

論文 孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁

藤井 秀樹^{*1}・古市 耕輔^{*2}・一宮 利通^{*3}・平 陽兵^{*4}

要旨：開削トンネルにおけるソイルセメント柱列壁芯材（H形鋼）と本体構造側壁（鉄筋コンクリート）を孔あき鋼板ジベルで結合する合成土留壁構造を提案した。この合成構造の曲げ性能及び隅角部の耐震性能を把握するために、側壁部・隅角部をモデル化した試験体にて載荷試験を行った。その結果、本構造が開削トンネルの合理性を持った新構造形式として機能することを確認した。

キーワード：開削トンネル, 孔あき鋼板ジベル, 合成土留壁

1. はじめに

都市部の開削トンネル施工においては、土留壁としてソイルセメント柱列壁が多用されている。都市内で近接施工の影響を考慮し背面地盤の沈下を制限する場合には、土留壁芯材の剛性を大きくする必要があり、そのために芯材の応力度は許容値に対して余裕がある。これを有効活用し、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造である本体構造側壁と結合して合成構造とすることが可能であれば、開削施工幅、掘削土量、RC量等を削減でき、開削トンネルの合理的な構造・施工法となる^{1),2)}（図-1参照）。

この場合、鋼材とコンクリートを合成構造として機能させるには、両者の一体性を保つためのずれ止めが必要となる。ずれ止めにはスタッドジベルが一般的に考えられるが^{1),2)}、スタッドの打設等、品質管理や施工性の面で改善の余地がある。

著者らは、このずれ止めとして孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）を用いた合成構造の開発を行ってきた^{3),4),5)}。

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り、鋼材とコンクリートとを一体化するものである。このPBLを合成土留壁に適用する場合、次

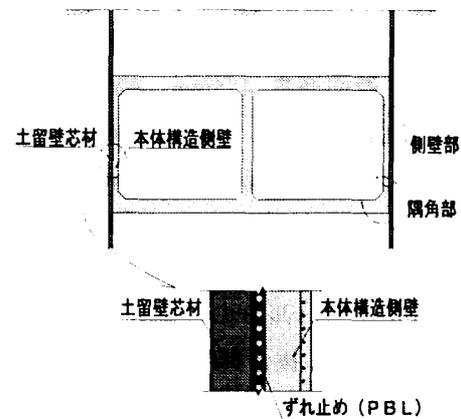


図-1 合成土留壁構造

のような利点が挙げられる。

- ・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、必要高さを小さくでき、PBLを取り付けた状態での鋼材建て込みが可能。
- ・工場溶接による製作が可能のため品質管理の面で有利。

- ・従来溶接で行ってきたハンチ筋・隅角部補強筋と鋼材との結合に、PBLの孔を利用可能。

以上のような特徴を有するPBLを用いた合成土留壁構造について、「側壁部」及び地震時に正負交番の断面力が発生する側壁と底版との接合部（「隅角部」）を対象として、合成構造である側壁部の曲げ性能及び隅角部の耐震性能を把握することを目的とし、載荷試験を行った。

*1 鹿島技術研究所 土木技術研究部 (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 主任研究員 工修 (正会員)

*4 鹿島技術研究所 土木技術研究部 工修 (正会員)

2. 合成梁載荷実験

2.1 実験概要

(1) 試験体形状

側壁部を対象とし合成梁の載荷実験を行った。図-2に試験体形状を、表-1に材料特性を示す。

試験体数は同仕様の2体とし、それぞれ鋼材側引張(Case 1)、RC側引張(Case 2)となるよう載荷方向のみを上下逆に変えた。

試験体は、想定した実構造物の1/2縮小モデルとして、断面高さ475mm、幅は土留壁鋼材(H200×200×8×12)2本分の500mmとした。

PBLは、高さ60mm、板厚6mm、孔径35mm及び孔ピッチ70mmとし、H形鋼のフランジ面に1本あたり2枚を溶接した。PBL孔分のずれ耐力はレオンハルトの提案式⁶⁾を基本とし既に実施した押し抜き実験結果⁴⁾から、孔内に鉄筋を通さない場合の低減係数ならびに設計値として安全率を考慮して設定した。このずれ耐力が接合面に生じる水平せん断力を上回るように孔径、孔ピッチを設定した。

RC部断面内には、軸方向鉄筋D13を8本配置した。また曲げ破壊に至ることを考慮しせん断補強筋D13を1断面に4本、140mmピッチで配置し、端部フックをPBL孔内に通した鉄筋に掛けることでH形鋼と一体化させ補強効果を図った。

コンクリートは早強セメントを使用し、1/2縮小モデルとしたことを考慮して粗骨材の最大寸法を10mmとした。

(2) 実験方法

載荷は5,000kNアムスラー型試験機を使用し、せん断スパン1,750mm、等曲げ区間1,000mmを有する2点載荷とした。

計測項目は、載荷荷重、鉛直変位のほかコンクリート、鉄筋、H形鋼、及び接合面のずれ変位とした。ずれ変位は、H形鋼フランジに変位

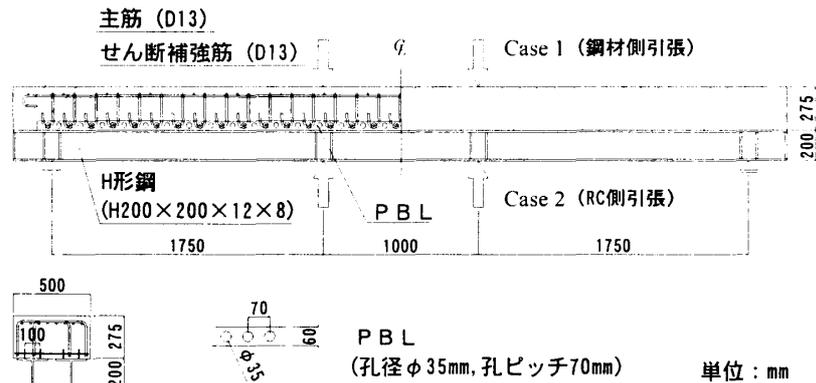


図-2 合成梁実験 試験体形状

表-1 合成梁実験 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)	
	Case 1	鉄筋	SD345 D13	348	496	189
H形鋼		SS400 t=12	293	431	210	
PBL		SS400 t=6	333	466	210	
Case 2	鉄筋	SD345 D13	375	536	190	
	H形鋼	SS400 t=12	267	459	210	
	PBL	SS400 t=6	318	460	210	
材料の種類		養生	圧縮強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)		
Case 1	コンクリート		現場	30	25.0	
Case 2	コンクリート		現場	36	25.1	

計、RC部の接合面近傍に計測ターゲットを設置し、両者の相対変位を計測した。

実験に先立ち、断面耐力の算定を行った。算定は、断面をファイバー要素に分割し、平面保持を仮定した完全合成梁モデルにて行った。各要素の応力-ひずみ関係には、材料試験値をもとに、鉄筋及びH形鋼はバイリニア、コンクリートはコンクリート標準示方書⁷⁾の曲線を使用した。なお算定においてPBLの剛性は考慮しなかった。

2.2 実験結果と考察

(1) 耐力と破壊状況

図-3に載荷荷重-中央変位関係を、図-4にひび割れ状況を示す。また、図-3内に前述した算定による終局曲げ耐力計算値を示す。

Case 1は、H形鋼下フランジが許容応力度(137N/mm²)を超えた550kNにてコンクリートに曲げひび割れが発生した。その後、下フランジの降伏を経て、等曲げ区間内の圧縮縁コン

クリートが圧壊して荷重低下した。最大荷重と計算値がほぼ一致していたことから、終局曲げ耐力は前述の算定方法によって推定できることが確認された。ひび割れ幅は下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。

Case 2 は、40kN でひび割れが発生し、80kN にて RC 部の高さ方向にひび割れが貫通した。さらに主筋が降伏した後、変形が進み中央変位が 175mm と Case 1 に比べて大変形時に上フランジが局部座屈し最大荷重 539kN に達した。終局曲げ耐力計算値は実験値を安全側に評価したものであった。

(2) ひずみ分布

終局曲げ耐力計算値相当荷重時のひずみ分布を図-5 に示す。載荷点中央断面ならびに接合面に水平せん断力が生じるせん断スパン中央断面 (①,②断面, 図-5 参照) について示す。

Case 1,2 ともに、ひずみはほぼ直線状に分布し、また点線で示した平面保持を仮定した計算値とほぼ一致した。Case 2 の①断面において計算値より小さい値があったが、ひび割れ箇所と計測箇所 (ゲージ貼付箇所) との相違によるものと考えられる。

これより、計算上の最大耐力時まで合成梁として平面保持が成立し、鋼材と RC との一体性が保たれていたと考えられる。

(3) ずれ性状

鋼材と RC との接合面における相対ずれ変位

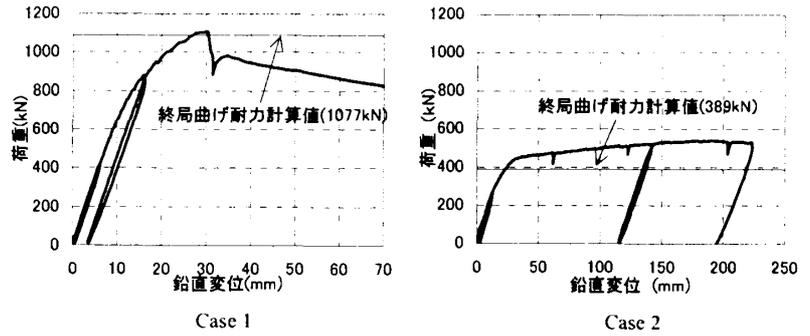


図-3 載荷荷重-中央変位関係

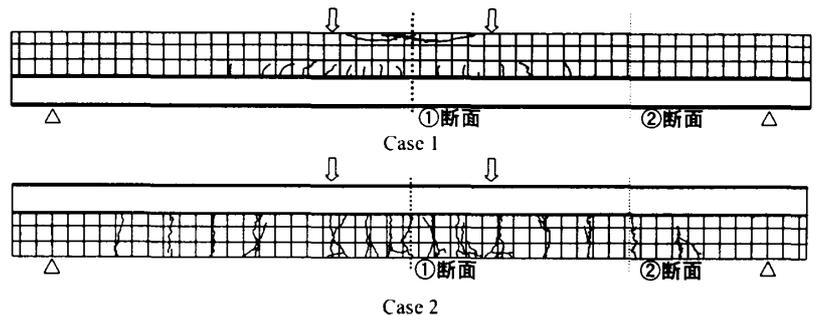


図-4 ひび割れ状況

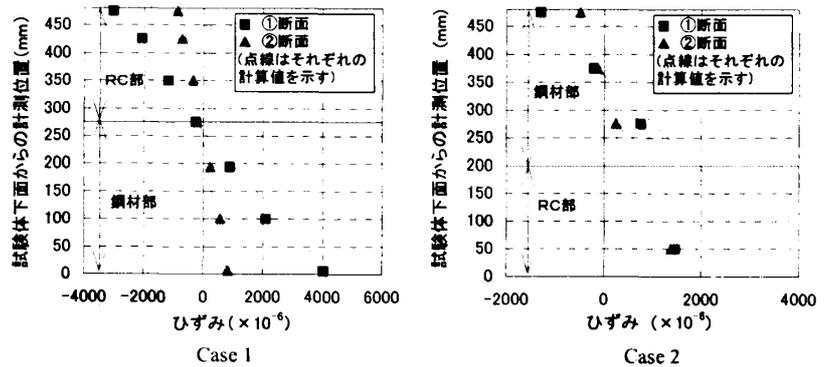


図-5 ひずみ分布

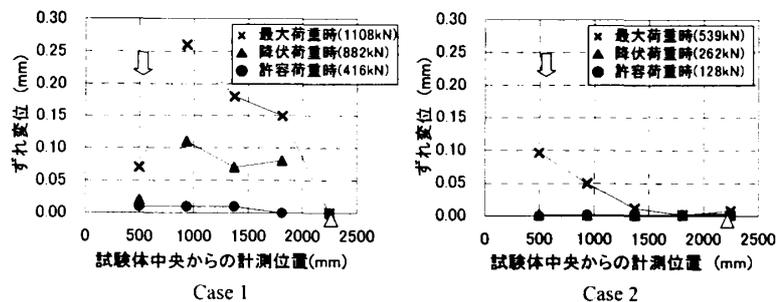


図-6 相対ずれ変位分布

の軸方向分布を図-6 に示す。許容荷重は、Case 1,2 においてそれぞれ等曲げ区間の下フランジ、主筋が許容応力度 (137N/mm², 177N/mm²) に達

する荷重とした。

Case 1では、許容荷重時に0.01mm程度、最大荷重時においても0.25mm程度であった。Case 2では、降伏荷重に達してもずれはほとんど発生せず、最大荷重時でも0.10mm程度であった。

本実験ではCase 1,2ともに多数のひび割れが発生したが、断面内のひずみ分布が直線状になっていたことから、PBLの機能がひび割れによって低下することなく、一体性を確保するのに十分なずれ耐力を有していたと考えられる。

3. 隅角部実験

3.1 実験概要

(1) 試験体形状

図-7に試験体形状を、表-2に材料特性を示す。試験体は、合成梁実験と同様、想定した実構造物を1/2に縮小し、隅角部付近をL字形に取り出したモデルとした。断面幅は土留壁鋼材(H200×200×8×12)2本分の500mmとした。側壁(合成構造)は合成梁実験と同様の断面形状とした。

ハンチ筋・隅角部補強筋と側壁部鋼材との結合には、溶接ではなくPBLの孔を利用した結合方法を採用した(写真-1参照)。なお、底板主筋はネジ型機械式継手を用いてH形鋼に直接定着した。

コンクリートは合成梁実験と同様、早強セメントを使用し、粗骨材最大寸法を10mmとした。打設は2回に分けて行い、ハンチ下端面にて打継いだ。

(2) 実験方法

図-8に載荷装置を、図-9に載荷ステップを、表-3に各荷重段階での設計断面力を示す。

隅角部実験では、実構造物を想定した解析により地震時に発生する断面力(以下、設計断面力)を算定し、その断面力を試験体の側壁と底板との接合箇所となる隅角部に再現させることにより、耐震性能を確認することとした。

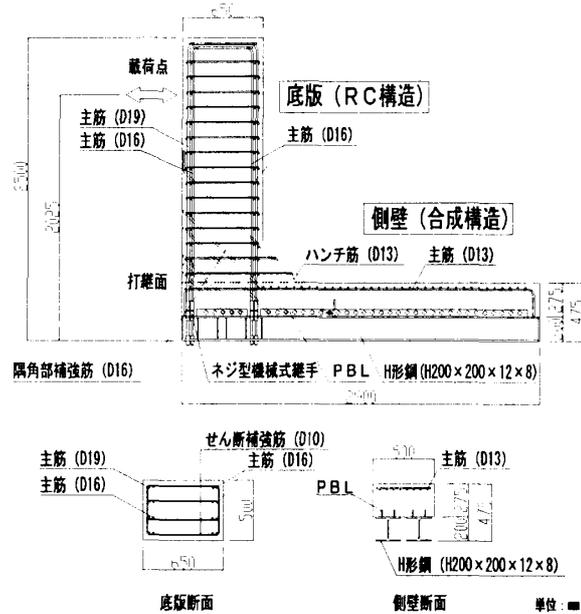


図-7 隅角部実験 試験体形状

表-2 隅角部実験 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 D10	388	571	192
	SD345 D13	366	521	191
	SD345 D16	389	575	192
	SD345 D19	384	595	195
H形鋼	SS400 t=12	287	473	211
PBL	SS400 t=6	323	461	206
材料の種類		養生	圧縮強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
コンクリート		現場	34	24.9



写真-1 ハンチ筋・隅角部補強筋結合状況

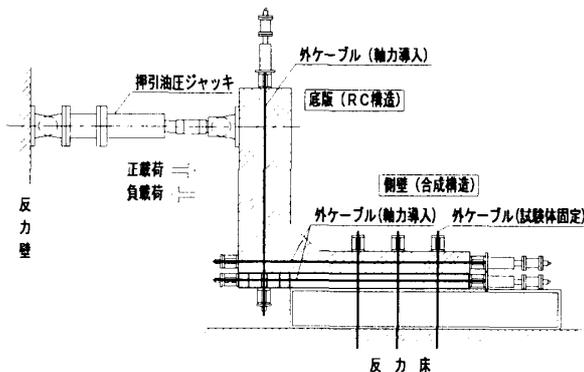


図-8 隅角部実験 載荷装置

実験において隅角部に設計断面力を作用させる場合、反力床に固定した部材断面には解析よりも大きな断面力が生じる。部材断面耐力については側壁断面のほうが底版断面より大きくなるように設計されているが、隅角部に設計断面力が発生する前に固定した側の部材が破壊することのないように、実構造物を90°回転し側壁を反力床に固定する配置とした。底版を押しジャッキにて正負交番載荷するとともに、試験体外側に配置したケーブルにより軸力を載荷することで、隅角部に設計断面力を再現させた。

実構造物の設計において、土水圧を載荷したフレーム解析で常時荷重、応答変位法によるフレーム解析でレベル1地震荷重(L1)、2次元動的FEM解析でレベル2地震荷重(L2)をそれぞれ算定し、各荷重段階での設計断面力を設定した。常時荷重を1回、L1、L2荷重を正負各3回ずつ載荷、以降は降伏変位を $1\delta_y$ と定義した変位制御にて、正負3サイクル交番載荷を行った。載荷方向は、隅角部が閉じる方向を正載荷、開く方向を負載荷とした。

計測項目は、載荷荷重、水平・鉛直変位のほかにコンクリート、鉄筋、H形鋼のひずみとした。

3.2 実験結果と考察

(1) 耐力と破壊状況

図-10に荷重-水平変位関係を、図-11にひび割れ状況を示す。

試験体は、常時荷重ではひび割れは発生せず、L1荷重時に正、負載荷方向ともに若干のひび割れが生じた。ひび割れ幅は、L1荷重除荷時で最大0.04mmと微小であった。L2荷重時には、ひび割れが進展したが、鋼材、鉄筋はいずれも降伏に至らなかった。その後 $+1\delta_y, -1\delta_y$ 時にて、それぞれ側壁の鋼材、RC部主筋が降伏に至り、 $+2\delta_y$ にて側壁RC部圧縮縁コンクリートが破壊し荷重低下した。前述のとおり、実験において大きな断面力が生じた側壁(合成構造)が先行して破壊した。

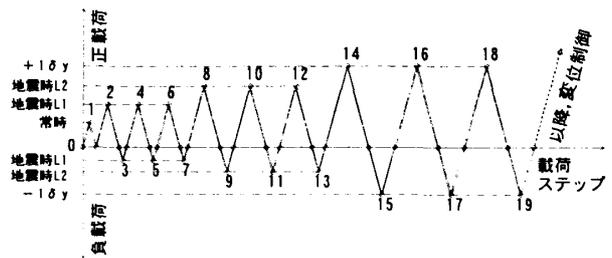


図-9 隅角部実験 載荷ステップ

表-3 隅角部実験 隅角部設計断面力

荷重レベル	M (kN·m)	S (kN)	N ₁ ^{a)} (kN)	N ₂ ^{a)} (kN)
常時	154	86	353	239
地震時 L1	正載荷	485	272	244
	負載荷	-244	-137	461
地震時 L2	正載荷	713	400	236
	負載荷	-394	-221	445

^{a)} N₁, N₂ はそれぞれ側壁側、底版側からの軸力を示す

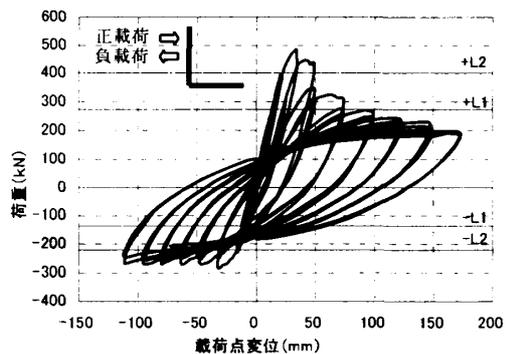


図-10 載荷荷重-載荷点水平変位関係

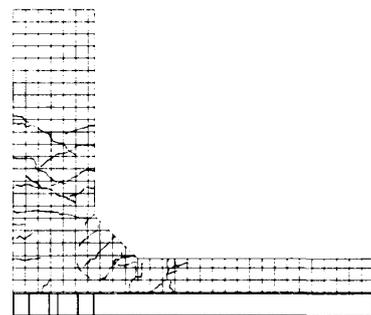


図-11 ひび割れ状況 (L2 荷重載荷後)

所定の断面力を再現した隅角部は、L1, L2 荷重時においても健全性を保ち、また側壁・底版に先行して破壊することがなかったことから、地震荷重に対して十分な耐力を有していたと考えられる。

(2) ハンチ筋・隅角部補強筋性状

ハンチ筋及び隅角部補強筋の配置、鉄筋量及び合成壁鋼材への結合方法の妥当性を検討するために、荷重とハンチ筋・隅角部補強筋中央のひずみ関係を図-12に、荷重と上記鉄筋の鋼材への結合部付け根箇所のひずみ関係を図-13にそれぞれ示す。

図-12, 13に示すとおり、両鉄筋ともに実験終了時まで降伏ひずみに至ることはなかった。また、鉄筋中央のひずみ(C11,21,31)とそれぞれ対応する鉄筋の結合部付け根箇所のひずみ(C12,22,32)とがほぼ同様の性状を示したこと、及び鉄筋が拔出しているようなひび割れの開きがなかったことから、応力がRCからH形鋼へ適切に伝達されていたと推察される。

これより両鉄筋の配置・鉄筋量が妥当であり、また PBL の孔を用いた結合方法についても適用可能であることが確認できた。

4. まとめ

孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁構造について本実験にて得られた知見を以下に示す。

- (1) 本構造は、計算上の最大耐力時においても平面保持が成立し、鋼材とコンクリートとの一体性が確保される。
- (2) 本構造は、平面保持を仮定した断面解析にて耐力算定が可能である。
- (3) 本構造の隅角部は、レベル 2 地震荷重に対しても十分な耐力を有する。

今後、本構造の実用化に向けて、施工性等を含めた検討も進めていく予定である。

参考文献

- 1) H. Kanaji, K. Suda, K. Ono : Feasibility-Study of a Proposed Cut and Cover Tunnel Structure Applying Steel-R/C Composite Wall, The 6th.ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structure, March.2000
- 2) T. Hirose, F. Hakamada, K. Ono, Y. Hishiki :

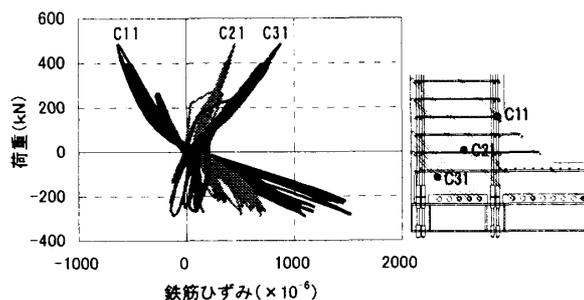


図-12 ハンチ筋・隅角部補強筋ひずみ
(鉄筋中央)

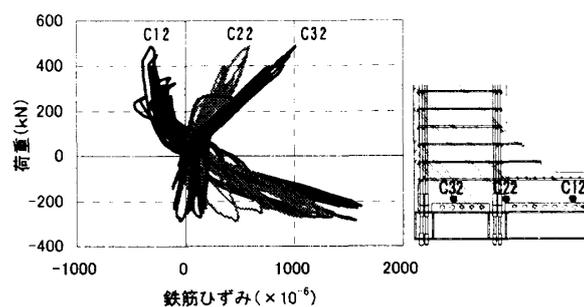


図-13 ハンチ筋・隅角部補強筋ひずみ
(結合部付け根)

Experimental Study on Strength of Corner Part in New Composite Tunnel Structure, IS-Kyoto, November.2001

- 3) 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
- 4) 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
- 5) 平陽兵, 古市耕輔, 吉田健太郎, 河野哲也 : 孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol.23, No.1, pp.703-708, 2001.6
- 6) Leonhardt, F. et al. : Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Heft 12/1987
- 7) 土木学会 : コンクリート標準示方書 (平成 8 年制定) 設計編