

過大な繰返しせん断力を受けるずれ止め構造の履歴特性に関する研究

Study on hysteresis characteristics of shear connectors under repeated excessive shear force

大島義信*, 小木崇広**, 杉浦邦征***, 服部篤史****, 河野広隆*****, 利根川太郎*****
Yoshinobu Oshima, Takahiro Kogi, Kunitomo Sugiura, Atsushi Hattori and Hiroataka Kawano

*博士(工), 京都大学准教授, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

**工修, 野村不動産インバースタッドマネジメント, アセットマネジメント部 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 8-5-1)

***Ph.D., 京都大学教授, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

****博士(工), 京都大学准教授, 工学研究科都市環境工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

*****博士(工), 京都大学教授, 工学研究科都市環境工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

*****博士(工), 住友金属工業(株) 土木橋梁部技術室 (〒541-0041 大阪市中央区北浜 4 丁目 5 番 33 号)

For the hybrid structures of steel and concrete, the connection system of steel and concrete is very important to ensure their performance, and its mechanical behavior especially under earthquake must be clarified. Thus herein, its fundamental behavior under large cyclic deformation is evaluated experimentally. In the experiment, the hysteresees of two types of shear connectors under two types of deformation are examined in the cyclic loading test. As a result, it is clarified that a perforated rib shear connector exhibits the higher energy absorption power than a headed stud. Especially, the energy absorption may increase in the case that an excessively large deformation is applied first and then smaller deformation is applied cockily.

Key Words: shear connector, hysteretic composite structures

キーワード: ずれ止め, せん断, 履歴, 複合構造

1. 序論

近年, 橋梁構造の合理化や省力化などを目的として, 鋼・コンクリート合成床版などの複合構造が提案されている。鋼・コンクリート複合構造において, 接合部のずれ止め構造には, 従来から頭付きスタッド¹⁾が多用されてきた。また最近では, Leonhardtらによって提案された孔あき鋼板ジベル²⁾の適用も行われている。一般にこれらの接合構造は, 橋梁の合成桁や合成床版のずれ止めとして用いられることが多く, 活荷重を想定した耐力の検討が行われてきた^{3)~6)}。しかし近年, このようなずれ止め構造を複合ラーメンの剛結部などへ適用する事例が増えており, 地震荷重などの大きなせん断力に対する検討が必要となっている。現状では, 複合ラーメン剛結部を想定した交番繰返載荷実験などにより, 剛結部全体が有する弾性範囲内の応力伝達機構や耐荷力特性および破壊性状が確認されている^{7)~11)}。しかし, 地震荷重などの過大な繰返しせん断力に対する耐荷力特性が必ず

しも明確になっているとはいえず, 設計上剛結部に過剰な安全率を設定している現状がある。そのため剛結部に適切な安全率を設定し, さらなる合理化を実現するためには, ずれ止め構造の数理モデルを適切に構築する必要がある。またモデル構築の前提として, ランダム入力である地震荷重などの過大な繰返しせん断力に対するジベル単位での履歴特性を明確にする必要がある。

そこで本研究では, 鋼・コンクリートずれ止め構造である頭付きスタッドおよび孔あき鋼板ジベルに対し, 大変形正負交番載荷を行い, 過大なせん断力が繰返し作用した場合の履歴特性について検討を行った。

2. 大変形正負交番載荷試験

正負交番載荷実験では, 頭付きスタッド(以下スタッド供試体)および孔あき鋼板ジベル(以下孔あき鋼板供試体)を有する供試体に対し, 地震荷重を想定した過大な繰返しせん断力を作用させ, 荷重変位関係などを明

らかにした。またその結果に基づき、履歴曲線やその包絡線を求めるとともに、様々な入力波形に対するエネルギー吸収能などを評価した。

2.1 実験供試体

供試体形状は日本鋼構造協会(JSSC)で規定されている押抜き試験体¹⁾とは異なり、引抜き型の供試体である。ここで引抜き型としたのは、押抜き型で発生する圧縮力による鋼板の座屈などを解消できるためである。この供試体は、型枠内にずれ止め付鋼板と拘束筋を設置し、片面よりコンクリートを打設することで作成した。供試体の概要を図-1に示す。交番荷重載荷試験の供試体一覧を表-1に示す。ずれ止め部の拘束は、D10の帯鉄筋3組を用い、D10の組立て筋4本とともに配置した。本実験では、一般的に推奨されているとおり、孔内コンクリートのせん断で終局状態に至るように設計し、孔間の鋼板のせん断破壊並びに支圧破壊が先行して起こらないよう配慮した。スタッド供試体では、 $\phi 13\text{mm}$ 、呼び長さ100mmのスタッドを用い、鋼板片側に1本、両面で合計2本を配置した。この場合、スタッド基部での予想せん断耐力は、スタッド2本分で64kNである。予想値の算定法については、付録参照のこと。一方、孔あき鋼板供試体では、鋼板片側に1枚、両側で2枚孔あき鋼板を配置した。また、孔あき鋼板両端に発泡スチロールのスペーサーを取り付け、設計耐力以上の耐力の上昇を防いだ。ただし、鋼板とコンクリートの摩擦抵抗や付着について、特別な処理はしていない。この場合、孔あき鋼板供試体のせん断耐力は67kNとなり、スタッドの供試体と同程度である。ここでの算定法についても、付録参照のこと。スタッド、鋼板の材料特性は表-2に示す。拘束用の鉄筋はSD295A(設計強度295N/mm²)を用いた。また、実験で用いるコンクリートの圧縮強度は43.0Mpa(材令6週目)であった。コンクリートの打設方向を図中に示す。

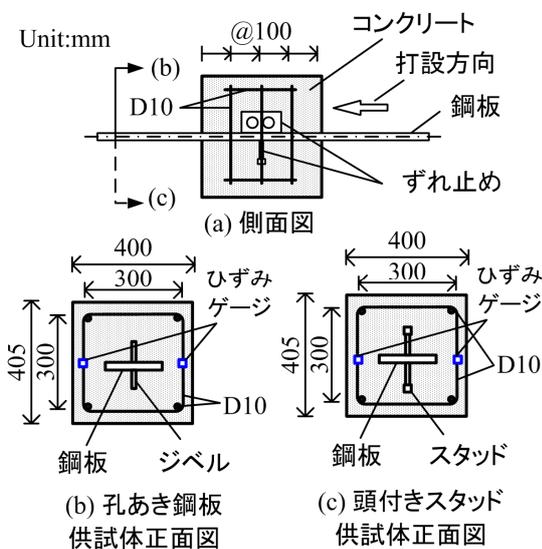


図-1 供試体の概要および拘束筋の配置状況

表-1 交番荷重載荷試験供試体一覧

供試体名	ジベルの種類	外部拘束	載荷方法
S-1	スタッド	D10 帯鉄筋 3組	単純引抜
S-2			交番載荷 I
S-3			交番載荷 II
P-1	孔あき鋼板		単純引抜
P-2			交番載荷 I
P-3			交番載荷 II

表-2 鋼材の特性値

構造要素	降伏点 or 0.2%耐力 MPa	引張強さ MPa	伸び %
スタッド	359	492	36
孔あき鋼板 SM490A(t=25)	341	509	28

本研究では、繰り返し載荷を行うため、打設方向による差異は発生しないと考えている。ただし、初回引抜きにより圧縮を受ける側の反力面を、打設底面に合わせて設置している。

ずれ止めの設置状況をそれぞれ図-2 および図-3に示す。ひずみゲージは、帯筋、ずれ止め、鋼板、コンクリート躯体の各所に貼付した。鋼板上の単軸ひずみゲージは、引抜き方向のひずみを計測し、スタッド上の単軸ゲージは曲げひずみを計測する目的で貼付した。3つの帯筋には、それぞれ2つの単軸ゲージを貼付している。また孔あき鋼板上のゲージは三軸ゲージを貼付している。さらにコンクリート躯体上には、図-4に示すとおり、引抜き直角方向に60mmゲージを貼付している。

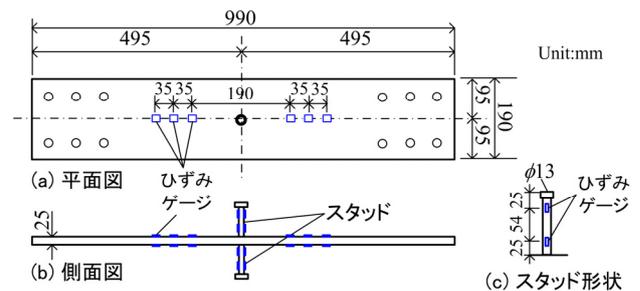


図-2 スタッド供試体用鋼板

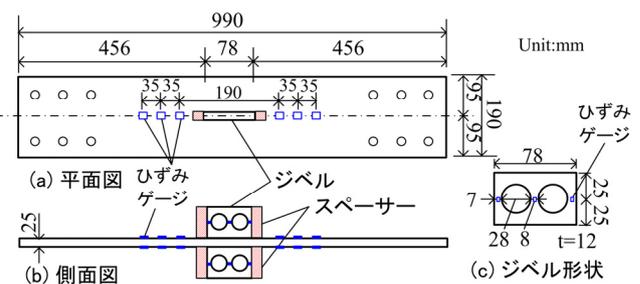


図-3 孔あき鋼板供試体用鋼板

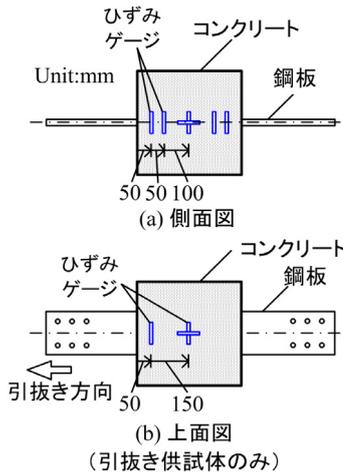


図-4 コンクリート上のひずみゲージ位置

だし、引抜き供試体のみ側面にもゲージを貼付している。コンクリート上のゲージについては、コンクリート表面に発生するひび割れの発生時期を確認する目的で設置しており、特に挙動については検討していない。

2.2 荷重装置および荷重方法

荷重装置の配置の概略を図-5 に示す。まず、供試体の両側を厚さ 25mm の鋼板ではさみ、鋼板の四隅に開けた孔に PC 鋼棒を通して固定した。この鋼板は、引抜き時の反力を受け持つ部分となる。次に、供試体の両側に荷重能力 392kN の油圧ジャッキ 1 基ずつを設置し、供試体の両側の鋼板部分と継手により結合した。その後、ジャッキと継手部を内側に含むよう反力用の U 字鋼製枠を設置し、ジャッキと U 字枠端部 (図左右両端) とを剛結した。これにより、ジャッキを縮めることで、U 字枠と鋼板を介し反力が供試体に伝達され、供試体の鋼板を引抜く方向に荷重が作用することになる。なお、荷重は準静的に行い、一つのジャッキで引抜きを行う場合は、もう片方のジャッキは荷重制御により、供試体に力が加わらないよう制御した。U 字型枠および反力鋼板と供試体との関係を図-6 に示す。反力用鋼板の中央には矩形の穴があり、供試体のずれ止め付き鋼板を通すことができる。写真-1 に供試体を含む荷重装置の写真を示す。また交番荷重に必要な降伏変位 δ_y を得るために、各供試体に対し単純引抜き試験を行った。この場合、降伏変位発生後も、適宜荷重・除荷を繰り返しながら荷重を続けた。降伏変位 δ_y はオフセット法により求めた。一方交番荷重は、漸増型荷重(交番荷重 I)と変則型荷重(交番荷重 II)の二種類行った。それぞれの荷重型の模式図を図-7、図-8 に示す。変則型は 4 つの区間に分けられる。区間 1 では、初期状態から供試体の最大荷重変位を超える $+4\delta_y$ を与え、最大振幅を変えずに最小振幅が $-4\delta_y$ となるまで δ_y ずつ漸増させる。この区間では、降伏変位を超える過大な変位が発生した後、漸増する外力が発生した場

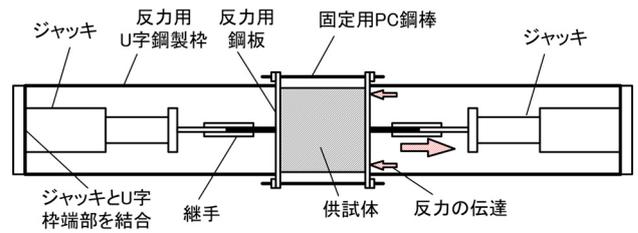


図-5 正負交番荷重用荷重装置

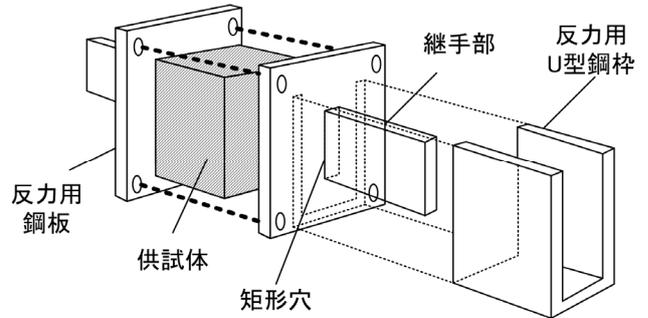


図-6 供試体と各反力鋼板との関係

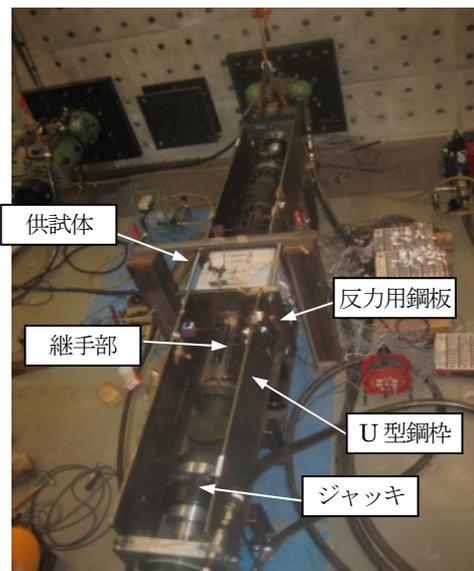


写真-1 荷重治具概観

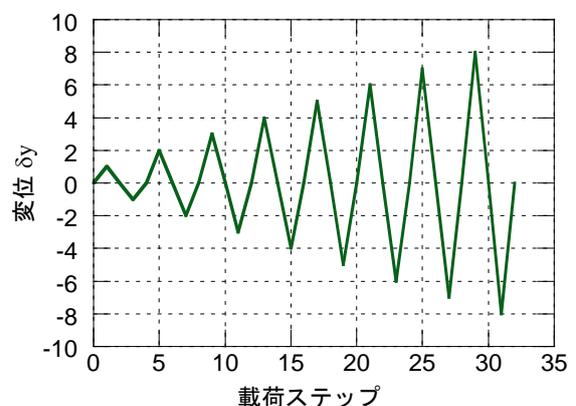


図-7 正負交番荷重における荷重ステップ (I)

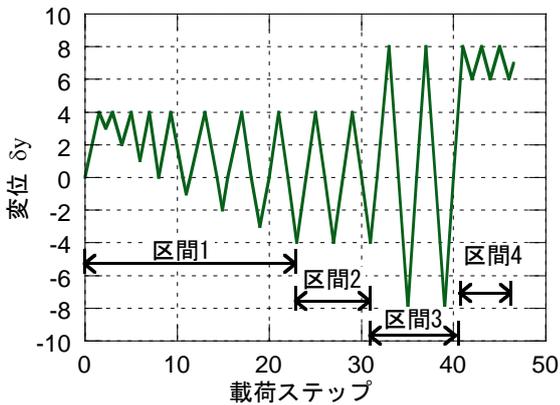


図-8 正負交番载荷における载荷ステップ (II)

合の応答を確認する。区間2では、 $4\delta_y$ の振幅で2サイクル振動させる。区間3では、 $8\delta_y$ の過大な振幅で2サイクル振動させる。区間4では、過大な振幅の後の微細な振動を再現する。

2.3 試験結果

(1) 引抜き試験結果

単純引抜き試験におけるスタッド供試体のせん断荷重—ずれ変位関係を図-9に示す。これより、供試体の最大せん断耐力は242kN、スタッド1本あたりの耐力は121kNであることがわかる。この値は設計値を大幅に上回っているが、これは拘束筋による耐力上昇効果によるものと考えられる。また、最大耐力時のずれ変位は5.5mmであり、降伏ずれ変位 δ_y は0.39mmとなった。ずれ変位が13mm前後で最大荷重時の15%の耐力低下が生じた後は、耐力は大幅に減少し、最大荷重時の半分程度で推移していた。以上より、およそ15mm以上の変形能は期待できないことになり、これは既往の文献のとおりであった¹²⁾。

一方、スタッドに貼付したひずみゲージから、ずれ変位が0.7mmでスタッド基部の引張側が降伏し始め、最大荷重時にはスタッド頭部の引張側が降伏したことが確認された。また、コンクリート躯体のひずみゲージから、引抜き側の躯体上下面では、引抜き直角方向に大きな引張りひずみが発生していることが確認された。さらに降伏時(=ずれ変位0.39mm)において、コンクリート躯体引抜き側上面に、引抜き方向の大きなひび割れの発生を確認した。また拘束帯鉄筋においては、ずれ変位0.75mmで引抜き側に最も近い帯鉄筋が降伏し始めたことを確認した。しかし他の2本については、最大荷重時においても降伏には至っておらず、その後も降伏には至らなかった。この結果より、スタッド供試体は、スタッドが降伏することで最大荷重となり、その後の変形に伴う引抜き側コンクリートの破壊によって終局を迎えたと考えられる。試験後の供試体表面のひび割れ発生の状況を、図-10に示す。以下、正面、上面、底面、側面の定義はこ

の図に従う。また各方面からのひび割れ状況を写真-2に示す。上面および底面では、引抜き方向に沿ってひび割れが発生しているが、側面ではスタッド位置付近で周方向のひび割れが発生している。またこの位置で、周方向のひび割れは引抜き方向へのひび割れと一体化している。これより、終局状態では、スタッドが設置されている鋼板を中心として、コンクリートが両側面に分離する方向で変形が進んだものと考えられる。

次に、単純引抜き試験における孔あき鋼板供試体のせん断荷重—ずれ変位関係を図-11に示す。供試体の最大せん断耐力は277kNであり、孔一つ当たりの耐力は69.3kNとなった。この値は設計値を大幅に上回っていたが、これは拘束筋によるものと考えられる。また、このときのずれ変位は1.9mmであった。また、オフセット法を用いて降伏ずれ変位 δ_y を求めると、 $\delta_y=0.58\text{mm}$ となった。最大荷重後、15%の耐力低下が生じるずれ量 $\delta_{85\%}$ は2mm程度であったが、その後耐力は最大荷重時の70%程度で推移した。さらに、ずれ変位25mmあたりからせん断耐力の回復傾向が見られた。この回復傾向は、スプーサーの範囲を超えて変形が生じ、孔あき鋼板端部での抵抗力が発生しているためだと考えられる。

一方、ひび割れ観察からは、ずれ変位0.53mmのときに供試体の上面引抜き側に引抜き方向にひび割れが発生したことを確認した。さらに、ずれ変位が大きくな

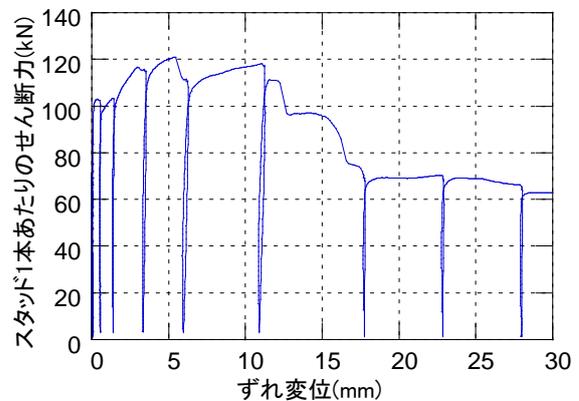


図-9 スタッド供試体の引き抜き試験結果

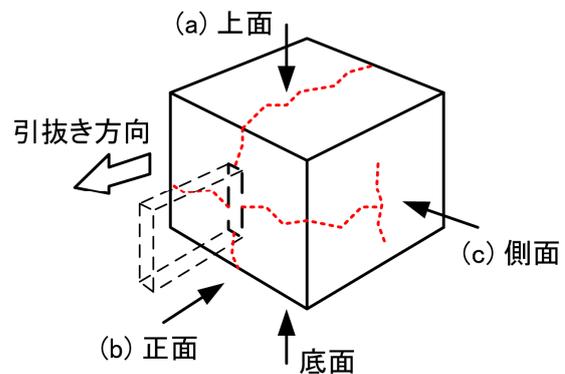
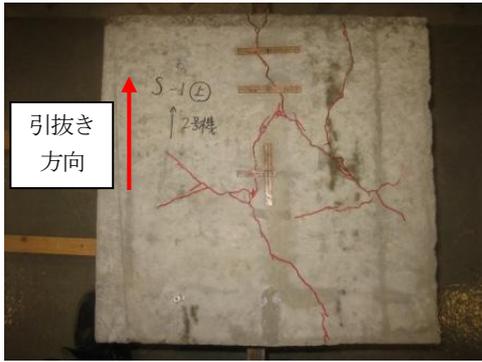
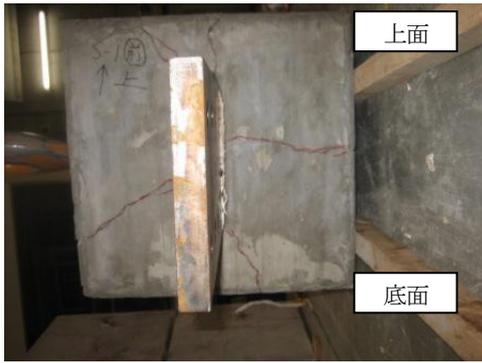


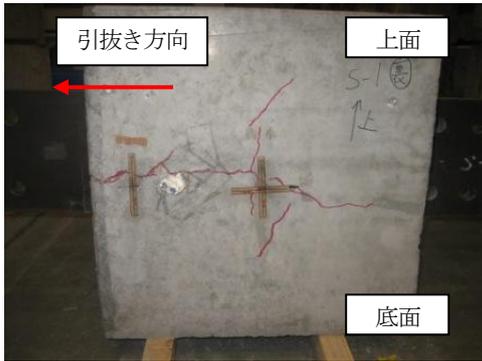
図-10 ひび割れ発生状況



(a) 上面方向



(b) 正面方向



(c) 側面方向

写真-2 各方向からのひび割れ状況 (ジベル供試体)

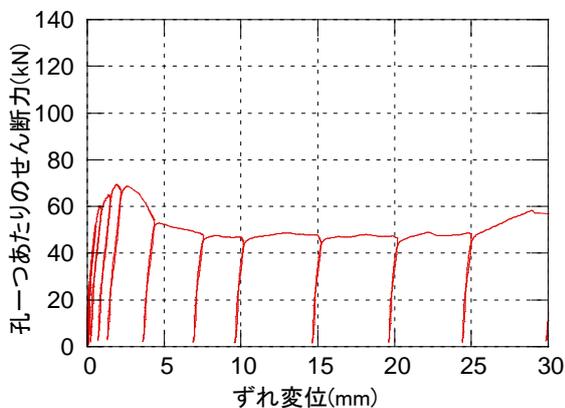


図-11 孔あき鋼板供試体の引き抜き試験結果

るにつれて供試体の上面引抜き側のひび割れが進展し、ずれ変位が 1.6mm のときには上面のひびが枝分かれした。さらにずれ変位が 1.9mm で最大荷重に達した後は、コンクリートには目立ったひび割れは発生せず、鋼板が引抜かれていった。またコンクリート躯体のひずみゲージからも、引抜き直角方向に大きな引張りひずみが発生していることが確認された。一方、拘束帯鉄筋に関しては、ずれ変位が 1.9mm で最大荷重に達したとき、引抜き側の帯鉄筋には 1000 μ 程度のひずみが生じていたが、降伏には達していなかった。これは、ジベル孔のコンクリートがせん断破壊し、孔あき鋼板前後のスペーサーにより確保された空間内で変形が生じていることを示唆している。

また前述の通り、スペーサーの空間を越える変形量が発生した場合、周囲のコンクリートが変形を生じ拘束筋などに過度な応力が発生している。また試験後のひび割れ状況に関しては、ジベル供試体とほぼ同等であった。

以上より、本実験で用いた孔あき鋼板ジベルは、スペーサーで確保された変形量の範囲内では、ジベル孔内のコンクリートが圧壊し、最大荷重に達することが明らかとなった。

(2) 漸増型交番载荷試験結果

漸増型 (交番载荷 I) の交番载荷を行った際のスタッド、孔あき鋼板それぞれの荷重-ずれ変位履歴曲線を図-12、図-13 に示す。ただし、ここでの荷重は供試体全体に作用する荷重である。共に $3\delta_y$ 変位させた 3 サイクル目において最大荷重に達した。最大荷重におけるずれ変位は、スタッドと比べて孔あき鋼板のほうが小さく、ずれ剛性の高さが確認できた。両供試体の履歴曲線形状は、全サイクルを通しておおむね逆 S 字状のスリップモードを示した。また、両供試体の荷重-ずれ変位関係の包絡線を図-14 に示す。スタッドに比べて孔あき鋼板のほうがずれ剛性が大きいため、包絡線においても孔あき鋼板のものは鋭く変化する形状であるのに対し、スタッドのものは孔あき鋼板に比べて勾配が緩やかに変化していた。また、ずれ変位 20mm 以降では、スタッドは次第にせん断耐力が小さくなっていったのに対し、孔あき鋼板においては、せん断耐力の回復傾向が見られ、ずれ変位 35mm においては、最大耐力の 85% にまで回復していた。ひび割れの発生状況に関しては、単調引抜き試験と比べ、微細なひび割れが多数発生していることが確認された。一例として、スタッド供試体上面の状況を写真-3 に示す。いずれの供試体においても、漸増载荷した場合、ひび割れが分散していることがわかる。

一方、サイクル毎のエネルギー吸収量を比較したものを図-15 に、さらに、累積移動距離-エネルギー吸収量の関係を求めたものを図-16 に示す。1 サイクル目においては両供試体とも弾性範囲内であり、ほとんどエネルギーは吸収されていない。2 サイクル目においてはエネ

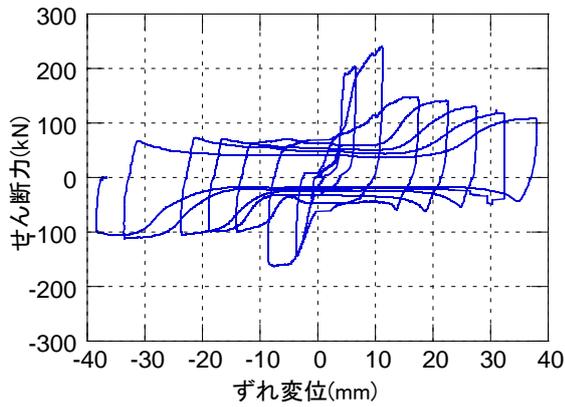


図-12 スタッド供試体のせん断力変位履歴曲線 (I)

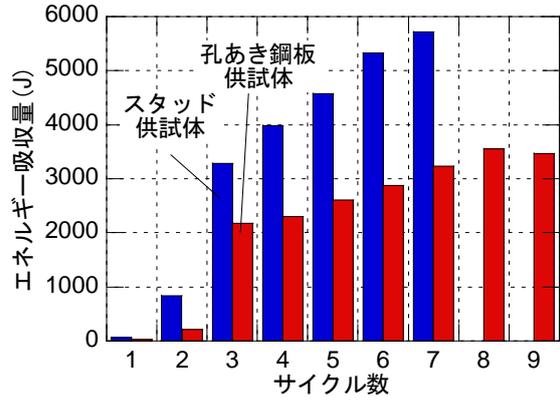


図-15 サイクル毎のエネルギー吸収量

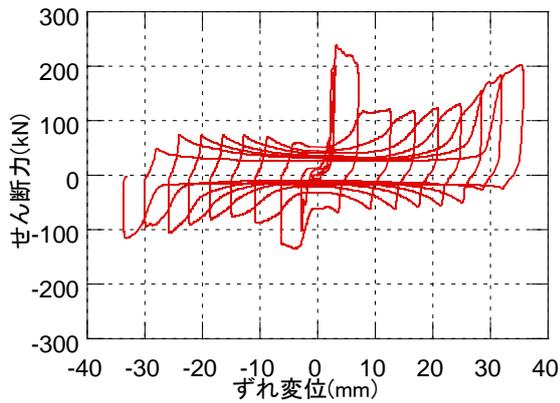


図-13 孔あき鋼板供試体のせん断力変位履歴曲線 (I)

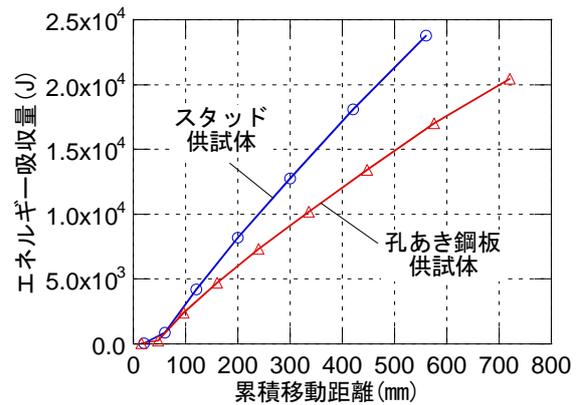


図-16 累積移動距離-エネルギー吸収量の比較

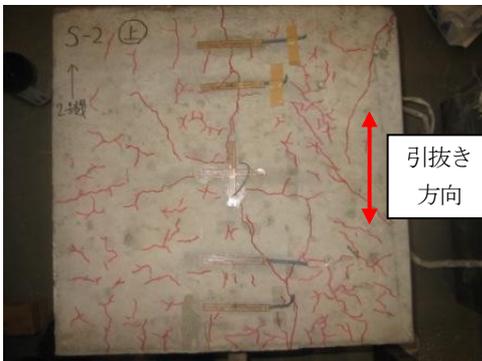


写真-3 ひび割れ状況 (スタッド供試体上面)

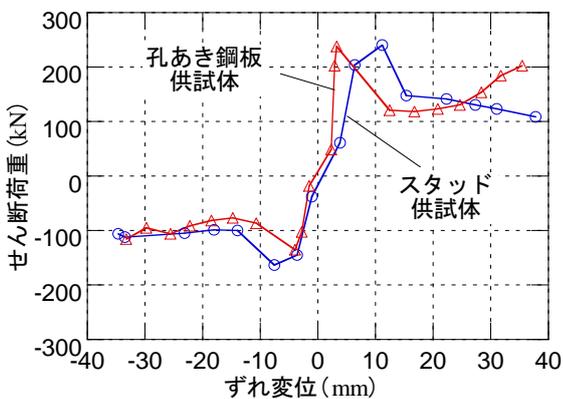


図-14 交番荷重における荷重変位曲線の包絡線

ルギー吸収量の違いが顕著になっているが、これはスタッドが柔なジベルであり、変形しやすいことに起因していると考えられる。3 サイクル以降においても、スタッドのほうが変形しやすいため、孔あき鋼板に比べてエネルギー吸収量の増加の割合が大きくなっている。さらに、累積移動距離-エネルギー吸収量の関係を比較してみても、累積移動距離が大きくなっていくにつれて、エネルギー吸収量の差も大きくなっていった。

(3) 変則型交番荷重結果

次に、変則型の交番荷重 (交番荷重 II) の結果に基づく検討結果を示す。スタッド供試体、孔あき鋼板供試体の荷重-ずれ変位履歴曲線を、それぞれ図-17、図-18 に示す。これらの履歴曲線は、変則型のサイクルにより変位を与えているため、それぞれのサイクル区間に対応した履歴を示しているが、履歴曲線そのものを評価することは難しい。また変則型の荷重パターンは、エネルギー吸収量などの比較のために行っているため、以下ではエネルギー吸収に着目して考察を行う。それぞれの供試体のひび割れ状況に関しては、漸増荷重した場合は異なり、微細なひび割れの発生はなく、単調引抜きした場合に近い状況となった。一例として、スタッド供試体上面の状況を写真-4 に示す。これは、初期段階で供試体に大きな変位を与えたため、この段階で大きなひび割れ

が発生し、その後の交番载荷でもひび割れが分散しなかったためだと考えられる。

図-19 にスタッドの累積移動距離-エネルギー吸収量の関係を、図-20 に孔あき鋼板の累積移動距離-エネルギー吸収量の関係を示す。図中に示す漸増交番载荷の曲線は、漸増载荷型の結果による。なお、両供試体とも、漸増交番载荷の結果において、弾性変形が卓越していると考えられる1サイクル目のエネルギー吸収は除外して図示した。

スタッドの結果である図-19 より、漸増交番载荷した場合に比べ、 $8\delta_y$ もの大変形で2サイクル交番载荷させた場合（区間3）の方が、累積移動距離が200mm程度まではエネルギー吸収能が高い結果となった。また、区間1および区間4の結果より、初期に大変形を受けた後に微細な振動を受けた場合、エネルギー吸収能が低下する傾向が確認された。

孔あき鋼板においては、 $4\delta_y$ 、 $8\delta_y$ もの大変形で2サイクル交番载荷させた場合（区間2、区間3）、高いエネルギー吸収能を示した。これより、 $4\delta_y$ 、 $8\delta_y$ もの大変形で2サイクル交番载荷させた場合、今回実施した移動距離の範囲内では、漸増交番载荷させた場合よりもエネルギー吸収能が高い傾向を示すと考えられる。さらに、 $8\delta_y$ の大変形を与えた場合（区間3）は、特に高いエネルギー吸収能を示し、スタッドの同区間のものと比べてもエネルギー吸収量が高いという結果となった。この高いエネルギー吸収量は、 $8\delta_y$ という大きな変形量が、単純引抜き試験により確認された耐力低下が生じない区間の範囲内にあるためであると考えられる。また、区間1の結果より、初期に大変形を受けた後に振動が漸増する場合、移動距離が小さい段階ではエネルギー吸収量は大きいですが、移動距離の増加とともに漸増交番载荷の場合とほぼ同等の吸収量を示すことがわかった。すなわち、孔あき鋼板ジベルにおいては、初期に大変形を生じる作用力が発生した場合、漸増的に作用する場合よりも、大きなエネルギー吸収量が期待できるといえる。

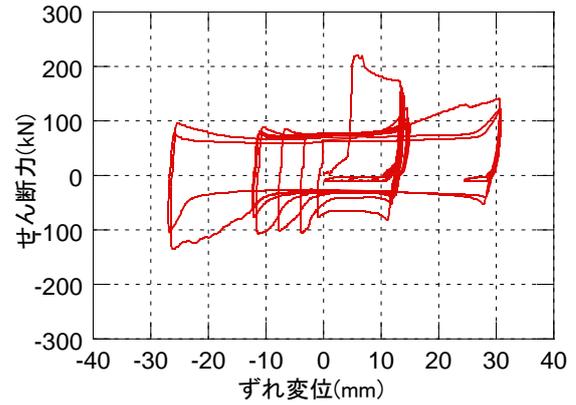


図-18 孔あき鋼板供試体のせん断力変位履歴曲線(II)

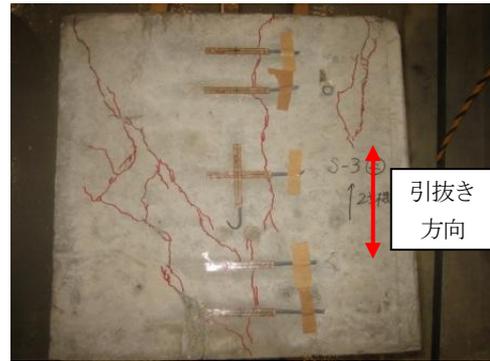


写真-4 ひび割れ状況（スタッド供試体上面）

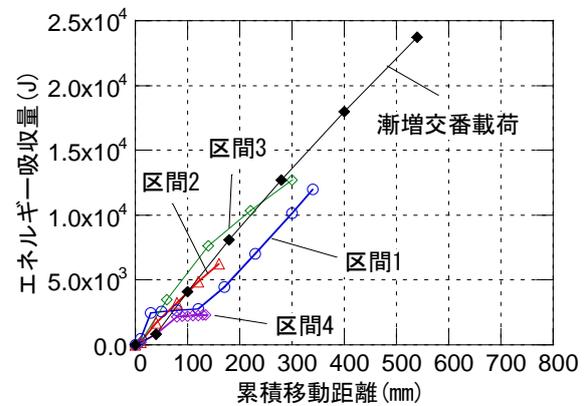


図-19 区間別累積移動距離-エネルギー吸収量(スタッド)

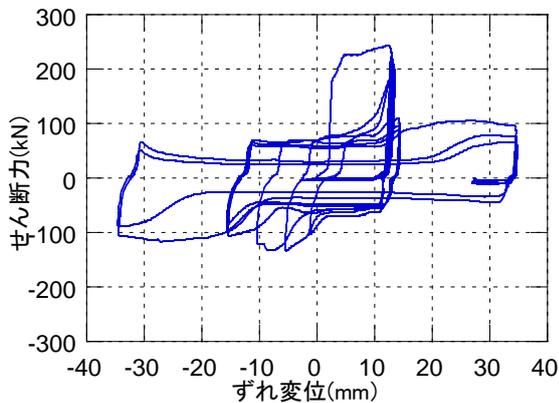


図-17 スタッド供試体のせん断力変位履歴曲線 (II)

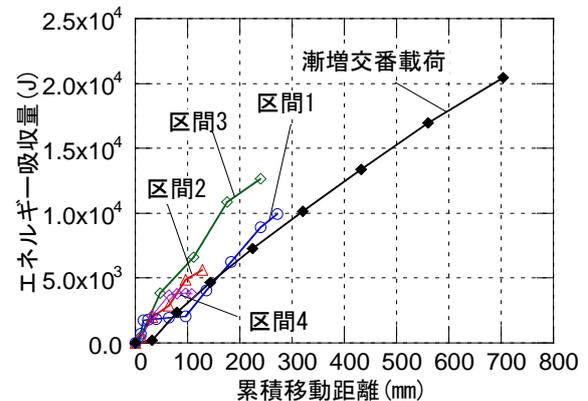


図-20 区間別累積移動距離-エネルギー吸収量(孔あき鋼板)

以上より、累積移動距離に着目した場合、初期に大変形を生じさせる過大なせん断荷重を受ける場合は、スタッドに比べ、孔あき鋼板のほうが高いエネルギー吸収能を発揮すると考えられる。ただし、以上のエネルギー吸収量は、弾性範囲ではなく塑性範囲により発揮されるものであり、振幅に依存すると考えられる。よって以下では、振幅とエネルギー吸収量の関係について考察する。

図-21、図-22には、スタッド供試体、孔あき鋼板供試体における、各区間別の振幅に着目したエネルギー吸収量を示す。図-21より、スタッド供試体において、 $4\delta_y$ の大変形を与えた後に振幅中心を変化させた区間1において、漸増交番载荷のものとは比べて1サイクル当りのエネルギー吸収量は小さい結果となった。区間1の履歴に続き、 $4\delta_y$ で交番载荷を行った区間2においても、漸増交番载荷のものとは比べて1サイクル当りのエネルギー吸収量は10%程度小さいという結果となった。また、区間2の履歴に続き、 $8\delta_y$ で交番载荷を行った区間3においては、漸増交番载荷のものとは比べて1サイクル当りのエネルギー吸収量は5%程度大きくなっていったが、ほぼ漸増交番载荷の場合と同じと考えられる。これは、単純引抜き試験の結果においても、 $8\delta_y$ 程度の大変形を与えた場合、15mmにおける大幅な耐力低下までは、耐力低下が緩やかであることから推察される。区間3の履歴に続き、 δ_y で交番载荷を行った区間4においても、漸増交番载荷

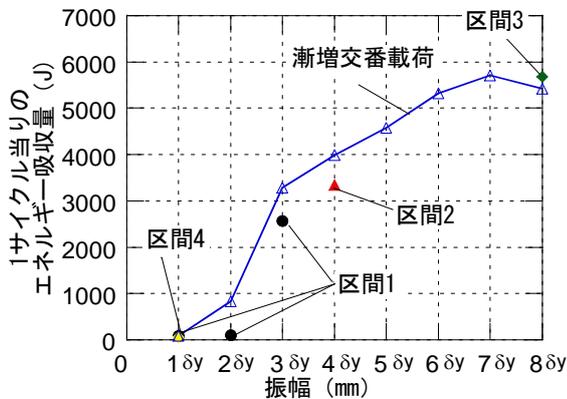


図-21 区間別振幅-エネルギー吸収量 (スタッド)

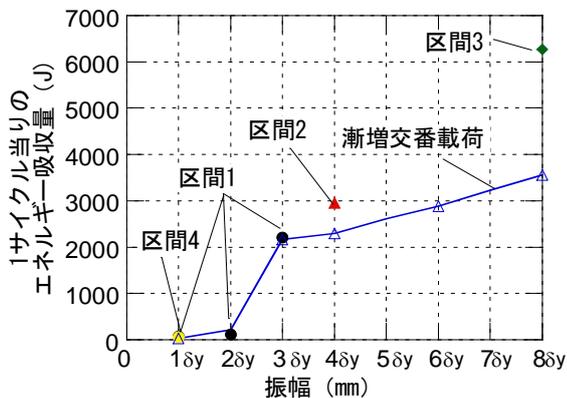


図-22 区間別振幅-エネルギー吸収量 (孔あき鋼板)

のものとは比べて大きな差異は見られなかった。以上より、振幅に着目した場合、スタッドのエネルギー吸収能は、初期に大きな振幅を与えられた場合に若干低下する傾向があることが明らかとなった。ただし、変形量が大い範囲内では、エネルギー吸収量に大きな差異は生じないといえる。

一方、孔あき鋼板供試体においては、 $4\delta_y$ の大変形を与えた後に振幅中心を変化させるという履歴を与えた区間1においては、漸増交番载荷のものとは比べて1サイクル当りのエネルギー吸収量はほぼ等しくなっていた。区間1の履歴に続き、 $4\delta_y$ で交番载荷を行った区間2においては、漸増交番载荷のものとは比べて1サイクル当りのエネルギー吸収量は29%程度大きいという結果となった。また、区間2の履歴に続き、 $8\delta_y$ で交番载荷を行った区間3においては、漸増交番载荷のものとは比べて1サイクル当りのエネルギー吸収量が76%程度大きくなっていった。これは、累積距離に着目した場合と同様、 $8\delta_y$ の振幅が作用する場合、この振幅量が単純引抜きで確認された耐力低下しない区間の範囲内にあるため、効率が高くなっていると考えられる。区間3の履歴に続き、 δ_y で交番载荷を行った区間4においては、漸増交番载荷のものとは比べて大きな差異は見られなかった。

以上より、孔あき鋼板供試体について、振幅に着目した場合、振幅が $3\delta_y$ 程度、すなわち、供試体が最大荷重に至る前後までは、漸増交番载荷の供試体と入力履歴を変化させた供試体のエネルギー吸収量はほぼ同じであることが明らかとなった。ただし、 $4\delta_y$ 以上の大変形を作用させた場合、振幅が大きくなるほどエネルギー吸収量が増加する傾向が見られた。

3. 結論

本研究では、頭付きスタッドおよび孔あき鋼板ジベルのずれ止め構造に対し、過大な変形量を繰り返し作用させ、その履歴特性についてエネルギー吸収量に着目して検討を行った。ここで得られた知見を以下にまとめる。

1. 繰り返し载荷を漸増的に行った場合、同程度の耐力を有するスタッドと孔あき鋼板のエネルギー吸収量は、変形量が大いスタッドの方が大きくなった。
2. 変則的に繰り返し载荷を行い、ずれ止めの履歴依存性を検討した。その結果、累積移動距離に着目した場合および幅に着目した場合においても、スタッドのエネルギー吸収能は、初期に大きな振幅を与えられた場合に若干低下する傾向があることが明らかとなった。ただし、変形量が大い範囲内では、エネルギー吸収量に大きな差異は生じないといえる。
3. 同様に孔あき鋼板供試体に変則的な繰り返し载荷を行い、履歴依存性を検討した。その結果、累積移動距離に着目した場合は、初期に大変形を生じる作用力が発生した場合、漸増的に作用する場合よりも、

大きなエネルギー吸収量が期待できるといえる。さらに振幅に着目した場合、振幅が $3\delta_y$ 程度、すなわち、供試体が最大荷重に至る前後までは、漸増交番荷重させた場合とエネルギー吸収量はほぼ同じであるが、 $4\delta_y$ 以上の大変形を作用させた場合、振幅が大きくなるほどエネルギー吸収量が増加する傾向が見られた。

4. 以上より、累積移動距離に着目した場合、初期に大変形を生じさせる過大なせん断荷重を受ける場合は、スタッドに比べ、孔あき鋼板のほうが高いエネルギー吸収能を発揮すると考えられる。

本実験では、ずれ止めの履歴特性について検討を行ったが、ずれ止めは拘束条件によって大きく力学特性が変化する。よってここで得られた結論は、ある限られた範囲内での特性となるため、今後拘束条件などを変化させた場合の検討などが必要と考えられる。

謝辞

本研究の遂行にあたり、京都大学技術職員の桧垣義雄氏および有馬博人氏には、様々な点でご協力頂きました。ここに記して謝意を表します。

付録 耐力算定式

スタッド供試体の設計耐力 V_{sud} は、以下の式を用いた¹³⁾。

$$V_{sud} = \left(31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} - 22000 \right) / \gamma_b \quad (1)$$

あるいは、

$$V_{sud} = 0.7 A_{ss} f_{sy} \quad (2)$$

のいずれか小さい方。ただし、 $h_{ss}/d_{ss} > 4$ 。ここに、 V_{sud} : スタッドの設計せん断耐力 (N)、 A_{ss} : スタッドの断面積 (mm^2)、 d_{ss} : スタッドの軸径 (mm)、 h_{ss} : スタッドの高さ (mm)、 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)、 f_{sy} : 0.2% 永久ひずみ時のスタッドの引張応力 (N/mm^2)、 γ_b : 部材係数で一般に 1.3。

一方、孔あき鋼板ジベルの耐力は、孔内コンクリートのせん断破壊並びに支圧破壊と、ジベル鋼板の降伏とのバランスで決められる。まず、鋼板のせん断耐力については、以下の式を用いる¹⁴⁾。

$$Q_{u,s} = \frac{5}{3} f_{st} / \sqrt{3} A_s \quad (3)$$

次に、孔内コンクリートのせん断耐力については、以下の式を用いる¹⁵⁾。

$$Q_{u,c} = 3.38 d^2 \left(\frac{t}{d} \right)^{\frac{1}{2}} f'_{cu} - 39.0 \quad (4)$$

最後に、孔内コンクリートの支圧耐力については、孔内コンクリートの割裂強度評価式を用いて、以下の式で表されるとした¹⁶⁾。

$$Q_{u,b} = 7.5 f'_{cu} dt / \gamma_b \quad (5)$$

ここで、 $Q_{u,s}$: 鋼板の設計せん断耐力 (N)、 f_{st} : 鋼材降伏応力 (N/mm^2)、 A_s : 鋼材せん断負担面積 (mm^2) (鋼板最薄部の面積)、 $Q_{u,c}$: コンクリートの設計せん断耐力 (N)、 d : 孔径 (mm)、 t : 鋼板ジベル板厚 (mm)、 f'_{cu} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)、 $Q_{u,b}$: コンクリートの支圧耐力 (N)、 γ_b : 部材係数で、ここでは 1.15 とした。よってこれらの耐力のうちで最も小さい値が、孔あき鋼板ジベルの耐力となる。

参考文献

- 1) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状，テクニカルレポート No.35, 1996.
- 2) 土木学会：孔あき鋼板設計マニュアル (案), 2002.
- 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, 1503-1508, 1997.
- 4) 岩崎初美, 藤井堅, 豊田正, 深田和宏：合成桁における孔あき鋼板ジベルのずれ挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.51A, 1483-1491, 2005.
- 5) 岩崎初美, 藤井堅, 深田和宏, 天野仁美：少数主桁橋梁における孔あき鋼板ジベルのずれ挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, 1073-1082, 2006.
- 6) 藤井堅, 有吉孝文, 藤村伸智：孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動, 構造工学論文集, Vol.47A, 1381-1390, 2001.
- 7) 渡辺将之, 明橋克良：ずれ止め形式に孔明鋼板を用いた複合ラーメン剛結部の交番繰返荷重実験, 土木学会第 54 回年次学術講演会, No.1, 296-297, 1999.
- 8) 山田岳史, 沼田克, 木水隆夫, 新井恵一：鋼 2 主桁複合ラーメン橋剛結部の構造特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.48A, 1327-1336, 2002.
- 9) 前田良文, 木水隆夫, 佐々木保隆, 明橋克良：鋼 2 主桁複合ラーメン橋剛結部における設計法の提案と実挙動確認, 構造工学論文集, Vol.48A, 1315-1326, 2002.
- 10) 下菌征史, 彦坂照：孔あき鋼板ジベルを用いた複合ラーメン橋剛結部の水平耐荷力, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, 1603-1608, 2003
- 11) 友田富雄, 日野伸一, 山口浩平, 郭勝華：複合ラーメン橋脚隅角部の応力伝達機構に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, 1099-1108, 2006.
- 12) 鋼構造におけるコンクリートの活用研究部会報告書：鋼橋技術研究会, 2000.
- 13) 土木学会：複合構造物の性能照査指針 (案) (構造工学シリーズ 11), 2002.10
- 14) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴：孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究,

構造工学論文集, Vol.48A, 1593-1604, 2002.3

- 15) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘吉宏, 渡辺滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, 1265-1272, 2000.3

- 16) 望月秀次, 安藤博文, 宮地真一, 柳澤則文, 高田嘉秀: 孔あき鋼板ジベルを用いた混合桁接合部の静的力学特性に関する実験的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, 1479-1490, 2000.3.

(2008年9月18日受付)