(9) 孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁における鋼とコンクリートの応力伝達機構

田中　照久 1・堺　純一 2・梅崎　正吉 3

[1] 正会員　福岡大学助手　工学部建築学科（〒 814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19 番 1 号）
E-mail:sttanaka@fukuoka-u.ac.jp

[2] 正会員　福岡大学教授　工学部建築学科（〒 814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19 番 1 号）
E-mail:sakaij@fukuoka-u.ac.jp

[3] 学生会員　福岡大学大学院　工学研究科建設工学専（〒 814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19 番 1 号）
E-mail:td104004@cis.fukuoka-u.ac.jp

弾性設計，非溶接接合を前提とする高強度鋼材 H-SA700A を用いた組立梁材に使用するウェブプレートを床スラブ位置まで伸ばし，その鋼板部にあけた孔に充填されるコンクリートが孔あき鋼板ジベルとしてのずれ止め機能を有することで，両者を一体化させる新しい合成梁を提案した．本論は，押抜きせん断試験ならびに合成梁の曲げせん断試験より，本合成梁に使用する孔あき鋼板ジベルのずれ性状，せん断耐力を調べ，鋼とコンクリート間の応力伝達について検討した．また，鋼板にあける孔数を減らすことを目的として，床スラブに使用するコンクリート圧縮強度よりも高い円柱形の高強度モルタルを孔に通す方法を採用し，実験結果より鋼とコンクリート間の応力伝達能力が高まることを明らかとした．

Key Words *: Composite beam, Perfobond plate connector, Stress transfer, Push-out test, Bending test*

1. はじめに

著者らは，弾性設計，非溶接接合を前提とする高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立梁材とコンクリート床スラブ（以下，床スラブと略記）の結合の簡素化を図り，床スラブの合成効果による曲げ剛性の上昇と解体時のリユース，リサイクルによる環境負荷低減を目指した新しい合成梁を提案している [1)]．

本合成梁は，図 -1 に示すように組立梁材に使用するウェブプレートをスラブ位置まで伸ばし，その鋼板部分にあけた孔に充填されたコンクリートが孔あき鋼板ジベル（以下，PBL と略記）としてずれ止めの機能を果たし，梁材と床スラブを結合している．単純梁形式による正曲げ（床スラブに圧縮力が作用）時の力学性状を実験的に検証した結果，PBL は組立梁材と床スラブを結合し，純鉄骨梁に比べ 2.2 倍以上の曲げ剛性を確保できることを明らかとして

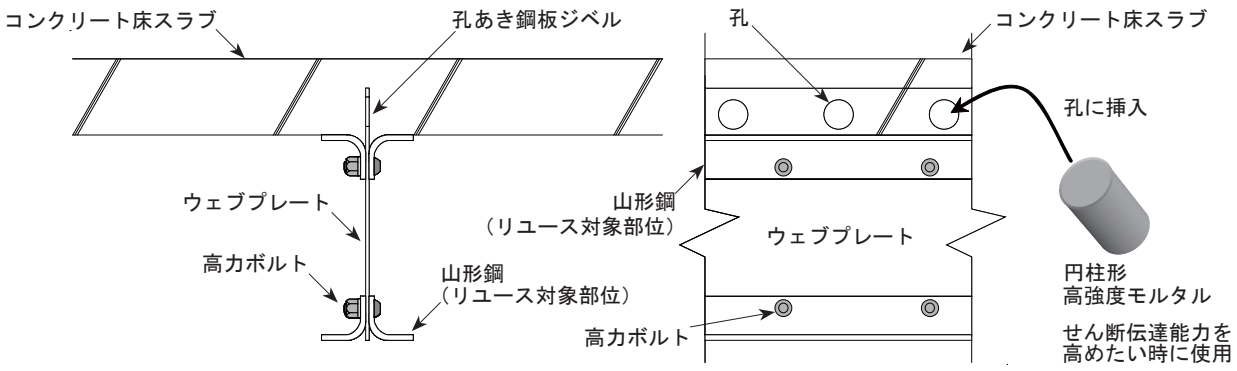


図 -1　高強度鋼材 H-SA700A 材を用いた乾式組立梁とコンクリート床スラブで構成された合成梁

いる[1]．また，PBL の鋼板にあける孔数を減らす目的で，床スラブに使用するコンクリートの圧縮強度よりも高い円柱形状の高強度モルタルを孔に通し，鋼とコンクリート間の応力伝達を高める方法を提案しており，その効果を押抜きせん断試験と合成梁の曲げせん断試験より明らかとしている[1,2]．

鋼とコンクリートの境界面に付着応力を生じさせる機構については，一般には接着（粘着）作用，摩擦作用および機械的抵抗作用がある[3]。本合成梁における鉄骨梁と床スラブの応力伝達は，いずれの抵抗作用も考えられる．そこで，本論では，これまでに著者らが行った PBL の押抜き試験ならびに梁の曲げせん断試験の実験概要について述べ，その実験結果をもとに鋼とコンクリート間の応力伝達について考察する．さらに，各抵抗作用が合成梁の曲げ耐力に及ぼす影響について述べ，接着作用による付着強度ならびに PBL のせん断耐力を検討した結果について述べる．

2. 孔あき鋼板ジベルの押抜きせん断試験

(1) 実験計画

試験体の形状寸法を，図 -2 に示す．鋼板の厚さは，6mm である．鋼板にあける孔径は 50mm とし，コンクリート埋め込み部の鋼板高さは 70mm であり，貫通鉄筋は有さない条件の PBL である．試験体は全部で 5 体であり，表 -1 に示すように実験変数は，孔の個数・間隔，孔に通す円柱形高強度モルタルの有無である．孔数 2 個の間隔は，合成梁の曲げ試験体と同じ条件としている．また，鋼板にあけた孔に挿入する円柱形高強度モルタルの寸法は，直径 50mm ×高さ 100mm である．円柱体の固定方法は，孔に通しているだけで，できる限り隙間がない理想状態としている（写真 -1 参照）．

本実験は，孔のみのずれ特性を把握することを目的としているため，鋼板の下端部に発泡材を配置し，支圧抵抗の影響を無くしている．また，コンクリートと接触する山形鋼のフランジ面と鋼板面には，コンクリートの付着を排除するためにグリースを塗付している．試験体に使用したコンクリートとモルタルの材料強度を表 -2 に示す．

載荷方法は，上面の山形鋼（フランジ）に耐圧板を介して荷重を一方向に単調に載荷し，ずれ量 20mm に達した時点で終了とした．試験体設置の際は，コンクリートブロックの周辺にグラウトを敷き左右の傾きを無くし，水平を保持できるようにしている．測定方法は，PBL の中心位置における山形鋼とコンクリートの相対ずれ量（左右ブロックの計 4 箇所）であり，ずれ量は 4 箇所の平均値で評価する．

(2) 実験結果

各試験体の実験結果は表 -3，荷重 - ずれ関係は図 -3 にまとめて示す．PT-C 試験体は，孔内のコンクリートが粉状に支圧破壊していた．一方，PT-M 試験体は，

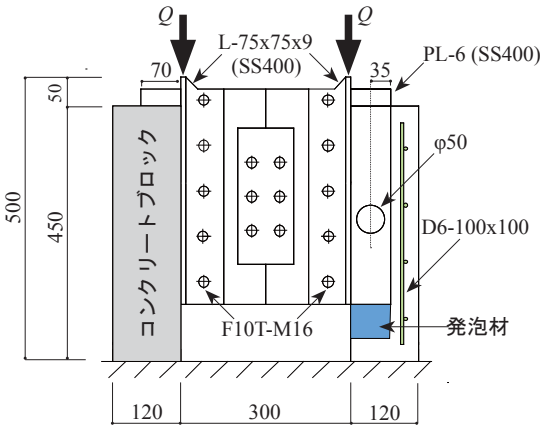


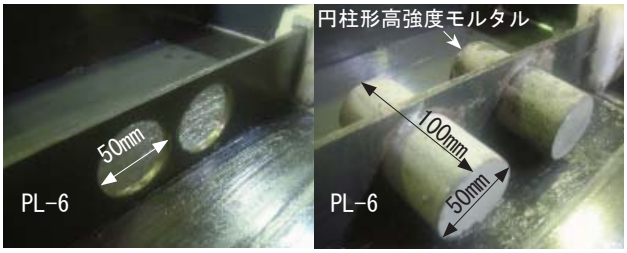
図 -2　押抜き試験体の形状・寸法（単位：mm）

表 -1　押抜き試験体一覧

試験体名	孔数	孔間隔(mm)	円柱体の有無（高強度モルタル）
PT-C	1	-	無
PT-C60	2	60	
PT-M	1	-	有
PT-M90	2	90	
PT-M180	2	180	

表 -2　コンクリート・モルタルの材料特性

使用材料	圧縮強度	割裂引張強度
	(N/mm^2)	(N/mm^2)
コンクリート	34.8	3.78
モルタル	97.5	8.03



(a)　円柱体なし　　(b)　円柱体あり

写真 -1　円柱形高強度モルタルを孔に通した様子

モルタルの圧壊と一部せん断破壊が確認された.

PT-M 試験体は，孔に円柱体の高強度モルタルを通すことで PT-C 試験体に比べて，せん断耐力は上昇し，ずれ剛性も高いことが確認できる．孔数が増えることで最大耐力は上昇するが，PBL1 個あたりが負担するせん断耐力は小さくなる結果であった．PT-C60 試験体は，円孔の中心間距離が 60mm と極端に狭いが鋼板のせん断破壊は確認されなかった．PT-M 試験体は，孔間隔 90mm と 180mm の両者を比較すると，せん断耐力は孔間隔 90mm の方が僅かに高い．孔間隔 180mm は，ずれ量 1.0mm あたりで一度荷重が低下し，その後再び上昇し最大荷重に到達している．したがって，孔間隔は狭い方が円滑にせん断力を伝達できると考えられる．孔の間隔が PBL のせん断耐力に与える影響は，土木学会の複合構造標準示方書 [4] によれば，「一般には，孔の中心間隔が孔径の 1.6 ～ 2.8 倍の範囲とするのがよい．これは，この範囲では，孔の中心間隔が最大せん断力に与える影響は小さいことが明らかになっているためである.」との記述がある．すなわち，本実験条件のように PBL の孔径が 50mm の場合，孔の中心間隔の推奨範囲は 80 ～ 140mm であり，孔間隔 60mm と 180mm はその範囲外となるため最大せん断力に影響を及ぼしたと考えられる.

(3) 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力

土木分野において提案されている PBL の設計式を建築分野にそのまま適用することは，危険側の評価となると指摘されている [3]．建築構造への適用を考えると，PBL のせん断耐力式は未だ確立されていない現状（特に，コンクリートの支圧破壊によって耐力が決まる場合）であるが，本合成梁に使用する PBL のせん断耐力は，著者らが上述の実験結果も含め検討している下式の (1) 式と (2) 式によって評価することにした．計算結果を表 -3 に示す．計算値は実験値を安全側に評価している.

孔に普通コンクリートが充填されるの場合 [2]

$$Q_u' = 3.6 f_c' \times Dt \quad (1)$$

孔に円柱形状の高強度モルタルが挿入される場合 [2]

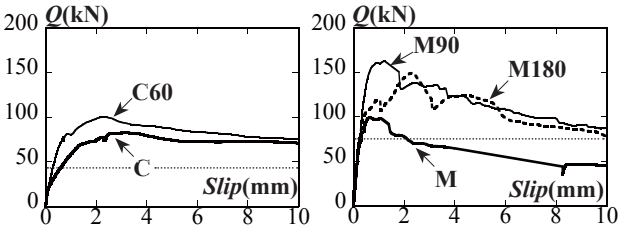
$$Q_u' = 2.5 f_m' \times Dt \quad (2)$$

ここで，Q_u' は円孔内のコンクリート（モルタル）の支圧破壊によるせん断耐力 (N)，f_c' はコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)，f_m' は円柱形モルタルの圧縮強度 (N/mm^2)，D は孔径 (mm)，t は鋼板の厚さ (mm) である.

表 -3　押抜き試験の実験結果

試験体名	PBL1個あたりの最大せん断耐力		
	実験値 Q_{max} (kN)	計算値 Q_u' (kN)	実験値 / 計算値
PT-C	83	38	2.18
PT-C60	50		1.32
PT-M	99	73	1.36
PT-M90	81		1.11
PT-M180	75		1.02

＊下図中の点線は，PBL1 個あたりのせん断耐力計算値を示す



(a) 普通コンクリート　　(b) 高強度モルタル

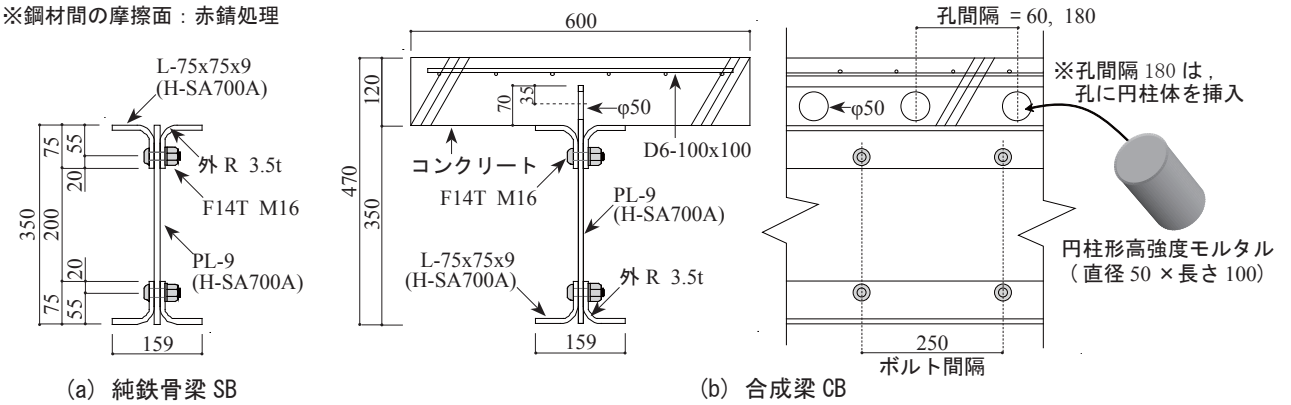
図 -3　PBL の荷重 - ずれ関係（鋼板 1 枚あたり）

3. 合成梁の曲げせん断試験

(1) 試験体

図 -4(a) に純鉄骨梁試験体断面，図 -4(b) に合成梁試験体断面，表 -4 に試験体一覧を示す．試験体は総数 4 体で，純鉄骨梁試験体（SB と呼ぶ）1 体と孔が無い鋼板がコンクリートスラブ内に埋め込まれた合成梁試験体（CB0 と呼ぶ）1 体および PBL の孔間隔が 60mm, 180mm（それぞれ CB60, CB180M と呼ぶ）の合成梁試験体 2 体からなる．なお，PBL の所要個数は，梁のスパン方向へ等間隔に配置している．また，CB180M 試験体は，鋼板にあける孔数を減らす目的で床スラブに使用するコンクリート圧縮強度よりも高い円柱体の高強度モルタルを孔に挿入している（図 -4 参照）．なお，CB180M 試験体の孔数は，CB60 試験体の 1/3 個としている.

試験体の鉄骨部に使用する全ての鋼材は，H-SA700A 材であり，鋼板 (PL-9) を曲げ加工した二つの山形鋼 (L-75x75x9) にウェブプレート (PL-9) を挟み，F14T 級 M16 高力ボルトで摩擦接合した組立 H 形断面梁 (H-350x159x9x9) である．試験体の長さは，4400mm である．曲げ加工部の外半径は板厚の 3.5 倍であり，ボルト間隔は 250mm である．高力ボル



(a) 純鉄骨梁 SB　　(b) 合成梁 CB

図 -4　試験体の形状・寸法（単位：mm）

ト摩擦接合面の表面処理は，赤錆である．なお，床スラブに埋め込まれる鋼板の表面と山形鋼の上フランジ面は，黒皮のままである．また，床スラブ内に埋め込まれる鋼板の両端部は支圧力が作用することが予測されるが，その支圧抵抗が全体に与える影響は小さいと判断し，両端部に発泡材や空隙を設けるなどの処理は行っていない．

床スラブは，厚さ 120mm，幅 600mm であり，デッキプレートは使用していない．床スラブの有効幅は，実験を実施するために使用する研究施設の環境状況を考慮し，日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説 [5]」（以下，合成指針と呼ぶ）に従った計算値より狭い幅に設定している．

PBL の孔径は 50mm を採用し，ウェブプレートの厚さは 9mm であり，貫通鉄筋は有さない条件である．鋼板は，押抜き試験体に使用した板厚（6mm）よりワンランク大きなサイズを採用した．PBL のせん断耐力 (1) 式，(2) 式は板厚 6mm と 10mm のサイズが考慮されており，板厚 9mm はその範囲内にある．孔に挿入する円柱形高強度モルタルの寸法は直径 50mm ×高さ 100mm であり，鋼板にあけた孔とのクリアランスは無い理想状態としている．表 -5 に組立材に用いた H-SA700A 材の機械的性質，表 -6 にコンクリートとモルタルの材料特性を示す．

PBL による鉄骨梁と床スラブとの合成率を表 -4 に示す．合成率は，各試験体におけるスパン内に設けた孔数の完全合成梁に必要な最小限孔数に対する割合であり，百分率で表示する．したがって，完全合成梁の場合は合成率 100% となる．なお，PBL1 個あたりのせん断耐力は，(1) 式（孔に普通コンクリートが充填される場合）および (2) 式（孔に円柱形状の高強度モルタルが挿入される場合）によって算定

表 -4　合成梁試験体一覧

試験体	スラブ	ずれ止め	孔間隔 (mm)	円柱形モルタル	合成率* np / nf (%)
SB	無	−	−	−	−
CB0	有	無	−	−	0
CB60	有	PBL	60	無	63
CB180M	有	PBL	180	有	52

＊ np：試験体に設けた孔の個数，nf：完全合成梁に必要な孔の個数
＊ 上記の np / nf は，(1) 式と (2) 式に基づき算定した値

表 -5　高強度鋼材 H-SA700A の機械的性質

板厚 t (mm)	降伏点 σ_y (N/mm^2)	引張強さ σ_u (N/mm^2)	ヤング係数 E (kN/mm^2)	降伏比 $Y.R.$ (%)
9.0	780	840	211	92.9

＊JIS Z2201 1A号試験片

表 -6　コンクリート・モルタルの材料特性

使用材料	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
コンクリート	30.9	3.06	25.8×10^3
モルタル	111	5.78	-

した．上記に基づいて設計段階で算定した合成率より，全ての試験体は，単純支持条件下において完全合成梁に必要な PBL の孔数を有していない不完全合成梁となった．

(2) 載荷方法と測定方法

載荷方法は図 -5 に示すように，試験体両端を単純支持とし，2 点集中荷重による等曲げ区間を有する正曲げ載荷（スラブに圧縮力が作用する曲げ試験）とする．床スラブが無い SB 試験体は，横座屈現象を抑制するために載荷点外側に構面外補剛材を設置した．CB 試験体は，床スラブによる横補剛効果を確認するため設置していない．試験体に使用している鋼材は溶接に向いていない性質であるが，載荷点と支点位置の局部座屈を防ぐために，山形鋼とウェ

※右半分に CB60 試験体（PBL の孔間隔 60mm），
左半分に CB180M 試験体（PBL の孔間隔 180mm）を示す

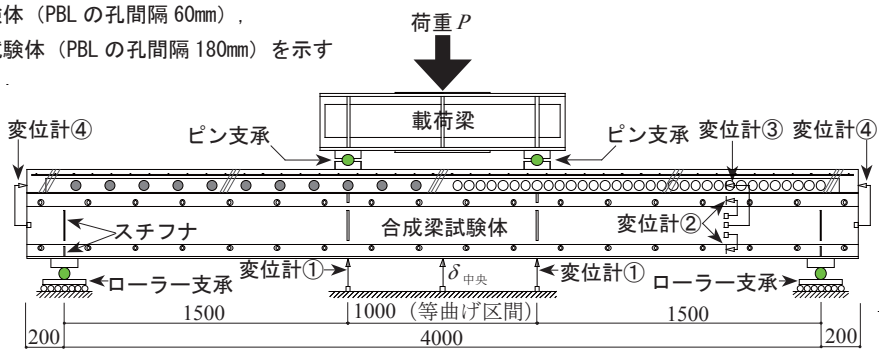


図 -5 載荷方法・測定位置（単位：mm）

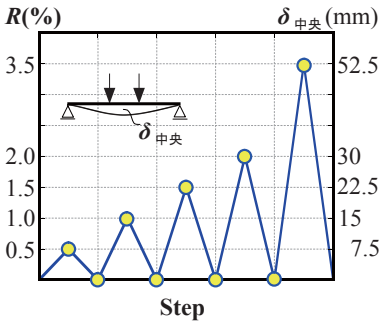
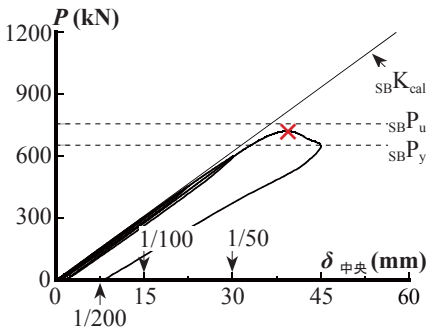
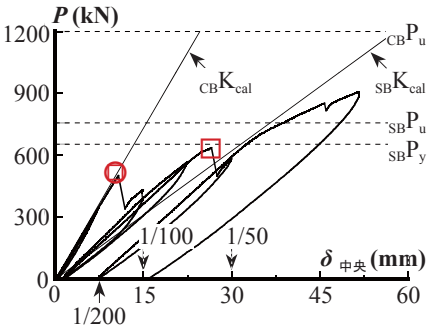


図 -6 載荷プログラム



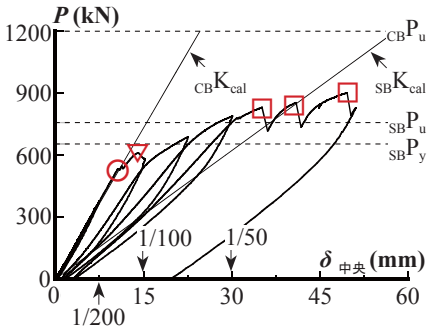
(a) SB　スラブなし



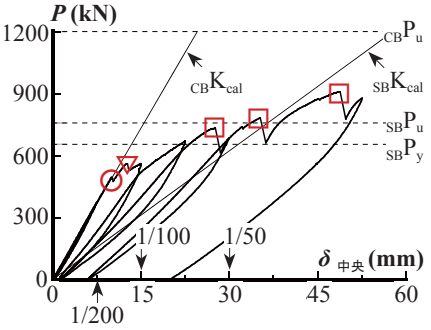
(b) CB0　合成率 0%

凡例

$_{SB}P_y$ ： 鉄骨梁の降伏耐力　（計算値）
$_{SB}P_u$ ： 鉄骨梁の全塑性耐力（計算値）
$_{CB}P_u$ ： 合成梁の全塑性耐力（計算値）
$_{SB}K_{cal}$ ： 鉄骨梁の弾性剛性　（計算値）
$_{CB}K_{cal}$ ： 合成梁の弾性剛性　（計算値）
× ： 鉄骨梁の横座屈
○ ： 接着作用による付着破壊
▽ ： 孔あき鋼板ジベルの破壊
□ ： 鋼材間のすべり



(c) CB60　合成率 63%



(d) CB180M　合成率 52%

図 -7 荷重 - たわみ関係

ブプレートにそれぞれ鉛直スチフナを溶接によって取り付けている．

載荷プログラムは図 -6 に示すように，変形角 R によって制御する．変形角 R は，中央のたわみ量 $\delta_{中央}$ を載荷点から支点までの距離 1500mm で除して百分率で示した値である．載荷履歴は，R ($\delta_{中央}$) = 0.5%(7.5mm), 1.0%(15mm), 1.5%(22.5mm), 2.0%(30mm), 3.5%(52.5mm) を各 1 回とする．

図 -5 に変位計設置位置を示す．測定は，中央のたわみ量（図中①），山形鋼とウェブプレートの材軸方向の相対ずれ量（図中②）および床スラブとウエブプレートの相対ずれ量（図中③･④）である．また，山形鋼（上下フランジ），ウェブプレートおよび床スラブ上面にひずみゲージを貼付している．

(3) 実験結果

a) 荷重 - たわみ関係

図 -7(a) に純鉄骨梁試験体，図 -7(b) ～ (d) に合成梁試験体の荷重 - たわみ関係を示す．各図には，一様な梁断面とみなし算定した弾性剛性（K_{cal}），純鉄骨梁の降伏耐力（$_{SB}P_y$），全塑性耐力（$_{SB}P_u$）および参考に合成梁断面の全塑性耐力（$_{CB}P_u$）を示している．なお，$_{CB}K_{cal}$ および $_{CB}P_u$ は，鉄骨梁と床スラブを全断面有効とする合成断面として合成指針 [5] に従い求めた．また，各図には，横座屈（×印），鋼とコンクリート間の付着破壊（○印），PBL の破壊（▽印）および鋼材間のすべり（□印）を示している．

図 -7(a) より純鉄骨梁 SB 試験体は，全塑性耐力に到達する前に，構面外補剛区間内（等曲げ区間）

で横座屈を起こして耐力が低下した．実験終了時まで，山形鋼とウェブプレート間のすべりは生じず，弾性剛性は計算値とよく対応している．

図 -7(b) ～ (d) より R=0.5%（$\delta_{中央}$=7.5mm）時，全ての合成梁 CB 試験体の初期剛性は，純鉄骨梁 SB 試験体の約 2.2 ～ 2.4 倍であり，床スラブによる合成効果が確認できる．

図 -7(b) より，PBL がない CB0 試験体は，R=0.7%（$\delta_{中央}$=11mm）時に鋼とコンクリート間に付着破壊が生じ，同時に山形鋼とウェブプレート間にすべりが確認され，急激な耐力低下および剛性低下を起こした．その後，R=0.5%（$\delta_{中央}$=7.5mm）以降，付着破壊の影響で床スラブによる合成効果は期待できない．

図 -7(c) より，CB60 試験体は，R=0.7%（$\delta_{中央}$=11mm）時に付着破壊を生じるが，耐力低下は認められず，剛性低下も極めて小さい．すなわち，PBL がずれ止めの機能を果たしていることがわかる．その後，R=0.9%（$\delta_{中央}$=13.5mm）時に PBL の破壊現象が起こり，剛性の低下が顕著になった．この時，試験体両端部のコンクリート側面にウェブプレートに沿ったひび割れと山形鋼上フランジ面とコンクリートとの間に剥離が観察された（写真 -2(a)）．

図 -7(d) より，CB180M 試験体は，CB60 試験体と比較して僅かに曲げ剛性は低いが，同じような力学挙動を示した．

CB60, CB180M 試験体は，いずれも P=800kN あたり，R=2.0%（$\delta_{中央}$=30mm）で，山形鋼とウェブプレート間のボルト接合部に衝撃音を伴いながら明瞭な主すべりが生じ，荷重は増減を繰り返した．ボルト接合部は摩擦抵抗から支圧抵抗に移行し，その後，再び荷重は上昇する傾向を示したが，R=3.5%（$\delta_{中央}$=52.5mm）で実験を終了した．

b）合成梁の破壊状況

実験終了後の破壊状況として，鋼材間のすべり，床スラブ端部の水平ずれや浮き上がり，コンクリートのひび割れ，鉄骨梁と床スラブ間の剥離（写真 -2(a)）が見られた．等曲げ区間内のコンクリート上面には，曲げひび割れのほかに，ウェブプレートに沿う材軸方向のひび割れが観察された（写真 -2(b)）．これは，埋め込まれた鋼板の側圧による割裂と考えられる．また，コンクリート下面には，曲げひび割れのほかに，ウェブプレートに沿う材軸方向に連続的なひび割れが生じていた．

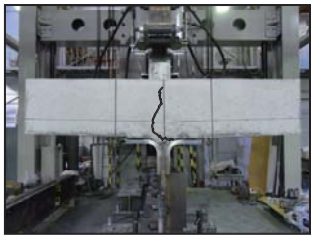
c）孔あき鋼板ジベルの破壊状況

実験終了後，合成梁試験体の床スラブのコンクリートを除去し，PBL の破壊状況を確認した．なお，写真 -3 に示されている孔中のコンクリートおよび高強度モルタルの破断面は，コンクリートスラブを切断したのではなく，はつった時の状況である．ここで，PBL 破壊形式は，コンクリートの 2 面せん断破壊と円孔内のコンクリートの支圧破壊の 2 種類ある．破壊形式の判別は，孔の破断面に着目し，床スラブを除去した時に，せん断破壊の場合は孔中にコンクリートおよびモルタルが完全に詰まっている状態とし，支圧破壊の場合は孔中にコンクリートおよびモルタルが全く残っていない状態あるいは孔中の破断面に空隙が観察される状態とした．CB60 試験体は，コンクリートの支圧破壊および一部せん断破壊しており，鋼板のせん断破壊は確認されなかった（写真 -3(a)）．また，孔に円柱形高強度モルタルを通した CB180M 試験体も同様に，モルタルの支圧破壊および一部せん断破壊が生じており，鋼板のせん断破壊は確認されなかった．したがって，本合成梁に採用した PBL の破壊は，2 種の破壊形式が混在していたことがわかった．

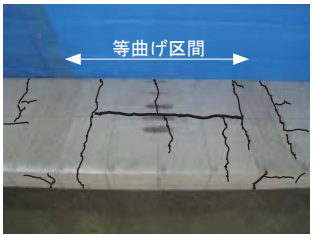
写真 -3(b) より終局強度到達後（モルタルがせん断破壊した後），せん断面上でのモルタルとコンクリートの骨材との噛合わせで抵抗された形跡が観察された．

d）初期剛性

図 -8 に，図 -7 の荷重 - たわみ曲線から得られた

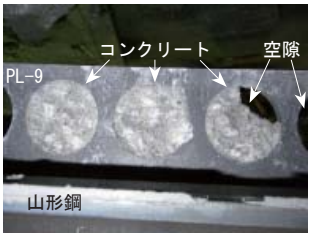


(a) スラブ端部

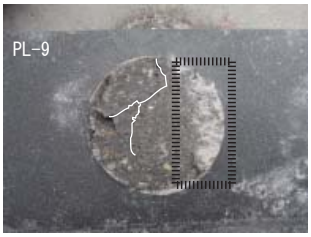


(b) スラブ上面

写真 -2　コンクリートスラブの最終ひび割れ破壊状況



(a) せん断破壊，支圧破壊



(b) 噛合わせ機構の痕跡

写真 -3　孔あき鋼板ジベルの破壊状況

各試験体の初期剛性を示す．本論では，R=0.1% から 0.5% まで 0.1% 刻みの割線勾配の平均値を初期剛性 (K_{exp}) と定義した．図の縦軸は，合成指針[5]に従い算定した ${}_{CB}K_{cal}$ で無次元化している．合成率の違いによる差は小さく，計算値でよく評価できることがわかる．初期剛性に差が見られない理由として，図－7 の荷重－たわみ関係から分かるように，R=0.5% ($\delta_{中央}$=7.5mm) までは，合成率の違いに関係なく鋼とコンクリート間にずれが生じていないためである．すなわち，本合成梁のようにコンクリートに連続した鋼板が埋め込まれている条件における床スラブと鉄骨梁との接着作用による付着力は，変形角 1/200（R=0.5%）程度で作用する水平せん断力に抵抗していることが認められる．

e) 残留変形

図－9 に各サイクル除荷時の残留変形（等曲げ区間中央部のたわみ量 $\delta_{中央}$）を示す．残留変形は R=1.5% 時 ($\delta_{中央}$=22.5mm) までほとんどなく，山形鋼とウェブプレートのボルト接合部に明瞭なすべりが生じた後に増大していることがわかる．

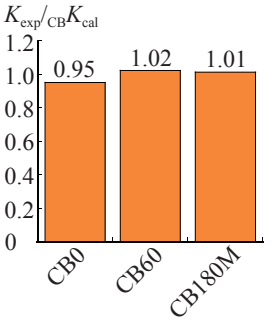
f) ひずみ度分布

図－10 に合成梁断面（等曲げ区間中央部）における各サイクルの最大荷重時のひずみ度分布を示す．R=0.5% ($\delta_{中央}$=7.5mm) 時は合成率の違いに関係なく，中立軸は，上フランジ側にあり，合成断面として平面保持が成立し，鋼とコンクリートの一体性が保たれている．R=0.5% ($\delta_{中央}$=7.5mm) 以降は，平面保持が成り立たず，中立軸が下フランジ側に移動し，合成断面としての曲げ耐力はあまり期待できないが耐力低下は見られず，床スラブは十分な横補剛効果を示した．R=3.0% ($\delta_{中央}$=45mm) 時，全試験体の鉄骨部のひずみは，降伏レベルまで達しておらず，弾性状態であることがわかる．

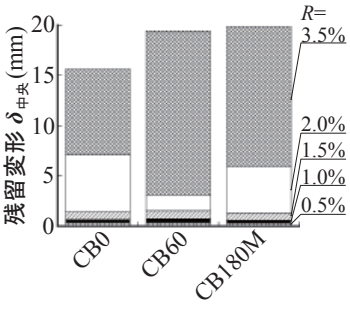
図－11 に示すコンクリート上面（等曲げ区間中央部）のひずみ度分布より，R=0.5% ($\delta_{中央}$=7.5mm) 時は，合成率の違いに関係なくコンクリート表面一様に約 500μ の圧縮ひずみが生じている．その後，PBL がある CB60，CB180M 試験体は圧縮ひずみが増加しているが，PBL がない CB0 試験体のコンクリートは曲げにほとんど抵抗していない。この結果からも PBL は鋼とコンクリート間の応力を伝達する機能を果たしていることがわかる．

g) 鉄骨梁と床スラブのそれぞれが負担した曲げモーメントの割合

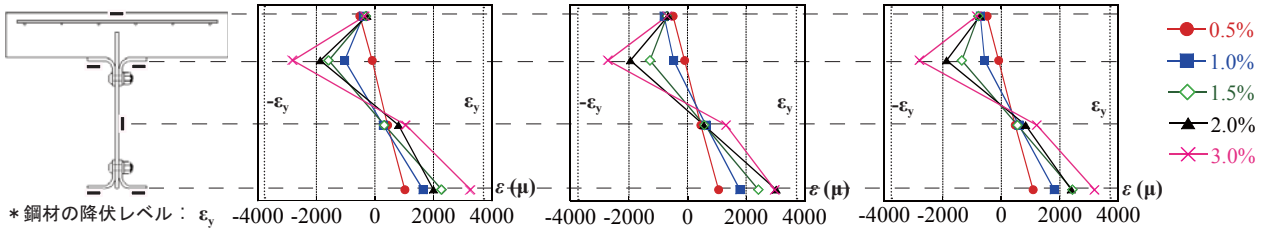
図－12 に，各変形時における鉄骨梁と床スラブのそれぞれが負担した曲げモーメントの割合を示す．鉄骨梁が負担した曲げモーメント値は，試験体に貼



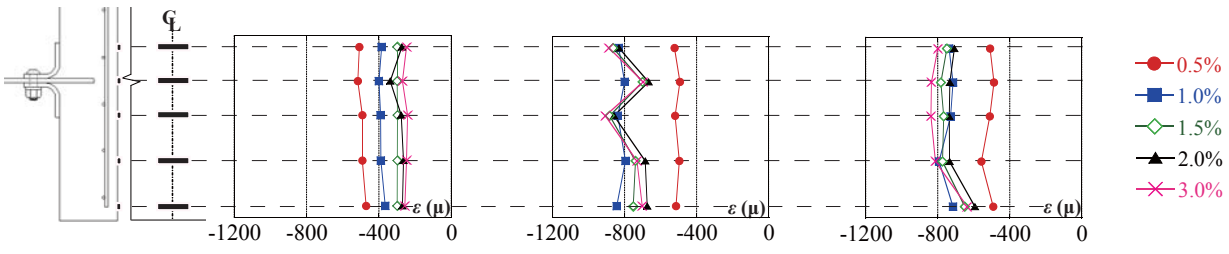
図－8　初期剛性



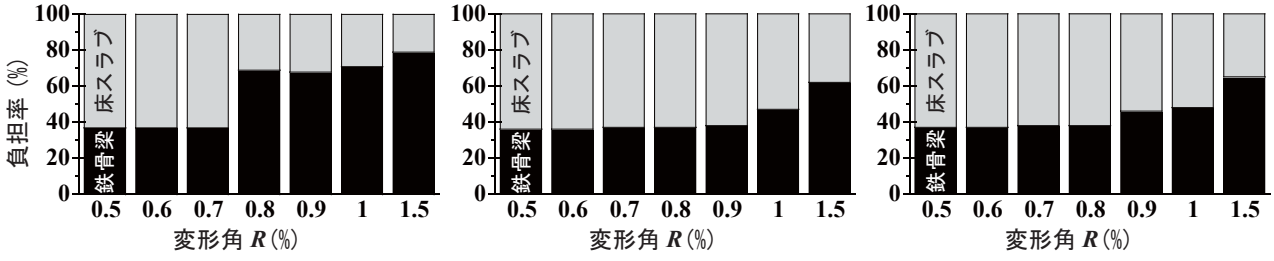
図－9 各サイクル時の残留変形



図－10 合成梁断面（中央部）のひずみ度分布

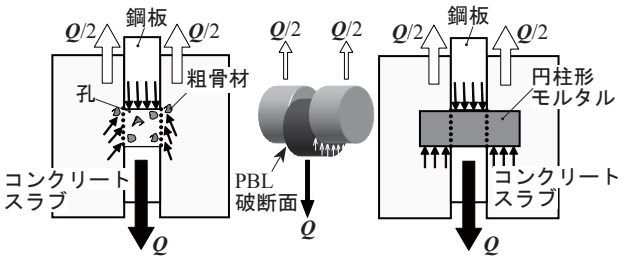


図－11 コンクリート（中央部）のひずみ度分布



(a) CB0 （合成率 0%） (b) CB60 （合成率 63%） (c) CB180M （合成率 52%）

図 -12 鉄骨梁と床スラブのそれぞれが負担した曲げモーメントの割合



(a) 孔に充填された コンクリート (b) 孔に通した 高強度モルタル

図 -13 孔あき鋼板ジベルの抵抗機構

付したひずみゲージによって計測された値より算出し，床スラブが負担したモーメントは，支点反力値を荷重点から支点までの距離（=1.5m）で乗じた載荷モーメント値から鉄骨梁の負担分を引いて算出した結果である．

変形角 R=0.7%($\delta_{中央}$=10.5mm) 時までは，いずれの試験体も鉄骨梁が 40%，床スラブが 60% 程度の割合で曲げモーメントを負担していることがわかる．

鋼板のみが床スラブ内に埋め込まれた CB0 試験体は，付着破壊が生じた後（変形角 R=0.72% 時），鉄骨梁と床スラブの負担率が逆転していることがわかる．変形角 R=1.5%($\delta_{中央}$=10.5mm) 時には，鉄骨梁が 80%，床スラブが 20% 程度の割合で曲げモーメントを負担していることから，鋼とコンクリート間の応力伝達が損失し，重ね梁の状態になったと考えられる．

PBL を設けた CB60，CB180M 試験体は，PBL 破壊後の変形角 R=1.0%($\delta_{中央}$=15mm) 以降，変形角が大きくなるにつれて徐々に鉄骨梁の負担率が大きくなる傾向にあるが，R=1.5%($\delta_{中央}$=10.5mm) 時には，鉄骨梁が 65%，床スラブが 35% 程度の割合で曲げモーメントを負担していることから，PBL 破壊後も鋼とコンクリート間で応力伝達がなされていたことがわかる．この要因は，押抜き試験の荷重－ずれ関係（図 -3 参照）からも確認できるように，PBL 破壊後は，PBL 破断面の骨材と床スラブの骨材との噛み合いによる抵抗（図 -13 参照）により一定の荷重が保たれていることから，本合成梁でも骨材の凸凹による噛み合いの伝達機構が形成されたと考えられる．

5. 鋼とコンクリート間の応力伝達

鋼とコンクリートの境界面に付着応力を生じさせる機構については，一般には接着（粘着）作用，摩擦作用および機械的抵抗作用がある [3]。曲げせん断実験により，鉄骨梁と床スラブの合成作用によって両者の間に生ずるせん断力は，いずれの抵抗作用も考えられる．本合成梁の曲げ耐力および曲げ剛性は，鋼とコンクリート間の接着作用における付着強度，PBL のせん断耐力ならびに山形鋼とウェブプレート間のすべり耐力に支配される．

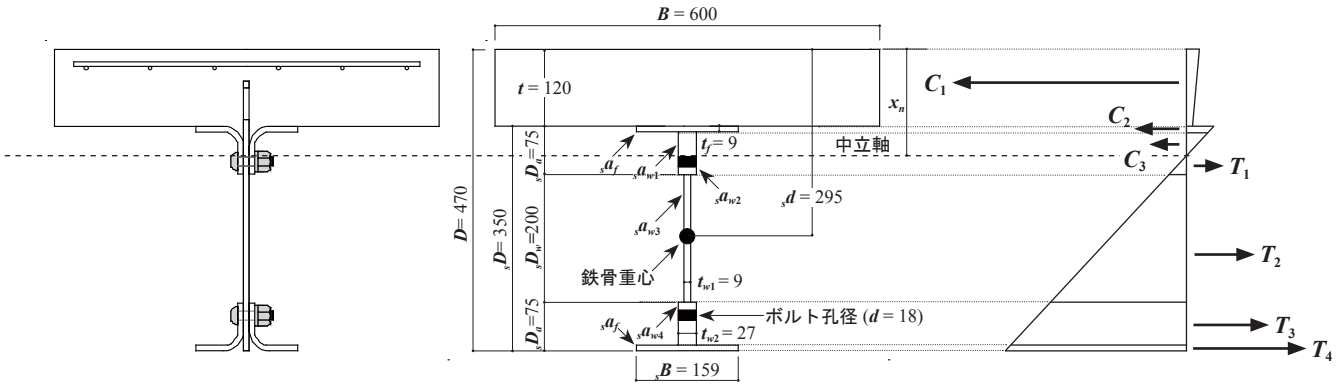
本論では，合成梁の曲げせん断試験から得られた荷重－たわみ関係の付着破壊点（図 -7 ○印）と PBL 破壊点（図 -7 ▽印）に着目し，各破壊時の鋼とコンクリート間に作用した水平せん断力を算定することで，接着作用による付着強度ならびに PBL のせん断耐力の評価を検討する．

(1) 各破壊時に作用した水平せん断力の算定

鋼とコンクリート間に作用した水平せん断力は，以下の試験体を対象に算定する．接着作用による付着強度の算定対象の試験体は，CB0，CB60，CB180M 試験体の計 3 体とし，PBL のせん断耐力の算定対象の試験体は，CB60，CB180M 試験体の計 2 体である。

a) ひずみ度分布と応力度分布

合成梁の曲げせん断試験では断面のひずみを計測していることから，計測位置に作用するモーメントを算出できる．ひずみ度分布は応力の乱れが比較的少ない等曲げ区間内とする．なお，コンクリートのひずみ値は，図 -11 から確認できるようにスラブ幅



(a) 合成梁試験体の断面　　(b) 置換した合成梁断面　　(c) 仮定した応力度分布

図 -14 合成梁断面の応力状態

全体に一様な圧縮ひずみが生じているため，平均値で評価する．各破壊時点までは，いずれの試験体も平面保持が成立し，中立軸の位置は上フランジの山形鋼とウェブプレートを連結しているボルト孔付近であることを確認した．

図 -14(a) に示す合成梁断面は (b) のように置き換え，(c) に示す応力度分布を仮定する．合成梁断面の曲げモーメントは，図 -14(b) に示すように，圧縮合力は床スラブ C_1，上フランジ C_2（${}_sa_f$），ウエブ C_3（${}_sa_{w1}$）の 3 つの要素とし，引張合力はウエブ T_1（${}_sa_{w2}$），T_2（${}_sa_{w3}$），T_3（${}_sa_{w4}$），下フランジ T_4（${}_sa_f$）の 4 つの要素に分けて，応力度分布から算出する．なお，鉄骨断面はボルト孔の断面欠損を考慮し，床スラブ内にある鋼板および鉄筋は無視している．

応力を算出する際に必要なひずみ値は，試験体に貼付したひずみゲージにより計測された値を用い．材料のヤング係数は鋼材は表 -5 に，コンクリートは表 -6 に示す値を用いている．表 -7 に各試験体の断面応力を示す．断面全体の圧縮合力 C と引張合力 T の大きさはほぼ等しく，いずれの試験体も断面応力が釣り合っていることが確認できる．

b) 応力度分布から算出した曲げモーメントと載荷モーメントの比較

応力度分布から算出した曲げモーメント ${}_{sd}M_s$ と支点反力値を荷重点から支点までの距離（=1.5m）で乗じた載荷モーメント ${}_lM_s$ の比較を表 -8 に示す．両者のモーメント値の誤差は 1 割以下である．

正曲げモーメント（床スラブに圧縮力が作用する）を受ける合成梁は，床スラブが圧縮力を負担し，これに釣り合う引張力が鉄骨に作用すると考えられるので，床スラブと鉄骨梁との間で伝達されるべき作用水平せん断力は，表 -7 に示すコンクリートの圧縮合力 C_1 を用いて評価することとした．

表 -7 各破壊時の合成断面における断面応力

試験体名		CB0	CB60		CB180M	
破壊条件		付着破壊	付着破壊	PBL破壊	付着破壊	PBL破壊
荷重 P (kN)		503	536	610	495	561
変形角 R (%)		0.72	0.72	0.94	0.67	0.81
圧縮合力 C (kN)	C_1	847	878	1063	805	939
	C_2	46	54	83	47	62
	C_3	9	15	27	11	16
	ΣC	902	947	1173	863	1016
引張合力 T (kN)	T_1	35	9	2	10	5
	T_2	247	243	266	237	259
	T_3	310	356	375	343	351
	T_4	437	445	535	427	497
	ΣT	1029	1053	1178	1017	1111
断面応力の釣り合い ΣT - ΣC (kN)		127	106	5	154	95

表 -8 各破壊時の合成断面における曲げモーメント

試験体名	CB0	CB60		CB180M	
破壊条件	付着破壊	付着破壊	PBL破壊	付着破壊	PBL破壊
${}_{sd}M_s$ (kN・m)	343	361	430	336	383
${}_lM_s$ (kN・m)	377	402	457	371	421
${}_{sd}M_s$ / ${}_lM_s$	0.91	0.90	0.94	0.91	0.91

※ ${}_{sd}M_s$ ： 応力分布から算出した曲げモーメント
${}_lM_s$ ： 載荷荷重から算出した曲げモーメント

(2) 接着（粘着）作用による付着強度の評価

鋼とコンクリートとの接着作用による付着強度の評価は，ひずみ度分布から算定した床スラブの圧縮合力 C_1 に等しいとみなした．付着強度 τ_b は式 (3) で定義し算出する．作用せん断力を負担できる付着面積 A_b は，周長は上フランジ面と床スラブ内に埋め込まれた鋼板がコンクリートに接触する部分（但し，鋼板にあけた孔の欠損分の面積は無視する）とし，材軸方向の長さは載荷点から支点間の長さで評価することとした．

$$\tau_b = \frac{C_1}{A_b} \tag{3}$$

ここで，C_1：コンクリートの圧縮合力，A_b：鋼とコンクリートが接している付着面積を表す．

付着強度の算定結果を表 -9 に示す．付着強度は，1.42 ～ 1.47N/mm^2 の範囲となった．文献 3) の平鋼を用いたコンクリート圧縮強度と付着強度の関係より，コンクリート圧縮強度が 30N/mm^2 前後の付着強度は 1.0 ～ 2.0N/mm^2 の範囲にあることから，本実験結果より算出した付着強度は妥当であると考える．したがって，本合成梁の設計において付着耐力を考慮するならば，日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 [6]」に規定されている短期付着応力度は，安全側に評価できる．

(3) 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の評価

合成梁の PBL が負担したせん断耐力は，ひずみ度分布から算定した床スラブの圧縮合力 C_1 と等しいと仮定する．作用水平せん断力は荷重点から支点の区間に配置された PBL が全て負担できるとみなし，PBL1 個あたりに作用したせん断力 Qs はコンクリート圧縮合力 C_1 を梁のせん断スパン区間に配置した PBL の個数 n で除して評価する．

合成梁の曲げせん断試験結果から算出した PBL1 個あたりに作用したせん断力 Qs と PBL のせん断耐力 (1) 式 , (2) 式より算出した計算耐力 Qu' の比較を表 -10 に示す．CB60 と CB180M 試験体の計算値 Qu' の実験値 Qs に対する比は，0.89 と 0.94 であり，若干過大評価であるが良い対応を示した．

6. まとめ

建築構造用 780N/mm^2 鋼材（H-SA700A）を用いた乾式組立梁材とコンクリート床スラブを孔あき鋼板ジベル（以下，PBL と略記）を介して一体化した合成梁の力学性状を実験的に検証し，鋼とコンクリート間の応力伝達について考察した . 試験体数は限られているが，その範囲で得られた知見を示す .

(1) ウェブプレートに PBL を設ける方法は，鉄骨梁と床スラブの連結を可能とし，合成効果を期待できる．

(2) 本合成梁の鋼とコンクリートとの接着作用による付着強度は，1.42 ～ 1.47N/mm^2 となり，既往の平鋼とコンクリートの付着実験より得られている付着強度 [3] の範囲内の値が得られた．

(3) 合成梁の曲げせん断試験より PBL に作用されたせん断力は，文献 2) に示すせん断耐力式によって若干過大評価であるが良い対応を示した．

表 -9 接着作用による付着強度の評価

試験体名	CB0	CB60	CB180M
付着応力度 τ_b (N/mm^2)	1.42	1.47	1.42

表 -10 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の評価

試験体名	CB60	CB180M
コンクリート圧縮合力 C_1 (kN)	1063	939
PBL の個数 n	24	8
実験値 $Q_s = C_1 / n$ (kN)	44	117
計算値 Q_u' (kN)	50	125
実験値/計算値 Qs / Qu'	0.89	0.94

参考文献

1) 田中照久，堺純一，梅崎正吉：高強度鋼材 H-SA700A を用いた合成梁の曲げ性状に関する実験的研究　孔あき鋼板ジベルのずれ止め効果，構造工学論文集，Vol.57B，pp.517-526，2011

2) 田中照久，堺純一：高強度モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルの力学特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.32，No.2，pp.1243-1248，2010

3) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，2011

4) 土木学会：2009 年制定 複合構造標準示方書，2009

5) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010

6) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001

STRESS TRANSFER MECHANISM OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE BEAM WITH PERFOBOND PLATE CONNECTORS

Teruhisa TANAKA, Junichi SAKAI and Masayoshi UMEZAKI

In order to combine concrete and H-SA700A high strength steel built-up beam, a method without welding is required. We developed a new type of composite beam, that is different from the conventional ones. Shear connector called perfobond plate connector is used. Moreover, we developed a method for raising the shear capacity of perforated shear connectors. The method is to put high-strength mortar cylinders in a hole of a steel plate. To examine the effectiveness of the new composite beam using perforated shear connector, bending tests were carried out. The effect of connection has been discussed.