

論文 部材側面を鋼板補強した鋼コンクリート合成梁部材の破壊性状に関する実験的研究

竹市 八重子^{*1}・山崎 裕史^{*2}・古山 章一^{*3}・小林 薫^{*4}

要旨: 本研究は、部材両側面を鋼板補強した鋼コンクリート合成梁部材の接合面におけるせん断伝達機構および部材としての耐荷機構を明らかにすることを目的とし、鋼板とコンクリートの界面に直角に配置されたジベル筋の径および間隔を変化させて、載荷実験を行った。実験の結果、部材の破壊形式は、ジベル筋破断による破壊と曲げ破壊に大別されることがわかった。また2面鋼板補強梁部材において、ジベル筋が破断に至るまでは、ジベル筋のダウエル作用でせん断力を伝達できることが確認された。さらに、せん断摩擦理論に基づくジベル筋量 $A_s/A_{s'}$ と破壊形式の関係は、 $A_s/A_{s'}$ (A_s : 実ジベル筋量) が 1.2 程度で破壊形式が異なることがわかった。

キーワード: 鋼コンクリート合成構造, せん断伝達, ダウエル作用, せん断摩擦理論, ジベル筋

1. はじめに

都市部など狭隘な箇所において杭基礎形式のラーメン高架橋を構築する場合、1柱1杭形式とし、高架橋の柱間を工事用通路として使用することがある。しかし、この形式で鉄筋コンクリート造地中梁を施工すると、仮桟橋等が必要となり、多大な工費と工期を要することになる。

そこで筆者らは、ラーメン高架橋の地中梁を対象として、施工法の合理化・省力化を図ることを目的とし、設計・施工法の両観点から検討を行っている。提案する施工法は、場所打ち杭の施工終了後、地中梁を構築するために仮土留め壁を兼ねる継手付きの鋼板を圧入し、これを構造部材とすべくジベル筋の取り付けを行い、コンクリートを打設するものである。つまり本構造の設計上のポイントは、通常鉄筋コンクリート部材でいう軸方向鉄筋およびせん断補強筋を入れずに、その構造上の役割を鋼板に代替させることである。これにより、型枠工、鉄筋工、鋼矢板の引抜き等の作業が省略でき、かつ根据や埋戻し量を大幅に減らすことができる。図-1に地中梁の模式図を示す。

このような合成構造形式とする場合、鋼板とコ

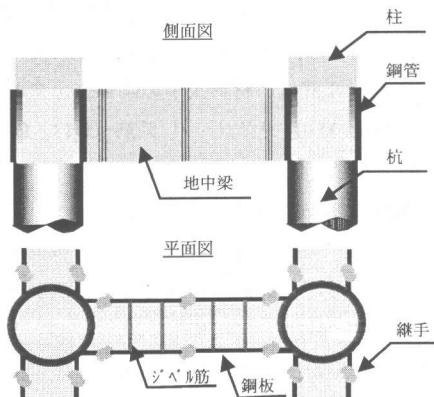


図-1 地中梁模式図

ンクリートの界面が構造上の弱点となるため、主にジベル筋のダウエル作用などにより、いかにせん断力を伝達させるかが重要な課題となる。

本研究では、部材側面を鋼板補強した鋼コンクリート合成梁部材（以下、2面鋼板補強梁部材と表記）の耐荷機構を部分模型実験により、明らかにするものである。またその実験結果に基づき、ジベル筋の補強量が部材の破壊モードに与える影響について検討を行った。

*1 東日本旅客鉄道（株） 東北工事事務所 仙台工事区 施設技術係 工修（正会員）
 *2 東日本旅客鉄道（株） 東北工事事務所 工事管理室 課員
 *3 東日本旅客鉄道（株） 東北工事事務所 工事管理室 副課長
 *4 東日本旅客鉄道（株） 建設工事部 構造技術センター 主席（正会員）

2. 実験概要

2. 1 試験体諸元

試験体は、ラーメン高架橋地中梁を想定した部分縮小モデルで、全ての試験体において断面形状は $324 \times 400\text{mm}$ 、せん断スパン 1360mm ($a/d=4.0$) の2面鋼板補強梁部材とした。またジベル筋の配筋については、各断面において3段に統一した。

図-2に試験体形状例を示す。今回は、せん断スパン比が比較的大きな部材を対象として、鋼板とコンクリートが部材終局まで一体化するために必要なジベル筋量および配置に着目した。表-1に試験体諸元一覧を示す。

鋼板は、全ての試験体において同一材質のものとし (SM490A)、降伏強度および降伏ひずみは引張試験より求めた。その値は、M-4～M-9 試験体は、それぞれ 372N/mm^2 、 1860×10^{-6} 、M-10～M-12 試験体では、 382N/mm^2 、 1960×10^{-6} であった。またジベル筋は、材料入手の関係上、全ねじボルト (M6, M10) とねじふし鉄筋 (D13, D16, D19) の2種類を使用した。

2. 2 載荷方法および測定項目

載荷方法は、中央1点単調載荷とし、載荷板を鋼板とコンクリートの両方に載せて、鉛直ジャッキにて荷重を加えた。

ひずみゲージの貼り付け位置を図-3に示す。ジベル筋は、鋼板とコンクリートの接合面付近に4方向に1軸ひずみゲージを、鋼板には1軸ひずみゲージとロゼッタ型ひずみゲージをそれぞれ取り付けた。ダイヤルゲージは、支点部およびスパン中央の鋼板部分と部材下面のコンクリート部分に設置し、各変位を測定した。

3. 実験結果および考察

3. 1 破壊形式および耐力

表-2に、実験結果一覧を示す。ここで、実験値 P_{\max} は最大荷重を示し、計算値 V_{mu} は鋼板とコンクリートが完全に一体化して平面保持が成立すると仮定し、コンクリートの圧縮縁ひずみが 3500×10^{-6} となる時点の曲げ耐力である。実験値 P_{\max} は、表-2に示すように全ての試験体において計

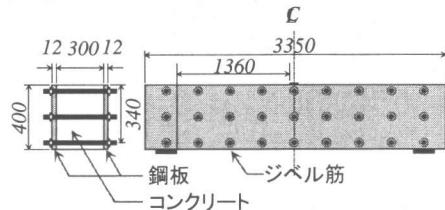


図-2 試験体形状例

表-1 試験体諸元一覧

試験体名	ジベル筋径	ジベル筋間隔 $s(\text{mm})$ ^{注1)}	ジベル筋補強度 $p \cdot f_{sy} (\text{N/mm}^2)$ ^{注2)}
M-4	M6	170 (0.5d)	0.95
M-5	M6	340 (1.0d)	0.48
M-6	M6	510 (1.5d)	0.32
M-7	M10	340 (1.0d)	0.98
M-8	M10	510 (1.5d)	0.65
M-9	D13	340 (1.0d)	1.87
M-10	D16	340 (1.0d)	3.25
M-11	D16	510 (1.5d)	2.17
M-12	D19	510 (1.5d)	3.11

注1) d は断面上縁からジベル筋最下段の位置までの高さとする。

注2) ジベル筋比 $p = 2 \cdot n \cdot As / (h \cdot s)$

ここで、 n : 1断面におけるジベル筋本数、 As : ジベル筋1本当たりの断面積、 h : 断面高さ、 s : ジベル筋間隔、 f_{sy} : ジベル筋の降伏強度

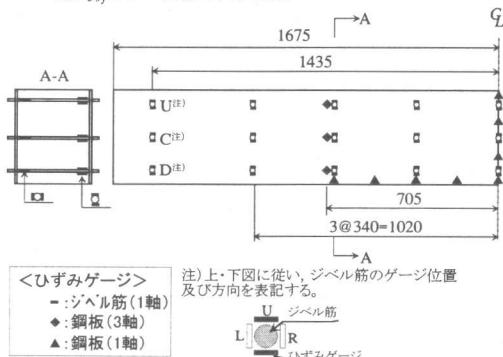


図-3 ひずみゲージ取り付け位置

表-2 実験結果一覧表

試験体名	実験値 $P_{\max} (\text{kN})$ ①	計算値 $V_{mu} (\text{kN})$ ②	①/②	破壊形式
M-4	536	646	0.87	ジベル筋破断 ^{注1)}
M-5	522	654	0.80	ジベル筋破断 ^{注1)}
M-6	487	655	0.74	ジベル筋破断 ^{注1)}
M-7	583	651	0.90	曲げ破壊 ^{注2) 注3)}
M-8	559	641	0.87	曲げ破壊 ^{注2) 注3)}
M-9	634	646	0.98	曲げ破壊 ^{注2)}
M-10	637	706	0.90	曲げ破壊 ^{注2)}
M-11	621	698	0.89	曲げ破壊 ^{注2)}
M-12	626	697	0.90	曲げ破壊 ^{注2)}

注1) ジベル筋破断とは、鋼板とコンクリートの界面においてジベル筋が、広範囲にわたり一斉に破断する破壊を示す。

注2) 曲げ破壊は、鋼板の引張降伏後、コンクリートの圧壊を伴う破壊形式とする。

注3) 最大荷重時以降に、ジベル筋が破断した。

算値 V_{mu} を下回る結果となった。破壊形式については、鋼板とコンクリートが一体化している場合の部材の最大耐力に至る前に鋼板とコンクリートの界面でジベル筋が破断する破壊形式と鋼板の引張降伏後コンクリートの圧壊を伴う破壊の2形式に大別できることがわかった。ただし、後者の破壊形式には、部材の最大耐力以降にジベル筋が破断に至るものも含むことにした。**図-4** に荷重とスパン中央におけるコンクリートおよび鋼板の変位関係を、**図-5** に破壊状況の一例、**図-6** に破壊形式に分類した載荷終了後のひび割れ図を示す。以下に、各破壊形式について記す。

(1) ジベル筋の破断による破壊

<試験体：M-4・M-5・M-6>

それぞれ 50~70kN でスパン中央に曲げひび割れが発生した。さらに荷重を加えると曲げひび割れはほとんど分散せずに、梁上面に向かって進展し、約 400kN でスパン中央部において鋼板が引張降伏に至る。その後、コンクリートと鋼板のいずれは大きくなり、圧縮域のコンクリートが耐荷力を發揮する前に、広範囲にわたって一斉に鋼板とコンクリートの界面でジベル筋が破断した（**図-5(a)** 参照）。この時点で載荷は終了し、部材の最大荷重とした。

(2) 曲げ破壊

<試験体：M-7・M-8>

70~80kN でスパン中央に曲げひび割れが発生した。その後、スパン中央の曲げひび割れが進展するとともに、スパン中央から支点に向かって、徐々にジベル筋位置のコンクリート下面にひび割れが発生した（**図-6(b)** 参照）。約 400kN でスパン中央の鋼板の引張側が降伏に至り、M-7 は圧縮域のコンクリートの圧壊開始後、鋼板とコンクリートの界面に隙間が生じ、ジベル筋が破断した。

一方 M-8 は、鋼板の引張降伏後、圧縮縁で鋼板とコンクリートの界面に隙間が生じ始め、その後コンクリートの圧壊、ジベル筋の破断に至った。M-7 と M-8 のコンクリートの圧壊開始時期と鋼板とコンクリートの界面に隙間が発生した時期の違いは、M-8 の方がジベル筋間隔が大きいため、

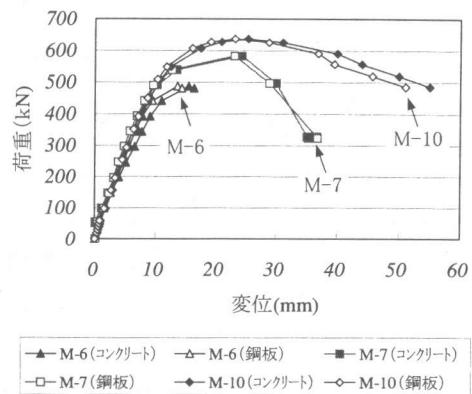
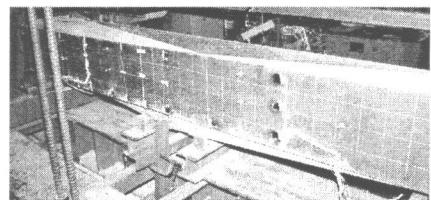
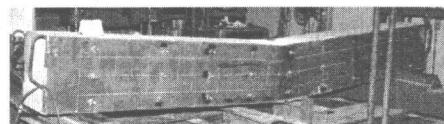


図-4 荷重とスパン中央におけるコンクリートおよび鋼板の変位関係

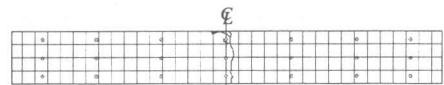


(a) ジベル筋の破断による破壊 (M-6)



(b) 曲げ破壊 (M-9)

(c) 曲げ破壊 (M-10)



(a) ジベル筋の破断による破壊 (M-6)



(b) 曲げ破壊 (M-7)



(c) 曲げ破壊 (M-10)

図-6 載荷終了後におけるひび割れ図

部材の曲げ変形に伴い発生する鋼板の面内力に対する座屈長が長くなり、座屈に対する抵抗力が小さかったためと考えられる。

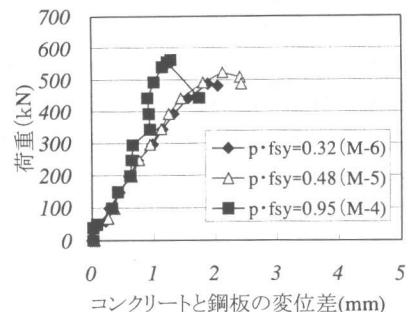
<試験体：M-9・M-10・M-11・M-12>

スパン中央に曲げひび割れ発生後、さらに荷重を加えると、スパン中央から支点に向かってジベル筋位置のコンクリート下面にひび割れが分散して発生した（図-6(c)参照）。鋼板の引張降伏後、圧縮域のコンクリートが応力を十分に負担する荷重まで部材は変形し、M-9は圧縮域のコンクリート圧壊直後に鋼板が座屈し、部材の最大荷重に至った。M-10～M-12については、コンクリート圧壊開始後、部材の最大荷重となり、その後さらに載荷すると鋼板の座屈に至った。いずれの試験体においても、ジベル筋の破断による接合面での破壊は見られなかった。

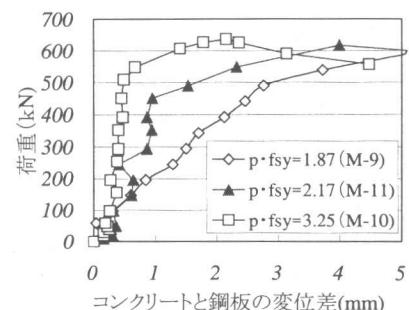
3. 2 ジベル筋によるせん断伝達機構

図-7に、荷重とスパン中央におけるコンクリートと鋼板の変位差の関係を破壊形式別に示す。ジベル筋が破断する破壊、また曲げ破壊の場合とともに、それぞれジベル筋補強度 $p \cdot f_{sy}$ が大きいほど、同一荷重に対する鋼板とコンクリートの変位差は小さいことが確認された。つまり、ジベル筋補強度が小さいほど、荷重が大きくなるに従い鋼板とコンクリートの間にずれが生じ、部材断面の平面保持が成立しないといえる。その結果、曲げ変形が進み、耐力低下を引き起こすと考えられる。

図-8に荷重とせん断スパン中央における鋼板の主せん断ひずみ関係を示す。ジベル筋の破断による破壊形式の場合は、ジベル筋が破断に至るまではほぼ同様な主せん断ひずみの傾向を示し、ジベル筋補強度の大きさによる顕著な違いは見られなかった。また、曲げ破壊の場合は、部材の最大荷重に至るまでジベル筋補強度が大きいほど、同一荷重に対して、わずかに主せん断ひずみが小さくなる傾向を示した。図-8より、どちらの破壊形式においても、ジベル筋が破断するまでは2面鋼板補強梁部材として、せん断力を伝達することが可能であるといえる。

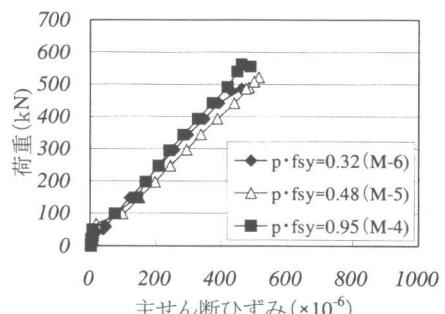


(a) ジベル筋破断による破壊

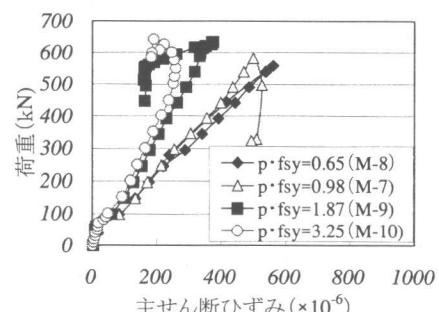


(b) 曲げ破壊

図-7 荷重とスパン中央におけるコンクリートと鋼板の変位差の関係



(a) ジベル筋破断による破壊



(b) 曲げ破壊

図-8 荷重とせん断スパン中央における鋼板の主せん断ひずみの関係

図-9 にジベル筋が負担する主な応力を模式的に示す。ジベル筋が負担する応力は、①曲げ変形に伴う鋼板とコンクリートの接合面におけるずれによるせん断力、②鋼板の座屈による引張力の2種類に大別できると考えられる。そこで、接合面付近におけるジベル筋の4面のひずみ値に着目することにした。図-10 にスパン中央から340mm の位置におけるジベル筋（以下、〈340〉と表記）の上段・中段・下段の4方向ひずみを破壊形式別に示す（図-3 参照）。ジベル筋が破断した破壊形式（M-4）と曲げ破壊形式（M-9）を比較すると、M-4 は引張ひずみが全体的に卓越しており、部材の最大荷重時付近ではジベル筋上段のひずみが降伏に至っているが、他のひずみは降伏に至らなかった。一方、曲げ破壊形式の場合は、引張ひずみと圧縮ひずみの大きさは、やや引張ひずみが大きいものの絶対値の傾向は類似しており、ジベル筋のダウエル作用でせん断伝達を行うと考えられる。

図-11 に各ジベル筋位置の下段における曲げ変形によるひずみを示す。約 70 kN の荷重で、〈340〉のひずみが増加傾向を示した。これは、スパン中央に曲げひび割れが発生し、鋼板とコンクリートにずれが生じ始めたためと考えられる。その後、〈340〉のひずみは約 100 kN でほぼ増加しなくなり、〈680〉のひずみの増加が顕著になることがわかる。これは、〈340〉付近のコンクリート下面にひび割れが発生し、ジベル筋の付着力が低下したためであり、その結果負担せん断力が減少し、〈680〉位置の負担応力が増加したと考えられる。同様に、約 200 kN で〈680〉位置に、約 450 kN で〈1020〉位置に曲げひび割れが発生し、順次ひび割れが発生していない支点部方向のジベル筋のひずみが増加する傾向が確認された。

3.3 ジベル筋量が耐力及び変形に及ぼす影響

図-12 にジベル筋の補強量が荷重-変位関係に及ぼす影響を示す。図-12(a)より、ジベル筋間隔が一定の場合、ジベル筋径が大きくな

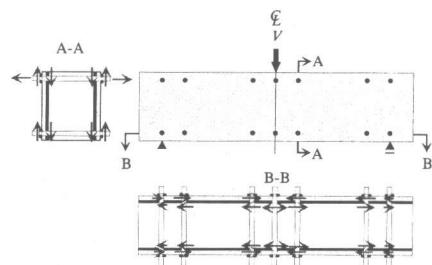


図-9 ジベル筋の応力状態

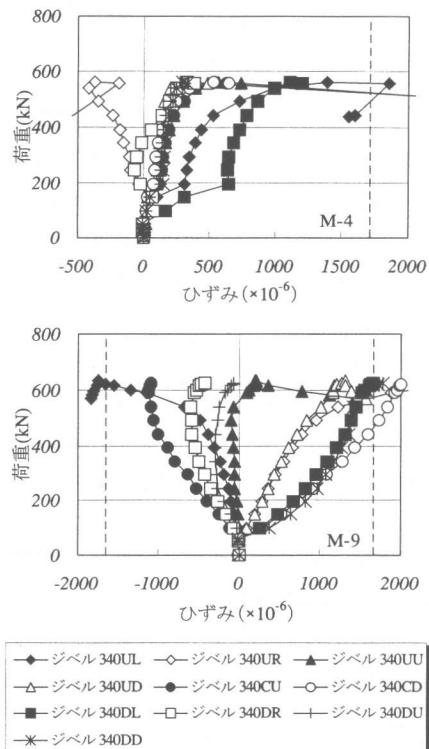


図-10 荷重とジベル筋のひずみ関係

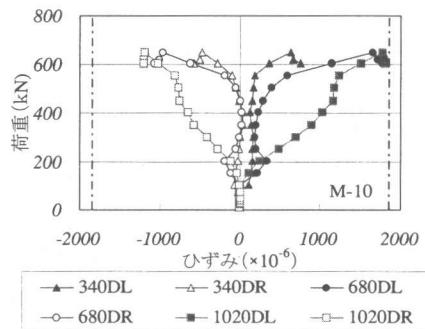


図-11 荷重とジベル筋のひずみ関係

<凡例>例：340DL
340：スパン中央からのジベル筋位置
D：下段（U：上段，C：中段）
L：左側（R：右側，U：上側，D：下側）

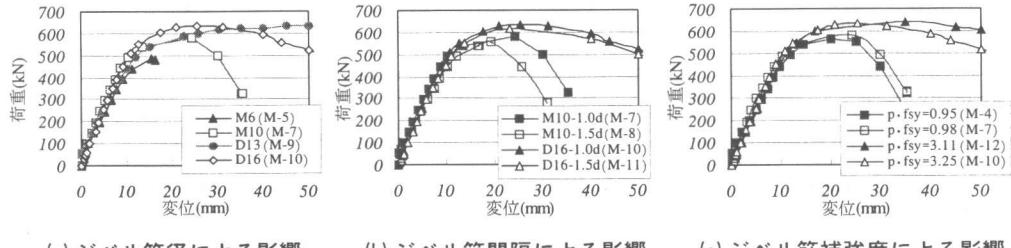


図-12 ジベル筋の補強量が荷重-変位関係に及ぼす影響

るほど耐力および変形性能は大きくなる傾向を示すが、一定径以上になると耐力、変形性能ともに頭打ちになることがわかる。また図-12 (b) より、ジベル筋径が一定の場合、ジベル量が小さいレベルでは間隔が大きくなると変形性能は劣るが、一定のジベル筋量以上であると顕著な違いは見られないことが確認された。図-12 (c) にジベル筋補強度 $p \cdot f_{sy}$ による影響を示す。今回の実験範囲では、ジベル筋補強度が $0.95 \sim 3.25 \text{ N/mm}^2$ の場合、ジベル筋補強度が同程度であれば径や間隔によらず、耐力、変形性能ともに同様な傾向を示した。

4.2 面鋼板補強梁部材の曲げ耐力とせん断摩擦理論によるジベル筋量の関係

図-13 に、最大荷重 P_{max} (実験値) と曲げ耐力 V_{mu} (計算値) の耐力比とジベル筋量の関係を示す。横軸は、ジベル筋断面積 A_s ($\text{mm}^2/\text{本}$) とせん断摩擦理論¹²⁾に基づく必要ジベル筋断面積 A'_s ($\text{mm}^2/\text{本}$) の比とした。 A'_s は以下の式により算出した。

$$A'_s = V_{mu} / (\mu \times 2 \times n \times f_{sy}) \quad \text{式 (1)}$$

ここで、 μ は摩擦係数 (0.7), n はジベル筋の本数, f_{sy} はジベル筋の降伏強度とする。

図-13 より、今回の実験モデルでは、 A/A'_s が約 1.2 以下の場合には、鋼板とコンクリートの接合面におけるジベル筋の破断による脆性的な破壊となるが、 A/A'_s が 1.2 以上であれば曲げ破壊モードとなることが明らかになった。

5.まとめ

部材両側面を鋼板補強した鋼コンクリート合成

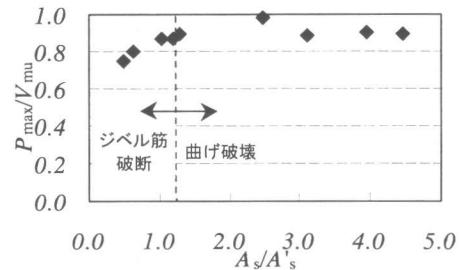


図-13 せん断摩擦理論によるジベル筋量と耐力比の関係

梁部材の載荷実験により、以下の知見が得られた。

- 1) 鋼コンクリート合成梁部材の破壊形式は、接合面におけるジベル筋破断による破壊と曲げ破壊に大別される。
- 2) 2 面鋼板補強梁部材において、ジベル筋が破断に至るまでは、ジベル筋のダウエル作用によりせん断力を伝達することができる。
- 3) ジベル筋補強度が $0.95 \sim 3.25 \text{ N/mm}^2$ の範囲では、ジベル筋補強度が同程度の場合、耐力、変形性能ともに同様な傾向を示した。
- 4) せん断摩擦理論に基づくジベル筋量と部材の破壊形式の関係は、今回の実験条件においては、 A/A'_s の値が 1.2 を境にジベル筋の破断による破壊と曲げ破壊形式に分類されることがわかった。

参考文献

- 1) ACI : Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-71),1971
- 2) 青柳征夫：せん断伝達機構とその設計上の取り扱い、コンクリート工学, Vol.20, No.12, pp.4-10, 1982.12