

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 亨*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¹⁾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²⁾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。

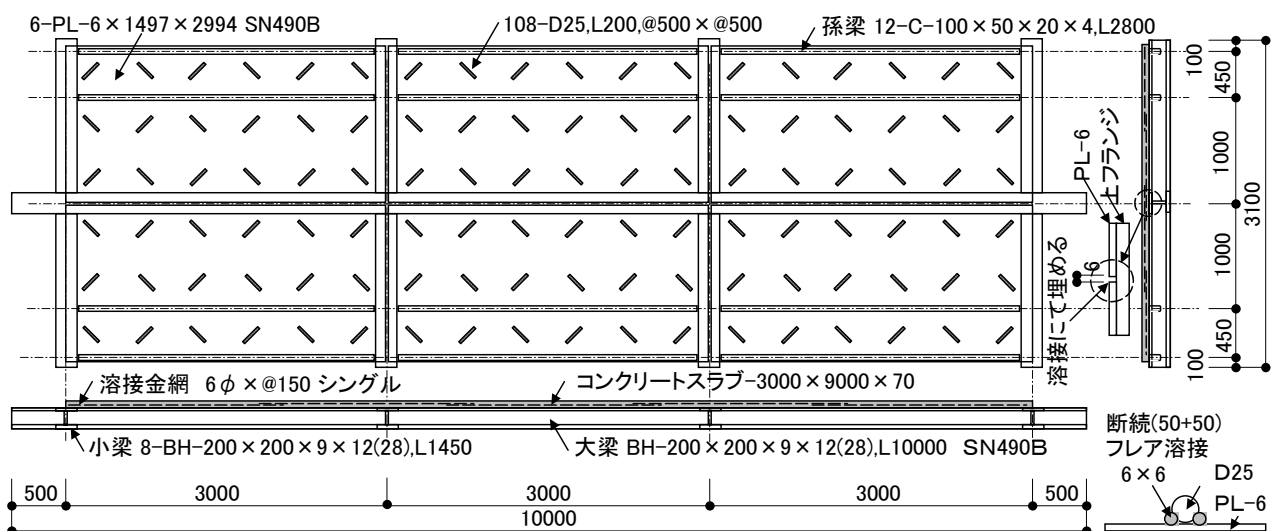


図-1 試験体形状 (No.3)

*1 榊竹中工務店 技術研究所 (正会員)

*2 榊竹中工務店 技術研究所 工博

*3 榊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-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。

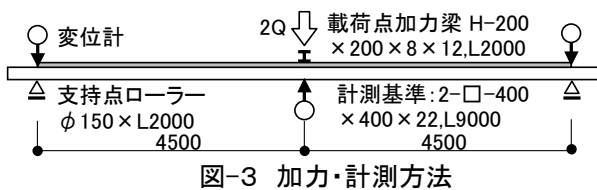
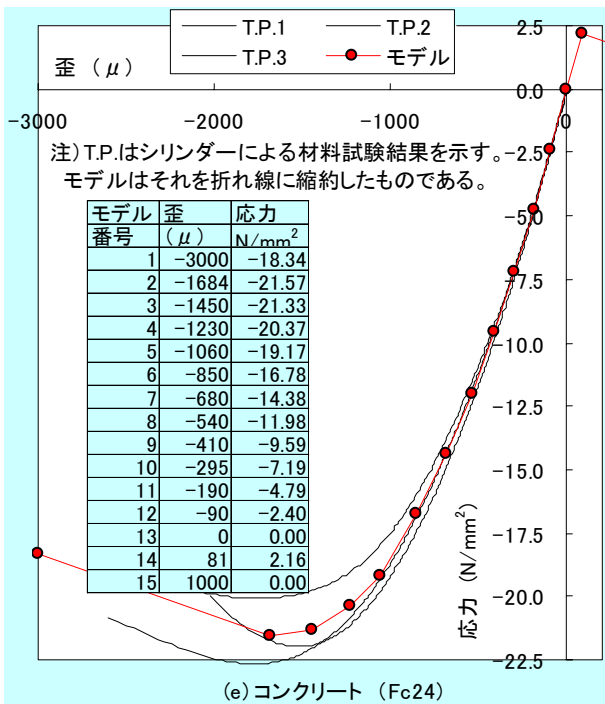


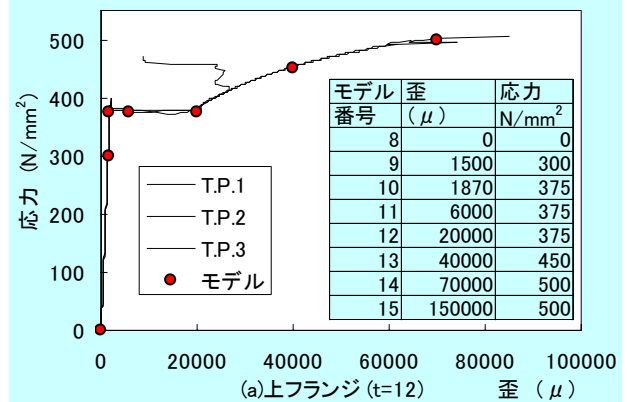
図-3 加力・計測方法



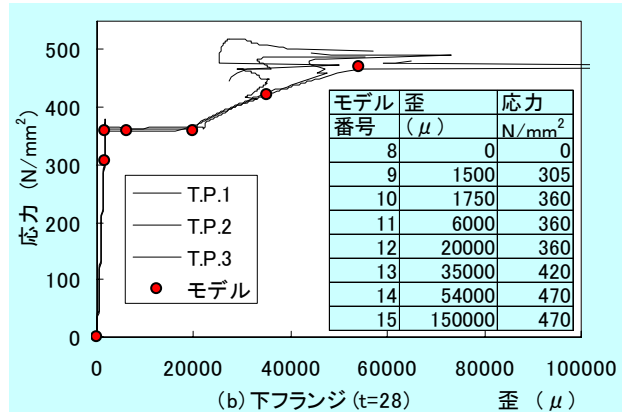
(e) コンクリート (Fc24)

表-1 試験体一覧

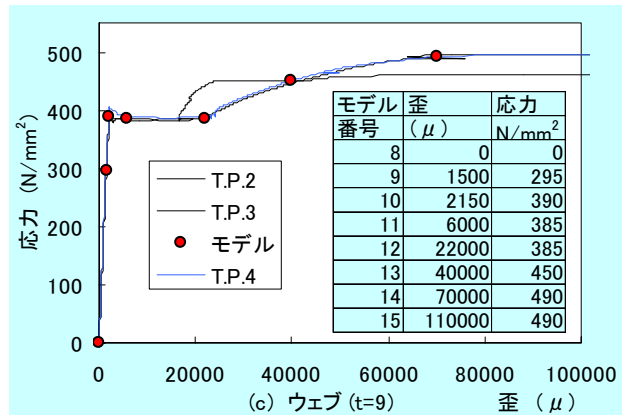
No.1	中央のH-200大梁(L=10000)のみ
No.2	No.1+小孫梁+PL-6薄鋼板+D25鉄筋
No.3	No.2+メッシュ筋+スラブコンクリート



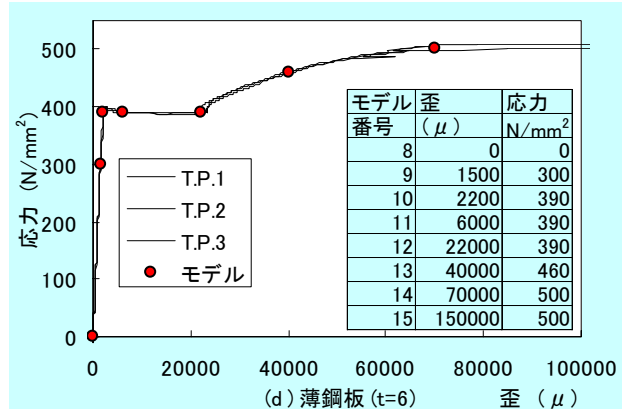
(a) 上フランジ (t=12)



(b) 下フランジ (t=28)



(c) ウェブ (t=9)



(d) 薄鋼板 (t=6)

図-2 材料試験結果, および計算に用いたσ-εモデル

荷重パターンを図-4に示す。

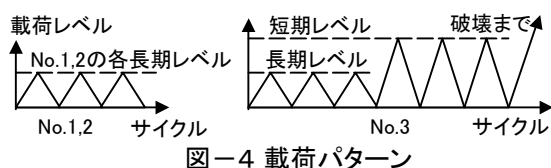


図-4 荷重パターン

3. 剛性・耐力の評価・計算方法

3.1 材料の応力 σ -歪 ε 関係のモデル化

試験体の各構成材料の σ - ε 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 $0.85\sigma_B$ (σ_B :コンクリートのシリンダー圧縮強度)を、引張強度には $0.1\sigma_B$ を、引張強度到達後は歪 1000×10^{-6} 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。

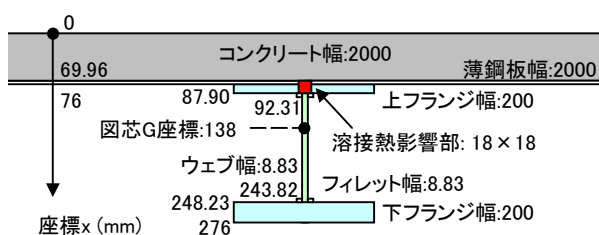


図-5 断面の要素分割

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)。



図-6 部材軸方向の要素分割、および試験体の自重

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_E, 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とんど一致している。

4.2 No.2 試験体

T形梁の有効幅は規準³⁾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

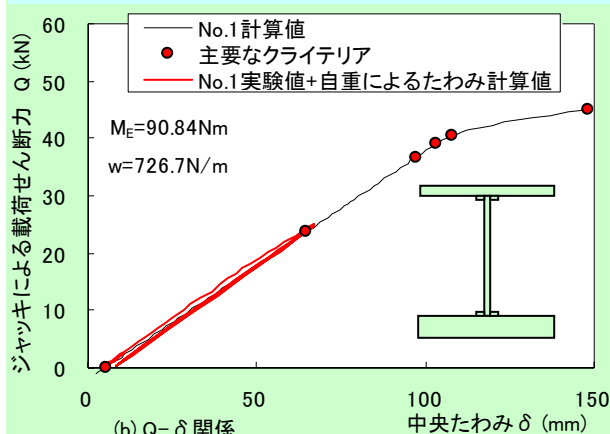
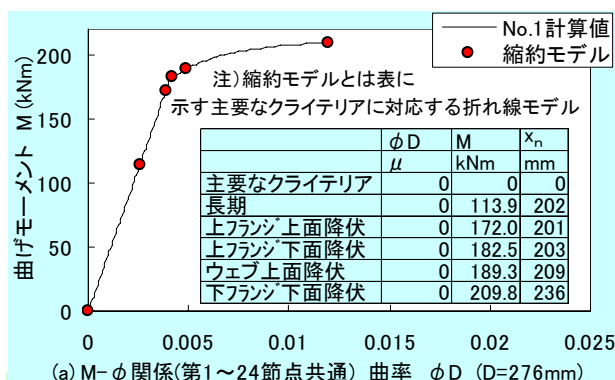


図-7 No.1試験体の計算・実験値

して求めた断面の $M-\phi$ 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³⁾を準用して評価できることがわかる。

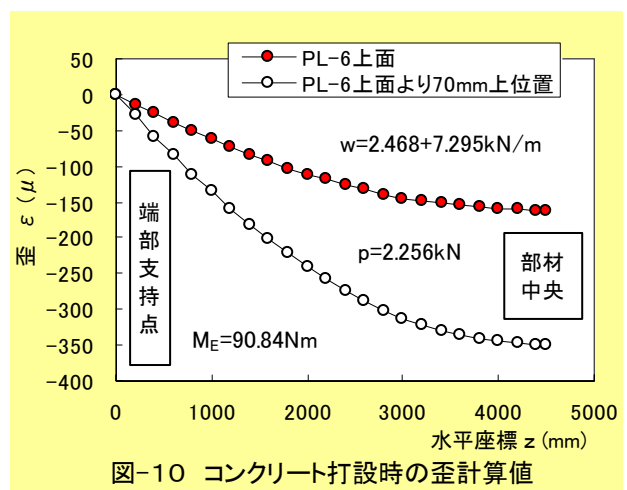
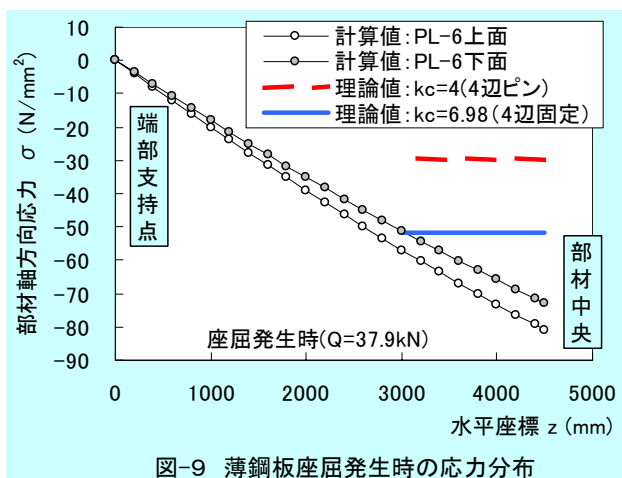
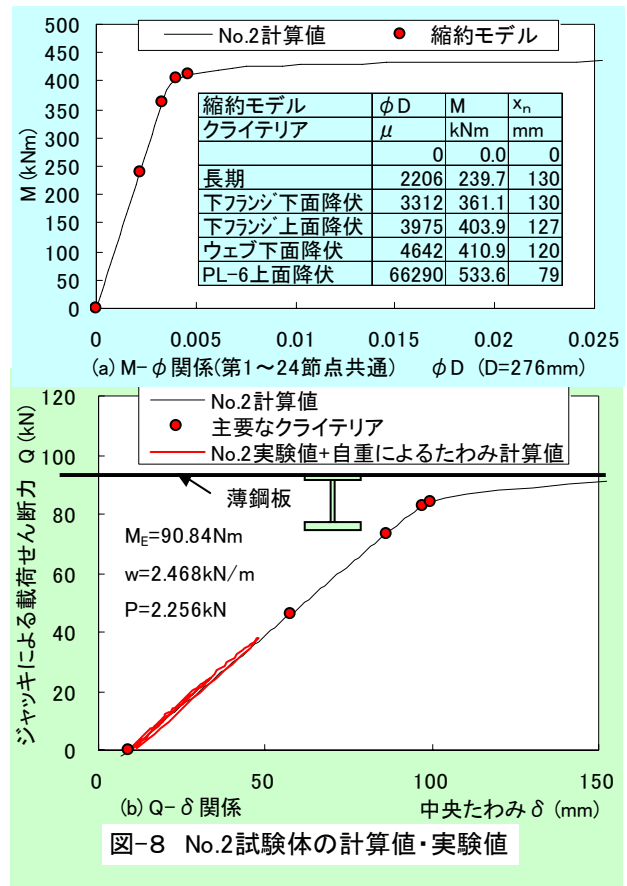
なお、実験においては、長期レベル荷重に到達する前に薄鋼板において危険断面近傍領域に上凸状の平板の面外弾性座屈が生じたため、その時点にて載荷を終了している。図-9は載荷終了前座屈発生時におけるH形鋼とCチャンネルとに囲まれた長方形領域(幅 $b=950\text{mm}$)の薄鋼板(板厚 $t=6\text{mm}$)の座屈応力 $k_c \sigma_e$ 理論値⁵⁾

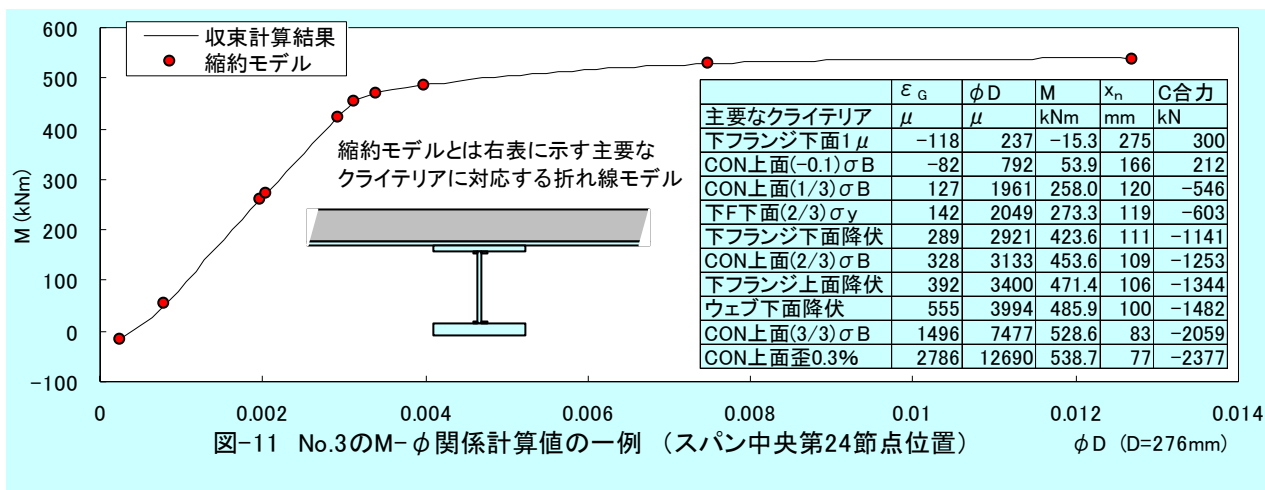
$$k_c \sigma_e = k_c \{ E \pi^2 / (1 - \nu^2) \} (t/b)^2 \quad \dots (1)$$

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 $k_c=6.98$ (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 $w=7.295\text{kN/m}$ 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($z=4500\text{mm}$)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^{-6} 、その70mm上位置にて約 350×10^{-6} 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 σ_c 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_p , n_e (スラブ幅 2000mm 内のみ) として、 σ_c の値に

$$\begin{aligned}\sigma_c &= C / (d \cdot L_p \cdot n_e) \\ &= 2377000 / (25 \times 141 \times 36) \\ &= 18.7 \text{ N/mm}^2 \quad \dots (2)\end{aligned}$$

18.7N/mm² を得る。この値は σ_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⁴⁾。

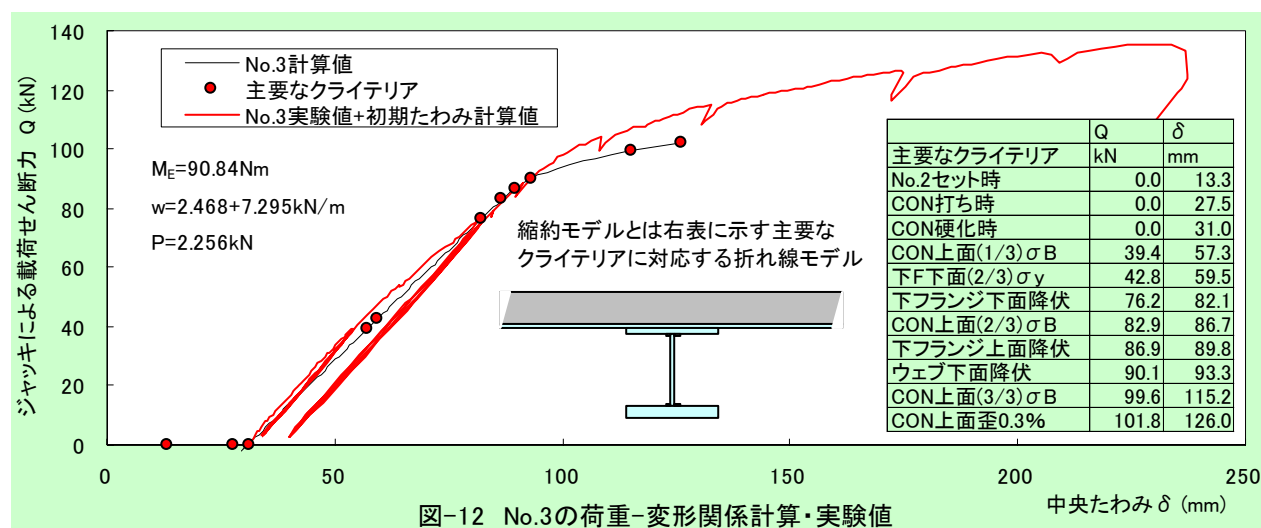
図-11 と同様に第 1 節点～第 23 節点、各点における全ての断面 M-φ 関係を計算し、部材の荷重-変形関係を求め、実験値とともに図-12 に示す。図-12 によれば、長期荷重対応の割線剛性実験値は計算値より 1 割程度高く、短期

表-2 割線剛性一覧 (No.3 単位: kNm)

	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回目は載荷における繰返しサイクル数を示す

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^{3,4)}によって評価してよいといえよう。



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。

表-3 最大耐力時実験結果(No.3)

		実験値	計算値	実／計
せん断力	kN	135.6	101.8	1.33
中央たわみ	mm	227.7	126.0	1.81



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

- 1) 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
- 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