

(13) 異形H形鋼埋込み合成部材の構造特性及びその設計法

○ 佐藤 政勝 ※¹

石 渡 正 夫 ※²

1. 緒 言

鋼材とコンクリートで構成される合成部材は、鋼材の強靱性とコンクリートの圧縮強度や剛度など構成材料の特長を生かした合理的な構造形式であり、従来から土木、建築構造物に採用されている。近年、コンクリートの防音、防食性さらに維持管理の容易さなどが再認識され、その用途並びに使用実績が年々増加の傾向にある。鉄骨の周りに鉄筋を配した鉄骨鉄筋コンクリート（SRCと略す）部材の設計法には、鉄骨とコンクリートとの一体性を期待しない累加強度方式と鉄骨を鉄筋と見做したRC方式（即ち、鉄骨断面をコンクリートに対して n 倍有効であるとした有効等値断面¹⁾に換算した計算方法で、ここでは換算断面方式と記す）がある。SRC設計指針では原則として、累加強度方式が採用されているが、この方式では常用荷重下における部材の実応力が把握されず、また鉄骨が偏心配置した構造物に対して不利な設計になる場合も生じ、さらに無筋の鉄骨コンクリート（SCと略す）部材に適用できないなどの問題があり、換算断面方式に基づく設計法に代りつつある²⁾。

このような実状を踏まえて、Fig.1に示すような、その上下フランジ面の外側に設けた横ふし突起によってコンクリートとの付着抵抗を高めた異形H形鋼を新規に開発した³⁾。異形H形鋼をコンクリートで被覆したSC及びSRC梁の静的曲げ破壊と高サイクル疲労試験から、従来のH形鋼を被覆したSC及びSRC梁に比べて、コンクリートの最大ひび割れ幅が小さくなること、また終局時まで一体性が保持され、その最大耐力も大きくなるなど異形H形鋼を用いたSC梁における力学的特性が明らかにされた⁴⁾。ここでは、鋼板に異形CT形鋼を溶接した鋼床版にコンクリートを充填した合成床版の静的曲げ破壊実験によって、異形CT形鋼を用いた合成床版の終局耐力などの構造特性を明らかにし、さらに上述のSC及びSRC梁を含めた異形H形鋼をコンクリートで被覆あるいは充填した合成部材について、換算断面方式に基づく断面応力や終局耐力の算定式並びに上フランジ上面における付着応力度の算定式を誘導し、その設計法を提案する。

2. 換算断面方式に基づく合成部材の設計計算法

鋼材のコンクリートとの付着強度が十分に得られ、終局時においても両者が一体であれば、一般には、コンクリートの引張応力を無視し、コンクリートを鋼と等値な断面に置き換えた換算断面方式（コンクリート弾性係数 E_c に対する鋼の弾性係数 E_s の比 n ）に基づいて合成部材の応力は求められ、終局時における中立軸及び抵抗曲げモーメントは、軸方向及びモーメントそれぞれの釣り合い式から算定できる。

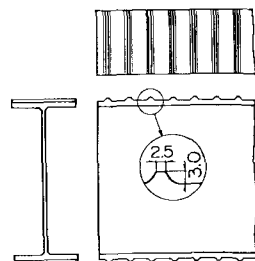


Fig. 1 Deformed H-Shaps

※ 1 川崎製鉄㈱ 構造技術研究所・主任研究員、 ※ 2 同・土木技術部・主査

2. 1 断面応力度及び水平せん断（付着応力）の算定

（1） 断面一次モーメント及び中立軸

コンクリートの引張弾性係数 E_t と E_c が等しいと仮定した場合、Fig.2のSRC部材のY-Y軸の周りのコンクリート、鋼材及び合成断面の一次モーメントをそれぞれ cGY 、 sGY 、 iGY とすれば

$$\begin{aligned} iGY &= cGY + sGY = \int_{A_c} x_{ci} \cdot dA_c + (n-1) \sum x_{si} (A'_{si} + A_{si}) \\ &= \frac{B}{2} [X_o^2 - (H - X_o)^2] + (n-1) \sum x_{si} (A'_{si} + A_{si}) \end{aligned} \quad (1)$$

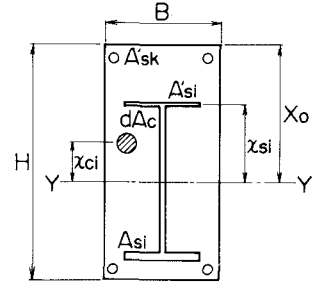


Fig. 2 Section of SRC

となる。コンクリートの引張領域を無視すれば

$$iG_n = \frac{B}{2} X_o^2 + n \sum x_{si} \cdot A_{si} + (n-1) \sum x_{si} \cdot A'_{si} \quad (2)$$

となるが、一般には、コンクリート断面積より鋼材断面積を控除しない¹⁾

従って

$$iG_n = \frac{B}{2} X_o^2 + n \sum x_{si} (A_{si} + A'_{si}) \quad (3)$$

で表わされる。断面一次モーメントが零となる面が中立軸であり、合成部材に対するコンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 X は式 (1) ~ (3) から容易に求めることができる。

（a）鉄筋、H形鋼が上下対称なSRC梁の場合⁴⁾（Fig.3（a）参照）

式 (3) $iG_n = 0$ より

$$\frac{B}{2n} X^2 + A_f (X - d_f) + A_r (X - d_r) + \frac{t_w}{2} (X - d_s)^2 = A_f (H - X - d_f) + A_r (H - X - d_r) + \frac{t_w}{2} (H - X - d_s)^2$$

$$\text{整理して} \quad B \cdot X^2 + 2 \cdot n \cdot A_s \cdot X - n \cdot H \cdot A_s = 0 \quad (4)$$

$$X = \frac{n \cdot A_s}{B} (-1 + \sqrt{1 + \frac{B \cdot H}{n \cdot A_s}}) \quad (5)$$

ここで、 A_s は鋼材の総断面積（ $2A_f + 2A_r + A_w$ ）であり、無筋のSC梁の A_s は $2A_f + A_w$ である。

次に、SC梁に対して、コンクリート断面積より鋼材断面を控除した式 (2) を適用すると

$$(B - t_w) X^2 + 2 \{ n \cdot A_s - (A_f - t_w \cdot d_s) \} X - H \cdot n \cdot A_s + 2A_f \cdot d_f - t_w \cdot d_s^2 = 0 \quad (6)$$

式 (4) と式 (6) を比べて明らかなように

$$\frac{t_w}{B}, \frac{A_f + t_w \cdot d_s}{n \cdot A_s}, \frac{2A_f \cdot d_f - t_w \cdot d_s^2}{n \cdot H \cdot A_s} \quad (7)$$

が十分に小さい場合に限り、式 (3) から中立軸が求められるが、ウェブ厚が著しく厚くかつフランジ断面積の大きい鉄骨部材や E_c が比較的大きい（ n が小さい）コンクリートを用いる場合は、式 (2) により中立軸を吟味する必要がある。また、膨張材を用いかつコンクリートの引張応力を考慮する場合には、式 (1) を用いて中立軸を求めることができる。

(b) 無筋のコンクリート被覆、充填SC梁の場合 (Fig.3(b)、(c)参照)

$$\frac{B \cdot X^2}{2n} + A_s (X - g_s) = 0 \quad \text{から} \quad X = \frac{n \cdot A_s}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2g_s \cdot B}{n \cdot A_s}} \right) \quad (8)$$

ここで、 g_s はコンクリート圧縮縁から鋼梁の重心位置 G_s までの距離であり、H形鋼を上下対称に配置したSC梁の g_s は $H/2$ となり、式(8)に一致する。また、Fig.3(b)のように、上下のフランジ断面積は等しいが、H形鋼の重心がコンクリート断面の重心より C_e だけ偏心したSC梁の g_s は、 $(H + C_e)/2$ となる。

(c) T形SC梁の場合 (Fig.3(d)参照)

中立軸が床版コンクリート内にある場合の中立軸は長方形梁に対する式(8)から求められ、また腹板コンクリート内に位置する場合には次式から中立軸が求まる。

$$b \cdot X^2 + 2(t_c(B-b) + nA_s)X - t_c^2(B-b) - n \cdot A_s(H + C_e) = 0 \quad (9)$$

(2) 断面二次モーメント

鋼に換算した長方形合成部材の中立軸に関する断面二次モーメント I_i は次式で与えられる。

$$I_i = \frac{B \cdot X^3}{3n} + I_s + A_s (g_s - X)^2 \quad (10)$$

ここで、 I_s は鋼梁のその重心に関する断面二次モーメントである。

Fig.3(d)のT形梁の I は次式で与えられる。

$$I_i = \frac{B \cdot X^3}{3n} - \frac{(B-b)}{3n} (X - t_c)^3 + I_s + A_s \left(\frac{H + C_e}{2} - X \right)^2 \quad (11)$$

(3) 断面応力の算定

曲げモーメント M_L を受ける合成部材の応力度は次式で与えられる。

$$\sigma_c = -\frac{M_L}{n \cdot I_i} X, \quad \sigma_{tf} = \frac{M_L}{I_i} \gamma_{tf} \quad (12)$$

ここで、 σ_c はコンクリート圧縮縁応力であり、 σ_{tf} は下フランジの中央面における引張応力である。

(4) コンクリートと鋼梁の接触面に生

じる水平せん断力(付着応力度)の算定

合成部材に対して換算断面方式が成立するには、鋼梁とコンクリートの接触面における十分な付着抵抗が前提条件となる。ここでは、上フランジ部の突起によって水平せん断力を伝達するものとして、上フランジ上面突起部に生じる

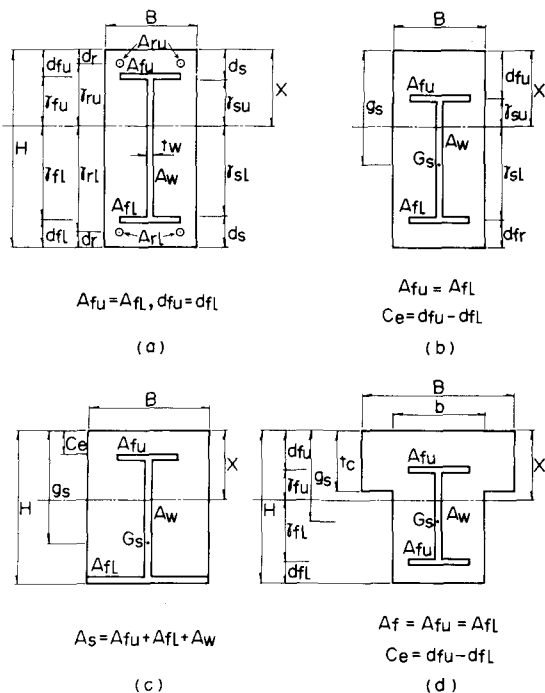


Fig. 3 Symbols in working stress design

付着応力 τ_d を計算する。即ち、合成桁におけるずれ止めに作用する水平せん断力を求める算定式と同じ取扱いができ、 τ_d は次式で与えられる。

$$\tau_d = \frac{Q_c}{I_i \cdot b_f} \cdot S_d \quad (13)$$

ここで、 Q_c は鋼に換算したコンクリート圧縮側の断面一次モーメント、 b_f は上フランジ幅、 S_d は作用せん断力である。

2.2 終局耐力の算定式

(1) 仮定および記号

- (i) 鋼材とコンクリートの応力分布を長方形とし、コンクリートの強度を F_c 、鉄筋及び鋼材の降伏点をそれぞれ σ_{ry} 、 σ_{sy} とする。
- (ii) コンクリートの引張抵抗を無視する。
- (iii) コンクリート断面積より鋼材断面積を控除しない。
- (iv) コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離を X_p 、終局曲げモーメントを M_u とする。
- (v) F_c に設計基準強度 σ_{ck} の 85%、 σ_{ry} 及び σ_{sy} にはそれぞれ規格降伏点を用いた計算値を基本耐荷力 P_{u1} とし、 F_c に圧縮強度 σ_b の 85%、 σ_{ry} 及び σ_{sy} に引張試験による降伏点を用いた計算値を最大耐荷力 P_{u2} とする。

(2) X_p 及び M_u の算定式

X_p は次式の軸方向における力の釣り合いから求めることができ

$$\sum A_i \cdot \sigma_i = 0 \quad (14)$$

X_p が求まると、 M_u は中立軸周りの抵抗曲げモーメントとして次式で表わされる

$$M_u = \sum A_i \cdot \sigma_i \cdot x_i \quad (15)$$

ここで、 x_i は中立軸から各部材断面積 A_i の重心位置までの距離である。

(a) 中立軸が H 形鋼のウェブ内にありかつ鉄筋、H 形鋼が上下対称に配置された SRC 梁の場合⁴⁾

$$X_p = \frac{(A_w + 2d_s \cdot t_w) \cdot \sigma_{sy}}{B \cdot F_c + 2 \cdot t_w \cdot \sigma_{sy}} = \frac{H \cdot t_w \cdot \sigma_{sy}}{B \cdot F_c + 2 \cdot t_w \cdot \sigma_{sy}} \quad (16)$$

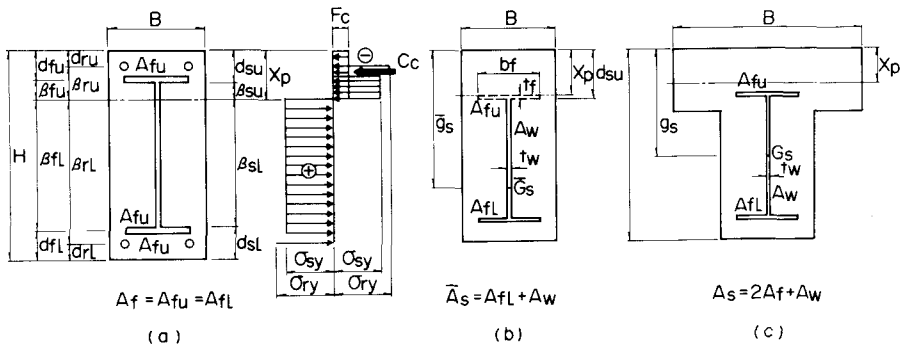


Fig.4 Symbols and stress diagrams in ultimate strength for composite beams

$$M_u = \frac{B \cdot X_p^2 \cdot F_c}{2} + A_r (\beta_{ru} + \beta_{rl}) \sigma_{ry} + \{ A_f (\beta_{fu} + \beta_{fl}) + \frac{t_w}{2} (\beta_{su}^2 + \beta_{sl}^2) \} \sigma_{sy} \quad (17)$$

(b) 中立軸がH形鋼の上フランジ内にある長方形SC梁の場合 (Fig.4(b)参照)

$$X_p = \frac{(2 \cdot b_f \cdot d_{su} - b_f \cdot t_f + \bar{A}_s) \sigma_{sy}}{B \cdot F_c + 2 \cdot b_f \cdot \sigma_{sy}} \quad (18)$$

$$M_u = \frac{B \cdot X_p^2 \cdot F_c}{2} + \{ \frac{b_f}{2} (X_p - d_{su} + t_f)^2 + \frac{b_f}{2} (d_{su} - X_p)^2 + \bar{A}_s (\bar{g}_s - X_p) \} \sigma_{sy} \quad (19)$$

ここで、 $\bar{A}_s$ はH形鋼のウェブと下フランジの総断面積であり、 $\bar{g}_s$ はコンクリート圧縮縁から $\bar{A}_s$ の重心までの距離である。

(c) 中立軸が上フランジ上方にある長方形並びにT形SC梁の場合 (Fig.4(c)参照)

$$X_p = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{B \cdot F_c} \quad M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(g_s - \frac{X_p}{2} \right) \quad (20)$$

(3) 終局耐力

載荷荷重に対する最大抵抗曲げモーメント M_{uc} は、 M_u から自重による曲げモーメント M_d を差引き修正した値であり、支承位置から載荷点までの距離を L_p とすれば、最大耐力 P_{uc} は次式で与えられる。

$$P_u = \frac{2M_u}{L_p} \quad \text{or} \quad P_{uc} = \frac{2M_{uc}}{L_p} \quad (21)$$

(4) コンクリートと鋼梁との接触面に生ずる最大付着応力度

フランジ突起部に必要な最大付着応力 τ_{bu} は原理的に式(13)と同じである。ただし、式(13)において Q_c に相当する量がコンクリート圧縮力であり、 I_i に相当するが、 $\Sigma A_i \cdot \sigma_i \cdot x_i$ 即ち M_u である。

$$\tau_{bu} = \frac{B \cdot X_p \cdot F_c}{M_u \cdot b_f} \cdot S_u \quad (22)$$

中央対称2点載荷の合成梁における τ_{bu} は、式(21)を式(22)に代入すると求まり、

$$\tau_{bu} = \frac{B \cdot X_p \cdot F_c}{M_u \cdot b_f} \cdot \frac{P_u}{2} = \frac{B \cdot X_p \cdot F_c}{L_p \cdot b_f} \quad (23)$$

即ち、コンクリート圧縮力をせん断が作用する区間 L_p と上フランジ幅 b_f で除した値で表わされる。

3. 実験概要

3.1 供試体

板厚12mmの鋼板に異形CT鋼を40mm間隔で縦方向に溶接し、CT形鋼の中間にD13の鉄筋を配置したコンクリート充填合成床版の断面形状をFig.5に示す。使用したSS41規格の異形H形鋼及び鋼板の引張試験による降伏点は、それぞれ31.7、30.2 kgf/mm²であり、SD35規格のD13の降伏点は41.0 kgf/mm²であった。粗骨材の最大寸法は25mm、水セメント比は47%で、その呼び強度 α_k が30.0 kgf/cm²のレディーミクストコンクリートを使用した。乾燥収縮によるコンクリートのひび

割れ発生を防止するため、単位結合材量 341 kg/m^3 のうち、単位膨張材（デンカCSA # 20） 30 kg/m^3 を内割て使用した。尚、セメントには早強セメントを用いた。

標準及び気中養生したコンクリートの円柱供試体による q_b はそれぞれ 300 、 308 kgf/cm^2 であった。また、気中養生したコンクリート圧縮試験において、 q_b の $1/3$ の応力度における割線弾性係数は、 $2.7 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ であり、実測値との対比に用いた計算では n に 8 を採用した。

3.2 試験方法

橋軸直角方向に均等な分布荷重が作用するように、間隔 1.2 m の中央対称2点線荷重載荷方式とし、鋼材の弾性域において数回の繰返し載荷後、コンクリートが圧潰するまで載荷荷重を漸次単調増加させた。各荷重段階でH形鋼、鉄筋、コンクリートのひずみをひずみゲージで、支間中央などのたわみを、 $1/500 \text{ mm}$ 電気式変位計で、梁端におけるH形鋼とコンクリートの相対滑りを π 形クリップゲージで測定した。

4. 実験結果及び考察

4.1 ひずみ分布の実測値と計算値の比較

異形H形鋼をコンクリートで被覆した供試体LSS3梁及びコンクリート充填合成床版の断面ひずみ分布の実測値と換算断面方式に基づいた計算値をそれぞれFig.6、Fig.7に示す。下フランジ応力度が、許容引張応力度 $\sigma_{sa} 1400 \text{ kgf/cm}^2$ となる荷重段階 P_{ds} においては、ひずみの実測値は n を 8 とした換算断面法による計算値とほぼ一致しており、異形H形鋼を被覆あるいは充填したSC梁に対する換算断面方式の妥当性が確認された。

4.2 終局耐力及び圧縮限界ひずみ

異形H形鋼をコンクリートで被覆した供試体LSS3梁⁴⁾、LSR3梁⁴⁾、DAM梁⁵⁾並びにコンクリート充填合成床版の最大荷重 P_{max} 、終局耐力の計算結果などをTable 1に示す。ここで、 P_{u1} は計算基本耐荷力で、 P_{u2} は材料試験結果を用いた最大耐荷力であり、 ϵ_{ce} は径間中央で実測されたコンクリートの圧縮限界ひずみである。

実測値と実験値を比べると、コンクリート被覆SC梁の P_{max} は限界状態設計法では最も重要な部材強度を表わす P_{u1} の 1.25 倍、また P_{u2} の 1.07 倍であり、また、コンクリート充填合成床版 P_{max} は P_{u1} の 1.18 倍、 P_{u2} にはほぼ等しい値であった。Fig.7に示すように、合成床版の破壊は、コンクリートの曲げ圧縮破壊が先行したために、 P_{max} / P_{uc} が若干低下したものと思われるが、この場合でも、 P_{u1} を十分に満たし、かつ Table 1 Comparisons of exp. values with cal. values for ultimate strength

P_{u2} と同等であることなどから異形H形鋼を用いた合成梁に対する終局耐力の算定式の妥当性が検証された。上フランジ部突起によってコンクリートの曲げ破壊力が阻止され、 ϵ_{ce} は従来のH

Specimen		Calculation values				Exprimental values		Comparison	
Symbol	Type	Xp1 (cm)	Pu1 (ton)	Xp2 (cm)	Pu2 (ton)	Pmax (ton)	Ece ($\times 10^{-6}$)	P_{max}/P_{u1}	P_{max}/P_{u2}
LSS3 ^{※1}	SC	12.5	128.5	14.0	147.0	157.4	3300	1.27	1.07
DAE ^{※2}	SC	14.6	55.6	14.9	65.6	69.3	4480	1.25	1.07
LSR3	SRC	12.5	162.7	14.0	191.3	196.0	3400	1.20	1.02
DCS5	Slab	8.7	240.0	9.5	283.5	283.0	3650	1.18	1.00

※1 See Ref. 4) ※2 See Ref. 5)

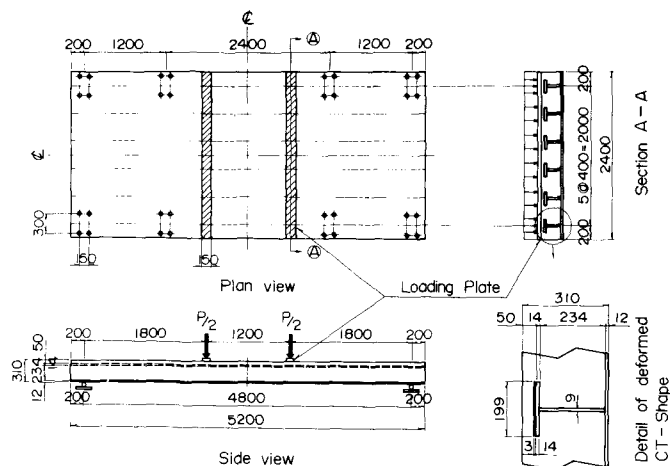


Fig. 5 Dimensions and Loading arrangement of composite slabs

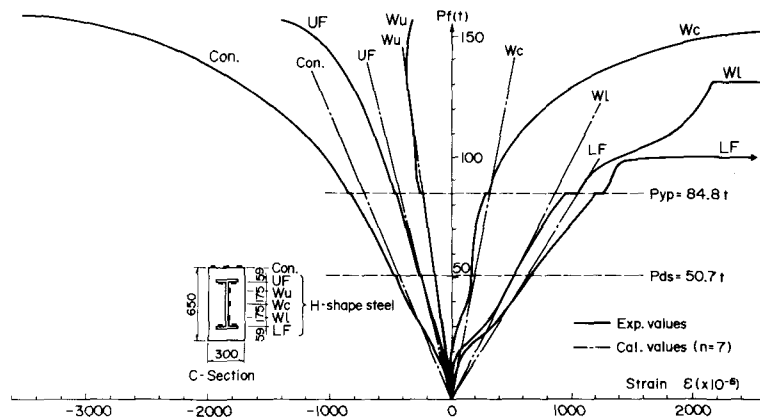


Fig. 6 Load-Strain Curves at Midspan Section on LSS 3

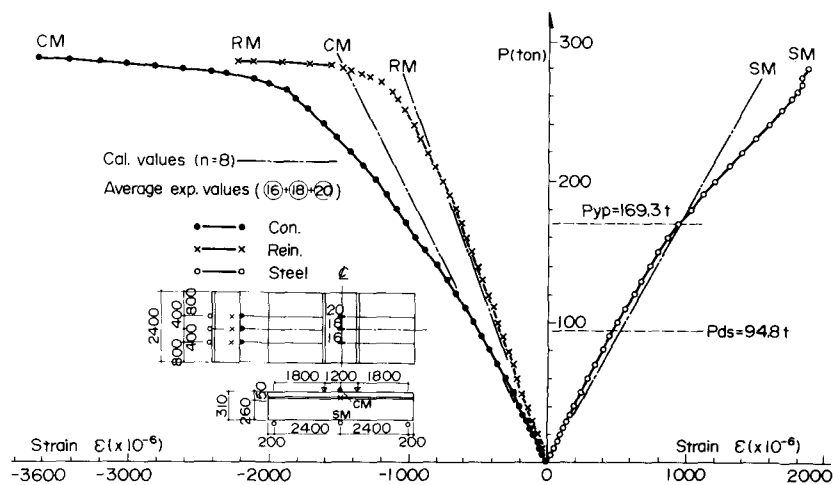


Fig. 7 Load-strain curves at midspan section for composite slab

形鋼を用いたSC、SRC梁のそれより6～10×10⁴程度大きいこと、また鋼梁とコンクリートとの相対滑りが観察されなかったことなどから判断して、終局時においても鋼梁とコンクリートの一体性が確認された。

Table 2 Calculated values of bond stress on upper flange of deformed H

Specimen			Allowable stress (n=15)				Ultimate strength (Pu2)			
Symbol	B (cm)	bf (cm)	X (cm)	I _j (x10 ⁴ cm ⁴)	S _d (x10 ³ kgf/cm ²)	T _d (kgf/cm ²)	X _p (cm)	F _c (kgf/cm ²)	L _p (cm)	T _{bu} (kgf/cm ²)
LSS3	30.0	19.9	25.7	5.59	25.4	15.1	14.0	255	100	53.8
DAE	30.0	19.9	25.3	3.64	11.3	10.0	14.9	255	166	35.8
DCS5	40.0	19.9	16.8	1.44	7.9	10.4	9.5	255	180	27.1

where $T_d = \frac{B \cdot X^2 \cdot S_d}{2 \cdot n \cdot I_j \cdot b_f}$, $T_{bu} = \frac{B \cdot F_c \cdot X_p}{L_p \cdot b_f}$

4.3 コンクリートと鋼梁との接触面における付着応力度

Table 2 に、式(13)及び(23)に従った、設計荷重におけるτ_d及び最大耐荷力におけるτ_{bu}を示す。引抜き付着試験において、異形H形鋼のフランジ突起面における最大付着強度は205 kgf/cm²であるから³⁾、τ_{bu} = 54 kgf/cm²に対して十分安全であるが、従来のH形鋼の最大付着強度では不十分である。一般的には、フランジ下面における付着強度は期待できないので、圧縮域における腹板のコンクリートとの接触面を考慮した場合でも相当高い最大付着強度が要求され、終局時までH形鋼とコンクリートとの一体性を保持するためには機械的な付着強度を強化する必要がある。鋼板の付着強度を無視し、設計荷重時のτ_d = 1.0～1.5 kgf/cm²に対応するφ13 mm スタッドの所要本数を道路橋示方書に従って算定すると、フランジ上面2列配置した場合、その間隔5～7 cm 程度となる。

5. 結 言

異形H形鋼をコンクリートで被覆あるいは充填したSC梁に対する断面応力は、nを用いてコンクリートを鋼に置き換えた換算断面方式に基づく弾性設計法で求めることができる。また、コンクリートの圧縮限界ひずみが大きいことやコンクリートとの相対滑りが生じないことなどから、異形H形鋼の上フランジ突起によって著しく機械的付着抵抗が増大し、終局時においても鋼梁とコンクリートの一体性が明確化された。さらに、軸方向の釣り合い式から求めた中立軸周りの抵抗曲げモーメントから求めた最大耐荷力の算定式の妥当性が実験的に確認された。

文 献

1) 福田武雄；鉄筋コンクリート理論、生産技術センター p.170,178,234
 2) 金光，大町，樋口；大型SRC設計要領，同解説（案），本四技報 No 13（1980）
 3) 佐藤，石渡；平鋼及び突起付鋼板とコンクリートの付着特性，第2回日本コンクリート工学年次講演会論文集 No 92（1980）
 4) 佐藤，石渡；異形H形鋼を用いたSC梁の終局耐力及び疲労特性，第27回構造工学シンポジウム，No 8（1980）
 5) 佐藤，石渡，辻；異形H形鋼を膨張コンクリートで被覆した鉄骨コンクリート梁の構造特性，土木学会第36回年次学術講演概要集，V-41（1981）

STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND DESIGN METHOD OF CONCRETE-ENCLOSED
MEMBERS USING NEWLY DEVELOPED DEFORMED H-SHAPES

by Masakatsu SATO* and Masao ISHIWATA**

The basic design concept of SRC (steel skeletons enclosed in reinforced concrete) structures in Japanese specifications has been adopted the method of accumulative allowable strength. However, since steel shapes and reinforced concrete member can be strained independently from each other, sectional stress conditions cannot be obtained, and also SC (steel skeleton enclosed in concrete) structures are outside the application range of this method.

Authors developed rolled H-shapes, as shown in Fig. 1, with lateral projections on the outside surface of both flanges (it's called deformed H-shapes) in order to secure reliable bonding and to positively adopt the method of equivalent sections (H-shape is treated as a equivalent deformed bar in stress calculation) in SC and SRC structures. Through pull out tests¹⁾ of deformed flange and static bending tests²⁾ on SC beams with deformed H-shapes, it has been confirmed that the maximum bond stress between concrete and the deformed flange was a high value 217 kgf/cm^2 and SC beams with deformed H-shapes were found to be nearly equivalent to that of reinforced concrete beams with deformed bars.

In this paper the static bendings tests on concrete-filled composite slab made of these deformed CT-shapes and bottom steel plates were carried out in our laboratories. Then the design methods for sectional stress and ultimate strength on concrete-enclosed and/or filled SC members were proposed. As a result of experiments and numerical calculations, the following point were obtained.

- (1) As shown in Fig. 6 and 7, the calculated values were in approximate agreement with experimental values, so the sectional stress in elastic stage for SC members are evaluated in conformity to the method of equivalent section in which the tensile stress of concrete is neglected.
- (2) The bond resistance of upper flanges of deformed H-shapes with concrete was so good that even under the maximum loading point for composite slab, no slippage was observed.
- (3) As shown in Table 1, ultimate strength for SC members can be calculated numerically from the value of maximum resistance bending moment round about the neutral axis in plastic zone.

Currently SRC beams and concrete slabs made of deformed H and/or CT-shapes are designed in conformity to these calculated method and constructed for practical services.

- 1) SATO, M. and M. ISHIWATA "Bond Characteristics Between Concrete and Flat or Lugged Steel Plates," Trans. of JCI, IV-14, Vol. 2 (1980)
- 2) SATO, M., et al "Structural Characteristics of Newly Developed Concrete-Filled Checkered Steel Pipes and -Enclosed Beams with Deformed H-shapes," KAWASAKI STEEL TECHNICAL REPORT, No. 5 (1981)

* Chief Research Engineer, Structure Research Laboratories, Kawasaki Steel Corp.

** Senior Engineer, Engineering Division, Kawasaki Steel Corp.