

# 論文 高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法に関する研究

浅井 洋\*<sup>1</sup>・篠崎 裕生\*<sup>2</sup>・竹之井 勇\*<sup>3</sup>・三加 崇\*<sup>3</sup>

**要旨：**孔あき鋼板ジベルの高強度化を図るにあたり、鋼材周辺のコンクリート全てに高強度コンクリートを使用することは不経済であるばかりか、コンクリートの自己収縮の影響や施工性が悪くなることが考えられる。本研究では、プレキャスト化した高強度コンクリートジベルを用いて孔あき鋼板ジベルとコンクリートとを接合した試験体の二面せん断実験を行った。この結果、高強度コンクリートジベル、超高強度繊維補強コンクリートジベルおよび鋼管充填コンクリートジベルによりせん断耐力の高強度化が図れることが明らかとなった。

**キーワード：**頭付スタッドジベル、孔あき鋼板ジベル、コンクリートジベル、鋼管充填コンクリート

## 1. はじめに

鋼とコンクリートのずれ止めとして、頭付スタッドジベルや孔あき鋼板ジベルなどが使用されている。貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルは、鋼板孔内のコンクリートが鋼板と貫通鉄筋によって三次元的に拘束されてせん断力に抵抗する。せん断力が最大耐力に達すると、コンクリートの支圧破壊またはせん断破壊を生じながら緩やかに抵抗力が減少する傾向を有している。大きなせん断力が作用する部材では、ジベルを群配置して抵抗することになる。経済的で高強度な接合方法の提案は、ジベル本数の減少と施工の省力化が可能であると考えられる。ジベルの抵抗力を増加させるためには、鋼板の孔径や貫通鉄筋径の寸法増加、およびコンクリートの高強度化などが考えられる。接合部はコンクリート部材と一緒に施工するのが一般的であり、合成構造部材として必要以上の高強度コンクリートを使用するのは不経済である。コンクリートの高強度化に伴う、自己収縮の増加や温度応力の増加によりひび割れの発生も懸念される。また、孔あき鋼板ジベルが所要の耐力を有するためには、貫通鉄筋を配置した鋼板の孔内に密実なコンクリートを充填する必要があり、粘性の高い高強度コンクリートの施工には細心の注意が必要である。

本研究では、あらかじめ高強度モルタルなどで製作した円柱型コンクリート製ジベル（以下、コンクリートジベル）を鋼板の孔内に配置してジベルを構築する手法によって高強度化を図る接合方法について検討した。本方法は、あらかじめコンクリートジベル部分だけを製作するため、ジベルに様々な機能を付加できる点に特徴がある。すなわち、孔あき鋼板ジベルに繊維補強コンクリー

トを使用する場合、鋼板の孔内に短繊維を配置することは容易ではない。これに対して、あらかじめ製作するコンクリートジベルには短繊維を分離することなく配置することが容易である。繊維の配向も製作方法によってコントロールすることが可能と考えられる。また、鋼管充填コンクリートをジベルとして使用することも容易である。本稿では、このような観点からプレキャスト製高強度コンクリートジベルを用いた二面せん断実験を実施し、ジベルの高強度化によるせん断耐力の増加および繊維補強モルタルや鋼管充填モルタルを使用することによる破壊性状の違いについて検討した。

## 2. 実験の概要

試験体形状を図-1に示す。試験体中央は鋼製であり、厚さ16mmのプレートを左右のコンクリートブロックに埋め込む構造である。両側のコンクリートは、図に示す方向からコンクリートを打ち込み、試験時には鋼板部分をボルトで接続して一体化した。

コンクリートジベルの種類を、表-1および図-2に示す。試験体Nは、鋼板とコンクリートとの付着および摩擦によるせん断抵抗力を確認するため、埋め込み鋼板部分に孔やジベルを設けていない。ST1は鋼板の同じ面にφ16mm（高さ100mm）スタッドを溶植したもので、鋼板はコンクリート内に埋め込まれていない。ST2は、φ16mmスタッドを埋め込み鋼板の表と裏に各1本溶植したものである。PBLは、従来の孔あき鋼板ジベルの形状で、左右の埋め込み鋼板に各々φ53mmの孔を1カ所設け、貫通鉄筋としてD10を配置した。これは、複合構造標準示方書<sup>1)</sup>に基づいて算出したST2とPBLとがほぼ

\*1 三井住友建設（株）技術開発センターPC技術グループ長（正会員）

\*2 三井住友建設（株）技術開発センターPC技術グループ主任研究員（正会員）

\*3 三井住友建設（株）技術開発センターPC技術グループ 工修（正会員）

同じ耐力になるように孔径および貫通鉄筋を設定したものである。

HCは、圧縮強度が115N/mm<sup>2</sup>の高強度モルタルでコンクリートジベルを製作し、孔あき鋼板に挿入して隙間をエポキシ樹脂で充填したものである。このとき、コンクリートジベルは載荷に対して鋼板に接触するように配置した。コンクリートジベルはHC+Bを除き外径φ51.6mm、長さ216mmに統一している。HFCは、高強度モルタルに鋼繊維(φ0.2mm、長さ22mm以下)を混入したもので、鋼繊維を混入することで脆性的な破壊を抑制することを目的とした試験体である。HCSは、コンクリートジベル内にD10貫通鉄筋(長さ216mm)を配置したもので、鉄筋の配置を容易にするとともに三次元的な拘束を期待したものである。コンクリートジベルを高強度化すると、コンクリートジベルによる支圧破壊や割裂によりコンクリートにひび割れが発生することが予想さ

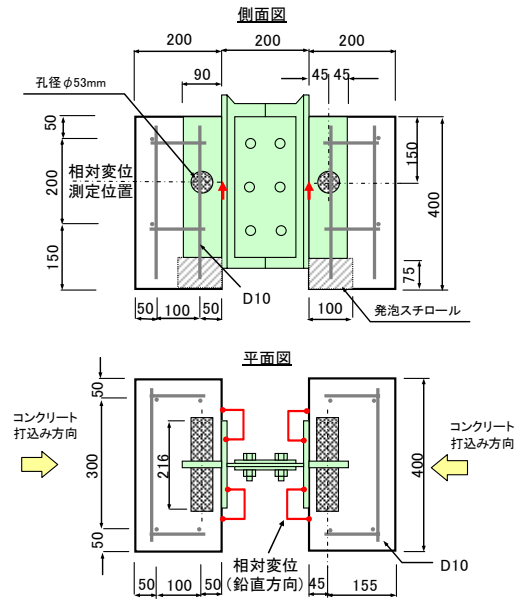


図-1 試験体形状

表-1 試験体の種類

記号	ジベル	ジベル寸法	補強仕様	ジベル強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1	N	なし	-	-	50.2
2	ST1	スタッド(表面接合型)	φ16mm	-	35.2
3	ST2	スタッド(埋め込み型)	φ16mm	-	50.2
4	PBL	孔あき鋼板ジベル	φ53.0mm	貫通鉄筋D10, 一体打ち	35.2
5	HC	高強度モルタル	φ51.8mm	-	50.2
6	HFC	高強度繊維補強モルタル	φ51.8mm	鋼繊維 (繊維体積混入率1.75Vol%)	50.2
7	HCS	高強度モルタル+鉄筋	φ51.8mm	鉄筋D10	50.2
8	HC+SP	高強度モルタル+スパイラル筋補強	φ51.8mm	スパイラル筋φ9mm	50.2
9	HC+B	高強度モルタル(支圧補強型)	φ51.8mm	外径φL=95mm	50.2
10	UFC	超高強度繊維補強モルタル	φ51.8mm	鋼繊維 (繊維体積混入率1.75Vol%)	35.2
11	UFC+SP	超高強度繊維補強モルタル+スパイラル筋補強	φ51.8mm	鋼繊維(1.75Vol%), スパイラル筋φ9mm	50.2
12	UFC+G	超高強度繊維補強モルタル+格子筋補強	φ51.8mm	鋼繊維(1.75Vol%), 格子筋D10mm	50.2
13	CFT	鋼管充填高強度モルタル	φ48.6mm	鋼管φ48.6, t=2.3mm	50.2
14	CFT+SP	鋼管充填高強度モルタル+スパイラル補強	φ48.6mm	鋼管φ48.6, t=2.3mm, スパイラル筋φ9mm	50.2

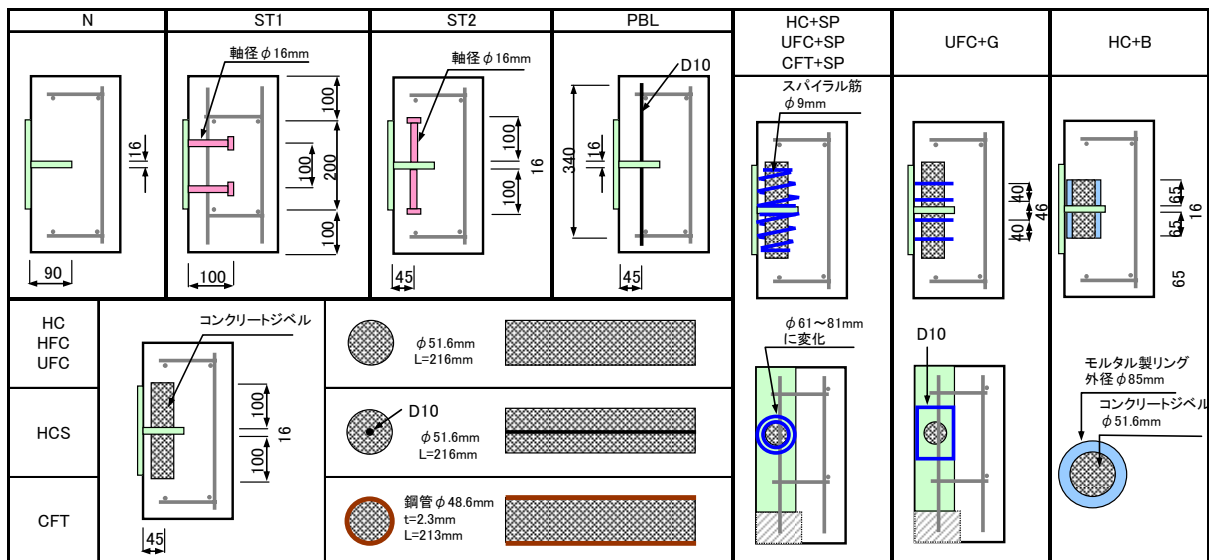


図-2 ジベル形状

れる。HC+SP は、これを抑制することを目的としてコンクリートジベルの周囲にスパイラル筋(φ9mm)を配置した試験体である。HC+B は、コンクリートジベル周囲に高強度モルタルで製作した円筒状のリングを取り付け、支圧面積を増加することで破壊を抑制するものである。UFC は、HC よりさらに圧縮強度を高くし、圧縮強度200N/mm<sup>2</sup>以上の繊維補強モルタルでコンクリートジベルを製作した試験体である。CFT は、外径 48.6mm、厚さ 2.3mm の鋼管内に高強度モルタルを充填したものであり、鋼管の拘束効果による破壊耐力と変形性能の増加を図ったものである。UFC+SP および CFT+SP はジベルの周囲をスパイラル筋で補強したもので、UFC+G はコの字筋を組み合わせてコンクリートジベル周囲を補強したものである。

荷重方法を図-3に示す。試験体両外のコンクリートと支持面との付着または摩擦抵抗が小さいと外側に移動する恐れがあり、ジベルに鉛直方向以外の力が作用するなどせん断耐力に影響を及ぼすことが考えられた。各試験体間のジベル耐力を極力同条件で比較するため下端外側にストッパーを設け、試験体との隙間に石こうを充填して固定した。荷重には2MN 荷重試験機を使用し、ずれ変位が 4.0mm までは 0.2mm 増すごとに荷重・除荷の漸増繰り返し荷重を行い、荷重の下降勾配が観察されれば破壊に至るまで荷重した。ずれ変位は、ジベルを配置した高さ位置の鋼材とコンクリートとの相対変位を試験体の 4 箇所測定した値の平均である。試験は 2 回に分けて行った。コンクリートおよびコンクリートジベルの圧縮強度を表-1に示す。

### 3. 実験結果

荷重試験結果の一覧を表-2に示す。せん断耐力は、ジベル 1 箇所あたりの最大荷重で、荷重荷重の最大値の 1/2 である。頭付きスタッドジベルについては、2 本一組の値である。せん断耐力時のずれ変位を表中に示す。ST1 および ST2 は、ずれ変位の増加に伴って荷重も増加し、約 10mm で荷重が低下した。試験終了後にコンクリートを撤去して破壊状況を確認したところ溶植した直上の母材が破断していた。CFT および CFT+SP のせん断耐力時のずれ変位は、それぞれ 3.8mm および 5.5mm である。それ以外のコンクリートジベルのせん断耐力時のずれ変位は、2mm 以下であり、わずかなずれ変位でせん断耐力を示すことが分かる。コンクリートジベルの破壊は、鋼板面に沿って切断されていた。繊維を混入した試験体の破断面は、切断面を跨いだ鋼繊維がモルタルからすべり抜けて破断面から露出していた。鋼管充填モルタルも鋼板面に沿って鋼管および内部モルタルの切断が確認された。

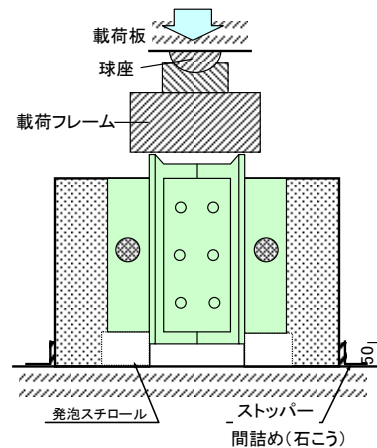


図-3 荷重方法

表-2 実験結果

No.	記号	最大荷重 (kN)	せん断耐力* (kN)	せん断耐力時ずれ変位 (mm)
1	N	96.4	48.2	0.07
2	ST1	521.3	260.7	9.59
3	ST2	688.6	344.3	10.40
4	PBL	371.7	185.9	0.98
5	HC	471.7	235.9	0.80
6	HFC	378.6	189.3	0.56
7	HCS	586.0	293.0	0.72
8	HC+SP	517.1	258.6	0.62
9	HC+B	606.3	303.2	1.78
10	UFC	661.7	330.9	1.00
11	UFC+SP	512.9	256.5	0.61
12	UFC+G	622.3	311.2	0.95
13	CFT	715.4	357.7	3.78
14	CFT+SP	816.3	408.2	5.53

※ジベル1箇所あたりの耐力  
頭付きスタッドジベルは2本1組あたりの耐力

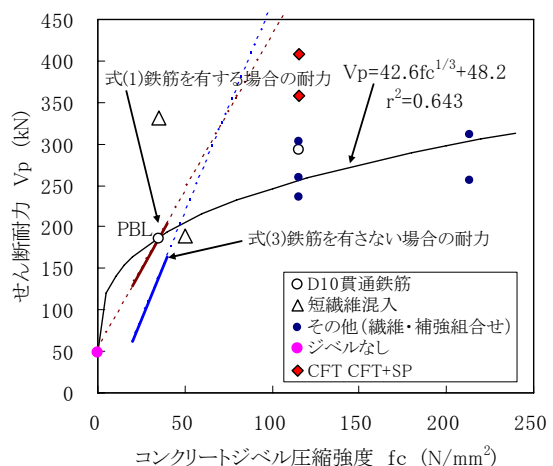


図-4 ジベル圧縮強度とせん断耐力の関係

孔あき鋼板ジベルのせん断耐力算定式<sup>1)</sup>を式(1)~式(4)に示す。これらの式は、コンクリートの圧縮強度と線形関係にあり、その他の基準類<sup>2),3),4)</sup>についても孔あき鋼板ジベルの耐力はコンクリートの圧縮強度と線形関係

の算定式が用いられている。

[貫通鉄筋を有する場合]

$$V_{psud} = (1.85A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \quad (1)$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi^2)}{4} f'_{cd} + \frac{\pi\phi^2}{4} f_{ud} \quad (2)$$

ただし,  $40.1 \times 10^3 \leq A \leq 383.3 \times 10^3$

[貫通鉄筋を有さない場合]

$$V_{psud} = (4.31A - 39.0 \times 10^3) / \gamma_b \quad (3)$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{t}{d}\right)^{1/2} f'_{cd} \quad (4)$$

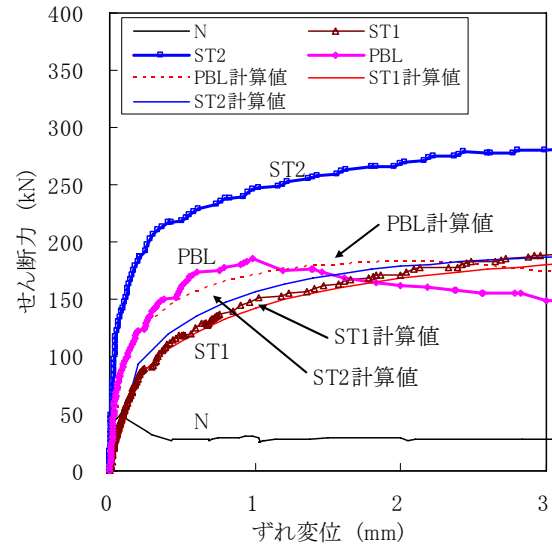
ただし,  $17.3 \times 10^3 \leq A \leq 152.4 \times 10^3$

ここに,  $V_{psud}$ : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力(N),  $\gamma_b$ : 部材係数 (=1.0),  $d$ : 孔径(mm),  $\phi$ : 貫通鉄筋径(mm),  $f'_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f_{ud}$ : 貫通鉄筋の設計引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $t$ : 鋼板の板厚(mm)

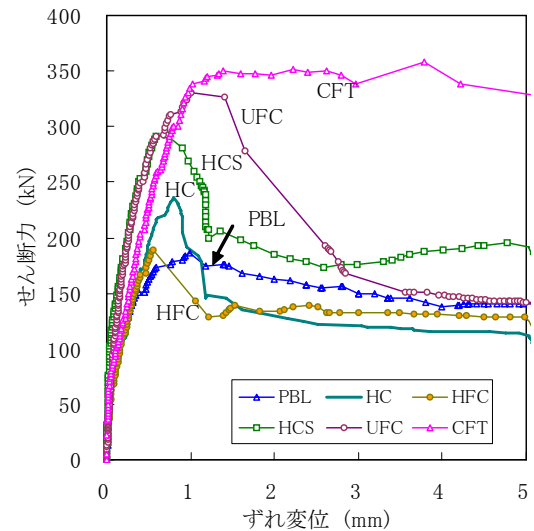
図-4 にコンクリートジベル圧縮強度とせん断耐力との関係を示す。ジベルの効果が期待できない N の値は鋼板とコンクリートとの附着や摩擦による抵抗と考えられ, 全ての試験体に共通に作用していると考えられるため, 圧縮強度 0 N/mm<sup>2</sup> として表示した。式(1)および式(3)の関係を図中に示した。PBL の結果は式(1)とよく一致している。しかしながら, 高強度のコンクリートジベルのせん断耐力は線形的に増加しないことが明らかである。棒部材のせん断耐力式<sup>5)</sup>を参考にコンクリートジベルのせん断耐力が, 圧縮強度の 1/3 乗と線形関係が得られるものとして最小二乗法により回帰した結果を図中に示す。CFT および CFT+SP は鋼管によるコンクリートの拘束効果が大きいため回帰式の算出から除外した。これより, ジベルの圧縮強度を 220N/mm<sup>2</sup> に強度を高めたコンクリートジベルは, 35N/mm<sup>2</sup> の約 1.6 倍のせん断耐力が期待できると言える。

せん断耐力とずれ変位との関係を図-5 に示す。図-5 (a) は, N, ST1, ST2, および PBL の測定結果とスタッドの計算値<sup>1)</sup>および式(1)による PBL 計算値を示したものである。ST1 および PBL の測定結果は計算値とよく一致しているが, ST2 は計算結果より大きな値を示している。計算値は ST1 に比べて ST2 のコンクリート強度が大きいことも反映した結果である。N の測定値から得られた鋼板とコンクリートとの抵抗力 (約 30kN) を勘案しても ST2 のせん断耐力は計算値より大きい。計算式は ST1 のような鋼板表面で接合するスタッドの配置に対して示されているものであり, ST2 の埋込みの接合方法との違いが影響していると考えられる。

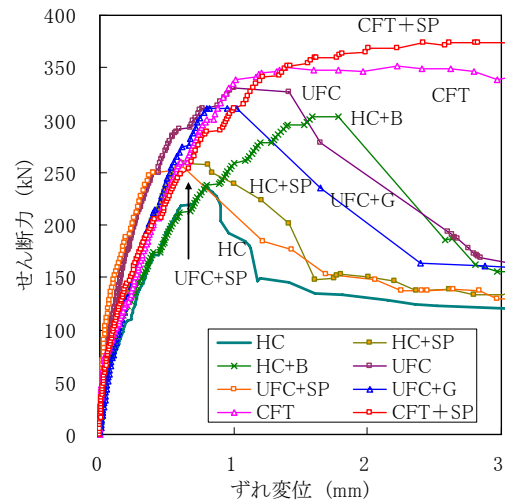
図-5 (b) は, 圧縮強度が異なる試験体を比較した結



(a) 頭付スタッドジベルおよび PBL



(b) 高強度コンクリートジベル



(c) コンクリートジベル補強筋有

図-5 せん断力とずれ変位の関係

果である。PBL と HCS は D10 を配置したもので、PBL は普通コンクリートを使用し、HCS は高強度モルタルを使用している。HFC と UFC は鋼繊維を混入した高強度モルタルと超高強度モルタルである。脆性的な破壊を緩和する目的で混入した鋼繊維の効果は、UFC では最大荷重に達して 0.5mm 程度荷重を保持し続け、その後徐々に荷重が低下しており効果が認められる。HC と HFC を比較すると鋼繊維混入による改善は認められず、短繊維とモルタルとの付着が十分得られなかったことなどが考えられる。鋼管充填モルタルである CFT は、最大荷重近傍に達した後、ずれ変位 5mm 程度までほとんど荷重低下を示さなかった。この結果より、コンクリートジベルの高強度化や鉄筋の配置、鋼管充填モルタルの使用はせん断耐力の増加に寄与することが明らかである。さらに、鋼管充填モルタルは脆性的な破壊を大幅に改善できることも示された。

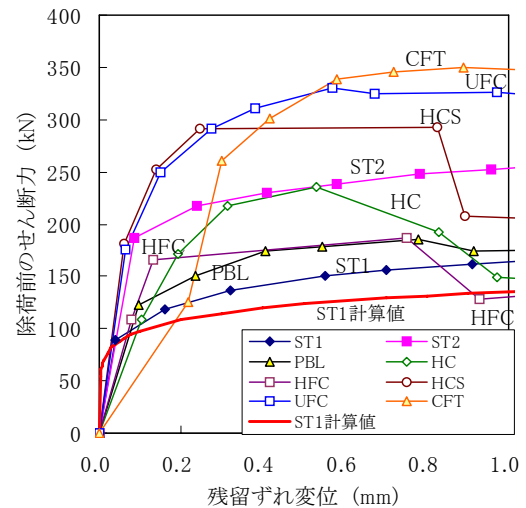
図-5(c)にコンクリートジベル周囲のコンクリートを補強した試験体の結果を示す。HC+SP, UFC+SP, および CFT+SP は、HC, UFC, および CFT のコンクリートジベル周囲をスパイラル筋で補強した試験体である。UFC+SP を除きせん断耐力は約 10%程度増加しており補強効果が得られている。HC+SP では荷重の下降勾配が緩やかである。UFC+G はコンクリートジベル周囲を矩形に囲んだ鉄筋で補強したものであるが、補強しない UFC よりせん断耐力は小さい。UFC に補強鉄筋を配置した試験体が必ずしも良い結果でない原因として、補強筋近傍に粗骨材が回りにくかったことなどが考えられる。モルタルリングを配置して支圧面積を大きくした HC+B のせん断耐力は、HC より 28%高い値を示し、支圧面積を大きくすることも効果的であると考えられる。この結果より、高強度コンクリートジベルの性能を発揮するためには周囲のコンクリートの補強が有用と言える。

図-6 に除荷後の残留ずれ変位と除荷前の荷重との関係を示す。頭付きスタッドの除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係は式(5)で示される<sup>1)</sup>。図中に ST1 計算値として示す。

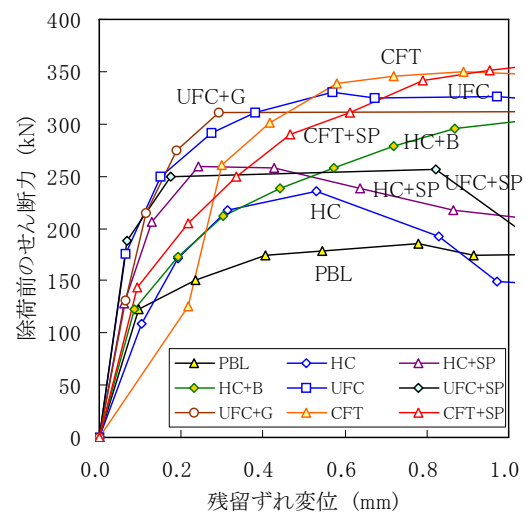
$$V_{ss} = V_{ssud} \{1 - \exp(-6\delta_{ssr} / d_{ss})\}^{0.15} \quad (5)$$

ここに、 $V_{ss}$  : スタッド 1 本に作用する除荷前のせん断力(N),  $V_{ssud}$  : スタッド 1 本の設計せん断耐力,  $\delta_{ssr}$  : 残留ずれ変位(mm),  $d_{ss}$  : スタッドの軸径(mm)

計算値は概ね ST1 実験結果の傾向と一致している。初回の残留ずれ変位は HC や HFC, HC+B, CFT, CFT+SP で大きい。PBL の残留変位も HC+B と同程度に大きいことから、鋼板とコンクリートジベルとの間に生じるわずかな隙間が主要因とは考え難い。スタッドジベルでは、残留ずれ変位が急激に大きくならず小さく抑えるため



(a) 頭付スタッドおよびコンクリートジベル



(b) コンクリートジベル補強筋有

図-6 除荷前のせん断力と残留ずれ変位の関係

の残留ずれ変位は 0.1mm 程度とされている<sup>1)</sup>。本実験で使用したコンクリートジベルにおいても、0.1mm を越えると残留変形が大きくなる傾向を示している。式(5)をもとに式(6)により各々の試験体について除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係を最小二乗法で回帰し、残留ずれ変位が 0.1mm になるときの除荷前のせん断力 ( $V_{ps}$ ) を算出した結果を表-3 に示す。

$$V_{ss} = V_{ssud} \{1 - \exp(\alpha\delta_{ssr})\}^{\beta} \quad (6)$$

ここに、 $\alpha, \beta$  : 係数

UFC のせん断力とずれ変位の履歴載荷の結果を図-7 に示す。頭付スタッドジベルでは、せん断力とずれ変位の関係でずれ変位が急増する点を降伏せん断耐荷力とし、この荷重に約 3 の安全率で除した値を許容せん断力と考えている<sup>6)</sup>。降伏せん断耐荷力  $V_r$  は、コンクリー



トジベルのせん断耐力である最大せん断力の 1/3 の点と原点とを結ぶ初期割線剛性  $K_{st}$  を求め、0.2mm オフセットにより実測値との交点から求める。このようにして求めた初期割線剛性  $K_{st}$  と降伏せん断耐力  $V_r$  を表-3 に示す。初期割線剛性は、コンクリートジベルの高強度化 (HC と UFC, PBL と HCS) や貫通鉄筋の配置 (HC と HCS), 補強筋の配置 (HC と HC+SP, UFC と UFC+SP) によって増加しているが、その増加には明確な傾向は認められなかった。また、HC と同じモルタルを鋼管に充填した CFT の初期割線剛性は HC と同程度であり、差が認められなかった。CFT のジベル径が HC の径より 3.2mm 小さいことや鋼板孔とコンクリートジベルとの隙間が大きいことも影響していると考えられる。 $V_{ps}$  と  $V_r$  とを比較すると、これらの手法が用いられている頭付スタッドジベルの値は概ね一致している。これに対して、コンクリートジベルは、 $V_r$  が同等もしくは大きい傾向にある。すなわち、オフセットにより算出すると残留ずれ変位が 0.1mm より大きくなることを意味している。また、せん断耐力に対する  $V_{ps}$  の比を表中に示す。複合構造標準示方書<sup>1)</sup>では、頭付スタッドおよび孔あき鋼板ジベルの残留ずれ変位 0.1mm を生じる除荷前の荷重は、それぞれ  $V_{psud}$  に対して 0.5 倍および 0.33 倍としている。コンクリートジベルの平均値は、0.61 (0.37~0.87) で 0.33 倍より大きい。PBL の 0.67 と同程度であり、設計では 0.33 倍を用いることができると判断できる。

#### 4. まとめ

- (1) コンクリートジベルのせん断耐力は、コンクリートジベルの圧縮強度を高くすることによって増加することができるが、圧縮強度に比例したせん断耐力の増加は期待できない。コンクリートジベル内部に鉄筋を配置することや鋼管充填コンクリートとすることもせん断耐力増加に有効な方法である。
- (2) コンクリートジベルを鋼管充填コンクリートとすることで脆性的な破壊を大幅に改善できる。
- (3) コンクリートジベル周囲の補強にリング部材を設置してジベル径を大きくすることはせん断耐力向上に効果的である。
- (4) コンクリートジベルの残留ずれ変位が急激に大きくなる点の除荷前のせん断力とせん断耐力との比は、普通強度の孔あき鋼板ジベルと同程度である。

以上の結果より、プレキャスト製コンクリートジベルによる接合方法は、コンクリートジベルに超高強度化や鋼管充填などの様々の機能を付加することが容易にでき、孔あき鋼板ジベルと同等以上の性能が得られることが明らかになった。今後、鋼板とコンクリートジベルと

表-3 ずれ変位急変荷重および初期割線剛性

記号	$V_{ps}$ (kN)	$K_{st}$ (kN/mm)	$V_r$ (kN)	$\frac{V_{ps}}{\text{せん断耐力}}$
ST1	109	466	116	0.42
ST2	196	2690	202	0.57
PBL	125	1690	136	0.67
HC	107	682	190	0.45
HFC	139	1134	149	0.73
HCS	228	2540	214	0.78
HC+SP	183	873	221	0.71
HC+B	132	742	180	0.43
UFC	211	1163	255	0.64
UFC+SP	224	2706	217	0.87
UFC+G	197	698	270	0.63
CFT	167	672	253	0.47
CFT+SP	151	748	219	0.37

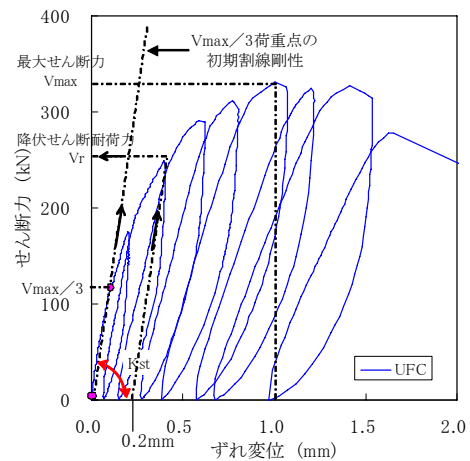


図-7 UFC 履歴曲線

の間に充填した樹脂がコンクリートジベルの初期割線剛性に及ぼす影響について検討する予定である。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：2009年制定複合構造標準示方書, p.59-67, 2009
- 2) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル (案), p.43-45, 2008
- 3) 鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), p.452-453, 2009
- 4) 東日本高速道路, 中日本高速道路, 西日本高速道路：設計要領第二集橋梁建設編, p.9-12, 2009
- 5) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書設計編, p.132-141, 2008
- 6) 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案) とスタッドに関する研究の現状, p.1-18, 1996