

(26) 孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力 に関する一考察

古内 仁¹・上田 多門²・鈴木 統³・田口 秀彦⁴

¹ 正会員 北海道大学大学院助手，工学研究科環境創生工学専攻（〒060-8682 札幌市北区北13西8）
E-mail: jin@eng.hokudai.ac.jp

² 正会員 北海道大学大学院教授，工学研究科環境創生工学専攻（〒060-8682 札幌市北区北13西8）
E-mail: ueda@eng.hokudai.ac.jp

³ 正会員 石川島播磨重工業株式会社，橋梁事業部（〒135-8731 東京都江東区豊洲2-1-1）
E-mail: osamu_suzuki@ihi.co.jp

⁴ 秋田市，企画調整部（〒010-8560 秋田市山王1-1-1）
E-mail: ac000159@city.akita.akita.jp

著者らが過去に行った孔あき鋼板ジベルの押抜き試験結果に基づき，主影響因子である孔径，孔間隔，孔数，貫通鉄筋径およびコンクリート圧縮強度が，孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力に与える影響を検討した。その結果，1枚の孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力に対して，孔面積および孔数が比例することが示された。貫通鉄筋がある場合は，コンクリートが分担するせん断伝達耐力と貫通鉄筋が分担するせん断伝達耐力の足し合わせによって，孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力をあらわすことを試みた。また，マニュアル・指針等の設計式の基となったせん断耐力評価式と本研究で構築した算定式の比較を行った。

Key Words : *Perfobond Strip , Shear Transfer Capacity , Reinforcing Bar*

1. はじめに

近年，鋼コンクリート合成構造のずれ止めとして孔あき鋼板ジベル（Perfobond StripまたはPBLと称する場合もある）が用いられるようになってきている。孔あき鋼板ジベルは，1987年にドイツのLeonhardtら¹⁾によって提案されたずれ止めであり，1990年代半ば頃よりわが国でも実用化のための研究が行われるようになった。孔あき鋼板ジベルは，建設現場における溶接等の作業を大幅に削減できるという利点を有することから，製作時の省力化・コストダウンを可能にすることが期待できる。また，静的な耐力はもとより疲労荷重下においても他のずれ止め比べて優れた特性を有するといった報告²⁾がなされている。孔あき鋼板ジベルは，波形鋼板ウェブ橋，混合桁，ラーメン剛結部，合成床版等のずれ止めとして広く使用されつつある³⁾⁴⁾⁵⁾。

孔あき鋼板ジベルの設計せん断耐力については，いくつかの研究³⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾が行われており，このうち保坂らの研究⁷⁾による提案式が，土木学会の「複合構造構造物の性能照査指針(案)」⁹⁾や「孔あき鋼板ジベル設計マニユ

アル(案)」¹⁰⁾に設計耐力式として取り入れられている。

本研究は，著者らが過去に実施した押抜き試験¹¹⁾¹²⁾の結果に未公表の実験結果を加えて再整理し，せん断伝達耐力の評価方法について考察したものである。

2. 実験概要

日本鋼構造協会「頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)」¹³⁾に準じて，孔あき鋼板ジベルの押抜き試験を行った。供試体は，図-1に示すようにH形鋼フランジの両側に孔あき鋼板ジベルを溶接し，コンクリートブロックを打設したものを組み合わせた構造となっている。鋼材とコンクリートとの界面では，摩擦の影響を除去するため，コンクリート打ち込み前に鋼材の表面にグリースを塗布した。

実験供試体は，孔の形状が円形のもので，変数としてコンクリート圧縮強度，孔径，孔数，孔間隔，ジベル並び間隔，貫通鉄筋径としたものを選定した（表-1参照）。供試体に使用する鋼材の特性は，表-2に示すと

表－1 実験変数および実験結果

No.	ジベル 鋼板 枚数 (片側)	ジベル 鋼板 並び間隔 (mm)	ジベル 鋼板厚 t (mm)	孔径 d (mm)	孔数 n (個)	孔間隔 e (mm)	貫通 鉄筋径 ϕ (mm)	コンクリート 圧縮強度 f_c' (N/mm ²)	鋼板 1 枚 せん断 伝達耐力 (kN)	破壊形式
1-1	2	200	12	50	3	100	—	33.6	431.0	コンクリートの破壊
1-2	2	200	12	44	4	70	—	33.6	405.8	〃
1-3	2	200	22	50	3	100	—	35.9	396.1	〃
1-4	2	200	12	50	3	100	13	34.2	489.7	〃
2-1	1	—	12	50	1	—	—	30.1	166.2	〃
2-2	1	—	12	30	1	—	—	35.8	84.4	〃
2-3	1	—	12	50	5	100	—	29.6	650.8	〃
2-4	1	—	12	50	3	120	—	35.3	355.2	〃
2-5	1	—	12	50	3	140	—	33.1	424.1	〃
2-6	1	—	12	50	3	100	—	14.0	227.9	〃
2-7	1	—	12	50	3	100	—	44.9	447.2	混合型破壊
2-8	1	—	12	50	3	100	10	32.4	404.4	コンクリートの破壊
2-9	1	—	12	50	3	100	22	32.4	569.9	混合型破壊
2-10	2	100	12	50	3	100	—	35.3	396.6	コンクリートの破壊

おりである。

載荷装置は、コンクリートブロック下にモルタルを敷設し、試験体の両フランジに荷重を等分配させるため、油圧ジャッキと供試体のフランジとの間に片側ブロックが球座となっている載荷治具および荷重分配桁を設置した（図－1 参照）。

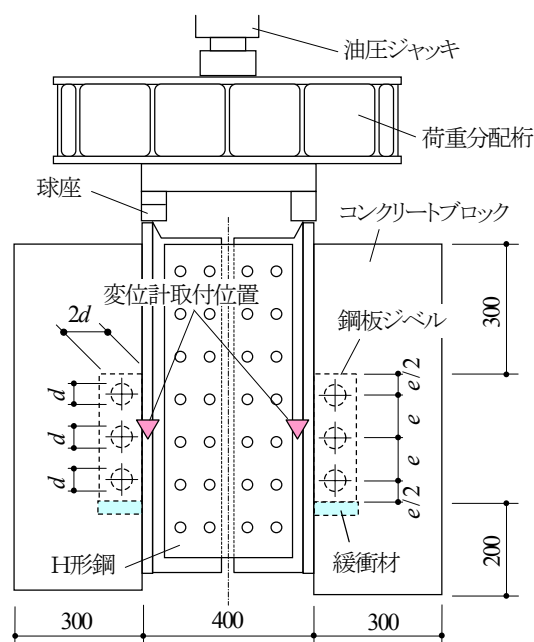
ジベル設置中心軸を基準として、H形鋼左右のブロック両側面に変位計を取り付け、ジベルとコンクリートブロックの相対変位を測定した。鋼板ジベルの孔の中間点には3軸ひずみゲージ（水平、鉛直、45° の3方向）を貼り付け、孔間の鋼材の主ひずみを測定した。

3. せん断伝達耐力に対する考察

各供試体のジベル鋼板 1 枚あたりのせん断伝達耐力を表－1 に示す。最大荷重は供試体に作用させた全荷重の最大値である。左右のジベル鋼板に作用したせん断力の計算にあたっては、測定された左右の相対ずれ量の比を基に全荷重を配分して与えたものである。

孔あき鋼板ジベルは、孔内に充填されたコンクリートが、せん断力に対して機械的なずれ止めとして働くこととなる。このときの破壊形態としては、鋼板とコンクリートの界面に沿ってのせん断破壊（二面せん断）、孔内コンクリートの支圧破壊、また鋼板の厚さや孔間の距離が十分でないときは鋼板の降伏による破壊が考えられる。

Leonhardtらが提案している設計耐力式では、以下に示すように鋼板が破壊する場合は鋼板の断面積および降伏強度、コンクリートが破壊する場合は孔面積とコンクリ



図－1 実験供試体

表－2 鋼材の機械的性質

名称・形式・寸法	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
ジベル PL12 (1-1, 3, 4)	SM490A	(245 以上)	(400～510)
ジベル PL12 (2-1～10)	SS400	298	438
ジベル PL22 (1-2)	SM490A	(245 以上)	(400～510)
鉄筋 D10 (2-8)	SD295A	386	(440～600)
鉄筋 D16 (1-4)	SD295A	330	(440～600)
鉄筋 D22 (2-9)	SD345	358	(490 以上)

注) () 内の値は規格値, その他は実測値

ート強度に比例する単純な関係で示されている。

コンクリートが破壊する場合

$$P_c = 1.4 A_c \beta_w \quad (1)$$

ここに、 P_c : コンクリートのせん断伝達耐力

$A_c = \pi d^2 / 4$: 孔の面積

d : 孔径

β_w : コンクリート立方体強度

鋼板が破壊する場合

$$P_s = 1.44 A_s \beta_s \quad (2)$$

ここに、 P_s : 鋼板のせん断伝達耐力

A_s : 孔間の鋼板断面積

β_s : 鋼板の降伏強度

本研究の実験結果においては、ほとんどの供試体がコンクリートの破壊によるものであるが、界面せん断破壊か支圧破壊かを判定するのは難しい。そのため、鋼板の降伏が生じていない供試体については、コンクリートの破壊と定義することとした。

鋼板の降伏判定は、実測された主ひずみを基にVon - Mises の降伏条件により行った。この結果、最大荷重に達する前に降伏が生じた供試体は、コンクリート圧縮強度の大きい No.2-7 と D22 鉄筋を貫通させた No.2-9 である。式(2)による算定値は、いずれの供試体も鋼板ジベル 1 枚あたりの耐力として 643.7kN となるが、No.2-7 は算定値の70%で、No.2-9 では90%で破壊している。前者は、鋼板が降伏し始めているもののコンクリートの破壊である可能性が高く、後者は鋼板の降伏が支配的になって最大耐力が決まった可能性が高いと考えられる。

以降では、本研究で設定した実験変数とせん断伝達耐力の関係について検討を行う。

(1) コンクリート圧縮強度の影響

コンクリート圧縮強度と鋼板ジベル 1 枚あたりのせん断伝達耐力の関係を図-2 に示す。鋼板ジベルの諸元は、孔数3個、孔径50mm、孔間隔100mmである。破線は

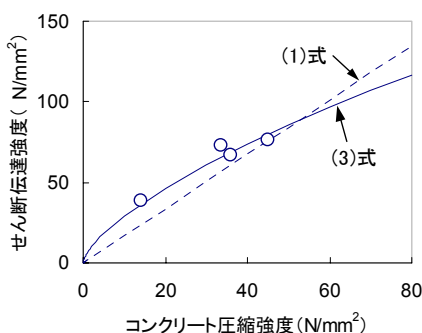


図-2 コンクリート圧縮強度の影響

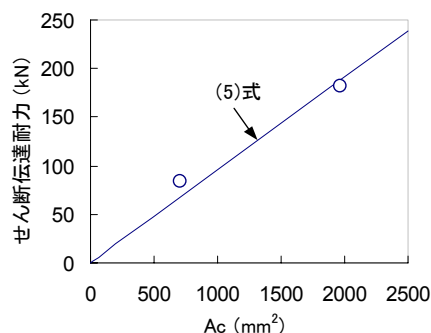


図-3 孔面積の影響

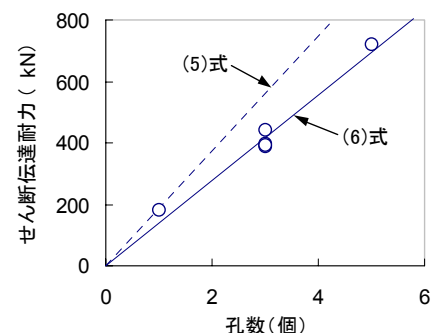


図-4 孔数の影響

Leonhardtらの提案によるコンクリート破壊の場合の設計耐力を表している。式中におけるコンクリート立方体圧縮強度は、本実験の円柱圧縮強度を0.83で除することであらわした。これに対し、実験結果は、圧縮強度とせん断伝達耐力の間に比例するほどの強い関係は無く、圧縮強度が大きくなるにつれて、耐力の増加傾向が緩やかとなる。そこで、実験値に対し指数関数による近似を行うと、次式に示すようにコンクリート圧縮強度の約0.6乗に比例するという関係が得られる。

$$\tau_c = 8.037 f'_c{}^{0.601} \quad (3)$$

ここに、 $\tau_c = P_c / A_c$: せん断伝達強度 (N/mm²)

P_c : コンクリートのせん断伝達耐力 (N)

A_c : 孔の面積 (N/mm²)

f'_c : コンクリート円柱強度 (N/mm²)

(2) 孔面積の影響

せん断伝達耐力とコンクリート圧縮強度の関係に基づき、本研究で扱う全ての実験データに対して、圧縮強度35kN/mm²時の耐力に換算することとした。補正されたせん断伝達耐力を用いることによって、他のパラメータによる耐力への影響を検討する上で、コンクリート圧縮強度の影響を取り除くことができる。補正式は、以下のとおりである。

$$P_c' = P_c \times (35 / f'_c)^{0.601} \quad (4)$$

ここに、 P_c' : 圧縮強度 35N/mm²のときのせん断伝達耐力推定値

Leonhardtらの耐力式によれば、コンクリートが破壊する場合にはせん断伝達耐力は孔面積に比例するとされている。

図-3 は、孔面積とせん断伝達耐力の関係を示したものである。図中における実線は、実験データに対する近似直線を表している。実験データ（鋼板ジベル 1 枚あたりに孔を 1 個のみ配置）は、孔径が30mmと50mmのものの比較で、対象とするデータが少ないが孔径が50mm程

度以下であれば孔面積とせん断伝達耐力はほぼ比例関係にあると考えてよいと思われる。なお、近似式は孔1個あたりのせん断伝達耐力として、以下のように表すことができる。

$$P_c = 11.3 A_c f_c^{0.601} \quad (5)$$

(3) 孔数の影響

1枚の鋼板ジベルに複数の孔がある場合について、検討を行う。図-4は、孔径50mm、孔間隔100mmの供試体において孔数とせん断伝達耐力の関係を示したものである。図に見られるように、せん断伝達耐力は概ね孔数に比例する関係となる。これらのデータに対して、孔数をパラメータとして回帰を行うと次式のような関係が得られる。

$$P_c = 8.33 n \cdot A_c f_c^{0.601} \quad (6)$$

ここに、 n ：孔数

孔1個の場合の近似式である式(5)に比べて、孔数が3個および5個の場合のデータを取り入れた式(6)の方が係数が小さめとなる結果を得た。

(4) 孔間隔の影響

図-5は、せん断伝達耐力に与える孔間隔の影響を示したものである。縦軸は実験値を式(6)による値で除したものである。この結果から、本実験の範囲内では孔間隔が異なってもせん断伝達耐力はほぼ一定であるという結果が得られた。本研究の実験供試体では、鋼板ジベルの表面にグリースを塗布して摩擦を取り除いているため、ほぼ孔内のコンクリートのみでせん断力が伝達されていると考えられる。したがって、鋼材とコンクリートの摩擦が無視できる場合は、せん断伝達耐力に対する孔間隔の影響がほとんど無いものと考えられる。ただし、孔間隔が小さくなった場合や鋼板厚が小さい場合には、孔間の鋼板の降伏による破壊に移行するので、そのような場合は孔間隔の影響が大きいと予想される。

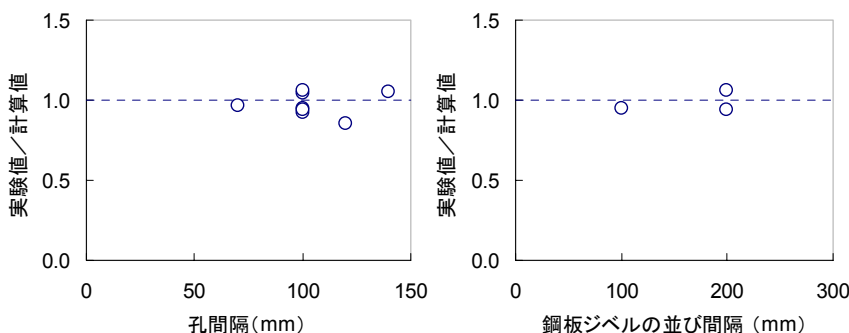


図-5 孔間隔の影響

(5) 鋼板ジベル並び間隔の影響

鋼板ジベルが複数枚並列に配置されて、その並び間隔が小さくなってくると、それぞれのジベルの伝達応力が互いに干渉してせん断伝達耐力が低下する可能性がある。図-6は、せん断伝達耐力に与える鋼板ジベル並び間隔の影響を示したものである。縦軸は前項と同様に実験値を式(6)による値で除したものである。本研究の実験では、並び間隔を100mmと200mmの供試体を用意したが、この範囲内ではその影響が現れなかった。

しかしながら、鋼板ジベルの並び間隔がさらに小さいケースを考えれば、せん断伝達耐力に対する低減係数を導入する必要がある。今、2枚の鋼板ジベルが並列に配置されていることを考える。並び間隔がある程度確保されていれば、せん断破壊面は4面存在するが、2枚の鋼板ジベルが完全に接した場合は、せん断破壊面が各々の鋼板の外側の各1面しかできない。すなわち鋼板ジベル1枚あたりのせん断伝達耐力の低減係数としては0.5となる。さらに m 枚のジベル鋼板が並列に配置されているときを考えると、すべての鋼板が完全に接した状態では、鋼板1枚あたりの低減係数は $1/m$ となる。せん断伝達耐力が低下し始める並び間隔を s_0 と定義し、直線的に低下すると仮定すれば次のような関係になる。

$$\alpha_a = 1 - \frac{(m-1)(s_0 - s + t)}{m \cdot s_0} \quad (7)$$

ここに、 α_a ：鋼板ジベル1枚あたりの低減係数

(ただし、 $\alpha_a \leq 1.0$)

m ：鋼板ジベルの枚数

s_0 ：せん断伝達耐力が低下し始めるときの鋼板ジベルの並び間隔

s ：鋼板ジベルの並び間隔

(板厚の中心間距離)

t ：鋼板ジベルの厚さ

現在のところ、 s_0 は実験データが不足しているため未知量であるが、孔径や鋼板ジベルの高さなどの影響を受けるものと推察される。

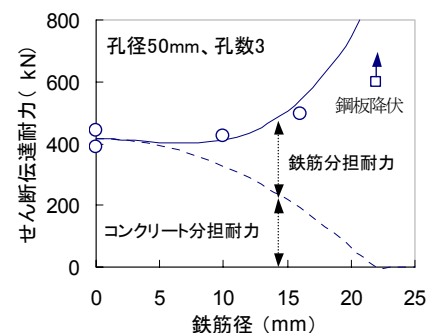


図-7 貫通鉄筋径の影響

(6) 貫通鉄筋の影響

孔の中に鉄筋を通した場合、ある程度径の大きい鉄筋を用いるとせん断伝達耐力および変形性能が改善される。図-7 は、貫通鉄筋径がせん断伝達耐力に与える影響を示したものである。鉄筋径が10mmの場合には、見かけ上鉄筋の無い供試体とほとんど耐力は同じであるが、鉄筋径が16mmと22mmになると耐力が増加していることが示されている。このとき、せん断伝達耐力がコンクリートのせん断面における耐力と鉄筋自身のせん断抵抗による分担力の累加と考えると、コンクリートが分担する耐力は、鉄筋が挿入されることによって抵抗面積が減じられ低下すると考えられる。このとき、コンクリート面積欠損部は鉄筋面積より大きい範囲に及ぶと考えられる。この推定から、コンクリートの分担耐力は式(6)中における A_c の項を以下のように修正することとした。

$$A_c = \pi \cdot d^2 / 4 - \pi (\beta \cdot \phi)^2 / 4 \quad (8)$$

ここに、 β : 鉄筋がコンクリート欠損部に及ぼす影響をあらわす係数 ($\because \beta \leq d / \phi$)
 ϕ : 鉄筋径 (mm)

鉄筋が受け持つせん断力は、実験で得られたせん断伝達耐力から式(6)と式(8)で計算される値を差し引くことで求めることができる。図-7 中には、後述する計算手法で得られたときのコンクリートの分担耐力を破線で、さらに貫通鉄筋のせん断伝達耐力を足し合わせた値を実線で示した。

鉄筋の分担耐力については、弾性床はりモデルを用いて検討を進める。孔あき鋼板ジベルの場合は、図-8 に示すように鋼板から貫通鉄筋にせん断力が作用し、背面のコンクリート（弾性バネに仮定）に反力が生じる。

バネに支持された鉄筋の基本方程式は次式で表される。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky = 0 \quad (9)$$

ここに、 EI : 鉄筋の曲げ剛性 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)
 K : バネ定数 (N/mm)
 y : 鉄筋の変位 (mm)
 x : 中央点から水平方向の距離 (mm)

上記の一般解を導き、境界条件として

$$\begin{aligned} x = \infty & \quad y = 0 \\ x = 0 & \quad y' = 0 \\ x = 0 & \quad y''' = P_{d1} / 2EI \end{aligned}$$

ここに、 P_{d1} : 鉄筋 1 本に作用するせん断力

を与えると、微分方程式の解は次のようになる。

$$y = \frac{P_{d1}}{8EIu^3} e^{-ux} (\sin ux + \cos ux) \quad (10)$$

$$\text{ここに、} u = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}}$$

次に、鉄筋の縁降伏がはじまるときのせん断力を求める。鉄筋の曲げ変形が最も大きくなる位置は、 $x = 0$ の位置であるから、曲率の最大値は以下の式となる。

$$y''_{\max} = -\frac{P_{d1}}{4EI \cdot u} \quad (11)$$

また、鉄筋が曲げ変形によって縁降伏を生じるときの曲率は、降伏ひずみを ε_y とすれば、 $y'' = -2\varepsilon_y / \phi$ であるので、縁降伏が生じるときの作用せん断力 P_y は

$$P_y = \frac{8EIu\varepsilon_y}{\phi} \quad (12)$$

となる。ここで、上式に鉄筋の断面二次モーメント $I = \pi \cdot \phi^4 / 64$ および $u = \sqrt[4]{(K/4EI)}$ を代入して、整理すると次式が得られる。ただし、 K は鉄筋 1 本あたりの値である。

$$P_y = \frac{\pi \phi^2 f_y}{4} \cdot \sqrt[4]{\frac{K}{E\pi}} \quad (13)$$

ここに、 f_y : 鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

以降の計算では、 β を 1.5~2.5 の範囲で変動させて試算を行った中で、最終的に計算で得られるせん断伝達耐力が実験値と最も適合した $\beta = 2.3$ について述べる。

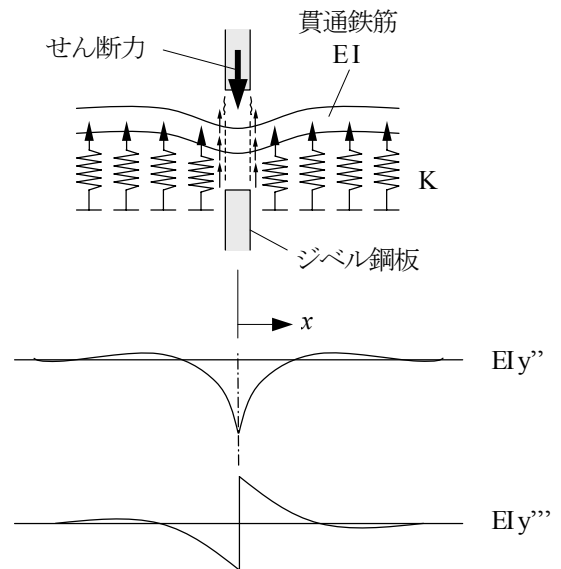


図-8 貫通鉄筋の弾性床はりモデル

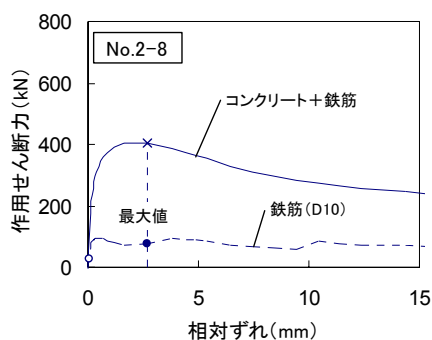


図-9 供試体 2-8 の相対変位

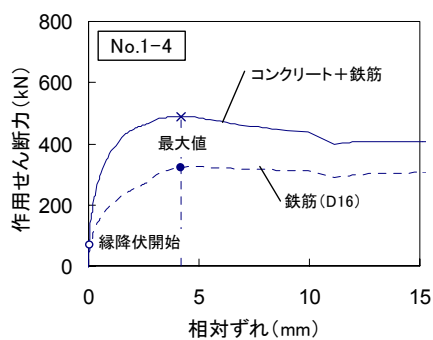


図-10 供試体 1-4 の相対変位

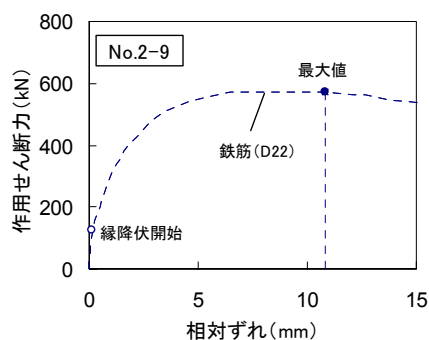


図-11 供試体 2-9 の相対変位

計算の過程で未知量となっているのは、コンクリートによる支持バネの定数 K である。図-9～11 は、貫通鉄筋がある供試体の作用せん断力と鋼板ジベルの相対変位の関係を表したものである。図中には、コンクリートが分担するせん断力を差し引いて鉄筋の分担するせん断力を破線で示した。コンクリート分担せん断力は、貫通鉄筋の無い供試体 No.1-1 のせん断力-相対変位の関係から、せん断力に式(8)で定義した鉄筋のある場合の A_c と無い場合の A_c との比を乗じて求めた。 K はコンクリートの弾性係数に比例するという仮定を設け、鉄筋の分担せん断力と相対変位の関係における初期勾配（縁降伏が始まる前までのせん断力）に式(10)を適用して導いた。なお、この試算においては、鋼板降伏の破壊が先行した供試体 No. 2-9 は除外した。この結果、 K の値は、図-12 に示すように概ね鉄筋径に比例すると見なすことができるので、以下のように定義した。

$$K = 0.0185 E_c \cdot \phi \quad (14)$$

ここに、 K : バネ定数 (N/mm)

E_c : コンクリートの弾性係数 (N/mm²)

図-9～11 には、鉄筋の縁降伏時のせん断力に白丸を最大荷重作用時の鉄筋のせん断力を黒丸で付した。鉄筋の最大せん断力は、縁降伏時のせん断力のおおよそ 3 倍から 5 倍の大きさである。貫通鉄筋のせん断抵抗が限界に至るまでの過程では、鉄筋の降伏領域が広がることも

に支持しているコンクリートの塑性化が現れてくると考えられる。本研究では、鉄筋の詳細な変形を実測していなかったため、鉄筋の降伏領域とコンクリートの塑性域を考慮をした計算を行うのは困難である。ここでは、実用面を考慮して、鉄筋のせん断伝達耐力を表す指標として縁降伏時のせん断力を用いて表すこととした。図-13 には、No.2-8 と No.1-4 におけるせん断伝達耐力と縁降伏時せん断力の比を耐力増加率として示した。この結果、鉄筋径が大きくなるにつれて、耐力増加率は大きくなる傾向が示された。この傾向に対する近似式を以下に示す。

$$\alpha_d = 0.561 \cdot \phi^{0.77} \quad (15)$$

ここに、 α_d : 耐力増加率

鋼板ジベル 1 枚あたりの貫通鉄筋のせん断伝達耐力は、 $P_d = n \cdot \alpha_d \cdot P_y$ によって表すことができるので、式(13)、式(14)および式(15)から以下の式を得る。

$$P_d = 0.122 n (E_c / E)^{0.25} \phi^{3.02} f_y \quad (16)$$

さらに、式(16)を簡便にするため、対象とした実験供試体の鉄筋の弾性係数 (200GPa) およびコンクリートの弾性係数 (平均値 28.9GPa) を入れると、次式のように鉄筋径と降伏強度だけで表すことができる。

$$P_d = 0.075 n \phi^{3.02} f_y \quad (17)$$

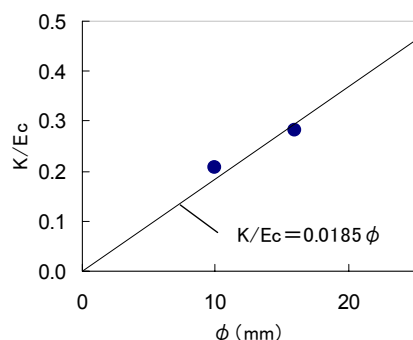


図-12 バネ定数と鉄筋径の関係

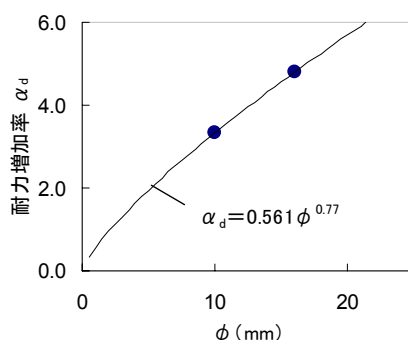


図-13 鉄筋径と耐力増加率の関係

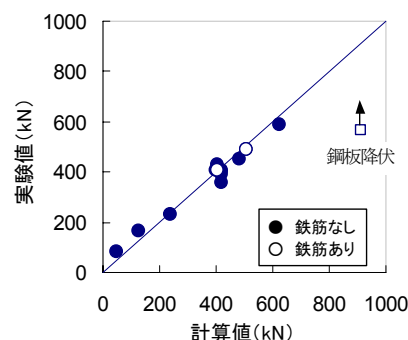


図-14 せん断耐力の推定値

(7) 耐力推定式

以上の考察から、コンクリートが破壊する場合の孔あき鋼板ジベル 1 枚あたりのせん断伝達耐力の推定式として式(18)を提案する。

$$P_u = P_c + P_d \quad (18)$$

ここに、 P_u ：鋼板 1 枚あたりのせん断伝達耐力

$$P_c = 8.33 n \cdot A_c f'_c{}^{0.601}$$

$$P_d = 0.075 n \phi^{3.02} f_y$$

n ：孔数もしくは貫通鉄筋本数

$$A_c = \pi \cdot d^2 / 4 - \pi (\beta \cdot \phi)^2 / 4$$

d ：孔径 (mm)

ϕ ：鉄筋径 (mm)

$\beta = 2.3$ (ただし、 $\beta \leq d / \phi$)

f'_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

f_y ：鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

適用範囲は、本実験の変数の範囲内であり、 d は30～50mm、 ϕ は10～22mm、 f'_c は14～45N/mm²である。

図-14 は、式(18)によって計算されたせん断伝達耐力を、実験値と比較したものである。この結果、実験値／計算値の平均は1.04で相関係数は0.988という結果を得た。

(8) 既往の提案式との比較

本研究で導出した耐力推定式と既往の提案式との比較を行う。ここでは、土木学会「孔あき鋼板ジベル設計マニュアル(案)」および「複合構造造物の性能照査指針

(案)」の参考資料に取り入れられている保坂らの研究による提案式⁷⁾を比較の対象とした。保坂らの耐力算定式を以下に示す。

貫通鉄筋が無い場合

$$Q_u = 3.38 d^2 (t/d)^{1/2} f_{cu} - 39.0 \quad (19)$$

適用範囲 $22.0 < d^2 (t/d)^{1/2} f_{cu} < 194.0$

ここに、 t ：鋼板厚 (mm)

d ：孔径 (mm)

f_{cu} ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

貫通鉄筋がある場合

$$Q_u = 1.45 \{ (d^2 - \phi_{st}^2) f_{cu} + \phi_{st}^2 f_{st} \} - 26.1 \quad (20)$$

適用範囲 $51.0 < (d^2 - \phi_{st}^2) f_{cu} + \phi_{st}^2 f_{st} < 488.0$

ここに、 ϕ_{st} ：貫通鉄筋径 (mm)

f_{st} ：貫通鉄筋の引張強度 (N/mm²)

図-15～17 は、貫通鉄筋の無い鋼板ジベルにおいて、コンクリート圧縮強度の異なる 3 ケースについて孔径を変化させたときのせん断伝達耐力を比較したものである。この結果によれば、コンクリート圧縮強度が25N/mm²では保坂らの推定値に比べ本研究の推定値は大きくなっているが、コンクリート強度が増加すると両者の値は近づくこととなる。とくにコンクリート圧縮強度が45N/mm²になると両者はおおよそ一致する。この相違は、本研究

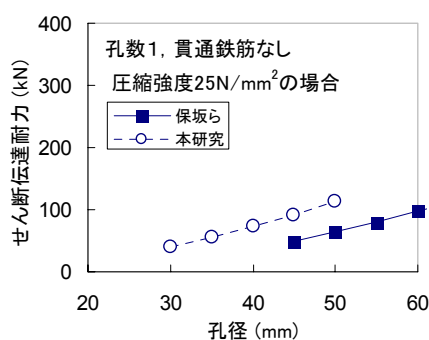


図-15 耐力推定値の比較(1)

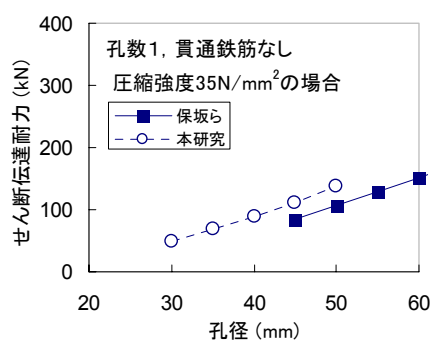


図-16 耐力推定値の比較(2)

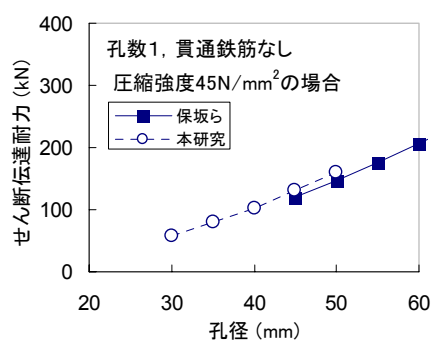


図-17 耐力推定値の比較(3)

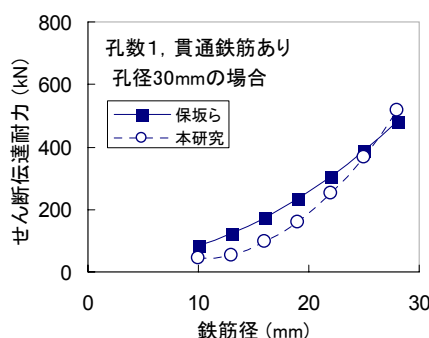


図-18 耐力推定値の比較(4)

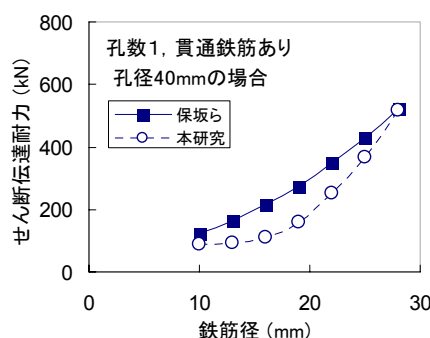


図-19 耐力推定値の比較(5)

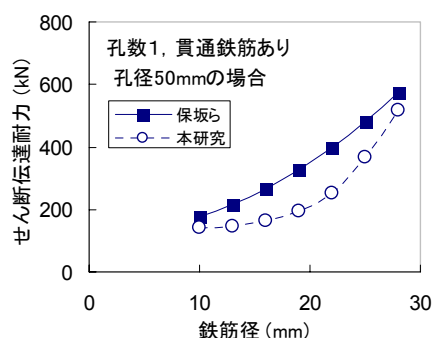


図-20 耐力推定値の比較(6)

では圧縮強度が $14\sim 45\text{N/mm}^2$ （平均値 32.9N/mm^2 ）の供試体を対象に、保坂らは $24\sim 58\text{N/mm}^2$ （平均値 39.2N/mm^2 ）の供試体を対象に近似したためと考えられる。

図 18～20 は、貫通鉄筋のある鋼板ジベルにおいて、孔径の異なる 3 ケースについて貫通鉄筋径を変化させたときのせん断伝達耐力を比較したものである。試算では鉄筋の降伏強度を 295N/mm^2 、引張強度を 440N/mm^2 とした。この結果、貫通鉄筋径の増加とともに耐力が増加する傾向は同じであるが、本研究の方が推定値が全般的に小さい傾向にある。本研究では対象とした供試体が 2 体しかなく、信頼性が乏しいことから国内外のデータに適合するよう修正を行う必要がある。

4. まとめ

- (1) 孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力は、コンクリート圧縮強度との間に比例するほどの強い関係は無く、圧縮強度の約 0.6 乗に比例するという関係が示された。
- (2) 孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力は、孔面積および孔数とほぼ比例関係にあることが示された。
- (3) 本実験の範囲内では、孔間隔が異なってもせん断伝達耐力はほぼ一定であるという結果が得られた。この理由として、本研究の実験供試体では、鋼板ジベルの表面にグリースを塗布して摩擦を取り除いているため、ほぼ孔内のコンクリートのみでせん断力が伝達されていたためであると考えられる。
- (4) せん断伝達耐力がコンクリートのせん断面における耐力と鉄筋自身のせん断抵抗による分担力の累加で現すことができると仮定した。鉄筋の分担耐力については、弾性床土はりモデルを用いて検討を進め、鉄筋のせん断伝達耐力を表す指標として縁降伏時のせん断力を用いて表した。
- (5) 本研究で構築されたせん断伝達耐力算定式は、本研究の実験結果に対し適合性が高いが、マニュアル・指針等の基となった既往の評価式と比較すると、貫

通鉄筋が無い場合は算定値が大きく、貫通鉄筋がある場合は算定値が小さくなる傾向が示された。

参考文献

- 1) Leonhardt F. et al : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbunt - Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Heft, 12/1987
- 2) 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, 19-2, 1997
- 3) 新谷英司ら : 波型鋼板とコンクリート床版の結合に関する実験的研究, 第9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, 1999
- 4) 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載荷実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 1(A), 54, 1999
- 5) 望月秀次ら : 孔明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, 46-A3, 2000
- 6) 西海健二, 沖本眞之 : 拘束力を考慮した有孔鋼板のずれ止め特性に関する研究, 土木学会論文集, 633, 1999
- 7) 保坂鐵矢ら : 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, 46A-3, 2000
- 8) 藤村伸智, 藤井堅 : 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 1(A), 57, 2002
- 9) 土木学会 : 複合構造物の性能照査指針(案), 2002
- 10) 土木学会 : 孔あき鋼板ジベル設計マニュアル(案), 2001
- 11) 鈴木統, 上田多門, 古内仁 : 孔あき鋼板ジベルの押し抜きせん断耐力に関する基礎的実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 1(A), 54, 1999
- 12) 田口秀彦, 古内仁, 上田多門, 鈴木統 : 孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力について, 土木学会北海道支部論文報告集, 56(A), pp.718-721, 2000
- 13) 日本鋼構造協会 : 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案), 1996

A STUDY ON SHEAR TRANSFER CAPACITY OF PERFOBOND STRIP

Hitoshi FURUUCHI, Tamon UEDA, Osamu SUZUKI and Hidehiko TAGUCHI

Effects on shear transfer capacity of perFOBOND strip of various parameters such as a hole diameter, spacing of holes, number of holes, diameter of inserted reinforcing bar and concrete compressive strength are discussed based on results of push-out test conducted by authors in previous study. It is showed that the capacity is in proportion to the hole area and the number of holes. In case of the perFOBOND strip with the inserted reinforcing bar, the capacity is expressed to sum of concrete and reinforcing bar contributions. The proposed equation for shear transfer capacity is compared with an existing equation in the JSCE design code.