

(6) パーフォボンドリブのせん断耐力に関する基礎的研究

ドーピー建設工業(株) 本社 技術センター 正会員 ○蛸名 貴之
 アジア航測(株) 道路・橋梁部 設計第二課 高橋 恵悟
 ドーピー建設工業(株) 本社 技術センター 正会員 上平 謙二
 近畿大学 工学部 土木工学科 柳下 文夫

1. はじめに

鋼部材とコンクリート部材を合成する一つの方法として、レオンハルトら¹⁾によって提案されているパーフォボンドリブ(孔あき鋼板ジベル)の考えがある。レオンハルトらによると、本構造はせん断耐力(以下、耐力)にすぐれ、耐疲労にもすぐれているとの報告がなされている。図-1にパーフォボンドリブの概要図を示す。

本研究では、波形鋼板ウェブとコンクリート床版の合成手法として、このパーフォボンドリブの適用性を検討するため、種々な試験体を作成し、押し抜きせん断試験を実施したので、その試験結果を報告する。

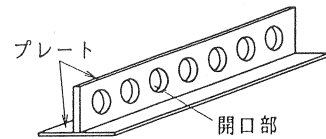


図-1 パーフォボンドリブの概要図

現在、波形鋼板ウェブとコンクリート床版の合成手法として、頭付きスタッドによる方法と波形鋼板を直接コンクリートに埋め込んで、付着鉄筋と貫通鉄筋で合成する方法²⁾がある。このうち、頭付きスタッドで合成する下床版では、コンクリートの打設方向が上から下となるため、せん断伝達面での耐力やずれに何らかの影響を及ぼすと考えられる³⁾。このため、コンクリートの打ち込み方向を下打ち(コンクリートの充填がスタッドの頭部から根元部の溶接側となる方向)とした場合に着目し、試験体の種類を選定した。また、パーフォボンドリブに突起付き鋼板(以下、縞鋼板)を併用した場合の適用性も同時に調べた。

パーフォボンドリブは、孔を貫通したコンクリートが2面でせん断力に抵抗する。このため、パーフォボンドリブをずれ止めとして使用した場合の試験体の終局状態における挙動は、孔を貫通しているコンクリートのせん断破壊、コンクリートの支圧による破壊、およびパーフォボンドリブの孔と孔の間のプレートによるせん断破壊が考えられる。本試験では、このうちのコンクリートジベルのせん断強度に的をしぼり、その基本性状を把握するため、孔を一つのみとし、試験を行った。

2. 試験体の種類

試験体の種類の一覧を表-1に、試験体の形状を図-2に示す。試験体は、実際の橋梁モデルを想定し、コンクリート厚さを25cm、骨材の最大寸法を20mmとした。ここで、TYPE1のスタッドは、道路橋示方書で標準とされ、道路橋で多く採用されている径22mm、長さ150mmを片側あたりにつき2本の配置とした。TYPE2およびTYPE3のパー

表-1 試験体の種類

試験体の種類	スタッドの本数	縞鋼板	鉄筋	孔径(mm)	鉄筋配置位置
TYPE1	2本	-	-	-	-
TYPE2-1	-	-	-	φ80	-
TYPE2-2	-	-	有	φ80	上側(フランジ)配置
TYPE2-3	-	-	有	φ80	中心配置
TYPE2-4	-	-	-	φ60	-
TYPE2-5	-	-	有	φ60	上側(フランジ)配置
TYPE3-1	-	有	-	-	-
TYPE3-2	-	有	-	φ60	-
TYPE3-3	-	有	有	φ80	上側(フランジ)配置
TYPE3-4	-	有	有	φ60	上側(フランジ)配置

フォボンドリブの形状は、板厚 22mm、高さ 150mm、孔径 60mm または 80mm (TYPE3-1 のみ孔なし) とし、片側あたり 1 枚で計 2 枚設置した。

試験体は、3つのシリーズに分かれており、TYPE1 のスタッド 2本の耐力を基本として、TYPE2 シリーズは、パーフォボンドリブタイプとし、TYPE3 シリーズは、縞鋼板併用パーフォボンドリブタイプとした。

ここで、TYPE2 シリーズの各試験体は以下のように決定した。

①TYPE2-1 については、スタッド 2本の耐力と等価となるように孔径を $\phi=80\text{mm}$ とし、コンクリートジベルのみの耐力を把握するために、孔を貫通している鉄筋(以下、貫通鉄筋)は、配置しないこととした。

②TYPE2-2 については、孔径を $\phi=80\text{mm}$ とし、実際の橋梁における下床版の鉄筋配置を想定し、貫通鉄筋をフランジプレート側に 1 本配置した。

③TYPE2-3 については、孔径を $\phi=80\text{mm}$ とし、コンクリートジベル内での貫通鉄筋の位置の相異による耐力の影響を把握するため、貫通鉄筋をコンクリートジベル中心位置に 1 本配置した。

④TYPE2-4 については、孔径の相異による耐力の影響を把握するため、孔径を $\phi=60\text{mm}$ とし貫通鉄筋は配置していない。

⑤TYPE2-5 については、TYPE2-3 との耐力比較を目的として、貫通鉄筋は同様に配置し、孔径のみ $\phi=60\text{mm}$ とした。

次に、TYPE3 シリーズの各試験体は、すべて、コンクリートジベルの片側あたり片面 1 面の計 2 面を縞鋼板併用とし、さらに、縞鋼板の形状寸法は、TYPE3-2 と同じとして以下のように決定した。

①TYPE3-1 については、コンクリートジベル(孔)を無くし、縞鋼板のみの耐力の把握を目的とすることとした。

②TYPE3-2 については、コンクリートジベル(孔径 $\phi=60\text{mm}$)の耐力と縞鋼板の耐力との総和が、スタッド 2本の耐力と等価となるように縞鋼板の形状寸法を決定した。この時、縞鋼板の耐力は、上中らの提案式⁴⁾から求められた耐力とした。また、貫通鉄筋は、配置しないこととした。

③TYPE3-3 については、縞鋼板併用時のコンクリートジベルの大きさによる耐力の影響を把握するため、孔径を $\phi=80\text{mm}$ とし、貫通鉄筋もフランジプレート側に 1 本配置した。

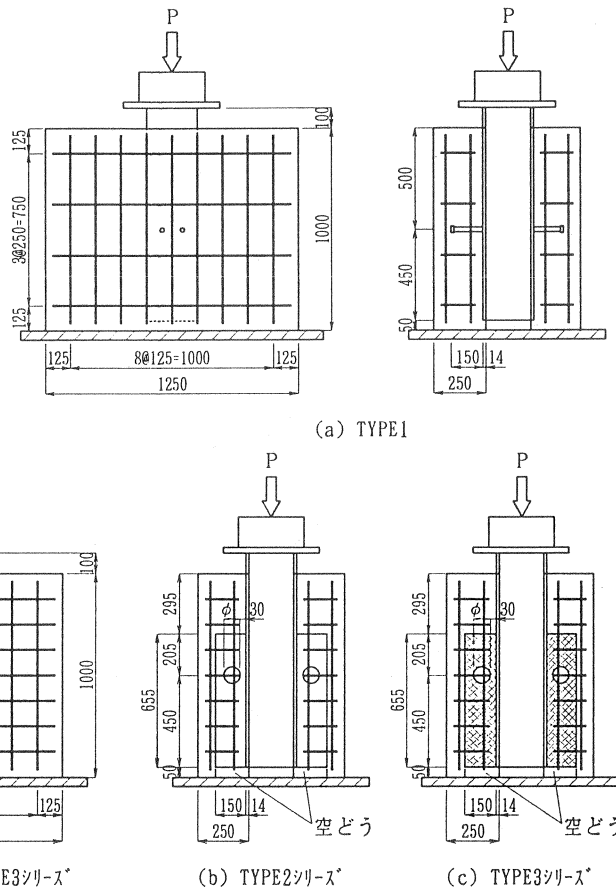


図-2 試験体の形状

④TYPE3-4 については、TYPE3-3 との耐力比較を行うことを目的に、孔径をφ=60mmとし、貫通鉄筋もフランジプレート側に1本配置した。試験体の仕様と特性値を表-2に示す。

表-2 試験体の仕様と特性値

種類	仕様	試験時の特性値(kgf/cm ²)	
TYPE1	σ _{ck} '=400kgf/cm ² E _c =3.10×10 ⁵ kgf/cm ²	σ _{ck} '=586	E _c =3.56×10 ⁵
TYPE2-1		σ _{ck} '=588	E _c =3.84×10 ⁵
TYPE2-2		σ _{ck} '=552	E _c =3.55×10 ⁵
TYPE2-3		σ _{ck} '=555	E _c =3.59×10 ⁵
TYPE2-4		σ _{ck} '=585	E _c =3.81×10 ⁵
TYPE2-5		σ _{ck} '=589	E _c =3.57×10 ⁵
TYPE3-1		σ _{ck} '=584	E _c =3.77×10 ⁵
TYPE3-2		σ _{ck} '=596	E _c =3.66×10 ⁵
TYPE3-3		σ _{ck} '=642	E _c =4.01×10 ⁵
TYPE3-4		σ _{ck} '=598	E _c =3.91×10 ⁵
スタッド	JIS B 1198 φ22mm	—	—
鉄筋	SD295A	—	—
鋼板	SS400	—	—

3. パーフォボンドリブの形状決定

パーフォボンドリブの板厚と孔径(φ60mm)の決定に際しては、スタッドジベル2本による耐力と等価となるように決定したものである。ここで、TYPE1のスタッド2本の耐力値は、Fisherの式により算出することとした。Fisherの式を(1)式⁹⁾に示す。

$$Q_u = 2 \times 0.5 \times A_s \times \sqrt{f'_c \times E_c} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、Q_uはスタッド2本の耐力(kgf)、A_sはスタッド1本の断面積(cm²)、f'_cはコンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)、E_cはコンクリートのヤング係数(kgf/cm²)を示す。

TYPE2のコンクリートジベルの耐力値は、レオンハルトらによって提案されているずれ止めの提案式から算出した。この提案式を(2)式¹⁰⁾に示す。しかしながら、この提案式は、コンクリートの圧縮強度を立方体供試体とした場合の式であり、これを円柱供試体に変換した場合の提案式は(3)式⁶⁾であり、本試験体のTYPE2の耐力値は(3)式から求めた。また、TYPE2において、孔に貫通させた鉄筋による耐力増加は、計算式においては考慮しないこととした。

$$Q_p = 2 \times \pi \times d^2 \times 0.25 \times 0.9 \times \sigma_{ck}' \dots \dots \dots (2)$$

ここに、Q_pはパーフォボンドリブの2面耐力(kgf)、dは孔径(cm)、σ_{ck}'はコンクリートの立方体強度(kgf/cm²)を示す。

$$Q_p = 2 \times \pi \times d^2 \times 0.25 \times 1.14 \times \sigma_{ck}' \dots \dots \dots (3)$$

ここに、Q_pはパーフォボンドリブの2面耐力(kgf)、dは孔径(cm)、σ_{ck}'はコンクリートの円柱体強度(kgf/cm²)を示す。

TYPE3の縞鋼板併用による耐力値は、TYPE2における(3)式⁶⁾から算出した耐力に、上中らの縞鋼板による耐力を加算して求めた。上中らの提案式を(4)式¹¹⁾に示す。但し、この場合、コンクリートの側圧を0としている。

$$Q_s = 0.623 \times m \times \sigma_{ck} \times A_s \dots \dots \dots (4)$$

ここに、Q_sは縞鋼板の付着による耐力(kgf)、mは支圧面積比(=A_c / (√2・S_c²)=0.0696)、A_cは突起投影面積(=78.5mm²)、S_cは突起間隔(=28.3mm)、σ_{ck}はコンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)、A_sは縞鋼板の面積(cm²)を示す。

4. 押し抜き試験方法

4.1 概要

パーフォボンドリブの試験体(TYPE2シリーズおよびTYPE3シリーズ)については、図-3に示すように、パーフォボンドリブ下面のコンクリートが、押し抜き試験時に抵抗しないように、あらかじめ抵抗部分のコンクリートを削除した。

試験体を設置する際には、試験体の下に石膏を敷くことにより左右の傾きの影響をなくするとともに、コ

ンクリート下面の均整化を図った。また、H型钢と試験機の荷重ヘッドとの間には、両フランジに均等に荷重が載荷されるように荷重分配桁を挿入するとともに、片側のフランジ上には球座を用いた。載荷状況を写真-1に示す。

載荷方法については、荷重制御とし、載荷は設計荷重(1)式による計算上の耐力値の1/3)までは、漸増繰り返しを2回行い、その後破壊まで単調増加した。計測は、載荷荷重とともに、鋼フランジとコンクリートの間の相対ずれを計測し、スタッドのひずみも計測した。さらに、パーフォボンドリブの貫通鉄筋についてもひずみゲージを貼り計測した。図-4に各試験体の計測位置詳細図、図-5に貫通鉄筋のひずみゲージ詳細図および図-6にスタッドのひずみゲージ詳細図を示す。

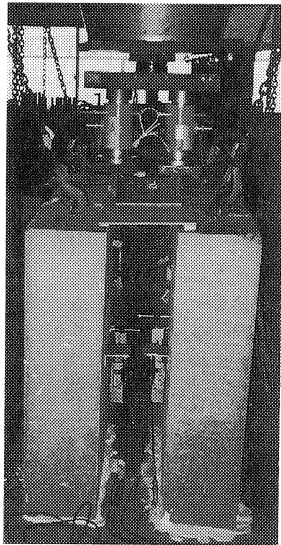


写真-1 載荷状況

4.2 試験結果および考察

図-7(a)にスタッド、図-7(b)にコンクリートジベルの孔径φ60mm、図-7(c)にコンクリートジベルの孔径φ80mmおよび図-7(d)に縞鋼板のみによる押し抜き試験結果の荷重-相対ずれ関係を示す。なお、荷重については、左右の平均値を示し、相対ずれについては、左右4ヶ所の平均値とした。

図-7(a)から、スタッドの耐力とずれについては、(1)式から求めた耐力(P=54.9tf)よりも試験値(P=45.9tf)が小さい値を示している。また、相対ずれに関しては、約5mmの時に最大荷重(P=45.9tf)を示し、約14mmの時に急激に荷重低下がおこった。耐力と相対ずれに関しては、コンクリートの打設方向を下打ちとしたことにより、上打ち(上床版のスタッドの頭方向からコンクリートを打設する方向)の耐力と比較すると低下しており、また、ずれ量も設計荷重時レベルでも大きくなる現象を示した⁷⁾。

図-7(b)と(c)から、コンクリートジベルの耐力とずれについては、以下のことがわかった。

①パーフォボンドリブおよび縞鋼板併用パーフォボンドリ

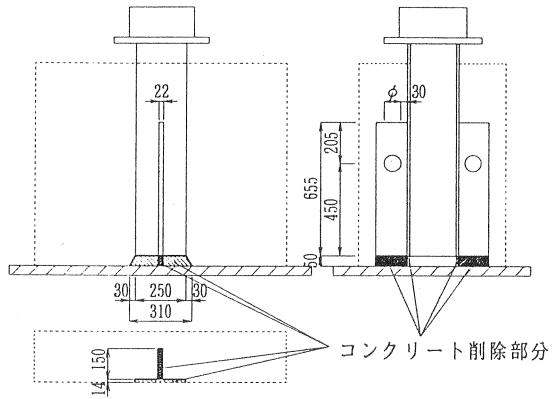


図-3 パーフォボンドリブの詳細図

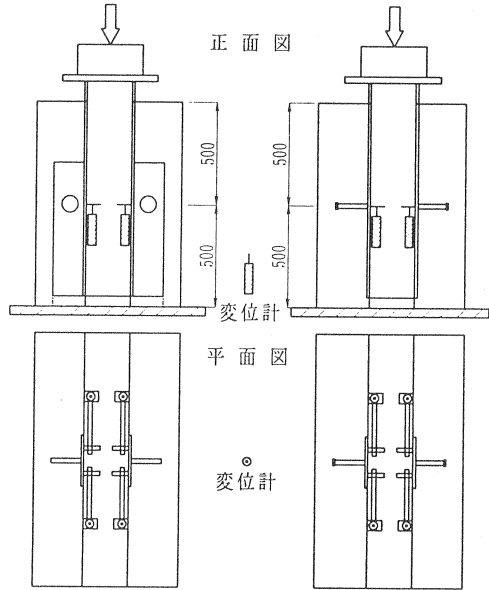


図-4 試験体の計測位置詳細図

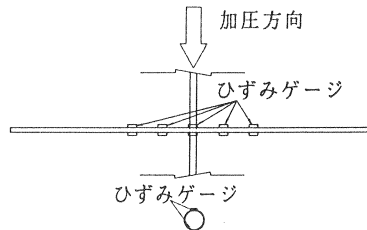


図-5 鉄筋のひずみゲージ位置

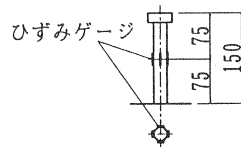


図-6 スタッドのひずみゲージ位置

ブにおける、貫通鉄筋の有無による耐力への影響は、孔径φ80mmでは、貫通鉄筋がジベル中心位置にあるTYPE2-3だけが、耐力低下を示し、孔径φ60mmでは、貫通鉄筋がフランジプレート側に配置されていたTYPE2-5だけが、耐力低下を示した。このことは、パーフォボンドリブの孔に骨材が、うまくまわっていないためと推測される。ただ

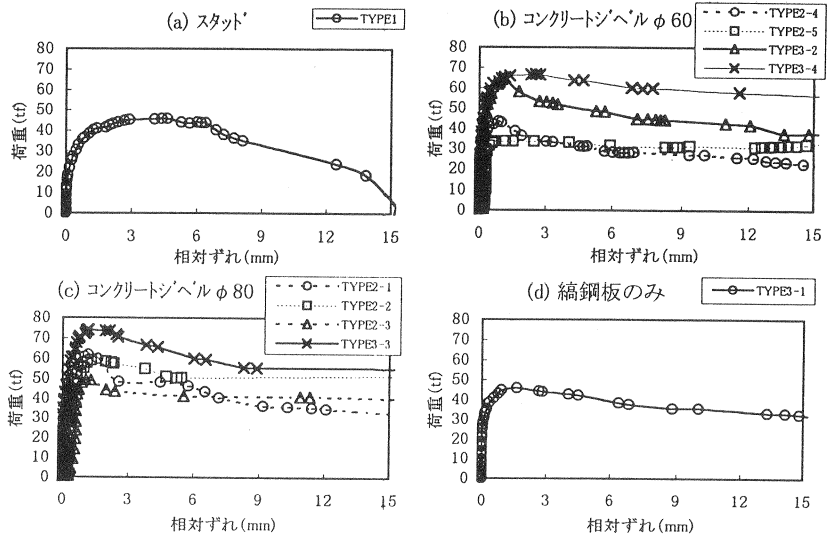


図-7 荷重-相対ずれ

し、貫通鉄筋の効果としては、耐力を越えてからも、じん性が確保されることがわかった。

②縞鋼板併用パーフォボンドリブの耐力は、パーフォボンドリブのみの場合よりも耐力が増し、この場合も貫通鉄筋があれば、耐力を越えてからも、じん性が確保されることがわかった。

図-7(d)から、縞鋼板のみの耐力と相対ずれについては、以下のことがわかった。

- ①設計荷重時レベル(耐力の1/3)では、ずれがほとんど発生していない。
- ②(4)式から求められた値と試験値との耐力比較では、試験値が、かなり大きめの値を示した。これについては、縞鋼板がコンクリートでまかれた形になっているため、何らかの側圧効果が期待できるためである。

5. コンクリートジベルの耐力式の検討

レオンハルトら¹⁾によれば、コンクリートの実際の圧縮強度(σ_c')と最大荷重によるコンクリートジベルのせん断応力度(τ_s)には、 $\tau_s = 1.3 \cdot \sigma_c'$ の関係があるとされている。この関係式を基本として、レオンハルトらは、安全係数(0.7)を考慮して、(2)式としている。

本試験でのコンクリートの圧縮強度(σ_c')と最大荷重によるコンクリートジベルのせん断応力度(τ_s)の関係式を $\tau_s = k \cdot \sigma_c'$ とすると、その関係は表-3のとおりとなった。ここで、「4.2 試験結果および考察」より、コンクリートジベルに骨材がうまくまわらなかったために耐力低下を引き起こしたと考えられる、TYPE2-3とTYPE2-5を除くと、孔径の小さいφ60mmに関しては、 $\tau_s = 1.3 \cdot \sigma_c'$ が成り立ち、孔径の大きいφ80mmに関しては、 $\tau_s = 1.0 \cdot \sigma_c'$ の関係が成り立つことがわかった。この関係式に安全係数(0.7)を考慮し、レオンハルトらの提案式にあてはめると、コンクリートジベルの耐力は、孔径φ60mmは(5)式、孔径φ80mmは(6)式より求めてよいと思われる。

$$Q_p = 2 \times \pi \times d^2 \times 0.25 \times 0.9 \times \sigma_{ck}' \dots \dots \dots (5)$$

$$Q_p = 2 \times \pi \times d^2 \times 0.25 \times 0.7 \times \sigma_{ck}' \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 Q_p はパーフォボンドリブの2面耐力(kgf)、 d は孔の径(cm)、 σ_{ck}' はコンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)を示す。

また、貫通鉄筋が入っているコンクリートジベルの耐力については、(5)式、(6)式よりもそれぞれ20%

程度の耐力低下を考慮する必要がある。

表-3 圧縮強度とせん断応力度の比較

試験体の種類	孔径φ (cm)	①圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	②せん断応力度 τ_u (kgf/cm ²)	比率 (②/①)
TYPE2-1	8.0	588.0	615.1	1.05
TYPE2-2	8.0	552.0	584.9	1.06
TYPE2-3	8.0	555.0	489.7	0.88
TYPE2-4	6.0	585.0	769.0	1.31
TYPE2-5	6.0	589.0	594.8	1.01

6. まとめ

本試験からパーフォボンドリブをずれ止めとして使用した場合の性状について、以下のことがわかった。

①設計荷重時レベル(耐力の1/3)では、ずれがほとんど発生していないことがわかり、ずれ止めとしての十分な性能を有していることがわかった。

②貫通鉄筋の有無による耐力への影響については、骨材がうまくまわらないために、耐力低下を引き起こすと推測される。しかしながら、貫通鉄筋の効果として、耐力を越えてからも、じん性が確保されることがわかった。

③綫鋼板併用パーフォボンドリブの耐力は、パーフォボンドリブのみの場合よりも耐力が増加し、この場合も貫通鉄筋があれば、耐力を超えてからも、じん性が確保されることがわかった。

④本試験結果によれば、コンクリートジベルの孔径を考慮した耐力は、(5)式、(6)式で表されることがわかった。さらに、貫通鉄筋がある場合のコンクリートジベルの耐力は、(5)式、(6)式にそれぞれ安全係数として0.8を考慮すればよいことがわかった。

以上から波形鋼板の下床版にパーフォボンドリブをずれ止めとして使用した場合においては、スタッドジベルに対して十分な耐力があり、ずれ止めにも十分な性能を有することがわかった。しかしながら、貫通鉄筋が耐力に悪影響を及ぼす場合があることと、コンクリートジベルの孔径が大きくなると耐力低下を引き起こす可能性があることがわかった。これらの耐力低下の要因については、さらに検討を行う予定である。

7. あとがき

今後、本試験体の貫通鉄筋のひずみから横方向(貫通鉄筋方向)による応力状態を把握し、レオンハルトらの提案式¹⁾との検討を行う予定である。また、綫鋼板併用による追加試験についても行う予定である。

謝辞)本試験に際し、多大なご助力をいただいた近畿大学理工学部の学生諸君に、この場を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andra, Hans-Peter Andra und Wolfgang Harre: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp325~331, 1987年
- 2) 加藤照己, 芦塚憲一郎, 加藤卓也, 日高重徳: 本谷橋(波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋)の設計について, 第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 pp747~752, 1997年
- 3) 平城弘一: 頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究, 1990
- 4) 上中宏二郎, 鬼頭宏明, 上平謙二, 園田恵一郎: 突起付鋼板と頭付スタッドを併用した付着せん断システムの評価, コンクリート工学年次論文報告集 Vol20, No3, pp853~858, 1998
- 5) Jorgen G. Ollgaard, Roger G. Slutter and John W. Fisher: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, pp55~64, 1971
- 6) Wayne S. Roberts, Robert J. Heywood: An Innovation To Increase The Competitiveness of Short Span Steel Concrete Composite Bridges, pp1161~1166, 1994
- 7) 上平謙二, 鈴木史郎, 松野茂彦, 園田恵一郎: 波形鋼板ウェブ PC 橋の鋼板とコンクリート床版の合成手法に関する研究, 第52回土木学会年次学術講演会講演概要集, 共通セッション, pp118~119, 1997