

CFT 部材の接合部に用いる後施工可能なせん断キーの開発

伴野 由佳*¹・西村 知晃*²

概 要

都市部の鉄道高架橋構築では、用地の制約により営業線直上に高架橋を構築する必要がある。支保工、鉄筋、型枠の設置等の工程が不要な CFT 部材を用いた高架橋構造の採用が考えられる。CFT 部材による縦梁・横梁の接合部のせん断伝達方法として、孔あき鋼板ジベル(PBL)を参考としたせん断伝達機構を考案した。このせん断キーは、梁の架設後に横梁側面から挿入できるため、予め架設した横梁間に上方から縦梁を架設することができる。本検討では、本構造で特徴的な 1 面せん断面でのせん断耐力の把握を目的に要素試験を行った。その結果、モルタル充填鋼管を配置したせん断キーで、同じ鋼板孔に貫通鉄筋を配置したものに比べて大きなせん断耐力を得ることができることを確認した。

キーワード：CFT，鋼・コンクリート複合構造，せん断キー，押抜き試験

DEVELOPMENT OF A POST-INSTALLATION SHEAR KEY FOR CFT MEMBER CONNECTIONS

Yuka BANNO*¹, Tomoaki NISHIMURA*²

Abstract

At the time of constructing a railroad viaduct in an urban area, it is necessary to install the structure directly above operational lines due to constraints inherent to the construction site. In such conditions, it is recommended to adopt a viaduct structure that uses CFT members, as this approach eliminates the need of processes such as the installation of falsework, reinforcing bars, and forms. A shear transfer mechanism based on Perfobond Leisten (PBL) shear connectors was developed as a shear transfer method for longitudinal and transverse beam connections using CFT members. It is possible to insert this shear key from the side of the transverse beam after the beam has been installed. This allows longitudinal beams to be installed from above between the pre-installed transverse beams. In the present study, element tests were conducted to determine the shear capacity at the single shear plane, which is characteristic of this structure. The results confirmed that a shear key with mortar-filled steel pipes could provide greater shear capacity than a shear key with penetrating rebars installed in the steel plate holes.

Keywords: CFT, Steel-concrete composite structures, Shear key, Punching shear test

*1 Foundation/ Structure Group, Research & Development Center

*2 Manager, Foundation/ Structure Group, Research & Development Center

CFT 部材の接合部に用いる後施工可能なせん断キーの開発

伴野 由佳*1・西村 知晃*2

1. はじめに

都市部の鉄道高架橋構築においては、用地の制約があり、営業線の直上に高架橋を構築することが求められている。鉄筋コンクリート構造の高架橋を構築する場合、支保工の組立や鉄筋・型枠の組立、コンクリートの打込み・締固め・養生等の作業を営業線直上で行わなければならない。そこで、支保工や鉄筋・型枠の組立等の作業の必要がない CFT 部材を用いた高架橋構造(図-1)の開発に取り組んでいる。

今回、高架橋の梁部材を CFT 部材とした場合に CFT 部材同士の接合面において、鋼とコンクリートそれぞれの材料の特性を活かし、せん断力を適切に伝達させる必要があった。そこで、せん断伝達の方法として、鋼コンクリート複合構造のずれ止めで用いられる孔あき鋼板ジベル(PBL)と類似したせん断キーを配置したせん断伝達機構を考案した¹⁾。図-2 に梁架設順序を示す。このせん断キーは、縦梁の架設後に横梁側面から後施工ができる。これにより、予め架設した横梁間に上方から縦梁を架設することができ、施工性の向上が期待できる。

図-3 に示すように既存の PBL はせん断面が2面となるのに対して、本構造では、せん断面が1面となるため、この場合でのせん断伝達耐力の把握を目的に要素試験を行った。

2. 要素試験

2.1 試験概要

(1) モルタル充填鋼管を用いたせん断キー

PBL は鋼板孔部のコンクリートのせん断破壊によって耐力が低下すると考えられている。そこで PBL を応用し、鋼板孔部にモルタルを充填

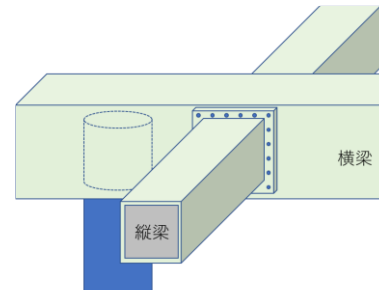


図-1 CFT 部材を用いた高架橋構造

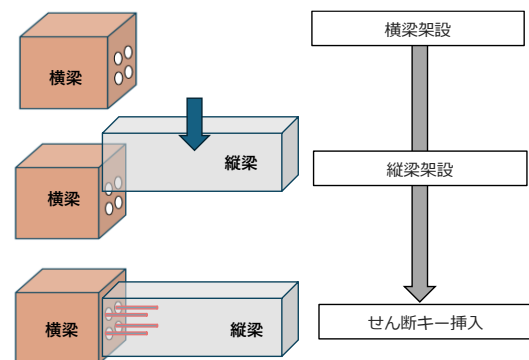


図-2 梁架設順序

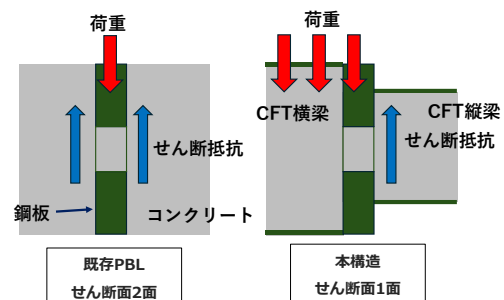


図-3 せん断面作用力



写真-1 モルタル充填鋼管

*1 建設技術総合センター 研究開発センター 基礎・構造グループ

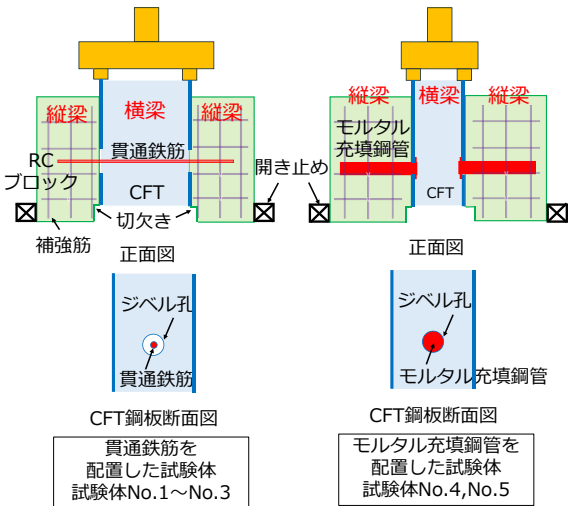
*2 建設技術総合センター 研究開発センター 基礎・構造グループ グループリーダー

した鋼管を配置するせん断キーを開発した。このせん断キーは、せん断面を貫通した鋼管のせん断抵抗力に期待しており、せん断抵抗力を向上させるために、鋼管内にモルタルを充填する構造とした。モルタル充填鋼管を写真－１に示す。鋼管端部から 10mm の位置に抜け出し防止用のツバを溶接にて取り付けた。

(2) 試験体および試験パラメータ

押抜きせん断試験の概要図を図－４に示す。試験体は、横梁を模擬した矩形 CFT(SS400、厚さ $t=16\text{mm}$)の両側に、縦梁を模擬した RC ブロックを配置し、貫通鉄筋またはモルタル充填鋼管により接合したものである。せん断キーの設置状況を写真－２に示す。

試験体の製作では、CFT の鋼板に孔を開け、これに鉄筋またはあらかじめモルタルを充填した鋼管を設置し、CFT の鋼板内と RC ブロック部にコンクリートを打設した。また、CFT と RC ブロックの間にはグリスを塗布することで部材同士の摩擦を極力なくした。RC ブロックには CFT 鋼板押下げ時の支圧抵抗を避けるため、切



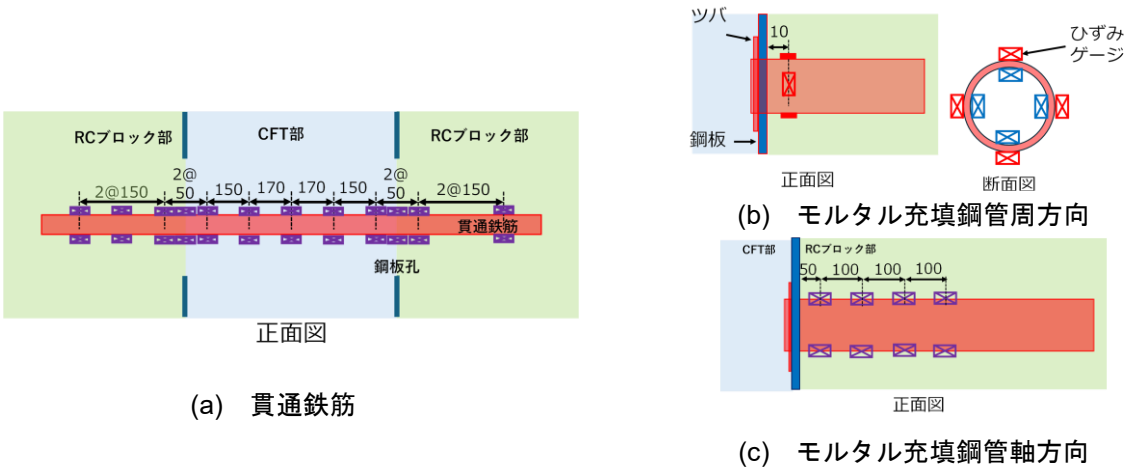
図－４ 試験概要図



貫通鉄筋 モルタル充填鋼管
写真－２ せん断キー設置状況

表－１ 試験体一覧

試験体 ケース	せん断キー				鋼板		コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)
	鋼材規格	定着長 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	板厚 (mm)	孔径 (mm)	
No.1	SD345 D19	380	414.8	608.2	16	75	70.3
No.2						100	70.2
No.3	SD345 D25	500	328.7	566.6		100	72.5
No.4	STK400	400	400	459		102	70.5
No.5	φ101.6 t=5.7	600				102	



図－５ ひずみ計測位置

欠きを設けた。

表－1 に試験体一覧を示す。せん断キーとして貫通鉄筋を配置するものを 3 体、モルタル充填鋼管を配置するものを 2 体製作した。貫通鉄筋の試験パラメータは孔径、貫通鉄筋径とし、定着長はいずれも鉄筋径の 20 倍とした。またモルタル充填鋼管では、鋼管に厚さ 5.7mm、外径 101.6mm のものを使用し、せん断キーの定着長をパラメータとした。

(3) 計測項目および荷重方法

計測項目は、荷重荷重、矩形 CFT と RC ブロックの相対ずれ変位量（孔中心高さ 4 隅の変位量の平均値）、貫通鉄筋または鋼管のひずみとした。ひずみの計測位置を図－5 に示す。

荷重方法は、油圧ジャッキを用いて CFT に鉛直下向きに荷重した。縦梁に開き止めを設置して CFT 部と RC ブロック部の目開きを防止した。荷重履歴は、ずれ変位が 0.6mm に達するまで 0.1mm 毎に荷重後除荷する漸増繰返し荷重とし、その後単調荷重を行った。

2.2 試験結果

(1) 貫通鉄筋を配置したせん断キー

試験後の貫通鉄筋の破断状況を写真－3 に示す。写真の破断面は CFT 部側である。貫通鉄筋の破断は、いずれのケースとも接合面でのせん断破壊であった。図－6 に各試験体の荷重とずれ変位の関係を示す。いずれの試験体も、ずれ変位 1mm 前後まで荷重が増加し、その後荷重が低下した。この際の荷重が、鋼板孔径の大きい方が大きいことから、荷重の低下は、鋼板孔部のせん断破壊に起因すると考えられる。その後貫通鉄筋が荷重を負担することで、再び直線的に荷重が増加し、最大荷重を迎えた後貫通鉄筋の破断とともに荷重が急激に低下した。貫通鉄筋径の大きい試験体 No.3 はずれ変位、荷重とも大きくなった。今回の実験では、ずれ初期は鋼板孔径の影響を受け、せん断耐力は貫通鉄筋径に影響を受けた。

既往の研究²⁾では、コンクリート拘束因子を考慮できる PBL のずれ耐荷力評価式(式(1)～

式(3)) が提案されている。

$$V_u = V_{int} + 2.5T_R \quad (1)$$

ここに、 V_u : ジベル孔 1 つあたりのずれ耐荷力

V_{int} : コンクリート拘束力の無い状態でのずれ耐荷力

T_R : 押し広げ力に対する抵抗力(コンクリート拘束因子による抵抗力の総和)

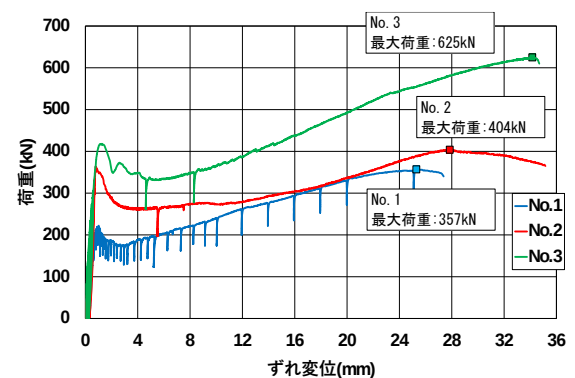
$$V_{int} = 2(\pi d^2 / 4 + (n-1)A_s) \tau_{ct} \quad (2)$$

ここに、 d : 鋼板孔の直径

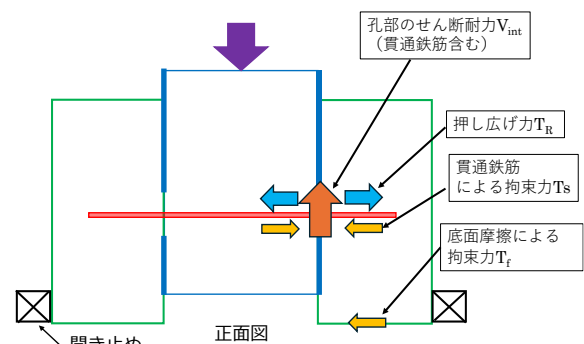
n : 鉄筋とコンクリートの弾性係数比



写真－3 試験終了後の接合面の状況(No.1)



図－6 荷重－ずれ変位(試験体 No.1～3)



図－7 コンクリートの拘束因子

A_s : 貫通鉄筋の断面積

τ_{ct} : コンクリートのせん断強度

$$T_R = T_s + T_{cb} + T_{cu} + T_f \quad (3)$$

ここに、 T_s : 貫通鉄筋による拘束力

T_{cb} : 背かぶりによる拘束力

T_{cu} : 上かぶりによる拘束力

T_f : 底面摩擦による拘束力

(摩擦係数 $\mu=0.5$)

今回の貫通鉄筋を配置した試験体は、図-7に示すように孔部のせん断抵抗 V_{int} でせん断力に抵抗する構造であるが、貫通鉄筋による拘束力 T_s および底部の摩擦等による拘束力 T_f により孔部のせん断耐力が増加する。今回、上かぶり、背かぶりがいないため、 $T_{cb}=0$ 、 $T_{cu}=0$ として、式(1)によりせん断耐力を計算した。

各ケースのせん断耐力の試験値と計算値を表-2に示す。ただし、本構造ではせん断面が1面となるため、計算値はせん断キー1本当たりのせん断耐力として式(1)を1/2して求めた。試験値は計算値の110%程度であることが示されている。実構造物の接合部におけるコンクリートの拘束条件を適切に考慮することで、貫通鉄筋を配置するせん断キーのせん断耐力を評価できると考えられる。

(2) モルタル充填鋼管を配置したせん断キー

モルタル充填鋼管の破断状況を写真-4に示す。モルタル充填鋼管の破断は、いずれも接合面でのせん断破壊であり、鋼管下側のコンクリートには支圧破壊が生じている。写真-5はモルタル充填鋼管を軸方向に切断したものである。せん断面のごく近傍で曲げ変形が生じている。

図-8に各試験体の荷重とずれ変位の関係を示す。荷重とずれ変位の関係は、せん断キー一定着長にかかわらず、同様の挙動を示し、せん断力もほぼ同じであった。いずれも荷重初期は、ずれ変位の増加とともに直線的に荷重が大きくなるが、1000kN付近で荷重-変位の勾配が緩やかになった。その際、RCブロック接合面に下に伸びるひび割れ（鋼管下のコンクリート割裂ひび割れ）の発生を確認した（写真-6）。その後最大荷重

表-2 試験結果(評価式計算値比較)

試験体ケース	せん断耐力		
	計算値 (kN)	試験値 (kN)	試験値/ 計算値
No.1	159	179	1.13
No.2	184	202	1.10
No.3	290	313	1.08



CFT 部側

RC ブロック側

写真-4 試験終了後の接合面の状況(No.5)

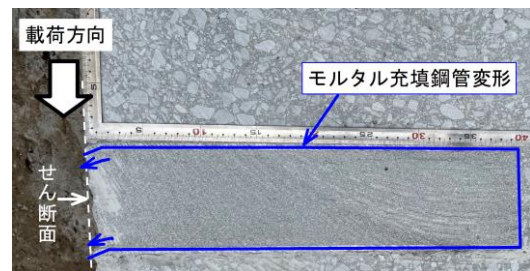


写真-5 モルタル充填鋼管変形

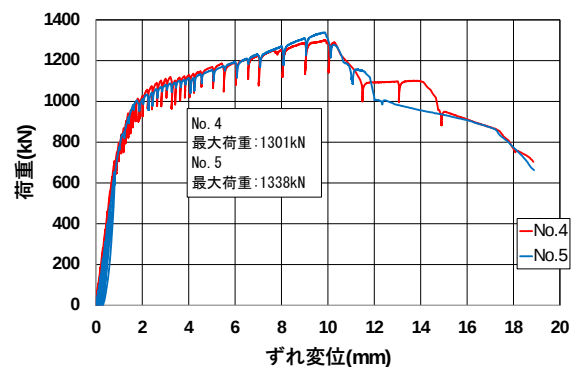


図-8 荷重-ずれ変位(試験体 No.4,5)



写真-6 試験終了後の接合面の状況(No.5)

に達し、最大ずれ変位 18.5mm 付近で大きな音と共に荷重が急激に低下した。

図-9 に試験体 No.5 の接合面からの距離と鋼管の軸方向ひずみの分布図を示す。荷重 1000kN 程度で接合面近くが降伏ひずみに達し、これにより荷重－変位の勾配が緩やかになったと考えられる。

既往の研究³⁾では、モルタル充填鋼管のせん断耐力の提案式(式(4))が示されている。

$$Vu=(9.0Ac \cdot \sqrt[3]{f_c} + A_{st} \cdot f_{stu} / \sqrt{3}) \times 2 + V_{fr} \quad (4)$$

ここに、Vu：モルタル充填鋼管 1 本あたりのせん断耐力

Ac：モルタルの断面積

f_c：モルタル強度

A_{st}：鋼管断面積

f_{stu}：鋼管引張強度

V_{fr}：鋼管とモルタルとの摩擦力

なお式(4)は、モルタル充填鋼管のせん断耐力をモルタルの耐力と鋼管のせん断耐力との和で示したものである。

せん断耐力の試験値と計算値を表-3 に示す。ただし、計算値は前節と同様にせん断キー 1 本当たりのせん断耐力として式(4)を 1/2 して求めた。試験値/計算値は 95%程度であり、せん断耐力は、充填されたモルタルが負担するせん断力と鋼管が負担するせん断力の和で算出できることを確認した。

(3) 試験体 No.3 と試験体 No.5 の比較

図-10 に鋼板の孔径が同径で貫通鉄筋を配置した試験体 No.3 とモルタル充填鋼管を配置した試験体 No.5 の荷重とずれ変位の関係を示す。載荷初期の荷重とずれ変位の関係は同様であった。試験体 No.3 は、荷重 400kN 付近で鋼板孔部のコンクリートがせん断破壊し、その後変形が進み、貫通鉄筋が破断した。試験体 No.5 は荷重 1000kN 付近で鋼管下面のコンクリートが支圧破壊していくのと同時に、せん断面近傍の鋼管が降伏した。その後変形が進み、最大荷重を迎えた後、鋼管が破断した。

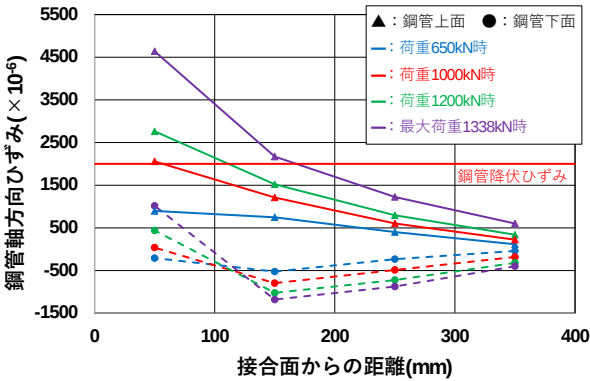


図-9 荷重－鋼管軸方向ひずみ(No.5)

表-3 試験結果

試験体ケース	せん断耐力		
	計算値 (kN)	試験値 (kN)	試験値/ 計算値
No.4	693	651	0.94
No.5		669	0.97

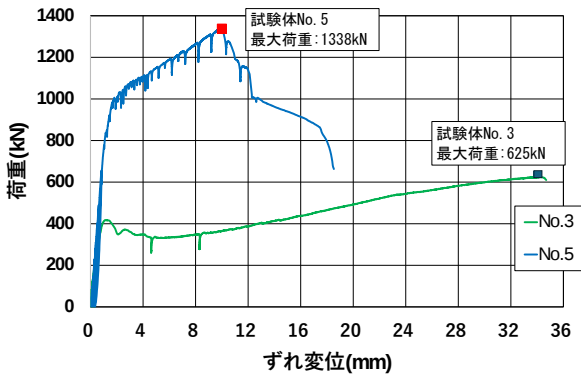


図-10 荷重－ずれ変位(試験体 No.3,5)

3. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1)試験体は、全て接合面に沿った面でのせん断破壊であった。
- (2)貫通鉄筋のせん断耐力は、コンクリートの拘束因子を考慮できる評価式で評価できた。
- (3)モルタル充填鋼管のせん断耐力は、モルタルと鋼管のせん断耐力の和で算出することができた。
- (4)モルタル充填鋼管の長さを 400mm 以上にしてもせん断耐力の向上は見られなかった。
- (5)モルタル充填鋼管を配置したせん断キーは、

貫通鉄筋を配置したせん断キーに比べて最大荷重までのずれ変位量を抑制することができた。

参考文献

- 1) 伴野由佳, 西村知晃, 池田学, 笹田航平, 松村寿男: モルタル充填鋼管を用いたズレ止めのせん断載荷試験, 土木学会全国大会第 79 回年次学術講演会, V-83, 2024.9
- 2) 藤井堅, 道菅裕一, 岩崎初美, 日向優裕, 森賢太郎, 山口詩織: 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力評価式, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.5, II 53-II 68, 2014.5
- 3) 浅井洋, 篠崎裕生, 三加崇, 竹之井勇: 鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究, プレストレスコンクリート技術協会, 第 20 回シンポジウム論文集, pp351-356, 2011.10