

(24) 繰返しせん断力を受ける バーリングシアコネクタおよび 孔あき鋼板ジベルの履歴特性に関する研究

宇賀村 太貴¹・田中 照久²・楠本 彩七³・堺 純一⁴

¹ 正会員 福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻（〒814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19-1）

E-mail: td224002@cis.fukuoka-u.ac.jp

² 正会員 福岡大学准教授 工学部建築学科（〒814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19-1）

E-mail: sttanaka@fukuoka-u.ac.jp

³ 正会員 福岡大学助手 工学部建築学科（〒814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19-1）

E-mail: a-kusumoto@fukuoka-u.ac.jp

⁴ 正会員 福岡大学教授 工学部建築学科（〒814-0180 福岡市城南区七隈八丁目 19-1）

E-mail: sakaij@fukuoka-u.ac.jp

機械的ずれ止めは、鋼とコンクリートとの応力伝達要素である。頭付きスタッドをはじめとする孔あき鋼板ジベルやバーリングシアコネクタにおいては、鋼とコンクリートの接合部を模擬した押抜き試験が行われ、その結果に基づいて、ずれ止めの耐力評価式が構築されている。しかし、地震時の多数回繰返しせん断力が作用すると、ずれ止めの性能が劣化する恐れがある。そのため、ずれ止めを用いた接合部性能を正確に評価するためには、ずれ止めの復元力特性を把握する必要がある。本論文では、バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルにおける、孔径、コンクリート圧縮強度、スラブ厚、および鉄筋量の違いに着目した、正負交番繰返し荷重の押抜き試験を実施し、単調荷重と比較しながら、各ずれ変位時における耐力について検討した。

Key Words: Mechanical Shear Connector, Shear Strength, Slip-displacement, Push-out Test, Restoring Characteristics

1. 序論

鋼材とコンクリートの応力伝達機構として、機械的抵抗によるずれ止めは重要な役割を持つ。ずれ止めには頭付きスタッド¹⁾が多用されているが、近年の建築構造分野では孔あき鋼板ジベル²⁾の研究が進められ、日本建築学会の「鋼・コンクリート機械的ずれ止め構造設計指針」³⁾に終局耐力および許容耐力に関して提示された。また、高剛性・高耐力を有するバーリングシアコネクタ⁴⁾が開発され、実用化が進められている。各種ずれ止めの力学特性は、鋼とコンクリートの接合部を模擬した試験体で押抜き試験が行われ、その実験結果に基づいて、せん断耐力評価式が提案されている。既往の研究は、単調荷重

試験が多いこと、最大耐力に注目したものが多くことが挙げられ、正負交番の繰返し性状を調べた研究は少なく復元力特性は明らかにされていない。地震時の多数回繰返しせん断力が作用すると、ずれ止め性能が劣化する可能性があり、ずれ止めを用いた接合部の復元力特性を正確に評価するには、ずれ止めの耐力低下特性を把握する必要がある⁵⁾。

そこで本論では、バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのずれ止めを対象に、孔径、コンクリート圧縮強度、スラブ厚、および鉄筋量の違いに着目した、正負交番繰返し荷重と単調荷重の押抜き試験を実施し、繰返し荷重における各ずれ変位の耐力の変化を定量的に調べることを目的とする。

2. 実験計画

(1) 押抜き試験体

押抜き試験体の概要を図-1に示す。試験体はH形鋼フランジ面に設けたずれ止めを介してコンクリートスラブが取り付けられた形式である。H形鋼はH-200×200×8×12(SS400)を使用し、両端部には荷重装置と連結するためにベースプレートを選けた。コンクリートスラブの厚さは150mm, 200mm, 幅400mm, 材軸方向の長さは500mmであり、両端に厚さ16mmの鋼板を選けた。横補強筋は、異形鉄筋D13(SD295)を使用し、ずれ止め中心位置を基準に100mm(計5本), 50mm(計9本)間隔で配筋した。縦筋は横補強筋の固定用にD13を配置した。

バーリング鋼板と孔あき鋼板のずれ止めは、H形鋼フランジ面のウェブ芯上にT形に全周隅肉溶接で取り付

けた。ずれ止め鋼板の両端(小口)には発泡材を配置して支圧の影響を除去している。コンクリートと接するH形鋼フランジ面には、接着・付着・摩擦作用を除去するために、厚さ2.3mmのフッ素樹脂(PTFE)粘着テープを貼り付けた。

(2) 実験変数

試験体一覧を表-1に示す。実験変数はずれ止めの種類、コンクリート圧縮強度、スラブ厚、横補強筋量および荷重方法とし、各試験体1体の計14体とする。ずれ止めはバーリングシアコネクタ、孔あき鋼板ジベルである。バーリング鋼板と孔あき鋼板の円孔の直径 d_h は50φ・60φの2種類とする。コンクリート圧縮強度 σ_b は32.0(F_c30), 45.6(F_c40), 54.7(F_c50)N/mm²の3種類とし、スラブ厚 t_c は150mm, 200mmとする。横補強筋D13の間隔は100mm, 50mmとする。荷重方法は同一の試験体に

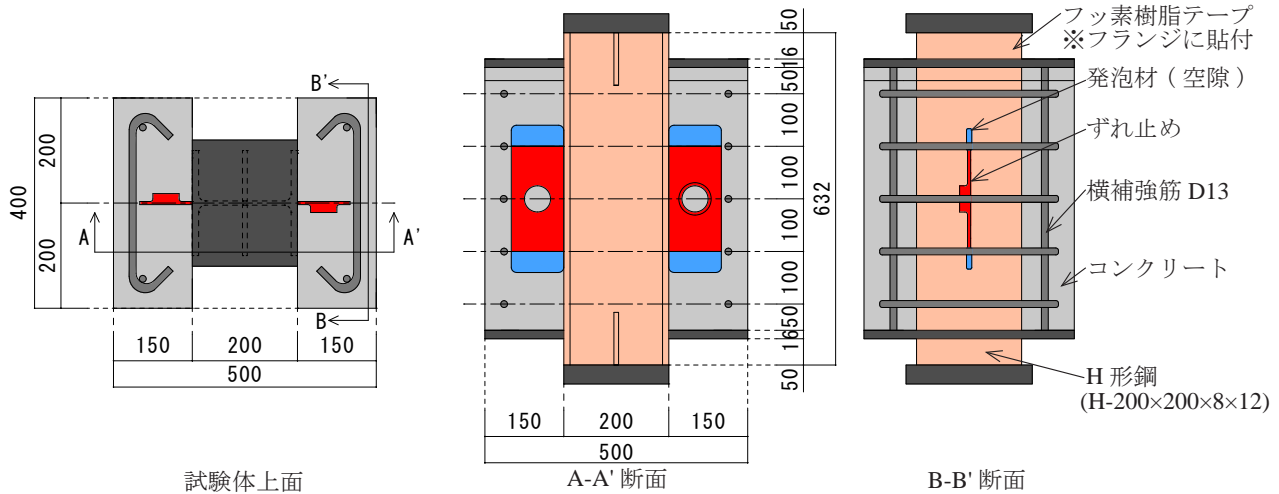


図-1 試験体の形状寸法

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	ずれ止め種類	d_h (mm)	t_s (mm)	h_f (mm)	σ_b (N/mm ²)	t_c (mm)	p (mm)	荷重 方法
1	B50-F _c 40-t150-p100-m		50	6	15	45.6	150	100	m
2	B50-F _c 40-t150-p100-c		50	6	15	45.6	150	100	c
3	B50-F _c 50-t150-p100-m		50	6	15	54.7	150	100	m
4	B50-F _c 50-t150-p100-c		50	6	15	54.7	150	100	c
5	B60-F _c 30-t200-p100-m		60	6	15	32.0	200	100	m
6	B60-F _c 30-t200-p100-c		60	6	15	32.0	200	100	c
7	B60-F _c 30-t200-p50-m		60	6	15	32.0	200	50	m
8	B60-F _c 30-t200-p50-c		60	6	15	32.0	200	50	c
9	P50-F _c 40-t150-p100-m		50	12	-	45.6	150	100	m
10	P50-F _c 40-t150-p100-c		50	12	-	45.6	150	100	c
11	P50-F _c 50-t150-p100-m		50	12	-	54.7	150	100	m
12	P50-F _c 50-t150-p100-c		50	12	-	54.7	150	100	c
13	P60-F _c 30-t200-p100-m		60	12	-	32.0	200	100	m
14	P60-F _c 30-t200-p100-c		60	12	-	32.0	200	100	c

d_h : 孔径, t_s : 鋼板厚さ, h_f : 突起高さ, σ_b : コンクリート圧縮強度, t_c : スラブ厚, p : 横補強鉄筋の間隔
m: 単調荷重, c: 繰返し荷重

対して単調載荷と繰返し載荷とする。

バーリング鋼板と孔あき鋼板の厚さ t_s はそれぞれ 6mm と 12mm とし、孔径にかかわらずせん断力が作用する長手方向の長さを 200mm、その直交（短手）方向の高さを 100mm とする。バーリング鋼板のフランジ（突起）高さ h_f は、それぞれの孔径に対して実測値で 50ϕ が 15.4mm、 60ϕ が 14.9mm である。

(3) 載荷方法と計測方法

載荷方法および変位計による計測位置を図-2に示す。押抜き載荷は、試験体 H 形鋼両端のベースプレートに接続したピンを介して、両側に設置した 2 台の油圧ジャッキを用いて一方向に圧縮荷重を交互に加える。試験体設置時のコンクリートスラブの両端は、それぞれの面全体を反力壁と密着させるために予め 10mm 程度の隙間を設け、そこに無収縮高強度グラウトを充填した。

繰返し載荷は、H 形鋼とコンクリートスラブとの間の相対ずれ変位 δ_s で制御し、 $\delta_s = \pm 0.1\text{mm}, \pm 0.2\text{mm}, \pm 0.5\text{mm}, \pm 1.0\text{mm}, \pm 1.5\text{mm}, \pm 2.0\text{mm}, \pm 3.0\text{mm}, \pm 4.0\text{mm}, \pm 5.0\text{mm}$ は同ずれ変位で各 5 サイクルとし、 $\pm 6.0\text{mm}$ は 3 サイクルとした。単調載荷は、ずれ変位 $\pm 12.0\text{mm}$ の 1 サイクルを基本とした。

3. 実験結果

押抜き試験体から得られたコンクリート圧縮強度および鉄筋量の違いによる実験結果について述べる。図-3 および図-7 に示す横軸に平行な破線の cQ_u はずれ止めのコンクリート破壊で決まる終局せん断耐力の計算値⁶⁾であり、一点鎖線の sQ_y はずれ止め鋼板の降伏せん断耐力の計算値⁷⁾である。

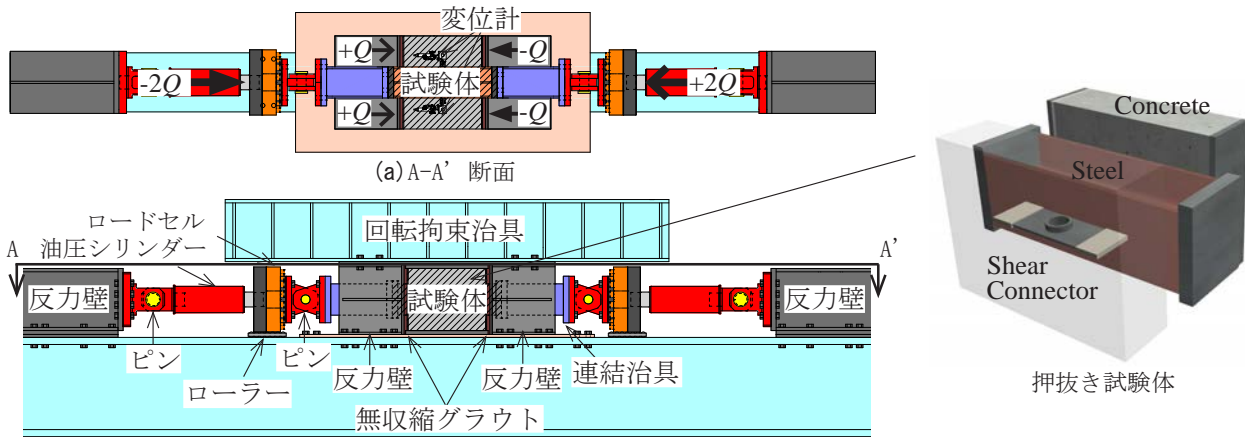


図-2 正負交番繰返し載荷の押抜き試験

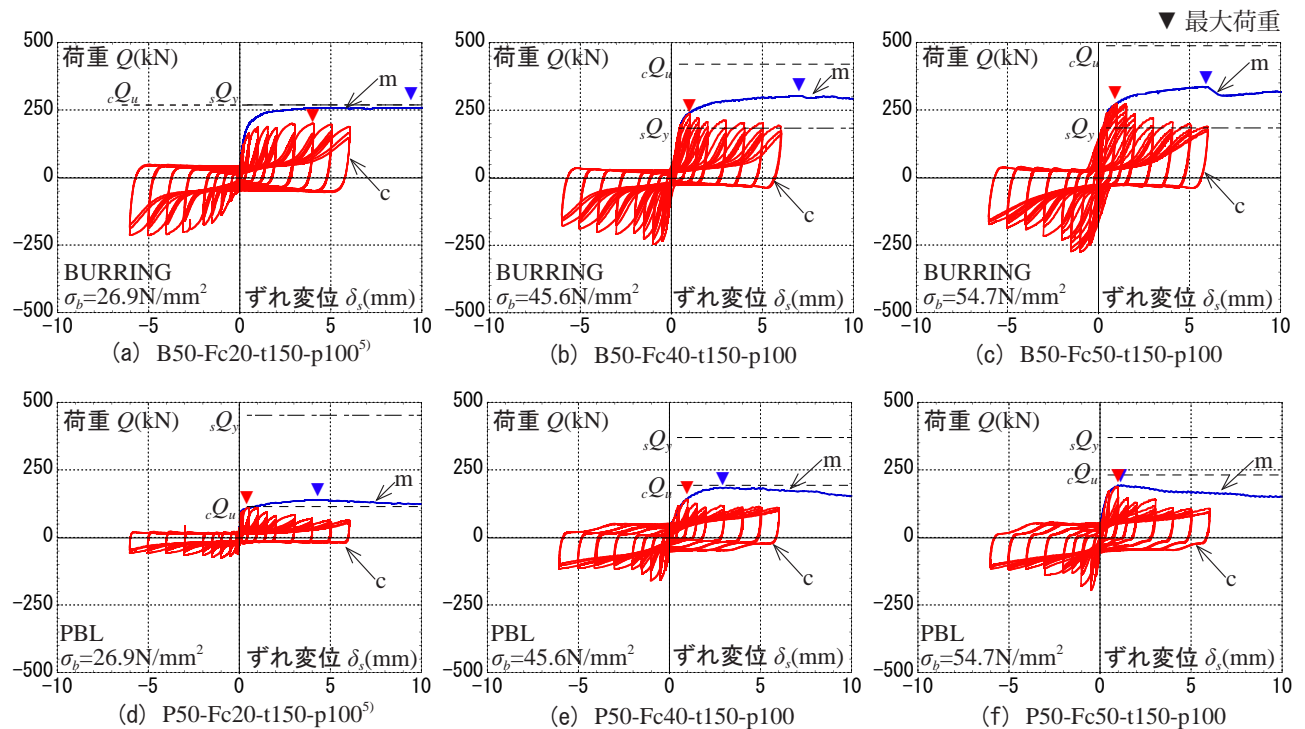


図-3 荷重-ずれ変位関係（コンクリート圧縮強度の影響）

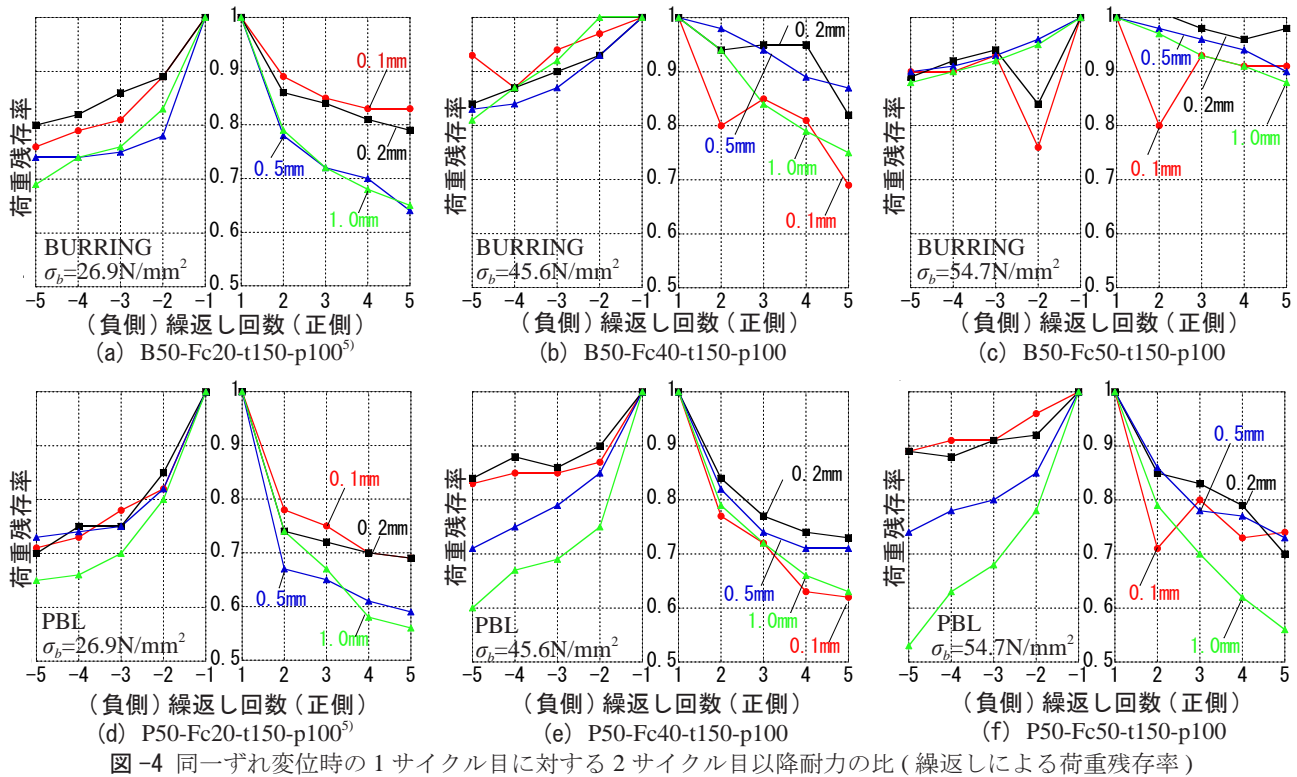


図-4 同一ずれ変位時の1サイクル目に対する2サイクル目以降耐力の比(繰返しによる荷重残存率)

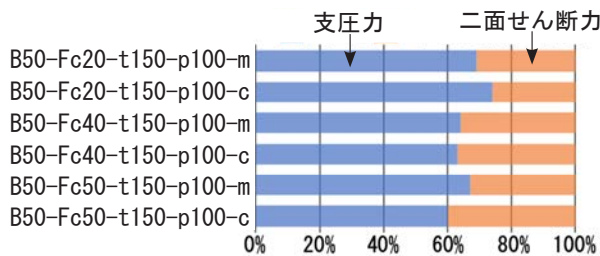


図-5 最大荷重時のパーリングシアコネクタに作用する抵抗力の割合

(1) コンクリート圧縮強度の違いによる繰返し性状

図-3にコンクリート圧縮強度の違いを比較をした荷重-ずれ変位関係を示す. なお, コンクリート圧縮強度 σ_b が 26.9N/mm^2 の実験結果 (a), (d) は, 文献5)の押抜き試験によるものである. 縦軸の荷重 Q は, ずれ止め1個あたりのせん断耐力である. 単調荷重に対する繰返し荷重の最大荷重 Q_{max} の比は, パーリングシアコネクタの場合では, (a)が0.766倍, (b)が0.778倍, (c)が0.815倍であり, 孔あき鋼板ジベルの場合には, (d)が0.809倍, (e)が0.759倍, (f)が0.963倍である. この結果から (f)を除くと, ずれ止めの種類とコンクリート圧縮強度にかかわらず, 繰返し荷重を受けるずれ止めの最大耐力は単調荷重の場合に比べ, 平均で2割程度減少することがわかった.

単調荷重の終局耐力計算値 Q_u に対する最大耐力実験値 Q_{max} の比は, パーリングシアコネクタの場合に0.69~0.97(平均0.79, 変動係数0.161)であり, 孔あき鋼板ジベルの場合に0.83~1.22(平均1.00, 変動係数0.162)であった. 一方で, 繰返し荷重の Q_{max} は, いずれの場合も計算

値 Q_u を下回る結果が確認された.

図-4に, 同一ずれ変位時の1サイクル目に対する2サイクル目以降における繰返し荷重時の耐力比(荷重残存率)を示す. なお, 荷重残存率はずれ変位0.1mm, 0.2mm, 0.5mm, 1.0mm時の推移を示している. パーリングシアコネクタの荷重残存率は, コンクリート圧縮強度が増すにつれて孔あき鋼板ジベルに比べて大きくなる傾向が見られた. また, 孔径に着目した既往の実験結果⁵⁾と同様に, ずれ止めの種類やコンクリート圧縮強度に関係なく, 2~5サイクル目の荷重残存率は, 2サイクル目が最も大きく低下する傾向にあること, 3サイクル目以降は荷重残存率の傾きが相対的に緩やかになることがわかった.

図-5に, 最大荷重時のパーリングシアコネクタに作用した各伝達要素(支圧力, 二面せん断力)の抵抗力の割合を示す. ここで支圧力の算出にあたっては, パーリングシアコネクタ(支圧, せん断)の最大荷重時のずれ変位に対応する孔あき鋼板ジベル(せん断)の荷重を Q_{max} から引いて評価した. 全抵抗力に対する支圧抵抗が占める割合は, 単調の場合に64%~69%(平均66%, 変動係数0.0377), 繰返しの場合に60%~74%(平均65%, 変動係数0.1122)を示し, コンクリート強度にかかわらず, 同程度の結果が得られた.

図-6に最大荷重 Q_{max} とコンクリート圧縮強度 σ_b の関係を示す. 各試験体の最大荷重は, 荷重方法およびずれ止めの種類にかかわらず, コンクリート圧縮強度が増加するとほぼ線形的に増加する傾向が見られた. なお, 両

者の相関係数はバーリングシアコネクタが97%以上、孔あき鋼板ジベルが94%以上と高い正の相関が得られた。

(2) 横補強筋量の違いによる繰返し性状

図-7に横補強筋量の違いを比較をした荷重-ずれ変位関係を示す。縦軸の荷重 Q は、ずれ止め1個あたりのせん断耐力である。単調荷重に対する繰返し荷重の最大荷重 Q_{max} の比は、バーリングシアコネクタの場合では、(a)が0.754倍、(b)が0.830倍であり、孔あき鋼板ジベルの場合は、(c)が0.629倍である。この結果から、横補強筋量にかかわらず、繰返し荷重を受けるずれ止めの最大耐力は単調荷重の場合に比べ、2~3割程度減少することがわかった。

単調荷重の終局耐力計算値 cQ_u に対する最大耐力実験値 Q_{max} の比は、バーリングシアコネクタの場合に0.64~0.69(平均0.66, 変動係数0.0375)であり、孔あき鋼板ジベルの場合に0.86である。一方で、繰返し荷重の Q_{max} は、いずれの場合も計算値 cQ_u を下回る結果が見られた。

バーリングシアコネクタにおいては、横補強筋量に関わらず、バーリング鋼板のせん断降伏耐力計算値 sQ_y と良好に対応しており、ずれ止めのせん断耐力は、バーリング鋼板部のせん断降伏が先行したことにより最大荷重が決定されたと考えられる。

図-8に、同一ずれ変位時の1サイクル目に対する2サイクル目以降における繰返し荷重時の耐力比(荷重残

存率)を示す。なお、荷重残存率はずれ変位0.1mm, 0.2mm, 0.5mm, 1.0mm時の推移を示している。バーリングシアコネクタの荷重残存率は、横補強筋量にかかわらずほぼ同様の傾向が見られた。また、コンクリート圧縮強度の違いに着目した実験結果と同様に、ずれ止めの種類や横補強筋量に関係なく、2~5サイクル目の荷重残存率は、2サイクル目が最も大きく低下する傾向にあること、3サイクル目以降は荷重残存率の傾きが相対的に緩やかになることがわかった。

図-9にバーリングシアコネクタにおける最大荷重 Q_{max} と横補強筋量(D13の本数)の関係を示す。各試験体の最大荷重は、単調と繰返しの荷重にかかわらず、横補強筋量の違いは、最大荷重に影響しないことが確認できる。

4. 終局せん断耐力

(1) 実験資料

表-2に、ずれ止めの耐力に関する検討に使用した実

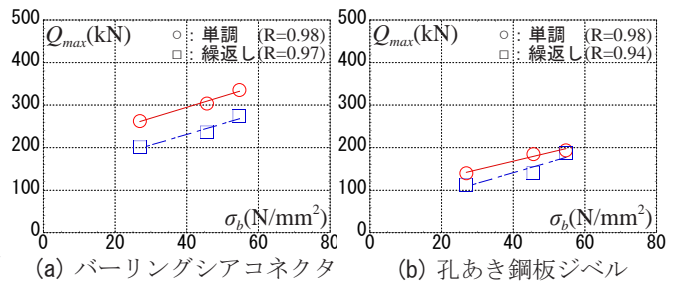


図-6 最大荷重とコンクリート圧縮強度の関係

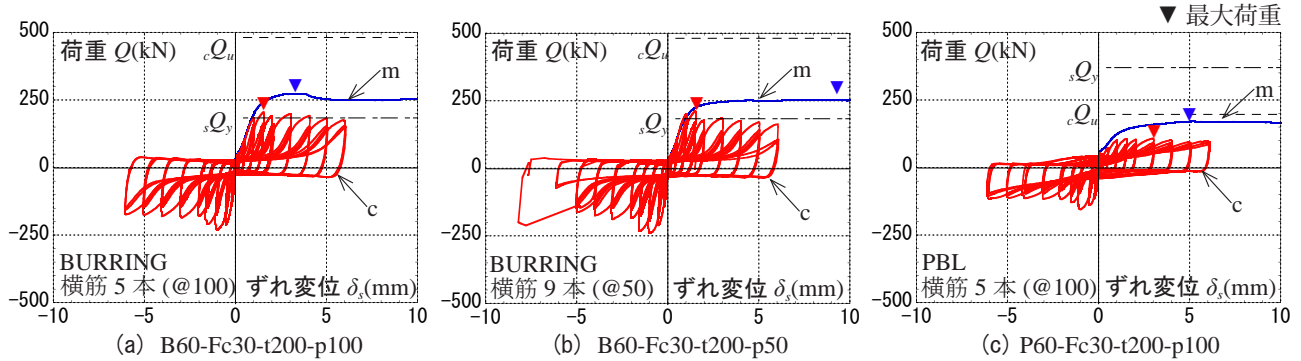


図-7 荷重ずれ変位関係(横補強鉄筋量の違い)

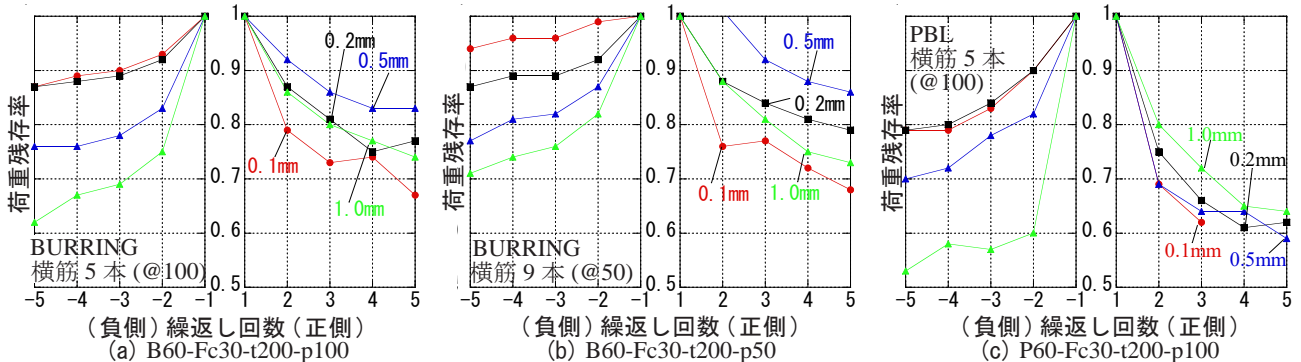


図-8 同一ずれ変位時の1サイクル目に対する2サイクル目以降耐力の比(繰返しによる荷重残存率)

験資料を示す。既往の研究結果⁵⁾も含めた計26体のデータベースを用いて分析を行う。

(2) 繰返し载荷による耐力特性

a) 単調载荷に対する繰返し载荷の耐力比

図-10に各ずれ変位時における単調载荷の耐力に対する繰返し载荷1サイクル目の耐力の比の推移を示す。なお、繰返し载荷の耐力は正負でややばらつく傾向にあったため、ここでは正負の平均値を用いて検討を行う。中塗りのプロットは繰返し载荷での最大耐力時である。コンクリート圧縮強度、スラブ厚および横補強筋量にかか

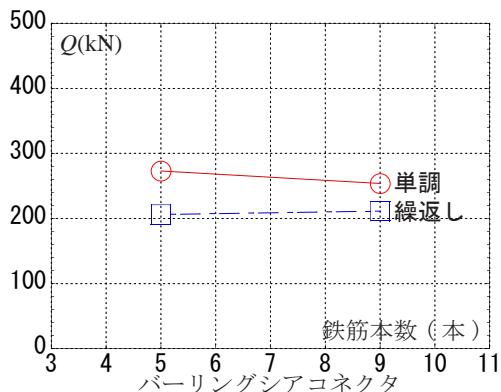


図-9 最大荷重と横補強筋量の関係

ならず、ずれ変位1.0mm程度までの耐力比は鋼板とコンクリート間の付着・摩擦作用による影響でばらつく場合も見られるが、ずれ変位2.0mm以降では、パーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルそれぞれ、繰返し载荷の耐力は単調载荷の70%、60%に収束する傾向にある。中塗りのプロットで示した最大耐力時の耐力比の平均値(図中破線)に着目すると、パーリングシアコネクタでは90%以上、孔あき鋼板ジベルでは100%を発揮できている。

b) 繰返し载荷の1サイクル目に対する2サイクル目の耐力比

図-11は、繰返し押抜き試験で得られたパーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのそれぞれ7体、6体、計13体を対象に、ずれ変位6.0mmまでの1回目から2回目の荷重残存率を整理した結果である。パーリングシアコネクタの全プロットの荷重残存率の平均値は、正側0.84、負側0.86となり、孔あき鋼板ジベルの場合は正側0.81、負側0.84となった。

c) 3サイクル目以降の繰返し载荷に伴う耐力比

図-12に、2回目の耐力を1とした3～5回目の耐力に対する比(荷重残存率)を示す。パーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの荷重残存率と繰返し回数

表-2 検討に用いた実験資料

No.	参考文献	試験体名	d_h (mm)	σ_b (N/mm ²)	h_f (mm)	t_s (mm)	t_c (mm)	A (mm ²)	σ_y (N/mm ²)	$+Q_{max}$ (kN)	$+\delta_{max}$ (mm)	$-Q_{max}$ (kN)	$-\delta_{max}$ (mm)	${}_cQ_u$	${}_sQ_y$
1	5)	B40-F _c 20-t150-p100-m	39.6	27.9	13.1	6.02	150	1200	265	229	11.92	-	-	221	184
2	5)	B40-F _c 20-t150-p100-c	39.6	27.9	13.1	6.02	150	1200	265	154	3.04	-147	-3.01	221	184
3	5)	B50-F _c 20-t150-p100-m	50.0	26.9	15.0	6.00	150	1200	388	263	12.20	-	-	269	269
4	5)	B50-F _c 20-t150-p100-c	50.0	26.9	15.0	6.00	150	1200	388	201	4.02	-215	-5.02	269	269
5	-	B50-F _c 40-t150-p100-m	49.6	45.6	16.0	6.30	150	1200	265	304	7.11	-	-	420	184
6	-	B50-F _c 40-t150-p100-c	49.6	45.6	16.0	6.30	150	1200	265	236	1.00	-247	-0.95	420	184
7	-	B50-F _c 50-t150-p100-m	49.6	54.7	16.0	6.30	150	1200	265	336	5.71	-	-	488	184
8	-	B50-F _c 50-t150-p100-c	49.6	54.7	16.0	6.30	150	1200	265	274	1.00	-277	-1.01	488	184
9	5)	B50-F _c 20-t150-p100-m	59.6	27.9	14.9	6.02	150	1200	265	249	5.45	-	-	341	184
10	5)	B50-F _c 20-t150-p100-c	59.6	27.9	14.9	6.02	150	1200	265	182	1.76	-199	-0.92	341	184
11	-	B60-F _c 30-t200-p100-m	59.6	32.0	14.9	6.02	200	1200	265	273	3.32	-	-	481	184
12	-	B60-F _c 30-t200-p100-c	59.6	32.0	14.9	6.02	200	1200	265	206	1.55	-230	-1.00	481	184
13	-	B60-F _c 30-t200-p50-m	59.6	32.0	14.9	6.02	200	1200	265	254	11.92	-	-	481	184
14	-	B60-F _c 30-t200-p50-c	59.6	32.0	14.9	6.02	200	1200	265	211	1.51	-239	-1.01	481	184
15	5)	P40-F _c 20-t150-p100-m	39.5	27.9	-	12.0	150	2400	267	97	4.55	-	-	76	370
16	5)	p40-F _c 20-t150-p100-c	39.5	27.9	-	12.0	150	2400	267	60	1.00	-77	-0.47	76	370
17	5)	P50-F _c 20-t150-p100-m	50.0	26.9	-	12.0	150	2400	327	140	4.39	-	-	114	453
18	5)	P50-F _c 20-t150-p100-c	50.0	26.9	-	12.0	150	2400	327	113	0.53	-76	-0.99	114	453
19	-	P50-F _c 40-t150-p100-m	50.0	45.6	-	12.0	150	2400	267	185	3.32	-	-	193	370
20	-	P50-F _c 40-t150-p100-c	50.0	45.6	-	12.0	150	2400	267	140	0.97	-160	-1.02	193	370
21	-	P50-F _c 50-t150-p100-m	50.0	54.7	-	12.0	150	2400	267	194	1.17	-	-	232	370
22	-	P50-F _c 50-t150-p100-c	50.0	54.7	-	12.0	150	2400	267	187	0.96	-196	-0.50	232	370
23	5)	P50-F _c 20-t150-p100-m	59.7	27.9	-	12.0	150	2400	267	158	7.03	-	-	170	370
24	5)	P50-F _c 20-t150-p100-c	59.7	27.9	-	12.0	150	2400	267	99	3.03	-133	-1.03	170	370
25	-	P60-F _c 30-t200-p100-m	59.7	32.0	-	12.0	200	2400	267	170	5.22	-	-	197	370
26	-	P60-F _c 30-t200-p100-c	59.7	32.0	-	12.0	200	2400	267	107	2.97	-155	-0.98	197	370

d_h : 孔径, σ_b : コンクリート圧縮強度, h_f : 突起高さ, t_s : 鋼板厚さ, t_c : コンクリートスラブ厚, A : 鋼板の断面積
 σ_y : ずれ止め用鋼板の降伏応力度, $\pm Q_{max}$: 最大耐力実験値, $\pm \delta_{max}$: Q_{max} 時のずれ変位
 ${}_cQ_u$: (1b) 式の計算値, ${}_sQ_y$: (1f) 式の計算値

n_q との間の回帰式は図中のように表され、その相関係数は (a) の全体では 0.734, (b) のバーリングシアコネクタでは 0.766, (c) の孔あき鋼板ジベルでは 0.729 であった。

(3) 最大せん断耐力の実験値と計算値の比較

a) 耐力評価式

バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの最大耐力実験値を次式で示される計算結果 $\min(cQ_u, sQ_y)$ と実験結果を比較する。

$$Q_u = \min(cQ_u, sQ_y) \quad (1a)$$

$$cQ_u = q_s + q_c \quad (1b)$$

$$q_s = \alpha(\pi d_h^2/4) \cdot \sigma_b \cdot 2 \quad (1c)$$

$$q_c = A_p \cdot f_b \quad (1d)$$

$$f_b = 1.8 \cdot (\sqrt{A_c/A_p}) \cdot \sigma_b^{(0.8-ab/2000)} \quad (1e)$$

$$sQ_y = \sigma_y \sqrt{3} \quad (1f)$$

ここで、 cQ_u : コンクリートの破壊に対応する終局せん

断耐力、 sQ_y : ずれ止め鋼板のせん断降伏耐力、 q_s : 二面せん断耐力、 α : 実験定数 (Leonhardt らの場合 = 1.08^2)、 d_h : 孔径、 σ_b : コンクリート圧縮強度、 q_c : 支圧耐力 (孔あき鋼板ジベルの場合 = 0)、 A_p : バーリング突起部の投影面積 ($= (d+2t_h) \cdot h_p$)、 f_b : コンクリートの支圧強度、 h_p : 突起高さ、 t_h : 鋼板厚さ、 A_c : コンクリートの支承面積 ($= B_c \cdot t_c$)、 B_c : コンクリートブロックの幅 ($= \beta \cdot t_c$)、 β : 有効幅係数 ($= 2.0^{\beta}$)、 t_c : コンクリートブロック厚さ、 σ_y : 材料強度

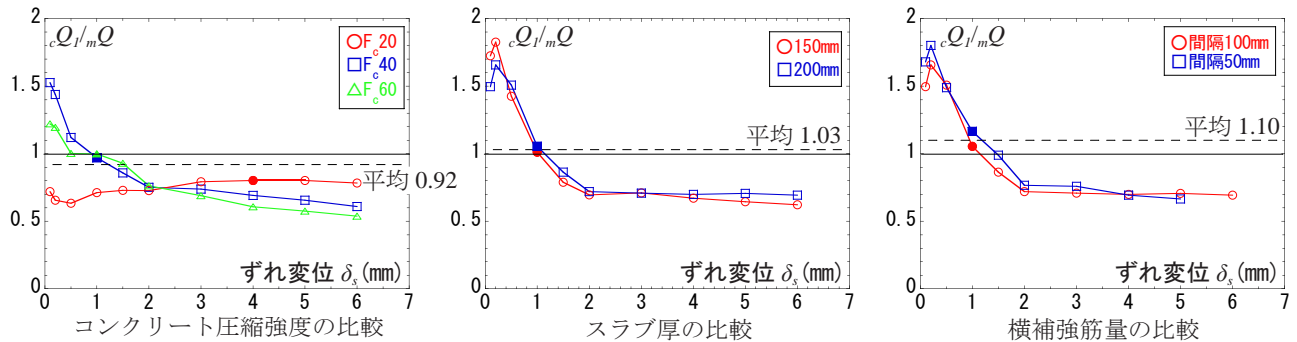
繰返しによる影響を考慮した耐力評価については、孔径の違いに着目した押抜き試験による既往の研究⁵⁾から以下の式が提案されている。

$$Q_c = \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot mQ_u \quad (2)$$

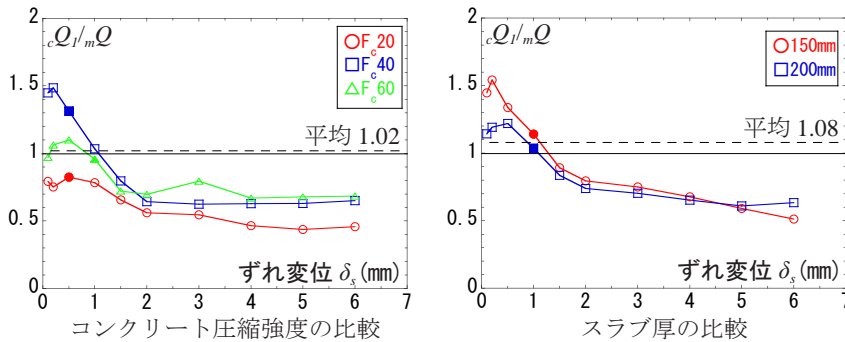
ここで、

Q_c : 繰返しによる影響を考慮した耐力

mQ_u : 単調載荷によるせん断耐力

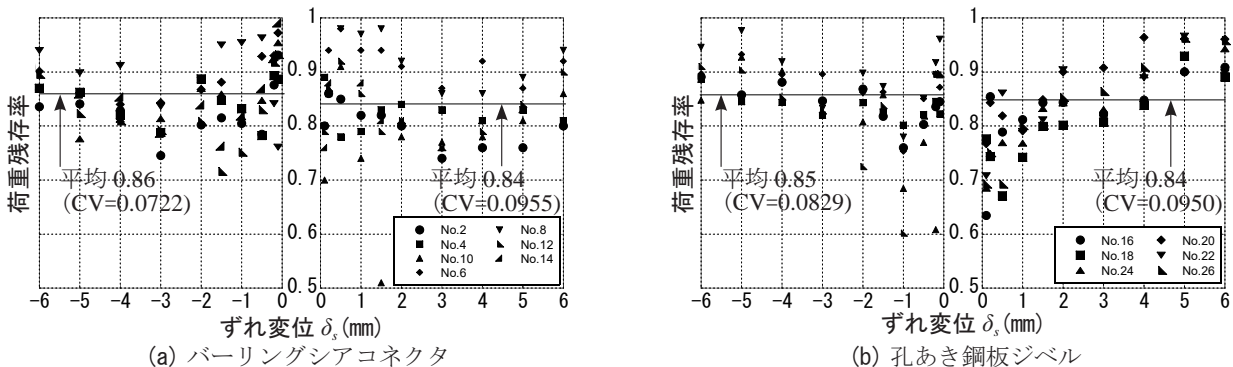


(a) バーリングシアコネクタ



(b) 孔あき鋼板ジベル

図-10 単調載荷 mQ に対する繰返し載荷 1 サイクル目 cQ_1 の耐力比



(a) バーリングシアコネクタ

(b) 孔あき鋼板ジベル

図-11 各ずれ変位時における 1 サイクル目 cQ_1 に対する 2 サイクル目 cQ_2 の耐力比 (荷重残存率)

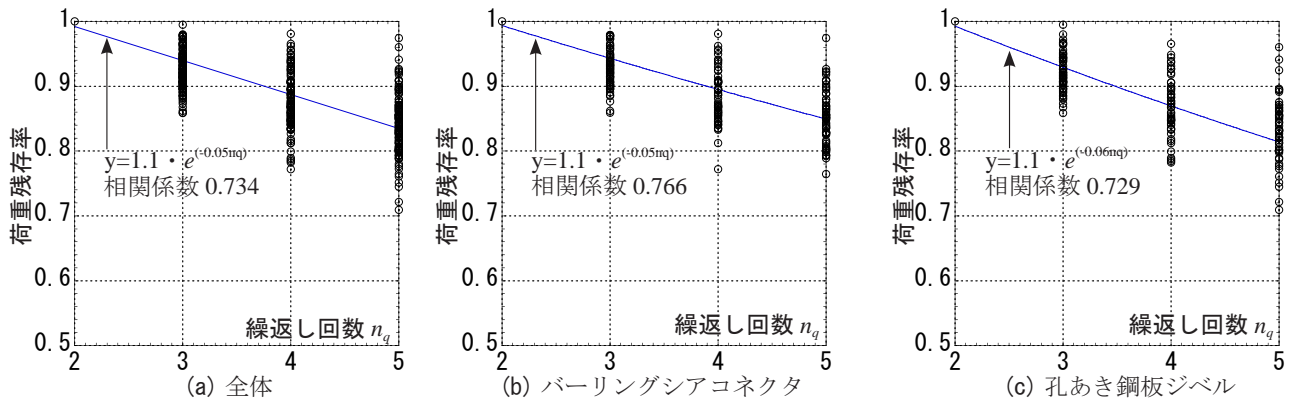


図-12 同ずれ変位時の2サイクル目耐力に対する3サイクル目以降耐力比(繰返しによる正負の荷重残存率)

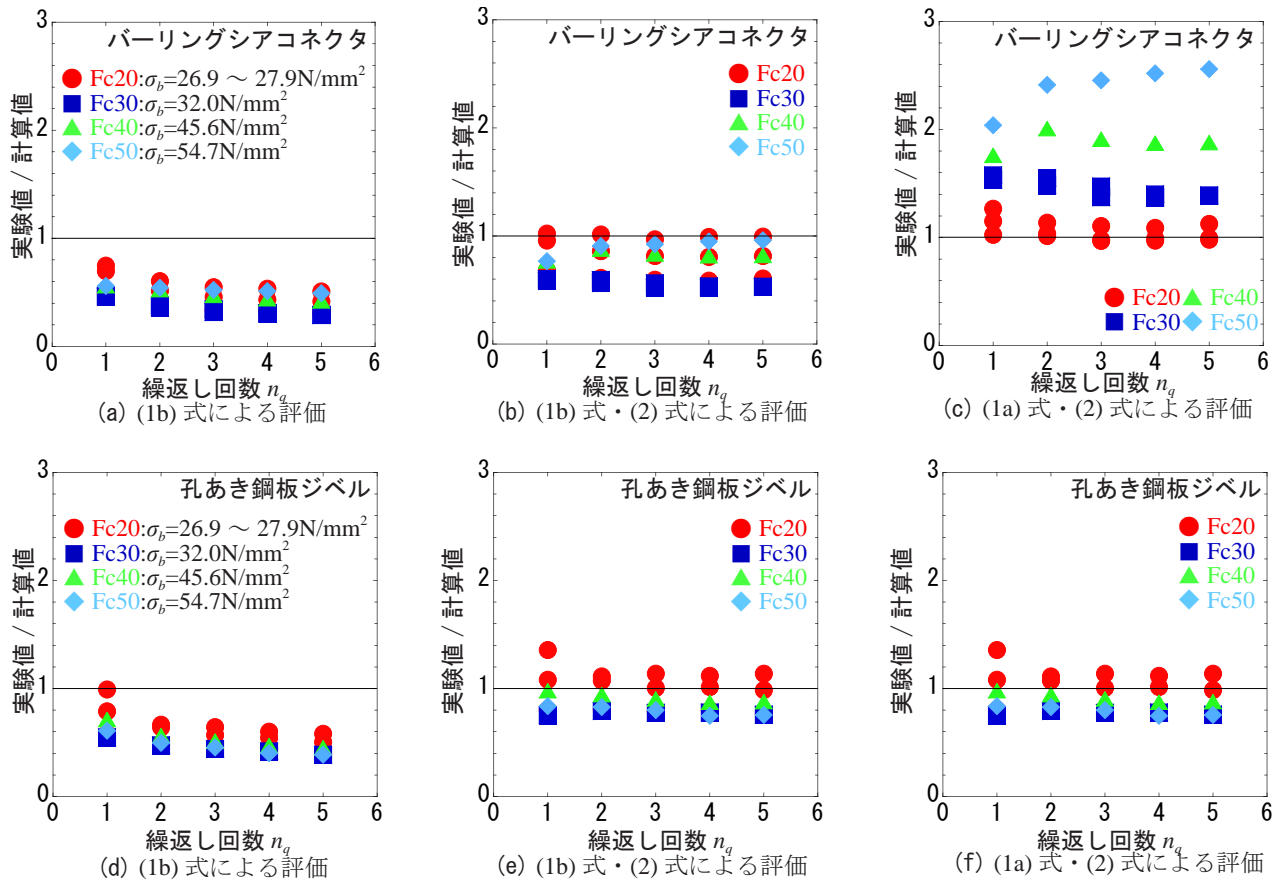


図-13 繰返し荷重を受けるバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの最大耐力実験値と計算値の比較

- ϕ_1 : 単調荷重に対する耐力低減係数 (=0.73)
- ϕ_2 : 1回目に対する2回目の耐力低減係数 (=0.82)
- ϕ_3 : 2回目に対する3回目以降の耐力低減係数
- $\phi_3 = 1.1 \cdot e^{(-0.05n_q)}$ n_q : 繰返し回数 (≥ 3)

b) 実験値と計算値の比較

図-13に繰返し荷重を受けるバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの最大耐力実験値と計算値の比較を示す。図の横軸は、正側最大耐力発揮時の1~5サイクルの繰返し回数である。図-13(a)・(d)の計算値は、コンクリートの破壊による終局耐力(1b)式を用いた結果である。図-13(b)・(e)の計算値は、(1b)式に繰返しによる影響を考慮した(2)式を用いた結果である。図-13(c)・(f)

の計算値は、(1a)式と(2)式を用いた結果である。

図-13(a)および(d)より、実験値/計算値の値は、(a)が0.29~0.74(平均0.45, 変動係数0.248), (d)が0.38~0.99(平均0.54, 変動係数0.241)となっている。

図-13(b)および(e)より、実験値/計算値の値は、(b)が0.52~1.02(平均0.75, 変動係数0.226), (e)が0.74~1.35(平均0.91, 変動係数0.169)となっている。

図-13(c)より、実験値/計算値の値は、0.97~2.55(平均1.48, 変動係数0.325)となっている。バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルにおいて、試験体数それぞれ7体、6体のうち、実験値が計算値を上回る試験体の割合は、(a), (b), (c)それぞれ、0%, 14%, 100%となり、孔あき

鋼板ジベルの場合は, (d), (e), (f) それぞれ, 0%, 33%, 33% となった. なお, 図-13(f) の孔あき鋼板ジベルにおいては, すべてコンクリートの破壊で決まる計算値 Q_u となるため, (e) と同様の結果となっている.

5. 結論

本論では, パーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのずれ止めを対象に, 孔径, コンクリート圧縮強度, スラブ厚, および鉄筋量の違いに着目した, 正負交番繰返し載荷と単調載荷の押抜き試験を実施し, 繰返し載荷における各ずれ変位の耐力の変化を定量的に調べた. 以下に得られた知見を示す.

- 1) 同一ずれ変位で繰返し回数を重ねるごとに耐力が低下する. 同一ずれ変位時の 1 サイクル目に対する 2 サイクル目以降における繰返し載荷時の耐力比 (荷重残存率) は, 2 サイクル目が最も大きく低下する傾向にあること, 3 サイクル目以降は荷重残存率の傾きが相対的に緩やかになることが確認できた.
- 2) ずれ止めの種類にかかわらず, ずれ変位 0.2mm までは繰返し載荷の耐力と単調載荷の耐力は同等である. 繰返し載荷の最大耐力は単調載荷の場合に比べ, 小さくなる. 載荷方法にかかわらず, 最大耐力以降は一定の耐力を保持しながらずれ変位が進行する.
- 3) パーリングシアコネクタの終局耐力は, コンクリートの破壊で決まる (1b) 式とパーリング鋼板の降伏せん断耐力 (1f) 式のいずれか小さい方を計算耐力とすることで, 実験値を安全側に評価できることがわかった. 繰

返し載荷による耐力低減は, (2) 式で概ね評価できることが確認できた.

謝辞: 本研究は, 日本学術振興会 (基盤研究 (C) 課題番号 20K04785) および一般社団法人日本鉄鋼連盟の 2019 年「鋼構造研究・教育助成事業」による助成を受けて実施した. 実験準備は福岡大学工学部建築学科技術職員石橋宏一郎氏および大野敦弘氏をはじめ, 卒研生にご助力いただいた. ここに記して謝意を表する.

参考文献

- 1) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010
- 2) Leonhardt, F et al: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbeton, pp.325-331, 1987
- 3) 日本建築学会: 鋼・コンクリート機械的ずれ止め構造設計指針, 第 1 版, 2022
- 4) 田中照久, 堺純一, 河野昭彦: パーリング加工を活用した新しいずれ止めの開発, 日本建築学会構造系文集, Vol.78 No.694, pp.2237-2246, 2013
- 5) 田中照久, 楠本彩七, 堺純一: (1) 繰返しせん断力を受ける機械的ずれ止めの履歴特性に関する研究, 第 14 回複合・合成の活用に関するシンポジウム, pp(1)-1(1)-8, 2021
- 6) 井土祥太, 田中照久, 堺純一: コンクリート強度がパーリングシアコネクタのずれ止め特性に及ぼす影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.1075-1080, Vol.41, No.2, 2019
- 7) 丸山喜照, 田中照久, 眞邊寛人, 尾宮洋一, 横山眞一, 萩野毅, 堺純一: (3) パーリングシアコネクタを用いた鉄骨梁と床スラブの接合に関する実験的研究—押抜きせん断試験および単純梁曲げ試験—, 第 14 回複合・合成の活用に関するシンポジウム, pp3-1-3-8, 2022
- 8) 土木学会: 複合構造標準示方書, 第 1 章, 2019

(Received August 25, 2023)

RESEARCH ON THE HYSTERESIS CHARACTERISTICS OF BURRING SHEAR CONNECTORS AND PERFOBOND STRIP SHEAR CONNECTORS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

Taiki UGAMURA, Teruhisa TANAKA, Ayana KUSUMOTO,
and Junichi SAKAI

Mechanical shear connector is the stress transfer element. Push-out test simulating the connection of steel and concrete by perfibond strip and burring shear connector including headed stud. Based on the result, strength evaluation formula of anti-slip has been built. However, there is a risk of deterioration of performance of shear connector, at the time of shear force caused by an earthquake act. Therefore, need to grasp restoring force characteristics of anti-slip to accurately evaluate junction performance of anti-slip. In this study, focus on difference of pore size, concrete compressive strength, slab thickness and amount of rebar in burring shear connector and perfibond strip. Push out test of cyclic loading was carried out, and strength at each displacement thought about while be compared to monotonic loading.