論文　みぞ形鋼とコンクリートの付着せん断強度

上中宏二郎[*1]・東山浩士[*2]・石川敏之[*3]・杉本義博[*4]

要旨：本研究では，Robinson 床版に代表される従来の鋼・コンクリート合成床版と比較して軽量化した鋼・コンクリート合成床版の実用化に向けての初期段階として，軽量をもたらすために配置されるみぞ形鋼の付着せん断強度の把握を目的とした押抜きせん断実験を行った。得られた結果より，みぞ形鋼の付着せん断強度は，ずれ止めとして十分な付着せん断強度を有していること，およびみぞ形鋼のウェブ厚さと高さの比に影響を受けることを明らかにした。さらに，みぞ形鋼の簡易付着せん断強度推定式を提案した。

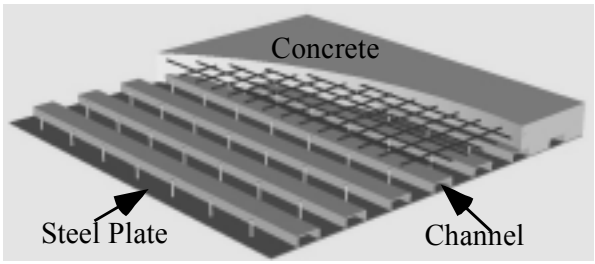
キーワード：鋼・コンクリート合成床版，軽量化，みぞ形鋼，付着せん断

1. はじめに

鋼・コンクリート合成床版（以下，合成床版とする）は，高耐久性ならびに高じん性を有する優れた構造形式である。また，引張部材を兼務する底鋼板が型枠となり，工期の短縮などの利点も有する。したがって，これまでに様々な形式の合成床版が開発・提案[1)]され，実用化に至っている。

高強度である合成床版の厚さは，同じ床版支間の RC 床版のそれと比べて薄くなる。しかし，鋼桁の重量に対する床版の重量の軽減は小さく，地震による慣性力および橋脚の負担を減らすためにも，床版の軽量化が求められる。

このような背景のもと，著者ら[2)]は，みぞ形鋼(Channel)を底鋼板にすみ肉溶接し，その内部を空洞にすることにより，従来の合成床版と比較して 10～15%軽量化できる軽量鋼・コンクリート合成床版（以下，軽量合成床版とする）を提案し（**図－１**参照），橋軸直角方向のはり部材における疲労試験ならびに曲げせん断試験を行った。得られた結果より，同床版の耐荷力は設計荷重を満足したこと，および疲労強度は設計強度より安全側に評価されていることを明らかにした。なお，軽量合成床版は**図－１**に示すように，橋軸直角方向にみぞ形鋼を底鋼板に溶接するため，橋軸方向，すなわち，みぞ形鋼のフランジに，直接せん断力が作用した場合のずれ挙動の把握が重要である。



図－１　軽量合成床版[2)]

そこで本研究では，軽量合成床版の橋軸方向の付着特性に着目した押抜きせん断実験を行った。すなわち，合計 5 体の押抜きせん断実験を行い，得られた結果より，みぞ形鋼の付着せん断特性を把握した。さらに，みぞ形鋼の付着せん断強度の定量的評価方法について言及した。

2. 実験方法

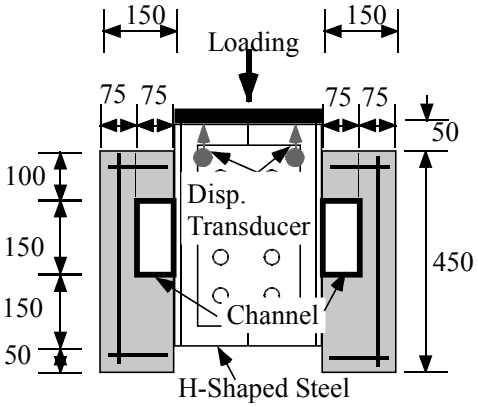
2.1 供試体の概要

図－２に供試体の例を示す。供試体は文献 3)を

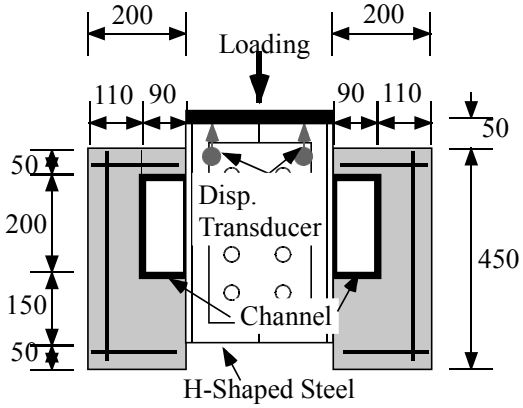
*1　神戸市立工業高等専門学校　都市工学科准教授　博（工）（正会員）
*2　近畿大学　理工学部社会環境工学科講師　博（工）（正会員）
*3　大阪大学大学院　工学研究科特任研究員　博（工）
*4　神戸市立工業高等専門学校専攻科　都市工学専攻

表－１　供試体一覧

No.	Tag.	H (mm)	B (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)	[1] $H*B$ (mm²)	[2] t_1*B (mm²)	[3] t_2*H (mm²)	[4] [2]+[3] / [1]	H/B	t_1/B	t_2/H	f_c' (MPa)
1	P125-65	65	125	6.0	8.0	8125	750	520	0.156	0.52	0.048	0.123	19.5
2	P150-75-A	75	150	6.5	10.0	11250	975	750	0.153	0.50	0.043	0.133	24.6
3	P150-75-B	75	150	9.0	12.5	11250	1350	938	0.203	0.50	0.060	0.167	24.6
4	P200-90	90	200	8.0	13.5	18000	1600	1215	0.156	0.45	0.040	0.150	24.5
5	P100-50	50	100	5.0	7.50	5000	500	375	0.175	0.50	0.050	0.150	27.2



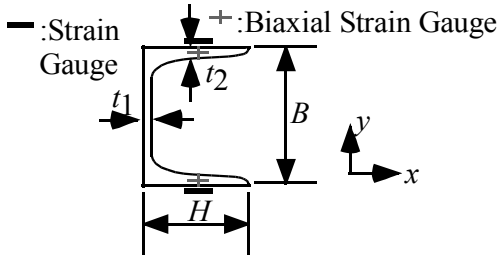
(a)　供試体(P150-75-A, B)



(b)　供試体(P200-90)

図－２　供試体の概要

写真－１ 載荷状況



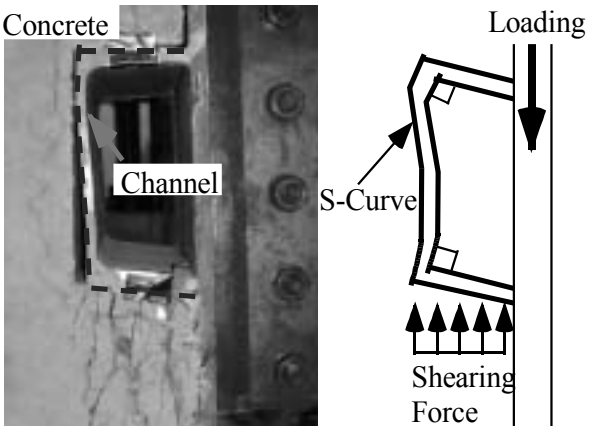
図－３　みぞ形鋼の形状

参考に $H300\times B300$ の H 形鋼をウェブ中央で切断し，フランジにみぞ形鋼をすみ肉溶接し製作した。また，供試体は市販のみぞ形鋼(記号の詳細は**図－３**参照)を用いて幅(B)，ならびに高さ(H)の比をほぼ 0.5 とした。実験変数は，みぞ形鋼の厚さ t_1 とウェブ幅 B の比(t_1/B)，およびみぞ形鋼の高さ H とフランジ厚さ(t_2)の比(t_2/H)であり，表中[4]には，みぞ形鋼の断面積と鋼材の占有断面積の比($(t_1B + t_2H) / BH$，以下，鋼材面積比とする)を示している。なお，供試体の幅 w は全て 300mm とし，コンクリートの厚さは P200-90 が 200mm，他は 150mm である。

載荷方法は**写真－１**に示すように 2MN アムスラーを用いて H 形鋼に荷重 P を与え，鋼とコンクリート間に直接せん断力 $Q(= P/2)$ を作用させた。なお，コンクリートに接するみぞ形鋼と H 形鋼フランジ部分には，摩擦の影響を無くすためにグリースを塗布し，コンクリート底部はセメントペーストにより水平方向のずれを拘束した。

2.2 測定項目

図－２，３に示すように鋼とコンクリートの相対変位を変位計を用いて測定し，みぞ形鋼フランジ表面に一軸ひずみゲージ，フランジ側面



(a)コンクリートの破壊　(b)みぞ形鋼の変形

図－４　破壊形式

に二軸ひずみゲージを貼付し，みぞ形鋼フランジ部分の応力状態を推定した。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊形式

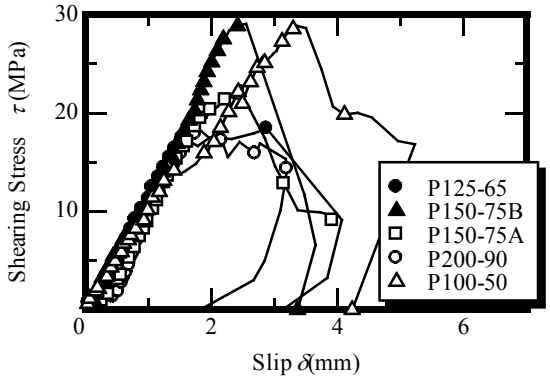
破壊形式は**図－４**に示すように，みぞ形鋼下部のコンクリートが圧縮破壊するものであった。また，みぞ形鋼ウェブの変形がS字を描いていることがわかる。なお，みぞ形鋼とH形鋼の溶接割れは見られなかった。ただし，みぞ形鋼のサイズが最大のP200-90では，コンクリート底部が十分に固定されていなかったため，変形の進行とともにコンクリートに面外方向へのずれが発生した。

3.2 ずれ特性

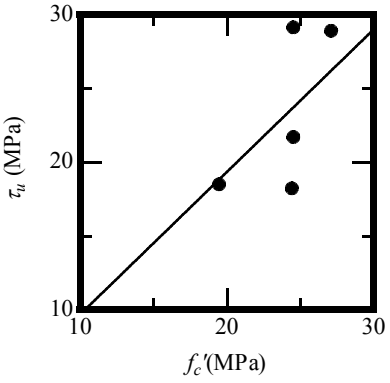
図－５に作用せん断力Qをみぞ形鋼の幅と高さ(wH)で除した値（以下，作用せん断応力τとする）と相対ずれの関係を示す。図より，みぞ形鋼の初期ずれ剛性は一定の傾きを示しており，形状による差異は見られなかった。さらに，P125-65, P150-75A, P200-90はτの最大値近傍で剛性を変え破壊に至っていることに対し，鋼材面積比（**表-1** 内[4]）が大きいP150-75BおよびP100-50は，最大値に到達するまでほぼ同じずれ剛性を呈した。

3.3 付着せん断強度

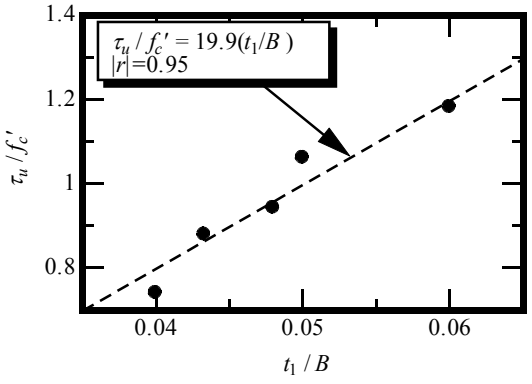
図－６に，付着せん断強度(τ_u)とコンクリート圧縮強度(f_c')の関係を示す。ここで，τ_uはみぞ形鋼のフランジがコンクリートからの支圧力を負担しているものと考え，式(1)から算出することとした。



図－５　作用せん断応力とずれ量

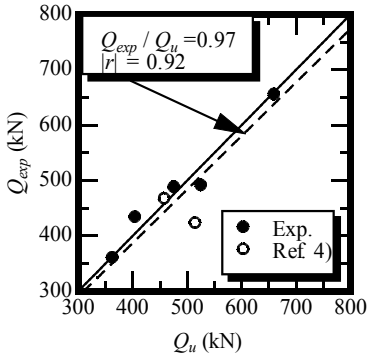


図－６ 付着せん断強度とコンクリート強度



図－７　付着せん断強度と t_1/B

$$\tau_u = \frac{Q_u}{Hw} \tag{1}$$



図－８　算定式と実験強度

ここで，Q_uは一面当たりの作用最大せん断力，Hはみぞ形鋼の高さ，wはみぞ形鋼の幅である。

同図より，ばらつきはあるものの，コンクリート強度が高くなると，みぞ形鋼の付着せん断強度が高くなる傾向が確認できる。このことは，みぞ形鋼下部のコンクリートが，圧縮破壊していたことからも裏付けられる。ただし，ここで用いたコンクリート強度は20～30MPa程度である。

前述の通り，みぞ形鋼ウェブは供試体の破壊の際にS字に変形していた。そこで，みぞ形鋼のウェブ厚さと幅の比(t_1 / B)に着目し，**図－７**にコンクリート強度で無次元化した付着せん断強度(τ_u / f_c')とt_1 / Bの関係を示す。同図より，τ_u / f_c'はt_1 / Bに比例していることが分かる。したがって，両者の関係を最小二乗法で近似すると以下の通りとなる。

$$\frac{\tau_u}{f_c'} = 19.9\frac{t_1}{B} \qquad (2)$$

また，式(1)，式(2)から，最大付着せん断力(Q_u)は，

$$Q_u = f_c' Hw\left\{19.9\left(\frac{t_1}{B}\right)\right\} \qquad (3)$$

となる。ただし，H/B = 0.50程度である。なお，前述の**図-6**の τ_u/f_c'＜1を示したものは，t_1 / Bが小さくウェブの変形がコンクリートの破壊前に発生したためであると思われる。

表－２　等価スタッド本数(1m当たり)

Tag	D13	D16	D19
P125-65	23.3	15.4	10.9
P150-75-A	31.6	20.8	14.8
P150-75-B	42.4	28.0	19.9
P200-90	31.8	21.0	14.9
P100-50	28.1	18.5	13.1

式(3)による推定値(Q_u)と実験値(Q_{exp})とを比較したものが**図－８**である。また，本実験同様に，みぞ形鋼下部のコンクリートが圧縮破壊した文献4)の2体の値も○で示している。ただし，文献4)のコンクリート強度f_c'は34.4MPa, および41.5MPaである。図より，実験値は式(3)を用いて良好に評価できることがわかる。

最後に，得られたみぞ形鋼の付着せん断強度を等価な頭付きスタッドジベル（以下，スタッドとする）に換算したときの本数比較を**表－２**に示す。ただし，みぞ形鋼の幅は1mとしている。なお，スタッドの最大せん断力は，Fisherの式[5]を用いている。すなわち，

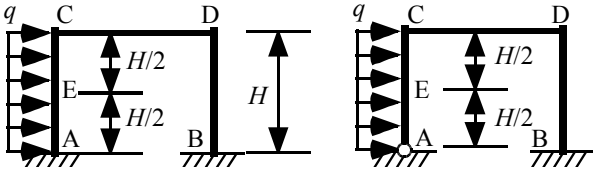
$$Q_{us} = 0.5 A_s \sqrt{E_c f_c'} \qquad (4)$$

である。ここで，Q_{us}はスタッドの終局せん断力，A_sはスタッドの断面積，E_cはコンクリートのヤング係数(25GPa)，f_c'はコンクリート圧縮強度(24MPa)である。

表－２より，例えばP150-75Aの場合，D16のスタッド20本程度に相当していた。すなわち，みぞ形鋼は，合成床版に用いるずれ止めとしては十分な強度を有していることが分かる。ただし，みぞ形鋼は，ずれ直角方向には抵抗を有しないため，鋼とコンクリートの離間を防止するためにもスタッドなどの配置は必要である。

3.4 フランジ部に生じるひずみと応力

まず，コンクリートが圧縮破壊に至るまでのみぞ形鋼の挙動をひずみゲージより把握する手法として，**図－９**に示すような初等構造力学の



(a)両支点固定　　(b)1支点ヒンジ

図－９　ラーメンの計算モデル

ラーメンの挙動を考える。すなわち，図－９(a)は両支点固定，(b)は荷重が増加後，A点に塑性ヒンジが発生した場合を想定した1支点ヒンジである。これらのラーメンのA-C間の任意の点における曲げモーメントは次式の通りとなる。

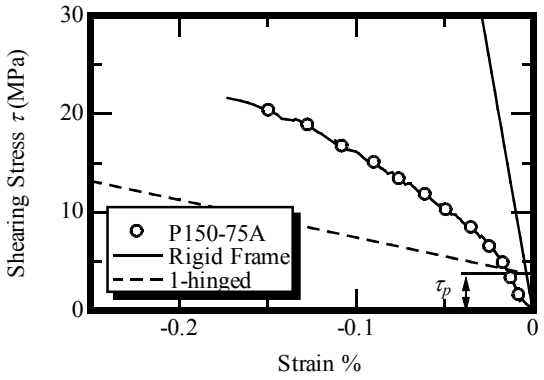
$$M = \alpha q H^2 \tag{5}$$

ここで，αは無次元の係数，qは奥行き幅当たりの等分布荷重，Hはみぞ形鋼の高さである。したがって，等分布の横荷重を受けるラーメンの曲げひずみと応力の関係は，式(6)の通りとなる。

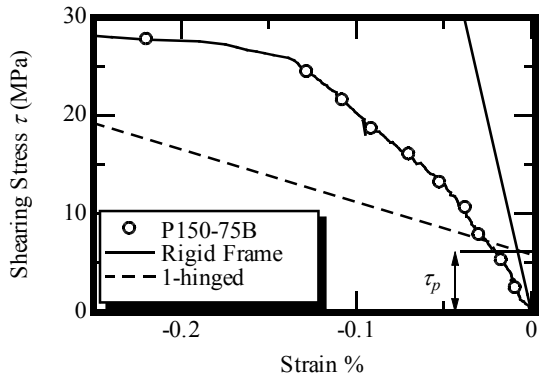
$$q = \frac{WE_s}{\alpha H^2}\epsilon \tag{6}$$

ここで，Wはみぞ形鋼フランジの断面定数，E_sはみぞ形鋼のヤング率である。式(6)で得られたqを奥行き幅で除することによりτを求め，みぞ形鋼フランジ表面（図－９内，E点）に貼付したひずみゲージ(図-３内，Strain Gauge)の値と比較する。

図－10にひずみの挙動の一例として，P150-75A，およびP150-75Bの作用せん断応力とフランジのひずみ（図－９のE点）の関係を示す。ここで，図中τ_pは支点Aに塑性ヒンジが発生したときの応力である。同図より，両供試体とも初期状態においては，実験値は概ね両支点固定（図-９(a)）に近い挙動を示しているが，ひずみが大きくなるに従って，1支点ヒンジ（図-９(b)）の傾きへと移行しており，A点にヒンジの発生が窺える。さらに，P150-75Aはひずみが-0.025%程度で，傾きが変化していることに対し，P150-75Bは，-0.1%を越えるまで傾きの変化が見られない。これは後者のウェブ・フランジの厚さが大きいため，塑性ヒンジの発生が遅れたためと推察される。

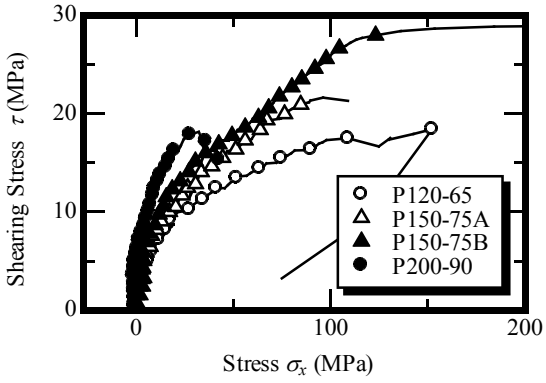


(a)P150-75A



(b)P150-75B

図－10　作用せん断応力とひずみ



図－11　作用せん断応力とみぞ形鋼のフランジ応力(フランジ軸方向)

次に，みぞ形鋼断面に貼付した二軸ひずみゲージ（**図－３**内，Biaxial Strain Gauge）より算出したみぞ形鋼フランジ軸方向の応力（σ_x）と作用せん断応力 τの関係を**図－11**に示す。なお，これらの応力とひずみの関係は式(7)を用いて算出している。

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\end{Bmatrix}=\frac{E_s}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{pmatrix}1-\nu & \nu\\ \nu & 1-\nu\end{pmatrix}\begin{Bmatrix}\epsilon_x\\ \epsilon_y\end{Bmatrix} \qquad (7)$$

ここで，E_sは鋼のヤング係数(200GPa)，νはポアソン比(0.3)を使用している。なお，実験結果は降伏ひずみまで至っていない。

図－11より，τ=10MPa 程度では σ_xはほとんど発生していないが，その後傾きを変え増加していった。また，付着せん断強度は P200-90 を除けば概ね σ_x=100MPa 程度で発揮されていることが分かる。一方，P200-90 は σ_x=50MPa 程度で付着せん断強度となり σ_xも低下した。これは，**3.3　付着せん断強度**で述べたように，コンクリートが水平方向にずれたためであると考えられる。なお，みぞ形鋼フランジ直交成分（σ_y）はせん断力が作用してもほとんど発生しなかった。

4. まとめ

本研究は，合成床版の軽量化に用いられるみぞ形鋼の付着せん断特性について，その破壊形式，付着せん断強度，ずれ特性，みぞ形鋼のフランジ表面のひずみ，ならびにみぞ形鋼切断面の応力から考察を加えたものである。結論づけられる事項を列記すると以下の通りである。

(1) 破壊形式は，みぞ形鋼の支圧によるコンクリートの圧縮破壊であった。ただし，P200-90 では，コンクリート底部の付着が不充分であったため，コンクリートの面外方向へのずれが発生していた。

(2) 初期ずれ剛性は一定の傾きを示しており，形状による差異は見られなかった。さらに，鋼材面積比（**表-1** 内[4]）が大きい P150-75B および P100-50 は，最大せん断応力到達までほぼ同じずれ剛性を呈した。

(3) みぞ形鋼の最大せん断応力 τ_uはみぞ形鋼のウェブの厚さと幅の比(t_1 / B)に大きく影響した。

(4) 上記(3)より，t_1 / Bを変数とした簡易推定強度式を提案した。また，既文献 4)のコンクリートがみぞ形鋼下部で圧縮破壊した結果も概ね評価できた。

(5) 横荷重を受ける両支点固定，および 1 支点ヒンジのラーメンの弾性解を用いることにより初期状態でのみぞ形鋼の挙動は，前者の傾きに近い挙動を示した。また，ひずみが大きくなると後者の傾きに移行しており，ヒンジの発生が窺えた。

(6) みぞ形鋼フランジ方向の応力 σ_x=100MPa 程度で付着せん断強度（τ_u）となることがわかった。しかしながら，P200-90 は終局前に鋼とコンクリートの間に離間が発生したため，σ_x=50MPa 程度で終局状態に至った。

謝辞：載荷実験の実施に当たっては，神戸市立工業高等専門学校に在籍された黒田祐衣氏，向井実悠氏にご協力頂き，感謝の意を表します。

参考文献

1) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック，2003.
2) 東山浩士，上中宏二郎，石川敏之，有馬博人：軽量化した鋼・コンクリート合成床版の提案とはり試験体による基礎的実験，平成 18 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，2006.
3) 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状，JSSC テクニカルレポート，No. 35, 1996.
4) 横田弘，清宮理：鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力，港湾技研資料，運輸省港湾技術研究所，No. 595, pp. 3-24, 1987.
5) Ollgaard, J. G. and Fisher, J. W.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, AISC Eng. Jour., 27(8), pp. 55-64, 1971.