# 論文 鉄筋が溶接された薄鋼板上に打設されたコンクリートスラブと H 形鋼か らなる合成梁の剛性・耐力について

平出 亭\*1・金子 洋文\*2・小西 泰孝\*3・佐々木 睦朗\*4

要旨:鉄筋がフレア溶接された薄鋼板上に打設されたコンクリートスラブとH形鋼からなる 合成梁を対象として,その剛性・耐力を検証する実大実験を実施した。この合成梁は一般の 形式とは異なり,建築空間的な要求からややせいの低いH形鋼が採用され,スタッドコネク タが用いられていない点が特色となっている。既往の評価方法に基づいてスラブの有効幅を 評価し,完全合成梁を仮定した計算値に対し,剛性実験値は計算値とほぼ一致し,耐力・変 形実験値は計算値を上回る,という結果が得られた。

キーワード:鉄筋,フレア溶接,鋼板,スラブ,H形鋼,合成梁,有効幅,剛性耐力,実験

#### 1. はじめに

コンクリートスラブとH形鋼からなる合成梁 においては、一般にH形鋼上部に頭付きスタッ ドコネクタが溶接される。スタッドのせん断抵 抗によりH形鋼とコンクリートスラブとは完全、 もしくは不完全に一体化され、その剛性・耐力 評価方法は各種合成構造指針<sup>1)</sup>に詳述されて いる。これに対し、本論にて対象とする合成梁 はスタッドを有さず、H形鋼上部に薄鋼板が隅 肉溶接され,その上に鉄筋が,溶接熱の影響を 避けるため 500mm ピッチにてフレア溶接され る,という新しい形式のものである(図-1)。 このような鉄筋は既往の設計ガイドライン<sup>2)</sup>に よれば,「剛な機械式ずれ止め」と定義され,ス ラブコンクリート,薄鋼板,およびH形鋼間に 完全・不完全合成梁を成立させる。しかし具体 的な評価・設計方法の記載には及んでいないた め,検証実験を実施し,剛性・耐力を考察した。

6-P	L-6×	(1497	× 299	94 SN4	490B	F	-		/108-	-D25,L	.200,@	500 ×	@500	) _	孫梁	12-C	-100	× 50 ×	20 × 4,L2	800		
	/	$\sim$	/	<b>\</b>	/	<b>\</b>	<ul> <li></li> </ul>	×	/	\	/	\	/	\	/	<u>\</u>	/	<b>\</b>	]	Ē	100	0 4 2 0
		1	1	1	1	/	<b>\</b>	/	1	1	`	1		/	\	/	`	/	9 j			
	/	<u>\</u>	/	<u>\</u>	/	1	/	<u>\</u>	1	<b>\</b>	1		1	\	/	<u>\</u>	/				č	
		1	1	1	1	1		/		1	1	1		1	~	/	1	/	10	Уľ	8	310
	/	`	/	1	/	~	/	1	/	`	/	<b>\</b>	/	<b>\</b>	/	1	1	~			ç	2
		/	<b>\</b>	/	<b>\</b>	/		/	<u>۱</u>	/	<b>\</b>	/		/	\	/	\	/		┘┇		450
L	<u>/</u> %	接金	網 6	φ×@	150 シ	ルング	L			∠ ⊐:	ンクリ	ートス	<b>ラブ</b> -	3000 >	< 9000	) × 70			傑		- <u>6</u> =	₹
	1、小	¥¥ 8~-E	3H-20	)0 × 20	00 × 9	× 12(2	28),L1	450		\¥	梁 BH	-200	× 200	×9×	12(28	),L100	000 S	SN490	B 7	f続(50	0+50) 容接	
500	<b>.</b>		300	00					30	000			•		3	000			500		d'	725 PL-6
•								図-1	試	<u>贪</u> 体刑	彡状 (	(No.3	)						===	6		-

\*1 ㈱竹中工務店 技術研究所 (正会員)

- \*2 ㈱竹中工務店 技術研究所 工博
- \*3 ㈱佐々木睦朗構造計画研究所 工修
- \*4 名古屋大学大学院教授 環境学研究科 工博

#### 2. 実験試験体

図-1の大梁のみを抽出し, 試験体 No.1 とし た(表-1)。これに小・孫梁を設け、薄鋼板・ 鉄筋を溶接したものを No.2, さらにスパン 9m 両端ピン支持状態にてスラブコンクリートを打 設したものを No.3 とした。No.3 試験体のスラ ブ幅 3m は対象とする実建築物における大梁の 支配面積に対応している。使用材料の材料試験 結果を図ー2に示す。

## 2.1 載荷·計測方法

載荷方法は単純梁形式の中央1点・線荷重載 荷である。線荷重の幅、並びに両端支持ローラ ーの幅は 2m である (図-3)。載荷せん断力 Q をロードセルにて、載荷点・支持点の H 形鋼大 梁の鉛直変位,並びに部材端部にて H 形鋼大梁 ~スラブコンクリート間の部材軸方向水平相対 ずれ変位を測定した。



表-1 試験体一覧

モデル 歪

8

9

10

11

12

13

14

15

60000

モデル 歪

8

9

10

11

12

13

 $(\mu)$ 

番号

( µ

番号

応力

0

1500

1870

6000

20000

40000

70000

80000

150000

N/mm

0

300

375

375

375

450

500

500

歪 (µ)

応力

0

1500

1750

6000

20000

35000

N/mm<sup>2</sup>

0

305

360

360

360

420

100000

No.1 中央のH-200大梁(L=10000)のみ

T.P.1

TP2

T.P.3

20000

T.P.1

T.P.2

T.P.3

モデル

40000

(a)上フランジ (t=12)

500

mm<sup>2</sup>) 400

Ì 300

**斤** 住 200

100

500

. 400

300 Ì

100

유 200

/mm<sup>2</sup>)

0

0

No.2 No.1+小孫梁+PL-6薄鋼板+D25鉄筋 No.3 No.2+メッシュ筋+スラブコンクリ・

図-2 材料試験結果、および計算に用いた $\sigma - \epsilon$ モデル

載荷パターンを図-4に示す。



# 3. 剛性・耐力の評価・計算方法

# 3.1 材料の応力 $\sigma$ - 歪 $\varepsilon$ 関係のモデル化

試験体の各構成材料の $\sigma - \epsilon$ 関係のモデル化 に関しては、基本的に材料試験結果を用い、15 点の multi-linear モデルを仮定した(図-2)。 コンクリートの圧縮限界歪の値には 0.3%を,圧 縮限界歪時圧縮応力の値には 0.85 $\sigma_{\rm B}$ ( $\sigma_{\rm B}$ : コ ンクリートのシリンダー圧縮強度)を、引張強 度には 0.1 $\sigma_{\rm B}$ を、引張強度到達後は歪 1000× 10<sup>-6</sup>にて応力 0 となるように仮定した。鋼材の 圧縮側特性には引張側特性をそのまま用いた。

#### 3.2 断面の要素分割・スラブの有効幅

断面の要素分割を矩形による要素分割(図-5)とし,鋼材の板厚には材料試験片の実測平 均値を用いた。フィレットには幅をウェブ厚, 高さをその半分,材料特性にウェブの材料 σ ε関係を準用した。



# 3.3 部材の軸方向要素分割・変形評価

対称性を考慮し,部材の軸方向要素分割を端 部支持点から中央載荷点に向い,200mm間隔に て全24節点・全23要素分割とした(図-6)。 各節点におけるM- φ関係はmulti-linearモデル にて縮約されうると仮定し,その各折れ点を主 要な設計クライテリアに対応する点とした。隣 りあう節点間の曲率を線形補間し,部材の曲げ 変形を求めた。せん断力は全て弾性H形鋼ウェ ブに負担されるとし,せん断変形を求めた。

# 4. 各試験体の計算・実験結果

#### 4.1 No.1試験体

平面保持仮定による No.1 モデルの断面の M - φ関係計算値,および部材の荷重-変形関係 を図-7に示す。計算値は図-6に示す自重 (M<sub>E</sub>,w,P)を与えたものである。図-7によれ ば,計算値は実験値とほどんど一致している。

#### 4.2 No.2 試験体

**T**形梁の有効幅は規準<sup>3)</sup>によれば2000mmと 算定され、この値をモデルの薄鋼板の幅に仮定





して求めた断面の M- φ関係計算値・部材の荷 重-変形関係を図-8に示す。図-8によれば, 実験値は計算値とほとんど一致していることか ら, No.2 モデルにて薄鋼板幅を 2000mm と設定 したことはほぼ妥当であり,有効幅に関して既 往の規準<sup>3)</sup>を準用して評価できることがわかる。

なお、実験においては、長期レベル荷重に到 達する前に薄鋼板において危険断面近傍領域に 上凸状の平板の面外弾性座屈が生じたため、そ の時点にて載荷を終了している。図-9は載荷 終了前座屈発生時におけるH形鋼とCチャンネ ルとに囲まれた長方形領域(幅 b=950mm)の薄 鋼板(板厚 t=6mm)の座屈応力 k<sub>c</sub>σ<sub>e</sub>理論値<sup>5)</sup>

$$k_c \sigma_e = k_c \{E \pi^2 / (1 - \nu^2)\} (t / b)^2 \cdot \cdot \cdot (1)$$

を示したものである。ここで E, νは各々鋼材 の弾性係数,ポアソン比である。図-9によれ ば,座屈係数 k<sub>c</sub>=6.98(4辺固定)に対応する座 屈応力理論値が薄鋼板の部材軸方向応力分布 (仮定幅:2000mm)計算値に近いといえる。

# 4.3 No.3 試験体

No.2 モデルにコンクリート打設時の施工時 等分布荷重 w=7.295kN/m を加えて薄鋼板の軸 方向歪を求めたものを図-10に示す。端部支持 点(z=0)からスパン中央(z=4500mm)に向かうほ ど圧縮歪が増加し,スパン中央位置・薄鋼板上 面にて約 150×10<sup>-6</sup>,その 70mm 上位置にて約 350×10<sup>-6</sup>の圧縮歪の値となる。このような圧縮 歪を No.3 のモデル断面にて平面保持仮定から 算出されるコンクリート歪から減じた歪が施工 状態が考慮されたコンクリートの存在歪計算値 となる。図-11 はコンクリートスラブ幅を 2000mm としたモデルにおけるスパン中央断面

(第 24 節点)の  $M-\phi$ 関係計算値である。な お、コンクリートの硬化収縮歪の値には 100×  $10^{-6}$ を仮定し、乾燥収縮歪に関しては考慮して いない。また、評価の正確を期すために No.3 モデルにおいては、H 形鋼に薄鋼板を溶接した





際の熱影響を考慮した。熱影響部の断面を 18 mm×18mm の矩形と仮定し(図-5),その領 域の各鋼材の材料降伏応力度に相当する引張初 期歪を導入している。図-11によれば危険断面 におけるコンクリートの圧縮合力Cの値は短期 時1141kN,終局時2377kNとなる。薄鋼板表面 の付着を無視し、Cに対応する「剛な機械式ず れ止め」鉄筋の支圧応力を単純支圧応力σcに て評価するならば,鉄筋の径,部材軸方向投影 長,有効本数を各々,d,L<sub>p</sub>,n<sub>e</sub>(スラブ幅2000mm 内のみ)として,σcの値に

$$\sigma_{\rm C} = C / (d \cdot L_{\rm p} \cdot n_{\rm e})$$
  
=2377000 / (25 × 141 × 36)  
=18.7N/mm<sup>2</sup> · · · (2)

18.7N/mm<sup>2</sup>を得る。この値は $\sigma_B$ の約9割に納まるため、モデルにて仮定したコンクリートスラ

ブ幅 2000mm を低減すべきかの判定結果は「低 減不要」となる<sup>4)</sup>。

図-11 と同様に第1節点~第23節点,各点 における全ての断面 M-φ関係を計算し,部材 の荷重-変形関係を求め,実験値とともに図-12に示す。図-12によれば,長期荷重対応の割 線剛性実験値は計算値より1割程度高く,短期

表−2	割線剛	性一覧	(No.3	単位	: kNmm	1)
	計算値		1回目	2回目	3回目	
長期	1.502	実験値	1.73	1.69	1.69	
		実/計	1.15	1.13	1.13	
短期	1.492	実験値	1.51	1.48	1.47	
		実/計	1.01	0.99	0.99	
注)1~	-3回目は1	載荷におけ	る繰返	しサイク	ル数をお	示す

荷重時対応の割線剛性実験値は計算値とほとん ど一致している(**表**-2)。これをみる限り薄鋼 板にフレア溶接された鉄筋は完全合成梁を成立 させる「剛な機械式ずれ止め」の機能を発揮し, 剛性に関するスラブの有効幅を既往の手法<sup>3,4)</sup> によって評価してよいといえよう。



-1649 -

最大耐力実験値は計算値の約1.3倍(表-3) であり,有効幅を3000 mm と変更した計算値に 対しても約 1.2 倍ある(計算値: 112.9kN,133.6mm)ことから,最大耐力に関わる スラブの有効幅に関しては試験体実幅をとって もよいことがわかる。



図-13 スラブコンクリートの圧壊状況

試験体の最大耐力発現時の破壊モードはスパ ン中央危険断面におけるコンクリートの圧壊 (図-13)となり,部材端部にてコンクリート とH形鋼大梁間の部材軸方向ずれ変位は殆ど計 測されなかった(計測値約 0.1mm)。最大耐力 時の部材中央のたわみ変形実験値は計算値の約 1.8 倍であり,仮にスラブ全幅有効,かつ,コン クリートの圧縮限界歪を 0.86%と変更した計算 値に対して約 1.01 倍となった(計算値: 220.4mm,118.8kN,なお CON 硬化時計算値: 24.1mm)。よって平面保持仮定にて評価する場 合には,コンクリートの圧縮限界歪には 0.9%程 度の値を期待できることがわかる。

薄鋼板に面外凸状座屈は発生せず,スラブコ ンクリートの存在により薄鋼板の面外凸状平板 弾性座屈が補剛される効果が認められた。

#### 5. まとめ

鉄筋がフレア溶接された薄鋼板上に打設され たコンクリートスラブとややせいの低いH形鋼 からなる,スタッドコネクタ無しの合成梁を対 象としてその剛性・耐力を検証する実大実験を 実施した。実験の結果,以下の知見が得られた。

- (1) コンクリートを打設する前のT形梁の薄鋼板の有効幅・力学性状に関しては、既往の評価方法を準用した剛性計算値と実験値がほぼ良好に対応した。
- (2) コンクリート打設後の合成梁に関しては、 既往の評価方法による初期剛性計算値より も実験値はやや高い値を示した。
- (3) 短期荷重時に対応する割線剛性計算値と実験値とはほとんど一致し、薄鋼板にフレア溶接された鉄筋は完全合成梁を成立させる「剛な機械式ずれ止め」の機能を発揮したと考えられる。
- (4) コンクリートと薄鋼板間に部材軸方向ず れはほとんど生じず,最大耐力時破壊モ ードは危険断面におけるスラブコンクリ ートの圧壊となった。
- (5) 最大耐力評価用のスラブの有効幅は剛 性評価用の有効幅より広く,変形能力評 価用のコンクリートの圧縮限界歪には平 面保持仮定にて評価する場合,0.3%以上 の値を期待できる。
- (6) スラブコンクリートの存在により薄鋼板 の面外凸状平板弾性座屈が補剛される効 果が認められた。

# 参考文献

- 日本建築学会:各種合成構造設計指針同解 説,pp.52-123,1999.7
- 2) 土木学会:構造工学シリーズ3 鋼・コンク リート合成構造の設計ガイドライン, pp.85-86,1989.3
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説, pp.51,2000.4
- 4) 平出亨,金子洋文,丹野吉雄,谷口元:コンクリート充填 H 形鋼合成梁の剛性・耐力 評価方法について,日本建築学会構造系論 文報告集,第562号,pp.183-190,2002.12
- 5) 日本溶接協会:平板および補強版の座屈応 力計算図表, pp.3-6,1971.3