

論文 孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁に関する実験的研究

平 陽兵*1・古市耕輔*2・吉田健太郎*3・河野哲也*4

要旨: 鋼とコンクリートを一体化する孔あき鋼板ジベルを、合成土留壁におけるずれ止めとして適用することを考案し、合成土留壁の側壁部をモデル化した H 形鋼と鉄筋コンクリートの合成梁 2 体を用いて載荷実験を行った。その結果、断面のひずみ分布から合成梁の断面は平面保持され、H 形鋼と鉄筋コンクリートとが十分に一体性を確保していたことが分かり、この構造が合成構造として機能することを確認した。

キーワード: 合成構造, 孔あき鋼板ジベル, 合成土留壁, 平面保持

1. はじめに

都市高速道路は環境や用地利用上の制約などからトンネルで計画される場合が増加している。開削工法で矩形ボックスのトンネルを施工する場合に、ソイルセメント柱列壁の芯材となる鋼材を、開削トンネルの鉄筋コンクリート壁と一体化して合成構造として本体利用する構造、いわゆる合成土留壁が提案されている。この場合、鋼材とコンクリート側壁とを合成構造として機能させるためには、鋼材とコンクリートの一体性を保つことが重要となる。

鋼材とコンクリートとを一体化する方法としては、スタッドジベルを用いる方法が一般的に考えられる。スタッドジベルの取り付けには、鋼材を建て込む前に行う場合と建て込んだ後に行う場合とが考えられるが、前者の場合はスタッドジベルが長いために施工機械の関係上、鋼材の建て込みが困難である。また、後者の場合には現場溶接となり、工程が長くなるなどの問題がある。

筆者らは、鋼材とコンクリートとを一体化する方法として、孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）の開発を行ってきた^{1),2)}ことから、合成土留壁においても鋼材とコンクリートとのずれ止めに

PBL を適用することとした。

PBL は孔をあけた鋼板を鋼材に溶接して取り付け、孔に充填されたコンクリートによって、鋼材とコンクリートとを一体化するものである。この PBL を適用した場合、次のような有利な点が挙げられる。

- ・スタッドジベルと同程度のずれせん断耐力を有する場合に、ずれ止め高さを小さく出来、PBL を取り付けた状態で鋼材の建て込みが可能となる。
- ・工場溶接で製作を行えるので品質管理の面で有利である。
- ・建て込み時においては PBL が鉛直方向に高い剛性を有することから、変形の恐れがない。

以上のような特徴を有する構造について、本論文では、鋼材と鉄筋コンクリートとの一体性や耐荷性状を把握する目的で行った合成梁の曲げ載荷実験及び FEM によるシミュレーション解析について述べる。

表 - 1 試験体一覧

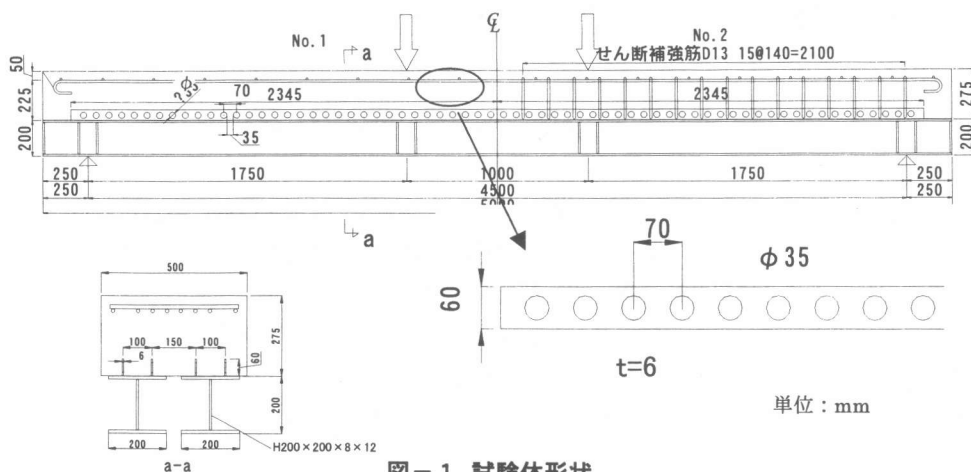
試験体	RC 部せん断補強筋比	コンクリート圧縮強度
No.1	0%	29 N/mm ²
No.2	0.72%	30 N/mm ²

*1 鹿島技術研究所 土木技術研究部 研究員 工修（正会員）

*2 鹿島技術研究所 土木技術研究部 主任研究員 工修（正会員）

*3 鹿島技術研究所 土木技術研究部 研究員（正会員）

*4 鹿島技術研究所 土木技術研究部 研究員 工修



図－１ 試験体形状

２．実験概要

２．１ 試験体形状

表－１ に試験体一覧を示す。実験は鉄筋コンクリート（以下，RC）部のせん断補強筋の有無をパラメータとした２ケースについて行った。図－１ に試験体形状を示す。本実験では，合成土留壁の側壁部における挙動の把握を目的とし，側壁部を梁部材としてモデル化した。試験体寸法は，想定した実構造物の 1/2 縮小モデルとした。形状は，土留壁用の鋼材 2 本分とし，試験体幅 500mm，開削トンネルの壁厚に相当する試験体断面高さ 475mm，スパン 4,500mm（せん断スパン 1,750mm，等曲げ区間 1,000mm）とした。

鋼材は H 形鋼 H200×200×8×12（SS400 材）を使用した。H 形鋼のフランジには，ずれ止めとして H 形鋼 1 本当り 2 枚の孔あき鋼板ジベル（PBL）を溶接して取り付け，H 鋼部と RC 部との一体化を図った。PBL は図に示すように，高さ 60mm，板厚 6mm，及び孔径 35mm とし，孔を 70mm ピッチで配置した。PBL の材質は SS400 鋼材を用いた。孔数については，「２．２ ずれ止め量の算定」の項で述べる。

PBL の配置方法は，軸方向（H 形鋼ウェブに沿った方向）に数個の孔を有する鋼板を分割し

表－２ 材料特性

鋼材の種類		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
鉄筋	SD345 D13	348	496	189
H形鋼	SS400 t=12	293	431	210
PBL	SS400 t=6	333	466	210

て多数枚配置する方法と，あるいは多数の孔を有する鋼板を 1 枚配置する方法とが考えられた。本実験では，鋼板の端部がコンクリートの支圧によりずれ止めとして働くことを避けるために，軸方向には多数の孔を有する鋼板を 1 枚配置する方法を採用し，幅方向には合計 4 枚配置した。ただし，鋼板の両端部は支圧が作用したとしてもそれが全体に与える影響は小さいと考えられたので，空隙を設けるなどの処理は行わなかった。

RC 部の断面内には，軸方向鉄筋として D13（SD345）を 8 本配置した。試験体 No.2 ではさらにせん断補強筋として D13（SD345）を 1 断面に 4 本，140mm ピッチで配置した。表－２ に試験体に使用した鋼材の材料特性を示す。

コンクリートは早強セメントを使用し，試験体の寸法を 1/2 縮小模型としたことを考慮し粗骨材の最大寸法を 10mm とした。表－１ にコンクリートの実験時圧縮強度を示す。

２．２ ずれ止め量の算定

ずれ止めとして採用した PBL の孔数につい

ては、梁部材の終局曲げ耐力前に、接合部の破壊が先行しないように設定した。PBL の耐力算定にはレオンハルトの提案式³⁾を基本とし、既の実施した押し抜き実験結果²⁾から、孔内に鉄筋を通さない場合の低減係数として $\alpha=0.7$ を考慮した。また、設計値として安全率 2.1 を別途考慮した。

$$P_c = 1.44 \times d^2 \times \beta_c / 0.85 \times \alpha / 2.1 \quad (1)$$

ここで、 P_c ：1 孔分のずれ耐力

d ：孔径

β_c ：コンクリートの立方体強度

α ：低減係数 $\alpha=0.7$ （孔内の鉄筋なし）

上記耐力式により求めたずれ耐力と、鋼材の許容応力度相当荷重時に鋼材とコンクリートとの接合面に生じる平均水平せん断力とを比較し、ずれ耐力が上回るように孔数を設定した。

孔間隔は孔と孔の間の鋼材降伏が孔内のコンクリートのせん断破壊よりも先行しないよう鋼材の強度も考慮して 70mm とした。

2. 3 実験方法

荷重は 5,000kN アムスラー型試験機を使用した。荷重方向は H 鋼部が引張側、RC 部が圧縮側となる曲げを与える方向とし、等曲げ区間 1,000mm を有する 2 点荷重とした（図-1 参照）。荷重方法は、H 形鋼引張側フランジが許容応力度に達する計算荷重、及び H 形鋼引張側フランジが降伏する計算荷重でそれぞれ一旦除荷をし、その後最終ステップとして破壊が確認されるまで荷重することとした。

計測は、荷重荷重、鉛直変位のほかにコンク

リート、鉄筋、H 鋼、PBL のひずみ、及び接合面のずれ変位について行った。

3. 実験結果と考察

3. 1 耐力と破壊形状

図-2 に荷重荷重・中央変位関係を、表-3 に試験結果一覧を示す。また、断面非線形解析により求めた終局曲げ耐力を示す。

No.1 は 540kN 時に H 鋼下フランジが許容応力度を超えてからコンクリートに曲げひび割れが発生した。その後、H 形鋼フランジの降伏を経て、コンクリートの斜めひび割れが進展し、コンクリートのせん断破壊に至った。せん断破壊により、一旦は荷重が低下したが、その後は H 鋼部が荷重を負担し、荷重は約 600 kN のほぼ一定値で変位が増加した。

表-3 より、最大荷重は、H 鋼部のせん断降伏耐力及び RC 部のせん断耐力、それぞれの値は上回っているが、前者と後者の累加せん断耐力には達しなかった。これより、終局せん断耐力の算定に当っては、H 鋼部と RC 部とのせん

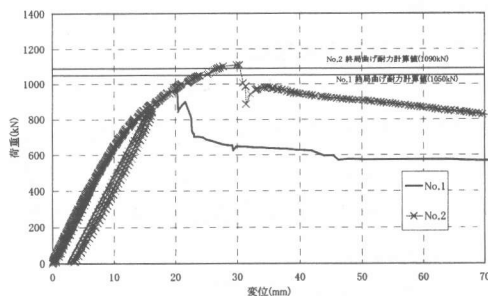


図-2 荷重-中央変位関係

表-3 試験結果一覧

	実験結果		計算値				
試験体	最大荷重時せん断力 Smax kN	破壊モード	終局曲げ耐力/2 Pcal/2 *1 kN	せん断耐力			Vtotal=V _H +V _c +V _s kN
				V _H *2 kN	V _c *3 kN	V _s *4 kN	
No.1	485	せん断破壊	525	476	177	0	653
No.2	554	曲げ圧壊	545	490	186	355	1,031

*1：完全合成梁として、断面非線形解析により求めた終局曲げ耐力

*2：H 形鋼ウェブのせん断降伏耐力 ($=\sigma_{sy}/\sqrt{3} \times A_H$)、 σ_{sy} ：降伏度、 A_H ：ウェブ断面積)

*3：H 形鋼上フランジを鉄筋に置き換え、上フランジを含めた RC 部の棒部材せん断耐力⁴⁾

*4：*3 の形状の部材として求めた、せん断補強筋のせん断耐力

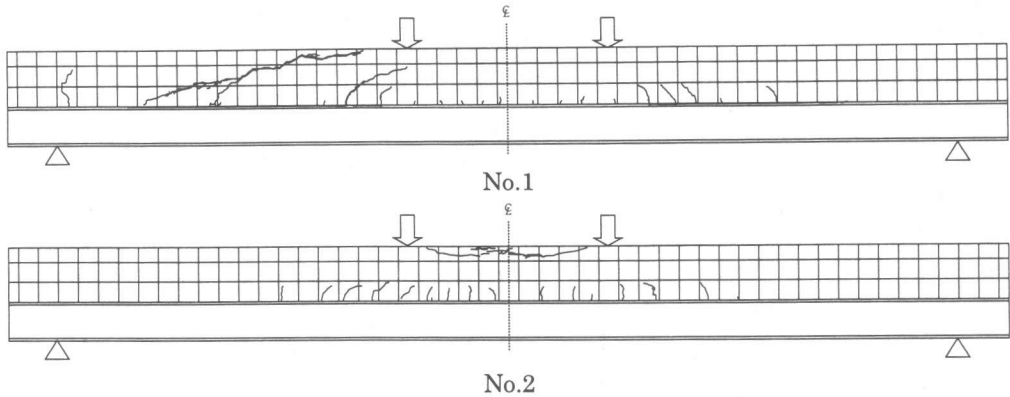


図-3 ひび割れ状況

断力の分担を考慮する必要があると言える。

一方、せん断補強筋を有する No.2 は、No.1 の最大荷重まで同じ挙動を示し、H 形鋼のフランジが降伏した後、等曲げ区間内の圧縮縁コンクリートが圧壊して荷重が低下した。最大荷重は表-3 に示す完全合成の梁とした終局曲げ耐力計算値とほぼ等しかった。これより、No.2 試験体は破壊まで H 鋼部と RC 部とが一体となり挙動したと考えられる。また、終局曲げ耐力は断面非線形解析によって推定できることが確認された。

3.2 ひび割れ性状

破壊時のひび割れ状況を図-3 に示す。ひび割れはフランジの許容応力度相当荷重より大きい 550kN で最初に発生した。ひび割れ幅は、フランジの降伏荷重時で 0.06mm 程度と小さいものであった。

No.1, No.2 ともに RC 部の中で引張が生じる領域には軸方向筋は配置されていないが、曲げひび割れの分散性は良好であった。

3.3 ひずみ分布

H 鋼部と RC 部との一体性について考察するために、H 鋼部と RC 部との間に水平せん断力が生じるせん断スパン中央の断面のひずみ分布を図-4 (No.1) 及び図-5 (No.2) に示す。また、完全合成の梁として得られた断面非線形解析によるひずみ分布の計算値を示す。

両試験体ともに、弾性範囲であるフランジの

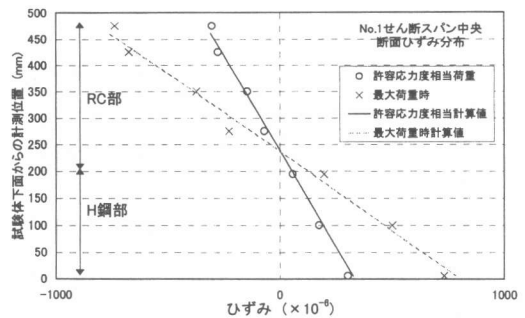


図-4 ひずみ分布 (No.1)

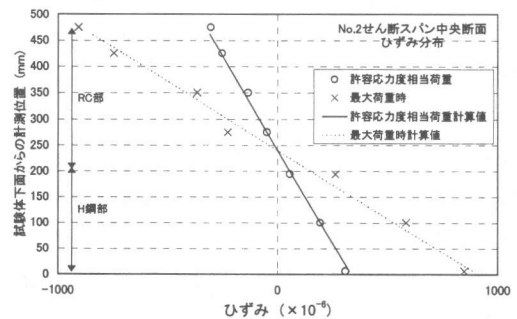


図-5 ひずみ分布 (No.2)

許容応力度相当荷重時において、ひずみ分布はほぼ直線上に分布していた。また、実験値は計算値とよく一致した。以上より、H 鋼部と RC 部との合成梁として平面保持が成立し、H 鋼部と RC 部とは一体性が保たれていたと考えられる。最大荷重時にはひずみは多少ばらついて分布していた。しかしながら計算値とはほぼ一致しており、重ね梁の状態にまでは至らなかった。

3. 4 ずれ性状

H 鋼部と RC 部との接合面における相対ずれの軸方向分布を図-6 (No.1) 及び図-7 (No.2) に示す。

相対ずれ量は、許容応力度相当荷重時では部分的に 0.01mm 程度発生し、最大荷重時においても 0.3mm 以下と小さい値であった。

ひび割れ状況からも分かるとおり、本実験における試験体の中立軸は PBL の高さよりも上にあり、PBL が配置されている位置におけるコンクリートは引張域となりひび割れが発生した。コンクリートのひび割れ発生によって、ずれ耐力など PBL のずれ止めとしての機能が低下し、大きなずれが生じることが懸念されたが、断面内のひずみ分布が直線上になっていたこと及びずれが小さかったことから、ひび割れに関係なく PBL が一体性を確保するのに充分なずれ耐力を有していたと考えられる。

3. 5 PBLの挙動

No. 2 試験体の PBL の孔と孔の間におけるせん断ひずみの分布を図-8 に示す。

軸方向位置で比較すると、ひずみはせん断スパン内の位置で大きく、PBL が接合面の水平せん断力に対して抵抗し、ずれ止めとして機能していたと考えられる。また、ひずみの大きさから PBL の鋼板自体は最大荷重時まで降伏ひずみに達しておらず、設計で設定した孔間隔では、鋼板が降伏しないことが確認された。

実験終了後（中央変位 130mm まで載荷後）の PBL の状況を写真-1 示す。最大荷重を越えた後、載荷を続けたことから最終的には孔内に充填されたコンクリートは鋼板面に沿ってせん断破壊していた。また、孔内のコンクリートについては圧壊などの様子は何えず、破壊状況は PBL のずれ耐力を表す式（1）で仮定しているようにコンクリートのせん断破壊であることが確認された。

以上 3. 1 から 3. 5 に示した実験結果より、

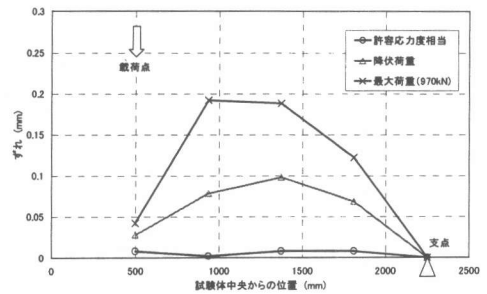


図-6 相対ずれ分布 (No. 1)

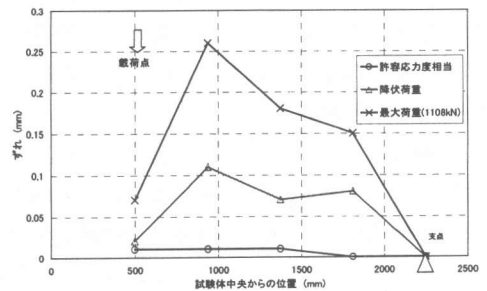


図-7 相対ずれ分布 (No. 2)

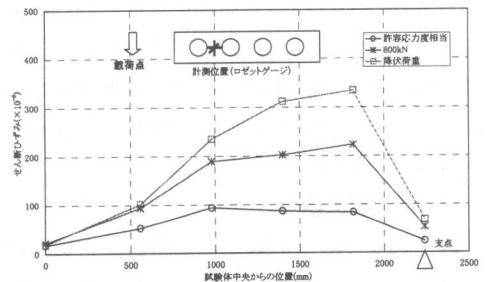


図-8 せん断ひずみ分布

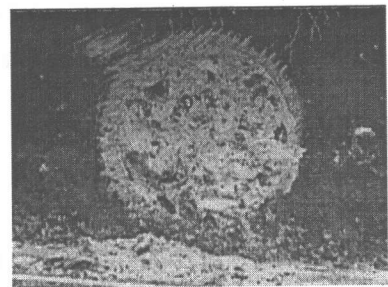


写真-1

と RC との合成梁は一体性を確保し、合成構造部材として機能すると判断された。

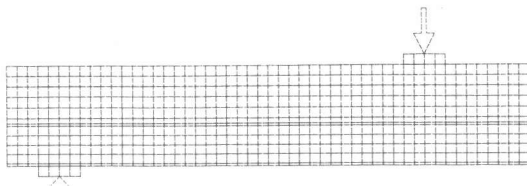


図-9 FEM 解析モデル図

4. 解析概要

4. 1 解析モデル

実験のシミュレーション解析として、2次元非線形 FEM 解析を行った。図-9に解析モデルを示す。図に示すように、解析モデルは対称性を考慮し試験体の半分とした。

鋼材及びコンクリートは2次元平面応力要素、鉄筋はトラス要素としてモデル化した。応力-ひずみ関係は、材料試験結果を基に鋼材と鉄筋はバイリニア、コンクリートはコンクリート標準示方書⁵⁾の曲線を使用した。

H 鋼部と RC 部との間には、PBL をモデル化した非線形のばね要素を設定した。ばねの特性は、本実験と同じ孔径を有する PBL の押抜きせん断実験から得られた荷重-ずれ関係を参考に、1孔当り 250kN/mm の初期剛性を有するトリリニアモデルとした。

4. 2 解析結果

図-10に No.2 試験体の解析結果を実験結果とともに示す。図より、剛性、耐力ともに解析値と実験値とは概ね一致した。これより H 鋼部と RC 部との間にずれ止めを有する試験体の実験をシミュレートできることが確認された。

5. まとめ

今回の実験で得られた知見を整理すると次のとおりである。

- ① 合成梁のせん断耐力の算定については、H 鋼部と RC 部とのせん断力の分担を考慮する必要がある。
- ② 合成梁の終局曲げ耐力は、断面非線形解析により算定できることが分かった。

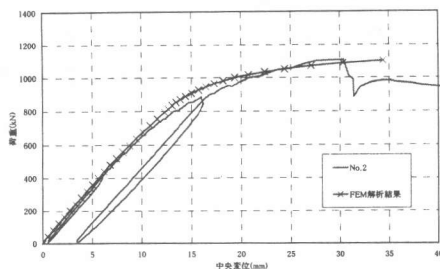


図-10 荷重-中央変位関係

- ③ 孔あき鋼板ジベル (PBL) は H 形鋼と RC 部材との一体性を確保するのに充分なずれ耐力を有しており、本構造は合成構造として機能することが分かった。
- ④ 孔あき鋼板ジベルをばね要素でモデル化した 2次元 FEM 解析により、実験をシミュレートすることができた。

今後は、孔あき鋼板ジベルで一体化した合成梁について、RC 部が引張側となった時の挙動の把握や、鋼材部と RC 部の接合面のずれ量が大きい場合の評価など、さらなる検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 平陽兵, 天野玲子, 大塚一雄: 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学, Vol.19, No.2, pp.1503-1508, 1997.6
- 2) 平陽兵, 古市耕輔, 山村正人ほか: 孔あき鋼板ジベルの基本特性に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol.20, No.3, pp.859-864, 1998.6
- 3) Leonhardt, F. et al.: Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Heft 12/1987
- 4) Okamura, H. et al.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, 1980.8
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書 (平成 8 年制定) 設計編