

(14) スリット入り鋼パイプを用いた新型ずれ止めの疲労性状に関する実験的検討

中山 和弥¹・山口 隆一²・古内 仁³・上田 多門⁴

¹学生員 北海道大学大学院 工学院 (〒060-8628北海道札幌市北区北13条西8丁目)
E-mail:k-nakayama@eng.hokudai.ac.jp

²正会員 株式会社IHI 技術開発本部 (〒235-8501 神奈川県横浜市磯子区新中原1番地)
E-mail:ryuichi_yamaguchi@ihi.co.jp

³正会員 北海道大学大学院 工学研究院 (〒060-8628北海道札幌市北区北13条西8丁目)
E-mail:jin@eng.hokudai.ac.jp

⁴フェロー 北海道大学大学院 工学研究院 (〒060-8628北海道札幌市北区北13条西8丁目)
E-mail:ueda@eng.hokudai.ac.jp

鋼コンクリート複合構造の接合部では、狭隘な個所にずれ止めや鉄筋が数多く配置される場合があるため、施工が困難であるとともにコンクリートの充填性が悪くなることが懸念される。これらの問題点を解決するため、スリット入り鋼パイプを用いた新型のずれ止めが開発された。この研究では、新型ずれ止めに対する静的実験と疲労実験を行なった。静的実験の結果に対しては、土木学会複合構造示方書のずれ止めのせん断力-ずれ変位曲線を適用することができた。疲労試験の結果に基づいて、残留ずれ変位を疲労荷重振幅と繰り返し回数によって予測できる式を提案した。この提案式は、もっと多くのデータについて検証する必要があるが、本実験に対しては残留変位のみならず疲労寿命も適度に予測することができた。

Key Words : hybrid structure, shear connector, slitted steel pipe, fatigue behavior

1. はじめに

スリット入り鋼パイプを用いたずれ止めは、図-1に示すように孔あき鋼板に挿入するタイプのずれ止め（以下、グリップジベルと表記する）で、施工の簡素化とせん断伝達耐力の向上を目的として開発された¹⁾。混合構造における鋼桁とプレストレスコンクリート桁の接合部やラーメン橋脚部における接合部などは、一般に設計上狭隘な個所に多くのずれ止めや鉄筋が配置することが要求されるが、施工することが困難となる場合がある。

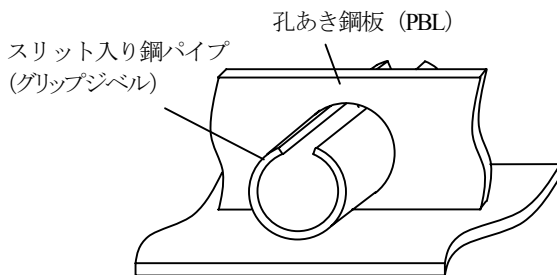


図-1 スリット入り鋼パイプジベルの概略図

本研究で対照しているグリップジベルは、このような箇所への適用が期待できる。グリップジベルは、既往の実験²⁾³⁾から優れた耐荷性能を有することが確認されているが、繰り返し作用する荷重下における性状については明らかとなっていない。本研究では、繰り返し荷重下における耐力と変形について調べるために、疲労載荷試験を実施した。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

図-2に示すように実験供試体は、宇都宮大学で行われた孔あき鋼板ジベル（以下、PBLと表記する）の押抜き試験⁴⁾を参考として、1ブロックタイプの形状とした。

コンクリートは、レディミクストコンクリート（早強セメント、呼び強度 27、スランプ 15cm、粗骨材の最大寸法 20mm）を使用し、打設はグリップジベルのスリット部分が上向きになるように型枠を回転し、スリットの

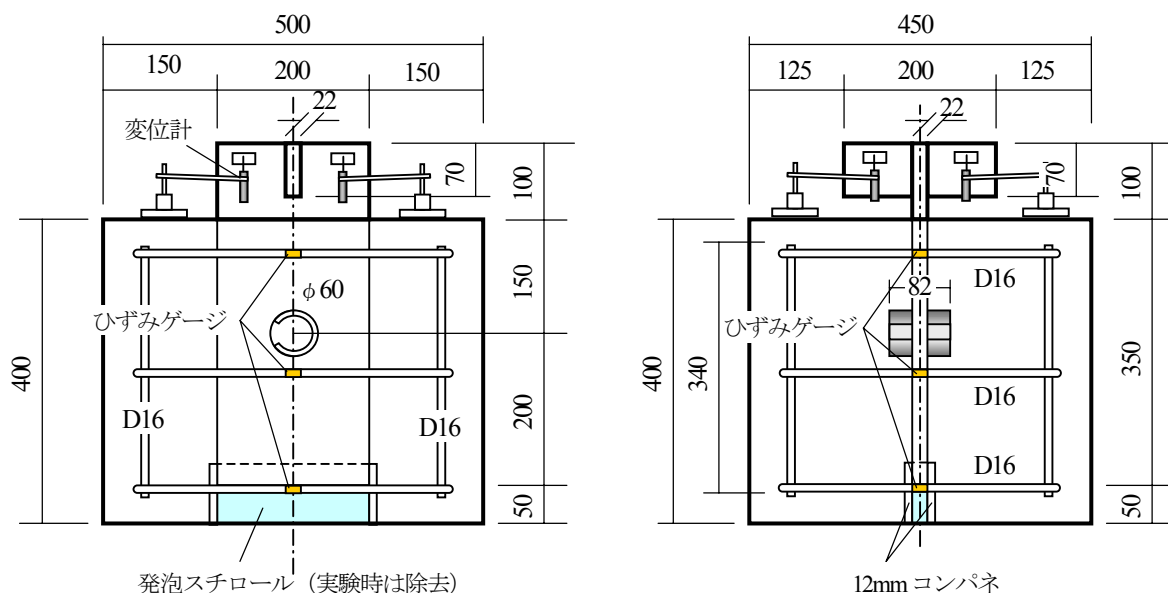


図-2 実験供試体

法線方向から行った。

PBL には SS400 (実測降伏強度 266N/mm^2)，鋼パイプ には STK400 (同 384N/mm^2) を使用した。PBL は、降伏 による破壊を防ぐために十分な板厚 ($t=22\text{mm}$) を持た せた。鋼パイプの長さは、PBL からの張出長がパイプ径 の $1/2$ の長さとなるように $L=D+t$ (D はパイプ径) と した。また、PBL は載荷時の偏心を防ぐため、上端部か ら 70cm までは十字型とした。

コンクリートブロックの補強鉄筋には、D16 異形棒鋼 (SD345) をループ状にして使用し、高さ方向に 3 段に 分けて配置した。PBL 底部は、床からの支圧を受けない ように 30mm の高さの空洞部を設けた。コンクリートブ ロック底面には敷モルタルを施した。

実験パラメータは表-1 に示すように、静的試験供試体 1 体と疲労試験供試体 3 体を用意した。疲労試験にお ける変数は上限荷重比とし、静的載荷試験で得られた最大 荷重の 85% 、 75% 、 65% とした。

(2) 測定項目および載荷方法

測定項目は載荷荷重、鋼材の十字型上端部におけるコ ンクリートブロックに対する相対ずれ変位、鋼パイプの 軸方向ひずみおよび補強鉄筋のひずみとした。静的載荷 試験では 1000kN ローゼンハウゼン試験機を、疲労載荷 試験では動的 500kN アクチュエータを用いて、PBL の軸 方向に鉛直下向きに載荷した。載荷する際には、PBL の 十字型部分に球座を載せた。静的試験における変位計を コンクリートブロックの四隅に金属板を設置した上で、 その上に変位計付属のマグネットスタンドで固定し、 PBL 上端部の変位を 4 点で計測した (図-2 参照)。疲労 載荷における変位は、直接アクチュエータのコントロー

表-1 実験変数

供試体	載荷方法	下限荷重	上限荷重
U60-82-STL	静的単調	—	—
U60-82-F85	疲労	10%	85%
U60-82-F75	疲労	10%	75%
U60-82-F65	疲労	10%	65%

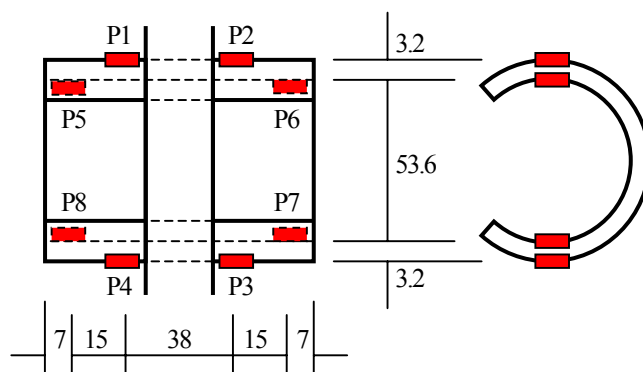


図-3 スリット鋼パイプのひずみゲージ位置

ラから出力されるピストン変位の値を用いた。

鋼パイプのひずみゲージは、図-3 に示すように載荷方 向に対して、上下向かい合わせで 4 箇所の位置に取り付 けた。ただし、ゲージを貼り付ける十分なスペースがな かったため、両端のゲージはパイプ内側に貼り付けた。 補強鉄筋のひずみゲージ取り付け位置は、各 4 辺の中央 部とした (図-2 参照)。

3. 実験結果

(1) 静的載荷試験

a) 最大荷重および既往の実験結果²⁾との比較

静的載荷試験の結果を表-2に、作用せん断力と相対ずれ変位量の関係を図-4に示す。本実験（供試体 U60-82-STL）では、最大荷重は 564.6kN であり、その時の相対ずれ変位は 15.68mm であった。表および図には参考値として、既往の実験で行われた同一寸法のグリップジベルの供試体 C03 の結果²⁾も示している。

図に示した相対ずれ変位量は、4 隅で測定した変位量の平均値とした。最大荷重を迎えた後は、相対ずれ変位が増えるとともに作用荷重が低下し、20mm 付近で急激に低下し耐力を喪失した。

既往の実験は、日本鋼構造協会「頭付きスタッドの押し抜きせん断試験方法(案)」⁵⁾の実験供試体に準じて作製されている。そのため、本実験と供試体形状・寸法が異なる。本研究の供試体との大きな違いは、補強鉄筋が閉合していない（グリップジベルの周囲を完全に取り囲んでいない）ことである。この結果、U60-82-STL はコンクリート強度が C03 の 6 割程度しかないにもかかわらず、最大荷重は 2 倍程度大きくなっている。

2 つの試験体の荷重－ずれ変位曲線比較から、初期勾配は同程度と思われるが、最大荷重時のずれ変位には大きな違いがあった。供試体 C03 の最大荷重時のずれ変位 2.55mm に対して、U60-82-STL は 14.59mm であることから C03 の 6 倍近い大きな変形まで耐えうることができたと言える。

以上の結果は、コンクリートブロック内の補強鉄筋量と配置方法の違いから生じたものと考えられる。すなわち、両者は鉄筋が取り囲んでいるコンクリートの拘束の程度が異なることと、コンクリートに発生したひび割れに対する補強効果が異なることが、せん断耐力に大きく影響していたと言える。また、鉄筋径の違いもひび割れの抑制と拘束効果に影響を与えると推察される。

b) せん断耐力－ずれ変位関係のモデル化に対する考察

複合構造標準示方書⁶⁾のずれ止めのせん断耐力－ずれ変位曲線のモデル式によると、作用せん断力（荷重）は次式で求めることができる。

$$V_{ss} = V_{ssud} (1 - e^{-\alpha \cdot \delta_{ss}})^{\beta} \quad (1)$$

ここに、 V_{ss} : 作用せん断力
 V_{ssud} : 設計せん断耐力
 δ_{ss} : ずれ変位量
 α, β : 係数

この式に、 V_{ssud} として実験で得られた最大荷重、

表-2 静的載荷試験結果

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	試験方法
U60-82-STL	29.6	565.4	宇都宮大学 方式
C03	48.2	276.7	JSCC スタッド 押抜き試験

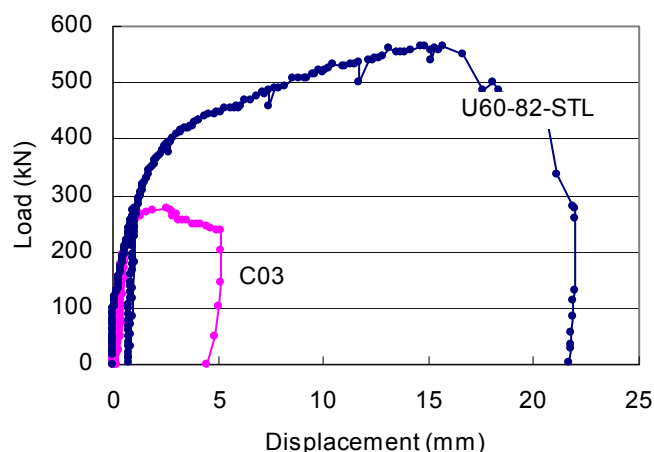


図-4 せん断力－ずれ変位関係の比較

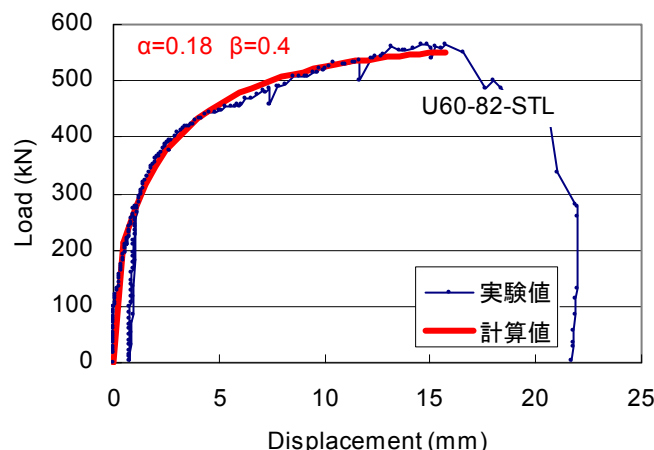


図-5 せん断力－ずれ変位関係の試算（U60-82-STL）

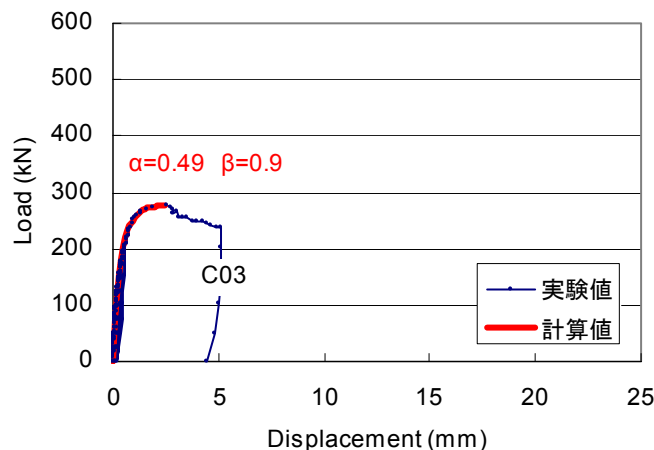


図-6 せん断力－ずれ変位関係の試算（C03）

δ_{ss} に実測変位 δ を適用し、 α 、 β に適当な値を与えると、図-5 および図-6 に示すようにグリップジベルの荷重—ずれ変位の関係を概ねトレースすることができる。したがって、示方書のモデル式は本研究のグリップジベルにも準用が可能と思われるが、 α 、 β の値については、鋼パイプの剛性や長さのほか、拘束力の影響も考慮する必要がある。

c) 補強鉄筋の影響

補強鉄筋のひずみを図-7～9 に示す。各図は上段、中段、下段の鉄筋のひずみを示している。これらの図から、どの方向においても下段の鉄筋のひずみが大きく、次に中段の鉄筋のひずみが後を追うようになっている。これは、鉛直下向きに載荷しているため、グリップジベルが負担した荷重がコンクリートを介して下方向伝播したものと考えられる。

また、鋼パイプと平行している鉄筋と直交している鉄筋のひずみを比較すると、引張応力が大きいのは鋼パイプと直交方向にある鉄筋であることが分かる。図中の線の変曲点の違いで見ると、直交方向の鉄筋では 350～400kN 付近で、平行方向の鉄筋では 400～450kN 付近に位置している。したがって、コンクリートブロック内部では、先に鋼パイプと平行方向にひび割れが発生し、その後で直交方向にひび割れが発生していると考えられる。参考として、表面に現れたひび割れ状況を写真-1 に示す。

d) グリップジベルの変形

試験後のコンクリートブロック解体により確認したグリップジベルを写真-2 に示す。鋼パイプは PBL に押されて中央部が大きな扁平形状になっていることが確認できるが、破断には至っていなかった。また、鋼パイプの端部は比較的円形を保っており、破壊は鋼パイプの中央部の局所的な領域で起こっていると考えられる。

鋼パイプの曲率を図-10 および図-11 に示す。鋼パイプの曲率 ρ は、以下のように求めた。

$$\rho = (\varepsilon_b - \varepsilon_u) / \phi \quad (2)$$

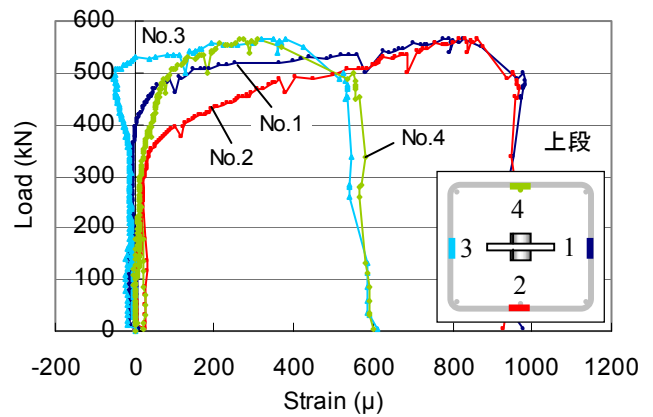


図-7 補強鉄筋のひずみ（上段）

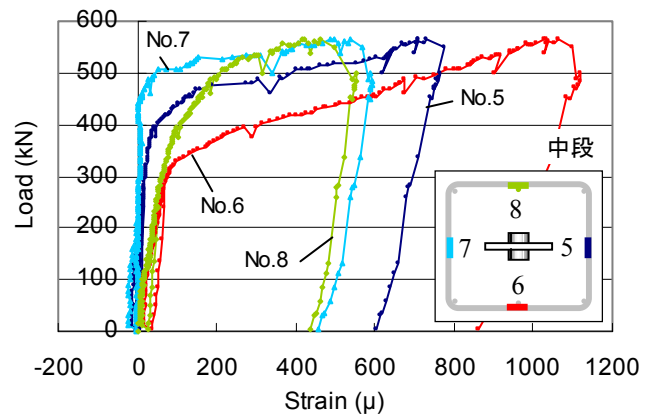


図-8 補強鉄筋のひずみ（中段）

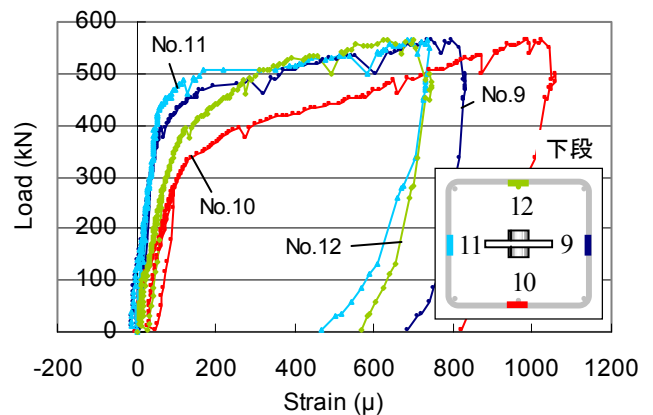


図-9 補強鉄筋のひずみ（下段）



写真-1 コンクリートブロックのひび割れ発生状況



写真-2 鋼パイプの変形

ここに、 ρ : 曲率

ε_u : 鋼パイプの上面のひずみ

ε_b : 鋼パイプの下面のひずみ

ϕ : 鋼パイプの外径もしくは内径

鋼パイプの両端部の曲率は、載荷初期から最大荷重の80%まで、正の曲率で増加している。一方、鋼パイプ中央部付近（PBL近傍）の曲率では、初期段階では荷重が増加するにつれて曲率が正であるが、300kNを超え始めると符号が逆転している。これは、試験後の解体で明らかになったように、PBLに接している部分の鋼パイプ両脇の降伏が進行し、その変形が局部的に大きくなったためと考えられる。

(2) 疲労載荷試験

a) 疲労寿命

上限荷重を85%と75%に設定した供試体は、表-3に示すようにそれぞれ164回と167,064回の載荷回数で破壊に至った。上限荷重65%の供試体は、200万回載荷で破壊しなかったため、201万回目で残存耐力を調べたところ、約400kNで最大となった。

コンクリート標準示方書⁷⁾では、一定応力の繰返しによる場合の疲労強度式として、以下に示すように最小応力と応力振幅で表すGoodman型が採用されている。

$$S_r = (1 - S_{\min}) \left(1 - \frac{\log N}{K} \right) \quad (3)$$

ここに、 N : 疲労寿命

K : 係数

S_r : $S_{\max} - S_{\min}$

$S_{\min}$: 最小応力と静的強度の比

$S_{\max}$: 最大応力と静的強度の比

ここで、式中の $S_{\min}$ を下限荷重と静的せん断耐力の比、 $S_{\max}$ を上限荷重と静的せん断耐力の比として、供試体U60-82-F85とU60-82-F75のデータを用いて最小二乗法により K を算出すると次式を得る。

$$S_r = 0.9 \left(1 - \frac{\log N}{17.68} \right) \quad (4)$$

図-12は、縦軸に正規化された荷重振幅、横軸に破壊に至るまでの繰返し回数（疲労寿命）をとり、本実験データをプロットしたものである。また、図中実線は(4)式によるS-N線である。なお、U60-82-F65は載荷回数200万回で打ち切っているが、(4)式からは $\log N = 6.87$ ($N = 7,490,528$ 回)の推定値が得られる。

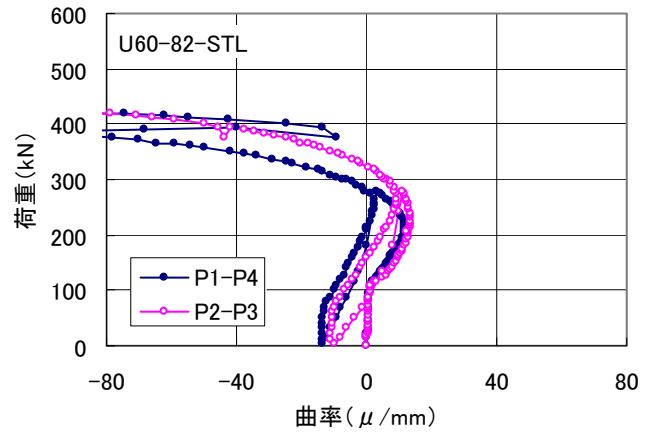


図-10 鋼パイプの曲率（中央部付近）

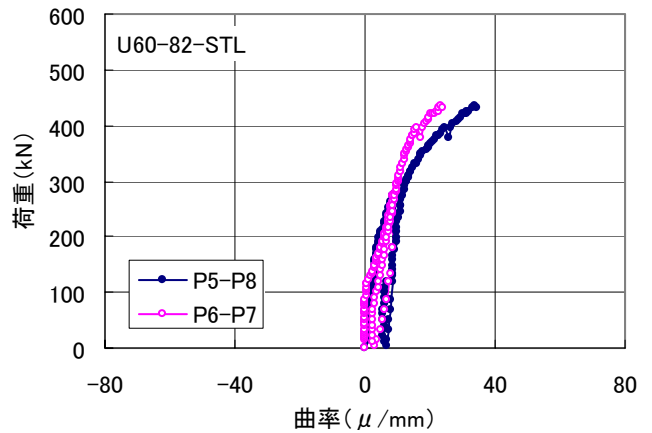


図-11 鋼パイプの曲率（両端部）

表-3 疲労載荷試験結果

供試体	上限荷重比 (%)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	疲労寿命 (回)
U60-82-F85	85	30.8	164
U60-82-F75	75	32.4	167,064
U60-82-F65	65	28.5	2,000,000*

* 200万回で破壊しなかったため、上限荷重を90% (508.9kN) に設定し直して載荷した結果、1回目の載荷の約400kNで破壊した。

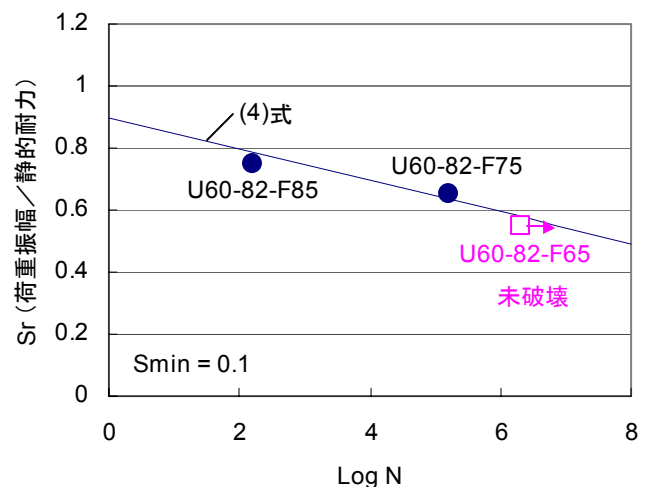


図-12 S-N関係

b) 繰り返し载荷回数とずれ変位量の関係

3体の供試体の荷重—ずれ変位の関係を図13～15に示す。なお、本疲労試験における変位は試験機のピストン変位であるため、载荷フレームの変形等を含んでいる。そのため、ここでは初回载荷時の変位量が静的载荷試験の変位量と一致するように補正を行った。図中の○が静的载荷試験のずれ変位を、●が疲労载荷試験のずれ変位を表している。

各供試体は、それぞれ破壊するまで1, 10, 100, 1000, 10000, 10万, 100万, 200万回载荷時に計測を予定していたが、U60-82-F85は100回目、U60-82-F75は10万回目の载荷が最後の計測値となった。これらの図より、繰り返し载荷が増えるにつれて、残留ずれ変位が増加していくことがわかるが、荷重振幅が大きいほど残留ずれ変位の増加が大きくなることが示されている。

U60-82-F85とU60-82-F75供試体の疲労破壊が生じるときのずれ変位量は、静的载荷試験の最大荷重時の変位量とほぼ同じであることが分かる。U60-82-F65については、载荷回数が200万回までしか計測されていないが、そのときのずれ変位量は静的载荷試験破壊時の80%程度である。

いずれの供試体も、载荷回数の増加に伴って、曲線の傾きが緩やかになる剛性低下は見られなかった。静的载荷試験の結果から、グリップジベルは300kN付近でパイプの局部降伏が発生していると考えられるので、これを上回る荷重を繰り返し载荷した場合には塑性変形が累積されて残留変位が増加していくと考えられる。

c) グリップジベルの破壊状況

疲労試験終了後にコンクリートブロックを解体し、グリップジベルを確認したところ、鋼パイプが切断されているのが確認できた。その様子を写真-3に示す。静的载荷試験では鋼パイプの破断は見られなかったが、疲労载荷試験では繰り返し荷重によって、疲労亀裂が発生して徐々にその亀裂が進行していったと推察される。

d) 疲労载荷試験における残留ずれ変位

疲労試験におけるずれ変位の増加は、図13～15に示したとおりであるが、ここでは载荷回数と上限荷重時のずれ変位の関係を示したものである。ただし、縦軸のずれ変位は、初回载荷の下限荷重時のずれ変位を差し引き、静的試験最大荷重時のずれ変位で除して正規化している。すなわち、繰り返し作用する荷重によって蓄積される残留ずれ変位を表している。

供試体ごとの比較から、ずれ変位の増加傾向は概ね類似していることがわかる。個々の供試体のデータに対して指数関数を用いて近似を行うと図中の実線のようになる。得られた近似曲線では、指数部の係数はほぼ同じで

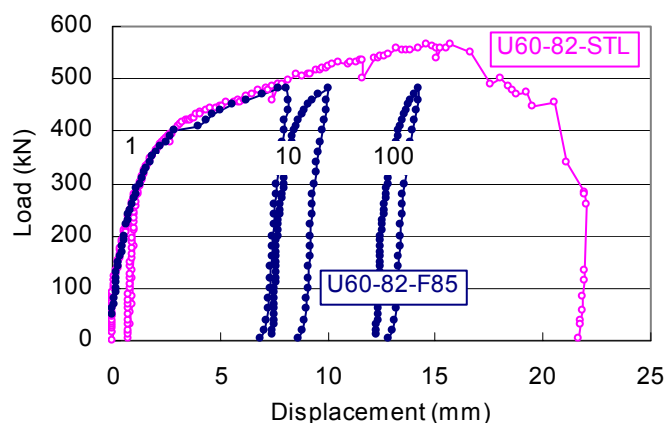


図-13 せん断力—ずれ変位の関係 (U60-82-F85)

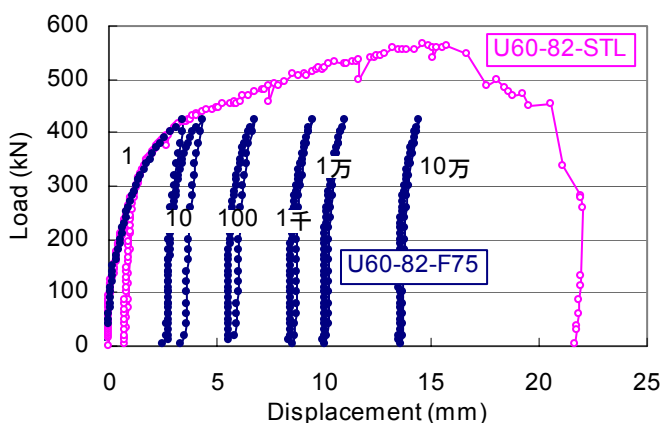


図-14 せん断力—ずれ変位の関係 (U60-82-F75)

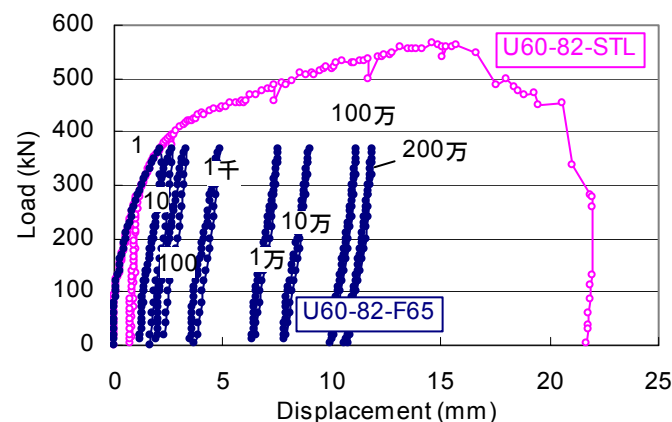


図-15 せん断力—ずれ変位の関係 (U60-82-F65)



写真-3 疲労試験における鋼パイプの破壊状況

あることから、平均値を用いて定数 0.30 を得ることができる。係数部については、荷重振幅の大きさによって異なるので、図-17 に示すように S_r 値と関連付けて近似を行うと、3つの供試体に共通して以下の式を得ることができる。

$$\delta / \delta_{su} = 1.72 S_r^{4.64} e^{0.30 \log N} \quad (5)$$

ここに、 δ : 永久荷重（初回載荷時）によって発生するずれ変位から増加するずれ変位量

δ_{su} : 静的荷重下における最大荷重時のずれ変位量

S_r : 荷重振幅

N : 繰返し回数

図-18 に(5)式による試算結果を示す。図中には、あわせて3つの供試体のずれ変位量も示したが、概ねデータとの整合性はとれている。

ところで、疲労破壊したときのずれ変位量は、実験上の都合から得ることができていないが、U60-82-F85 と U60-82-F75 の最後の測定時におけるずれ変位は、静的試験の最大荷重時のずれ変位に近い値となっている。今、疲労破壊時のずれ変位が、静的試験の最大荷重時のずれ変位と一致すると仮定すると、このモデルからも疲労寿命を計算することができる。この仮定に基づく、 $(\delta_0 + \delta) / \delta_{su} = 1.0$ （ただし δ_0 は永久荷重初回載荷時によって発生するずれ変位）の位置が疲労破壊を表す点となる。この仮定に基づく実験供試体に対する試算結果を表-4 に示す。なお、本実験の δ_0 / δ_{su} は 0.0198 である。この結果、U60-82-F85 と U60-82-F75 については、精度が高くないものの実験値に対して概ね妥当な値を示している。U60-82-F65 については、実験では疲労寿命が不明であったが、試算結果からは $\log N = 7.37$ を得た。なお、(4)式の S-N 関係から得られた疲労寿命は $\log N = 6.87$ であり、オーダーとしては比較的良好一致であると判断できそうである。

構造物の設計において、ずれ止めを使用する際には、使用性を考慮して静的耐力の 1/3 以下の作用荷重下で用いられることが一般的である。図-18 には、 $S_r = 0.25 \sim 0.85$ ($S_{min} = 0.1$ として) の試算結果も示した。

この結果より、 S_r が 0.25 や 0.30 のケースでは、載荷回数が 10^8 回のレベルでも破壊時ずれ変位の 10% 程度以下の増加に留まっている。したがって、本研究のグリップジベルにおいても、作用せん断力がずれ耐力の 1/3 程度であれば半永久的に機能を保持できるものと考えられる。

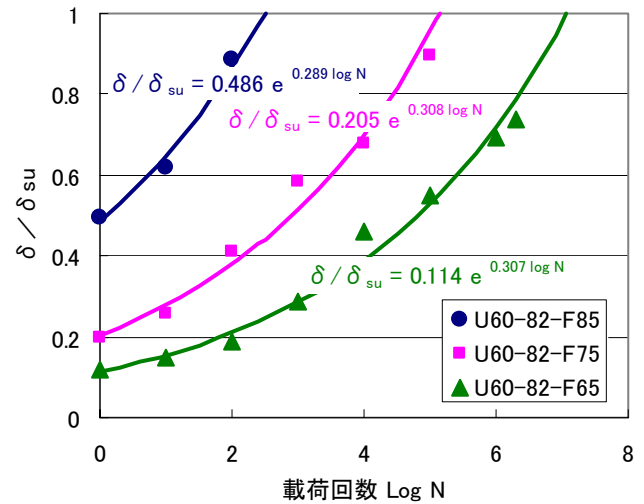


図-16 載荷回数と残留ずれ変位の関係

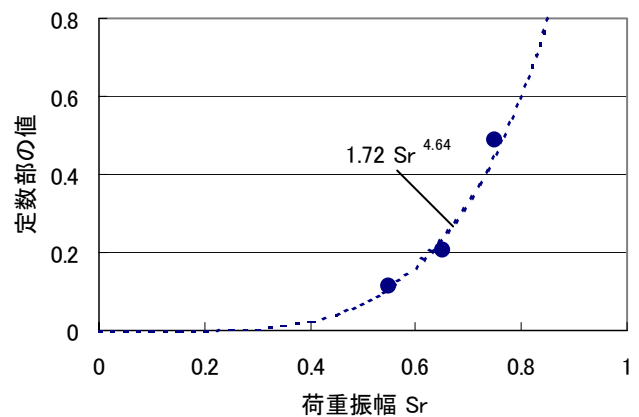


図-17 残留ずれ変位に与える荷重振幅の影響

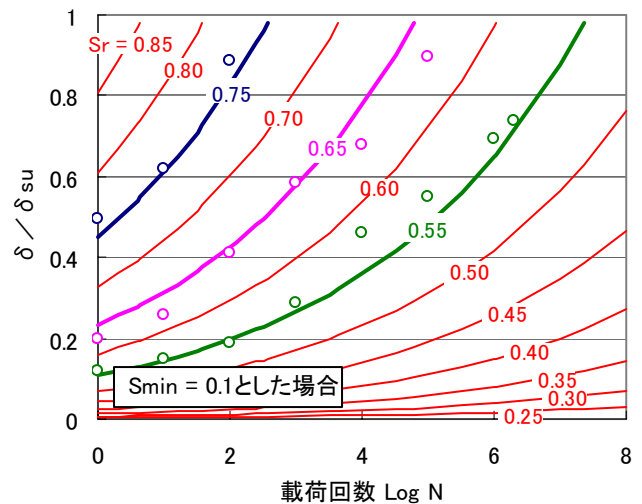


図-18 荷重振幅を変動させたときの試算結果

表-4 残留ずれ変位モデルによる疲労寿命の推定値

供試体	疲労寿命 $\log N$		
	実験値	(4)式	(5)式
U60-82-F85	2.21	2.94	2.58
U60-82-F75	5.22	4.91	4.79
U60-82-F65	6.30 以上	6.87	7.37

4 結論

本研究より得られた知見を以下に示す。

- (1) 静的載荷試験より得られた鋼パイプジベル（グリップジベル）のせん断耐力は、同一寸法のグリップジベルの既往の実験結果と比較して約2倍程度大きな値となった。既往の供試体との大きな違いは、補強鉄筋量と配置方法（閉合の有無）であることから、コンクリートに与える拘束効果が耐力に大きな影響を与えたものと考えられる。特に、荷重が鉛直下向きに作用している場合、鋼パイプより下側にある鉄筋の拘束効果が大きな影響を与えていると考えられる。
- (2) 静的載荷試験における荷重—ずれ変位関係について、本研究と既往の実験結果と比較したところ、初期勾配は同程度であるが、最大荷重時のずれ変位は、本研究の供試体が既往の実験供試体の6倍近い大きな値となった。これも先に述べたように、鉄筋の拘束効果によるものと考えられる。
- (3) 土木学会の複合構造標準示方書のずれ止めのせん断力—ずれ変位のモデル式を本研究のグリップジベルに適用したところ、最大荷重までの挙動をほぼとらえることができた。ただし、式中使用される係数に与える影響因子を特定できていないため、さらに詳細な検討が必要である。
- (4) 下限荷重を静的耐力の10%に固定し、上限荷重を85%、75%、65%として疲労試験を実施した。この結果、上限荷重を85%と75%に設定した供試体は、それぞれ164回と167,064回の載荷回数で破壊に至った。上限荷重65%の供試体は、200万回載荷で破壊しなかった。
- (5) 本研究の供試体に対する疲労寿命について、最小荷

重と荷重振幅を用いて疲労強度式を導いた。その結果、式中で用いられている係数は17.68となった。なお、上限荷重65%の供試体については、得られたS-N関係による予測では約750万回という結果であった。

- (6) 疲労載荷試験における残留ずれ変位について、荷重振幅と繰り返し載荷回数を用いて推定するモデルを作成した。このモデルから得られる疲労寿命は、先に導いたS-N関係から得られる疲労寿命とほぼ一致した。また、荷重振幅を変数として試算を行った結果、最大荷重の1/3程度以下の荷重の繰り返しでは、残留ずれ変位は静的最大荷重時のずれ変位の10%程度以下であることが示された。

参考文献

- 1) 山口隆一，中村善彦：孔あき鋼板ジベルを改良した新型ジベルの押抜き試験，第64回年次学術講演会報告集，CS，pp.71-72，2009
- 2) 山口隆一，古内 仁，上田多門：鋼パイプを用いた新型ずれ止め構造の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1231-1236，2010
- 3) 中山和弥，山口隆一，古内 仁，上田多門：スリット入り鋼パイプを用いた新型ずれ止めのせん断耐力に関する研究，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，V，pp.1433-1434，2010
- 4) 中島章典，内藤雅人，鈴木康夫：長手方向に複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担特性，第8回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，CD-ROM，2009
- 5) 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法（案），1996
- 6) 土木学会：複合構造標準示方書，2007
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書「設計編」，2007

EXPERIMENTAL STUDY ON FATIGUE BEHAVIOR FOR THE NEW SHEAR CONNECTOR USING SLITTED STEEL PIPE

Kazuya NAKAYAMA, Ryuichi YAMAGUCHI, Hitoshi FURUCHI and Tamon UEDA

Shear connectors or steel bars are often used at a narrow joint part of steel-concrete hybrid structures. Thus construction is difficult to assure sufficient compaction of concrete. To solve this problem, a new shear connector was proposed recently. In this study, static test and fatigue test were conducted on the new shear connectors. The shear force-displacement curve presented by JSCE was applicable to the results of static test. From the results of fatigue test, the prediction formulas were proposed to predict the remaining displacement, which is dependent on cyclic number and amplitude of fatigue load. The proposed formulas, which are necessary to be proven for more test data, could predict the test results, not only remaining displacement but also fatigue life, in this study reasonably.