 関係は、下フランジが圧縮となる負曲げ（東端：第3象限，西端：第1象限）において、 $\theta = \pm 30/1000\text{rad}$ 以降での耐力低下が顕著であり、 $\theta = \pm 40/1000\text{rad}$ の加力時に M_p 以下の値となった。

(4) 頭付きスタッドの水平ずれ変位

図-6 に、フランジ幅の小さい S65 と S65S の 2 試験体について、架構のせん断力 Q と頭付きスタッドの水平ずれ変位との関係を示す。ここで、頭付きスタッドの水平ずれ変位は、柱面から 100mm 内側の梁端部の位置での上フランジと床スラブ下端間の相対水平ずれ変位である。また、図中のプロットは、各加力サイクルのピーク時の値を示しており、S65S に関しては、一部の頭付きスタッドの破断を目視確認した点を◎印で、破断前を○印、破断後を●印で表している。S65S の頭付きスタッドの水平ずれ変位を見ると、せん断力が約 80kN ($Q_p = 61\text{kN}$ の約 1.3 倍) に達するまではほぼ零であるが、それ以上の荷重では大きくなっている。一方、図-4(3) に示した荷重-変形関係においても、約 80kN の荷重近

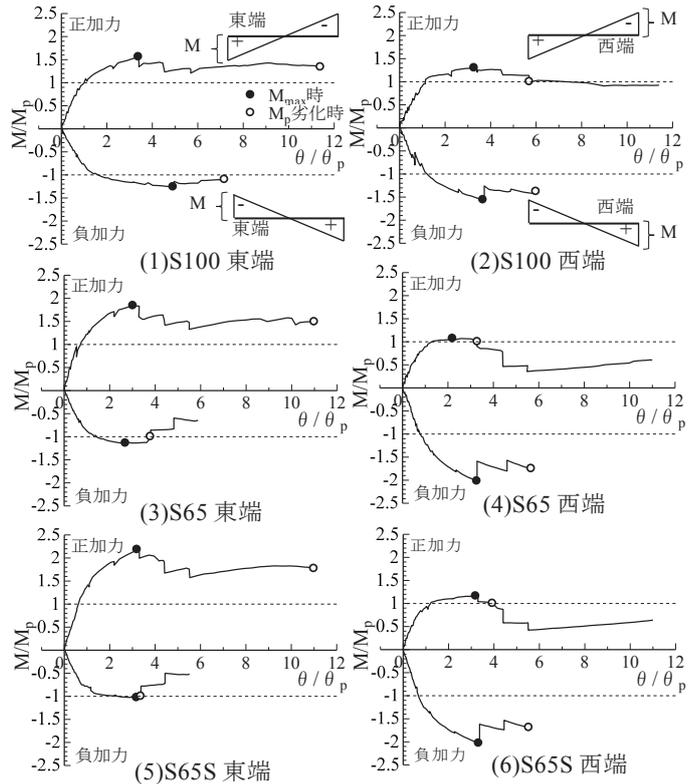


図-7 骨格曲線

傍で剛性が低下し始めており、頭付きスタッドの水平ずれ変位が大きくなるに従って、鉄骨梁と床スラブの合成効果が小さくなっていることが確認できる。なお、S65 の頭付きスタッドの破断に関しては実験中には目視確認されていないが、頭付きスタッドの水平ずれ変位や荷重-変形関係の挙動が S65S と同様であることから、S65S とほぼ同じ水平ずれ変位（約 1.4mm）で破断が生じたものと推察される。

(5) 梁の塑性変形能力

図-7 に、各試験体の東西梁端部における $M-\theta$ 関係の骨格曲線を示す。ここで、図-7 の縦軸は図-5 に示した梁端曲げモーメント M を梁単体の全塑性モーメント M_p で、横軸は図-5 に示した梁端回転角 θ を式(1)で表される M_p 時の弾性限界角 θ_p でそれぞれ無次元化している。

表-4 塑性変形倍率の一覧

試験体	加力方向	M _{max} 時		M _p 劣化時	
		東端	西端	東端	西端
S100	正	2.4 (+)	2.3 (-)	10 (+)	4.7 (-)
	負	3.9 (-)	2.7 (+)	6.2 (-)	5.0 (+)
S65	正	2.0 (+)	1.2 (-)	10 (+)	2.3 (-)
	負	1.7 (-)	2.3 (+)	2.8 (-)	4.7 (+)
S65S	正	2.2 (+)	2.2 (-)	10 (+)	2.9 (-)
	負	2.2 (-)	2.3 (+)	2.4 (-)	4.5 (+)

() 内の符号は曲げモーメントの正負を示す。+: 正曲げ, -: 負曲げ

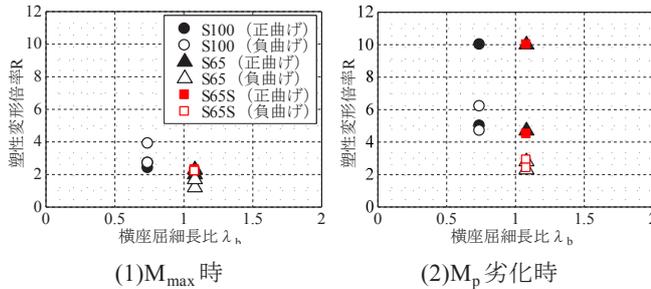


図-8 横座屈細長比と塑性変形倍率の関係

$$\theta_p = \frac{M_p \cdot l_0}{6E \cdot I_x} \quad (1)$$

ここに、 l_0 はH形鋼梁の材長
 E はH形鋼梁の弾性率
 I_x はH形鋼梁の強軸まわりの断面二次モーメント

表-4 に、図-7 の骨格曲線より求めた各試験体の塑性変形倍率 R を示す。ここで、 R は、限界変形角 θ_u を最大荷重時 (図-7 中●印) の変形角とした場合 (以下、 M_{max} 時) と、最大荷重到達後に M_p まで低下したとき (M_p まで低下しなかった場合は最大変形時、図-7 中○印) の変形角とした場合 (以下、 M_p 劣化時) について式(2)⁴⁾ で計算した。

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \quad (2)$$

図-8 に横座屈細長比 λ_b と塑性変形倍率 R の関係を示す。 R は λ_b の小さい S100 の方が S65 や S65S よりもやや大きくなる傾向を示している。また、S65 と S65S の R はほぼ同じ程度であった。ここで、 M_{max} 時の R は S100 が 2.3~3.9、S65 と S65S が 1.2~2.3、 M_p 劣化時の R は S100 が 4.7~10、S65 と S65S は 2.3~10 であった。

4. まとめ

不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験を行い、以下の知見を得た。

- ① 全ての試験体の H 形鋼梁には、 $\theta_f = \pm 20/1000 \text{rad}$ 以降から梁全長にわたって一方向にねじれ変形した横座屈が生じた。ねじれ変形は S100 よりも S65 と S65S で顕著であった。また、加力終了後の全ての試験体で頭付きスタッドの破断が確認された。
- ② S65 と S65S は座屈性状に有意な差は認められず、スチフナによる梁の耐力や塑性変形能力の向上は特に見られなかった。
- ③ S100 の梁端部の曲げモーメントは、 $\theta_f = \pm 100/1000 \text{rad}$ に達するまでほぼ M_p 以上の値を保持した。一方、S65 と S65S では負曲げでの耐力低下が顕著であり、梁端部の曲げモーメントは $\theta_f = \pm 40/1000 \text{rad}$ の加力時に M_p 以下の値となった。
- ④ 一部の頭付きスタッドの破断を目視確認したときの、H 形鋼梁と床スラブとの水平ずれ変位は約 1.4mm であった。また、頭付きスタッドの水平ずれ変位が大きくなるに従って、H 型鋼梁と床スラブの合成効果が低下した。
- ⑤ 東西梁端部の塑性変形倍率 R は、 M_{max} 時では全試験体で 2~3、 M_p 劣化時では S100 が 4.7 以上、S65 と S65S が 2.3 以上であった。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.10
- 2) 日本建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013，2013.6
- 3) 伊賀はるな，聲高裕治，金尾伊織：横座屈によって終局状態を迎える H 形断面梁の実験データに基づく最大耐力と塑性変形能力の評価，構造工学論文集，Vol.61 B，pp.185-198，2015.3
- 4) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2017.2
- 5) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2013.3
- 6) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11