

(21) 孔あき鋼板ジベルを用いたプレキャストPC床版の接合構造の曲げ試験と対応する要素試験

Nguyen Minh Hai¹・中島 章典²・藤原 了³・小幡 竜馬⁴・
藤倉 修一⁵・平野 優麻⁶

¹正会員 宇都宮大学助教 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: nguyenminhhai@cc.utsunomiya-u.ac.jp

²フェロー会員 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

Email: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

³正会員 株式会社デイ・シイ 技術センター (〒210-0854 神奈川県川崎市川崎区浅野町 1-17)

E-mail: fujiwara_satoshi@dccorp.jp

⁴非会員 宇都宮大学 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: r169309@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁵正会員 宇都宮大学准教授 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁶非会員 宇都宮大学 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: r169333@cc.utsunomiya-u.ac.jp

鋼桁橋などの床版の取替え工事におけるプレキャストPC床版の接合方法の1つとして、接合部に孔あき鋼板ジベルを配置し、そこに鋼繊維補強モルタルの後打ちによってプレキャストPC床版同士を接合する方法が提案されている。既往研究では、この方法を用いた接合構造の曲げ挙動を実験的に確認した。本研究では、上記の接合方法の実用化に向けて、モルタル打設時の接合部下面の型枠の代わりとしたプレキャスト床版のアゴの有無、およびモルタル中の鋼繊維の混入率をパラメータとした接合構造の曲げ試験を実施し、これらの要因が接合構造の曲げ挙動に及ぼす影響を検討した。また、孔あき鋼板ジベルの引抜き試験も実施し、引抜き試験体のせん断耐力と曲げ試験の結果から推定される孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を比較し、両者の試験の対応性を確認した。さらに、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に基づいた接合構造の曲げ耐力の推定方法も検討した。

Key Words : Precast PC slab, joint structures, perfobond strip, steel fiber reinforced mortar, bending test, pull-out test

1. はじめに

既設鋼桁橋などの鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版）の取替え工事では、プレキャストのプレストレストコンクリート床版（以下、プレキャストPC床版）の適用事例が急増している。プレキャストPC床版を用いる場合、現場で床版同士を接合する必要がある。その接合構造にループ鉄筋継手が一般に適用されてきている¹⁾。ループ鉄筋継手を適用した場合には、接合構造の曲げ耐力の向上および耐力後の荷重の急激な低下を防止するために、ループ鉄筋の十分な重ね継手長を設けるとともに重ね継手部分に配力鉄筋を配置する必要がある²⁾。そのため、プレキャストPC床版の接合目地幅が比較的大きくなることや現場での接合部内の配

力鉄筋の配置作業に手間がかかることなどは課題として挙げられている。

上記の課題の解消に向けて、プレキャストPC床版の新たな接合構造が数多く開発されてきている^{3)~5)}。その1つとして、プレキャストPC床版の間に孔あき鋼板ジベルを配置し、そこに鋼繊維補強モルタルの後打ちによってプレキャストPC床版を接合する方法がある。この方法に着目した既往研究⁴⁾では、接合部内に配力鉄筋を配置せず、接合目地幅をループ鉄筋継手の場合の1/2程度に設定して、接合構造の曲げ試験を実施した。その結果、接合部へのモルタルの鋼繊維の質量(体積)混入率が9%(2.3%)、およびプレキャスト床版部材の主鉄筋を打ち継ぎ面に飛び出して配置した試

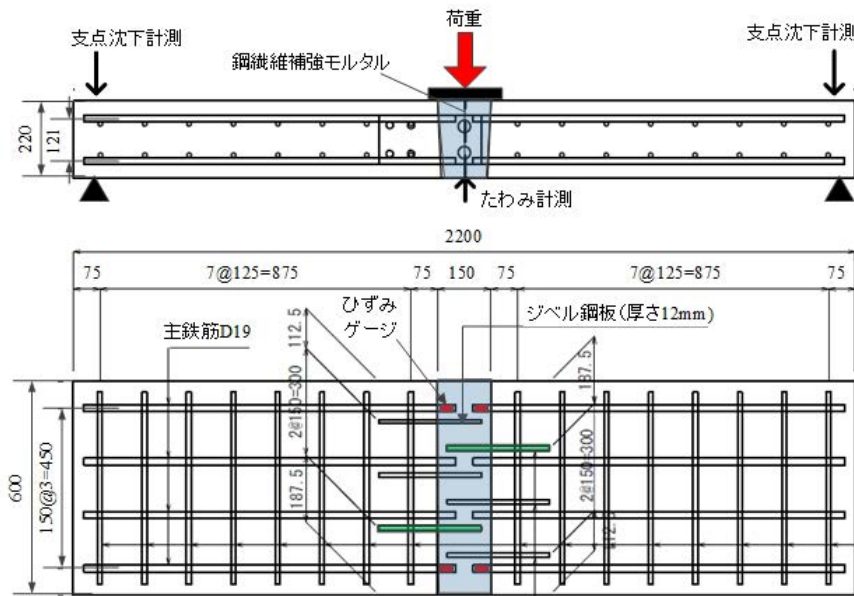


図-1 曲げ試験体と試験時の設置状況の一例 (アゴ無しの試験体)(単位 : mm)

験体の最大荷重は、輪荷重によるプレキャスト PC 床版の設計荷重の 4 倍程度となることが認められた。つまり、この方法の適用によって、プレキャスト PC 床版の接合目地幅の低減や接合部内の配力鉄筋の配置作業の省略を期待することができると考えられる。

一方、上記のような既往研究⁴⁾の試験条件を実構造に適用する場合では、接合構造に飛び出して配置した鉄筋にエポキシ樹脂塗装が行われることが多い。また、モルタル打設時の接合部下面の型枠の代わりとしたプレキャスト床版のアゴを設ける場合、あるいはコスト低減や施工性の改善のために、接合部に充填するモルタルの鋼繊維の混入率を低減する場合等もある。しかし、これらの条件が接合構造の曲げ挙動に及ぼす影響は、既往研究では明らかにされていない。

そこで本研究では、孔あき鋼板ジベルを用いたプレキャスト PC 床版の接合構造の実用化に向けて、モルタル打設時の接合部下面の型枠の代わりとしたプレキャスト床版のアゴの有無、およびモルタル中の鋼繊維の混入率が接合構造の曲げ挙動に及ぼす影響を曲げ試験により検討した。また、鋼繊維の混入率が異なるモルタルを用いた孔あき鋼板ジベルの引抜き試験も実施し、引抜き試験体のせん断耐力と曲げ試験の結果から推定される孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を比較し、両者の試験の対応性を確認した。さらに、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に基づいた接合構造の曲げ耐力の推定方法も検討した。

2. 接合構造の曲げ試験

(1) 試験体と試験方法

本研究で用いた曲げ試験体と試験方法を図-1に示す。左右のプレキャスト床版部材からそれぞれ 3 枚のジベ

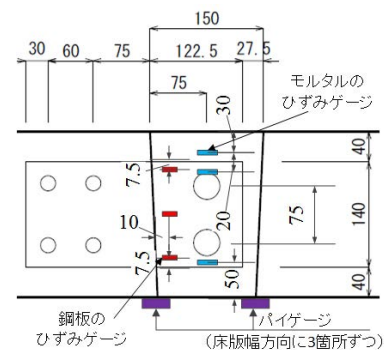


図-2(a) アゴ無しの試験体

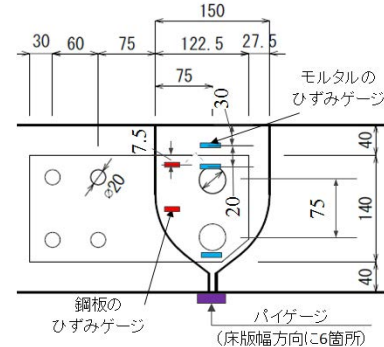


図-2(b) アゴ有りの試験体

図-2 試験体の接合部 (単位 : mm)

ル鋼板と 8 本の主鉄筋 (圧縮側と引張側にそれぞれ 4 本) を接合部に飛び出して配置し、そこに鋼繊維補強モルタルを後打ちした。ジベル鋼板の一方はプレキャスト床版部材内に埋め込まれ、径 20mm の孔を 4 箇所に空けて、その中の 2 箇所の孔内に D16 の鉄筋を貫通させてプレキャスト床版部材と一体化させた。これに対して、接合部側のジベル鋼板には径 35mm の孔を上下に 2 段配置しており、ここに鋼繊維補強モルタルを充填させることによって孔あき鋼板ジベルとして曲げに抵抗させている。また、プレキャスト床版部材と接

表-1 曲げ試験体一覧

試験 体名	アゴ の有 無	鋼繊維補強モルタル		プレキャスト コンクリート の圧縮強度 (N/mm ²)	最大 荷重 (kN)
		鋼繊維の 質量(体積) 混入率(%)	圧縮 強度 (N/mm ²)		
Type1	無	9(2.3)	68.0	55.1	112
Type2	有	6(1.5)	71.6	52.6	70
Type3	無	3(0.8)	73.3	57.1	75
Type4	有	3(0.8)	71.0	47.4	46

合部の打ち継ぎ面の開き変位を抑制するために、プレキャスト床版部材の D19 主鉄筋をそのまま打ち継ぎ面に飛び出させて配置した。なお、接合部に配置したすべての鋼板と飛び出し鉄筋の表面にエポキシ樹脂塗装が行われている。また、橋軸直角方向に導入するプレストレスは省略している。

曲げ試験には 4 種類の試験体 (Type1~Type4) を用い、各試験体のパラメータを表-1 に示す。Type1 と Type3 の試験体ではモルタル打設時の接合部下面の型枠の代わりとしたプレキャスト床版部材のアゴを設けていないが、Type2 と Type4 の試験体ではそのアゴを設けている (以下、それぞれをアゴ無しと有りの試験体と呼ぶ)。アゴ無しと有りの試験体の接合部の詳細をそれぞれ図-2(a) と図-2(b) に示しているが、両種類の試験体の接合目地の上縁幅はともに 150mm であり、下縁幅はそれぞれ 130mm と 10mm である。また、図-2には主鉄筋を省略しているが、アゴ有りの試験体における引張側の主鉄筋の打ち継ぎ面からの飛び出し長がアゴ無しの試験体に比べて小さい。

曲げ試験体のプレキャスト床版部材のコンクリートの圧縮強度に加えて、載荷試験時の接合部の鋼繊維補強モルタル(3日材齢)の圧縮強度を表-1に示す。接合部へ後打ちした鋼繊維補強モルタルにはプレミックスセメント、水(セメントに対する水の質量比が13%)と径0.2mm、長さ15mmの鋼繊維を用いた。また、Type1とType2の試験体の接合構造に用いたモルタルの鋼繊維の質量(体積)混入率はそれぞれ 9%(2.3%) と 6%(1.5%)であり、Type3とType4の試験体ではその混入率が3%(0.8%)である。表-1から鋼繊維補強モルタルの圧縮強度は必ずしも鋼繊維の混入率に依存していないが、後述の引抜き試験体に用いたモルタルの材料試験の結果から、鋼繊維の混入率の増加とともにモルタルの曲げ強度の増加が認められている。

一方、図-1に示す左右のプレキャスト床版部材接合後の曲げ試験体の全長は2200mmであるが、これをスパン2000mmの単純支持で曲げ載荷試験を行った。また、接合部の上面に幅200mm、厚さ19mmの鋼板を置き、その上に径50mmの丸鋼を介しプレキャスト床版部材の幅方向には線荷重として集中荷重を載荷した。載荷に際しては、載荷点のたわみと支点沈下量を変位計により計測した。そして、アゴ無しのType1とType3の試験体では、図-2(a)に示すように2つの打ち継ぎ面

の下縁の開き変位を床版の幅方向に等間隔の3箇所ではパイ型変位計(紫色の長方形で表示)により計測した。これに対して、図-2(b)に示す、アゴ有りのType2とType4の試験体の接合目地の下縁幅が10mmであるため、そこにある2つの打ち継ぎ面の開き変位の合計値を床版の幅方向に等間隔の6箇所ではパイ型変位計により計測した。

また、図-2における青長方形は曲げ試験体の鋼繊維補強モルタル部分の両側面に貼付したひずみゲージ、赤長方形はジベル鋼板の両面に貼付したひずみゲージを表している。ひずみゲージを貼付したジベル鋼板は図-1の緑長方形で示されたもののみである。さらに、打ち継ぎ面に飛び出させた引張側の主鉄筋の中で、図-1の赤長方形を付けた4本の鉄筋のみにひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

(2) 試験結果

a) 荷重-たわみ関係

全試験体の載荷荷重(縦軸)と中央点のたわみ(横軸)の関係を図-3に示す。プレキャスト床版部材のアゴの有無を図中の実線と破線で、接合部へのモルタルの鋼繊維の質量混入率の違いを線の色で区別している。また、図中の黒破線は、本研究の試験体と同じ諸元を有するプレキャスト床版部材のみの曲げひび割れ発生荷重(P_{cr})であり、この曲げひび割れ発生荷重(P_{cr})の算定に用いたコンクリートの引張強度を 4N/mm^2 とした。さらに、道路橋示方書⁷⁾を参考にして、A 活荷重で設計する橋で、床版支間 $L=4(\text{m})$ とした時の輪荷重 $P=100(\text{kN})$ による床版の幅 $b(\text{m})$ の設計曲げモーメントは以下の式 (1) で算定される。

$$M_d = 0.8(0.10L + 0.04)Pb \quad (1)$$

式 (1) に床版の幅 $b=600\text{mm}$ を代入した時の設計曲げモーメントを算定し、その設計曲げモーメントに対応した設計荷重(P_d)を図-3の赤点線で表している。しかし、本研究の試験体の橋軸直角方向のジベル鋼板の配置間隔が 150mm で、左右のプレキャスト床版部材にそれぞれ 3 枚のジベル鋼板を配置したため、設計時にその鋼板枚数に応じた床版幅が 450mm であるとも考えられる。ここでは、参考値として式 (1) に床版の幅 $b=450\text{mm}$ を代入した時の設計荷重 (P_d) を図-3の黒点線で表している。

図-3から、Type2 の試験体を除いて、各試験体の荷重が30~37kN 程度でたわみが急増している。これは、後述の2. (2)b)に示すように打ち継ぎ面の下縁の開き変位が急増したためである。また、この時の荷重は図中の床版幅を 450mm とした時の設計荷重と同程度であり、曲げひび割れ発生荷重および床版幅を600mm とした時の設計荷重より小さい。さらに、本研究の曲げ試験体のたわみが急増した荷重は、既往研究⁴⁾の同種

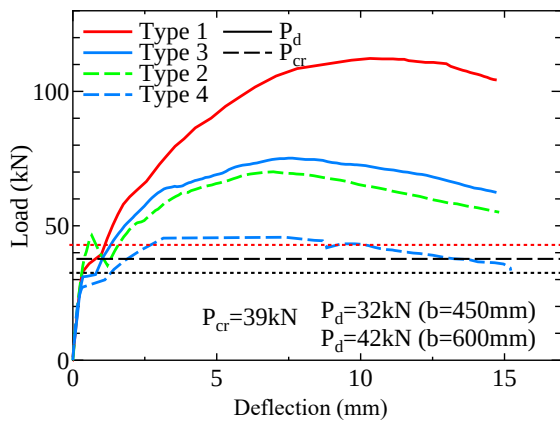


図-3 曲げ試験体の荷重－たわみ関係

類の試験体(载荷試験時の鋼繊維補強モルタルの材齢が28日)の結果に比べても幾分小さい。これは、接合部に飛び出した鉄筋にエポキシ樹脂塗装が行われており、かつ载荷試験時の鋼繊維補強モルタルの材齢が3日であり、飛び出し鉄筋と鋼繊維補強モルタルの付着力は既往研究の試験体に比べて小さくなったためである。しかし、接合部の鋼繊維補強モルタル材齢に伴い上記の付着力が増加するため、たわみが急増する荷重も増加すると推測される。一方、アゴ有りで鋼繊維の質量混入率が6%のType2の試験体では、荷重が48kN程度で一時的に低下するとともにたわみが急増した。これは、接合部に飛び出した鉄筋と鋼繊維補強モルタルの付着力が急に切れたためと推測されるが、その詳細の原因は把握していない。

図-3の実線で示すアゴ無しの試験体に着目すると、モルタルの鋼繊維の質量混入率が9%のType1の試験体の最大荷重は、その混入率が3%のType3の試験体の最大荷重の1.5倍となっている。同様に図-3の破線で示すアゴ有りの試験体では、鋼繊維の質量混入率が6%のType2の試験体の最大荷重は、その混入率が3%のType4の試験体の最大荷重の1.5倍となっている。つまり、鋼繊維の混入率の増加とともに接合部に配置した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力も増加し、結果的に曲げ試験体の最大荷重も増加したと考えられる。

一方、図-3に示した青実線と青破線に着目すると、モルタルの鋼繊維の混入率が同じであるが、アゴ無しの試験体の最大荷重はアゴ有りの試験体の最大荷重の1.6倍となっている。これは、次の2つの要因が影響したためと考えられる。1つ目は、アゴ無しの試験体に比べてアゴ有りの試験体のプレキャスト床版部材からの主鉄筋の飛び出し部分の長さが小さいため、その部分の鉄筋の付着力が接合構造の曲げ耐力にほとんど寄与していないためである。2つ目は、アゴ無しの試験体に比べてアゴ有りの試験体の接合部に充填した鋼繊維補強モルタルの体積が小さく、それが接合部に配置した孔あき鋼板ジベル周辺の拘束効果に影響したため、結果的に孔あき鋼板ジベルのせん断耐力が低下し、曲

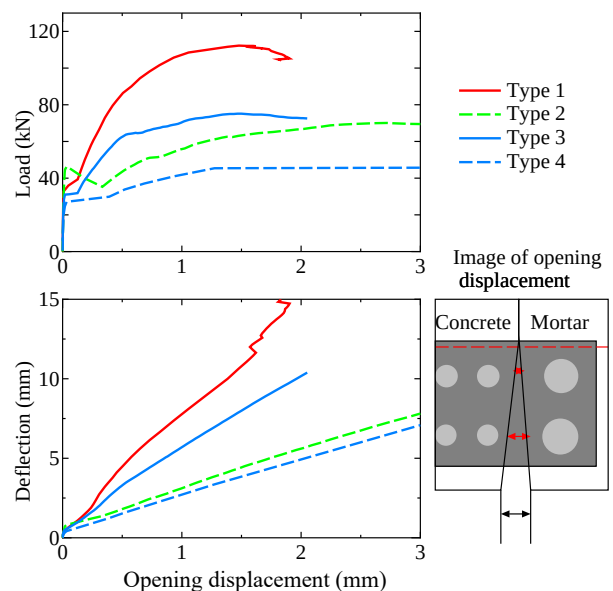


図-4 荷重、たわみ－打ち継ぎ面の開き変位の関係

げ試験体の最大荷重も低下したと考えられる。

b) 荷重－打ち継ぎ面の開き変位の関係

図-4の左上には、全試験体の载荷荷重と打ち継ぎ面の開き変位(以下、開き変位と呼ぶ)の関係、左下には試験体の中央点のたわみと開き変位の関係を示す。縦軸は荷重あるいはたわみ、横軸が打ち継ぎ面の下縁に取り付けたすべてのパイ型変位計による開き変位の平均値である。

図-4の左上から、前述の図-3に示した試験体の中央点のたわみが急増した荷重あたりで、開き変位も急増したことがわかる。それ以降は、荷重とともに開き変位が増加し、アゴ無しのType1とType3の試験体の最大荷重時の開き変位は1.2～1.5mm程度である。これに対して、アゴ有りのType2とType4の試験体では、前述のようにパイ型変位計が2つの打ち継ぎ面の開き変位の合計値を計測しているため、最大荷重時の開き変位は、Type1とType3の試験体のものより大きい。また、図-4の左下から、同じたわみでアゴ有りのType2とType4の試験体の開き変位はアゴ無しのType1とType3の試験体のものに比べて2倍～2.8倍程度生じていることが確認できる。

一方、図-4の右側に示すように、打ち継ぎ面における断面の中立軸から試験体の下縁までの開き変位が三角形分布のように生じると仮定すると、図-4の結果からジベル孔位置で生じたずれ変位(赤矢印)が推測できると考えられる。後述の4.(1)に示す試験体の中立軸位置の算定結果から、各試験体の最大荷重時のジベル鋼板下側のジベル孔のずれ変位が0.6～0.8mm程度であり、上側のジベル孔のずれ変位が0.02～0.04mm程度であると推測される。ただし、これらのずれ変位は接合部側の鋼繊維補強モルタルとジベル鋼板とのずれ変位に加えて、プレキャスト床版部材側のコンクリートとジベル鋼板とのずれ変位も含んでいる可能性がある。

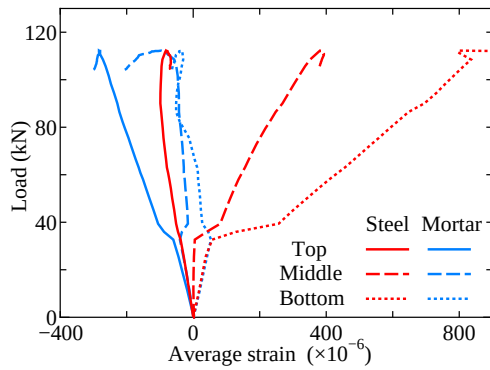


図-5 Type1 の試験体の荷重－鋼繊維補強モルタル，ジベル鋼板のひずみの関係

c) 荷重－鋼繊維補強モルタル，ジベル鋼板のひずみとの関係

接合部の鋼繊維補強モルタルおよびジベル鋼板のひずみと荷重の関係の一例として，Type1の試験体の関係を図-5に示す．この図の縦軸は荷重，横軸は図-2(a)に示した鋼繊維補強モルタルおよびジベル鋼板に貼付した各位置のひずみゲージによる計測値の平均である．図中の青線は荷重－鋼繊維補強モルタルのひずみ関係，赤線は荷重－ジベル鋼板のひずみ関係を示し，同色の実線，破線と点線は図-2に示した床版高さ方向に貼付したひずみゲージの位置に対応している．

図-5の鋼繊維補強モルタルのひずみ（青線）に着目すると，荷重が35kN程度までは床版高さ方向の中心位置から上側は圧縮ひずみ，下側は引張りひずみとなっている．そして，それらの位置に対応したジベル鋼板のひずみも同傾向を示しており，ジベル鋼板の中心位置のひずみ（赤破線）がほぼゼロとなっている．これらのことから，荷重が35kN程度までは，接合構造の全断面が有効で曲げに抵抗していることがわかる．

一方，荷重が35kN程度以降では，床版の中心位置から下側の鋼繊維補強モルタルのひずみは引張側からゼロあるいは圧縮側に移行している．これは，打ち継ぎ面の開き変位が急増した後は，接合部の鋼繊維補強モルタルに引張応力が伝達されなくなったためと考えられる．また，荷重が35kN程度以降では，ジベル鋼板の中心位置およびその下側のひずみが引張側に大きく増加している．つまり，打ち継ぎ面の開き変位が急増した以降には接合構造における各断面の中立軸位置も上側に移行し，接合構造への曲げ圧縮には主に鋼繊維補強モルタルが抵抗し，曲げ引張には主にジベル鋼板が抵抗していると考えられる．

なお，ここに示していないが，他の試験体のジベル鋼板および鋼繊維補強モルタルのひずみ挙動も上記と同傾向を示していることが確認されている．

d) 荷重－飛び出し鉄筋のひずみ関係

図-6には，全試験体の荷重と飛び出し鉄筋のひずみ（以下，鉄筋のひずみと呼ぶ）の関係を示す．縦軸は荷

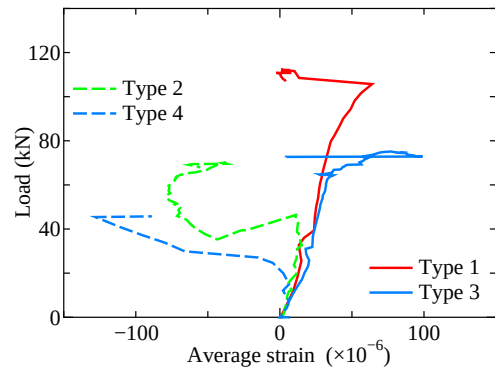


図-6 曲げ試験体の荷重－飛び出し鉄筋の軸ひずみの関係

重，横軸は打ち継ぎ面から主鉄筋の飛び出した部分に貼付したすべてのひずみゲージによる計測値の平均である．

図-6の実線で表すアゴ無しのType1 とType3 の試験体では，荷重とともに鉄筋のひずみが引張側に増加している．そして，打ち継ぎ面の開き変位が急増した荷重あたりでは，その関係の傾きが変化していないことから，これらの試験体の打ち継ぎ面の開き変位の急増は，必ずしも飛び出し鉄筋と鋼繊維補強モルタルとの付着力の低下ではなく，プレキャスト床版部材のコンクリートと鋼繊維補強モルタルとの付着力の低下によるものと推測される．また，飛び出し鉄筋の引張りひずみが生じていることから，この鉄筋は少なからず曲げ試験体の最大荷重に寄与していると考えられる．しかし，例えばType1 の試験体（赤線）の最大荷重時の鉄筋のひずみは 60×10^{-6} 程度であり，前述の図-5で対応した位置のジベル鋼板のひずみの1/10程度であり極めて小さい．つまり，飛び出し鉄筋が曲げ試験体の最大荷重への寄与はかなり小さいと考えられる．

一方，アゴ有りのType4の試験体（緑破線）では，飛び出し鉄筋と鋼繊維補強モルタルとの付着力が小さいため，荷重が10kNあたりで飛び出し鉄筋のひずみが引張側から圧縮側に移行した．これに対して，Type2の試験体では荷重40kNあたりまで飛び出し鉄筋のひずみが引張側に生じているが，その後はひずみが急激に圧縮側に移行した．つまり，この試験体の飛び出し鉄筋と鋼繊維補強モルタルとの付着力が急に切れたことによって，前述の図-3に示したように荷重が一時的に低下したと推測される．

e) 試験体のひび割れ状況

曲げ試験の載荷終了後に，各試験体のひび割れ状況を確認した．一例として，Type3 の試験体の接合部下面のひび割れ状況を写真-1に示す．

写真-1から，プレキャスト床版部材と接合部の打ち継ぎ面の右上と左下の部分で大きなひび割れ（開き変位）が生じている．これは，図-1の下側に示すようにこれらの位置にはジベル鋼板が配置されていないためである．また，接合部の下面において橋軸直角方向の

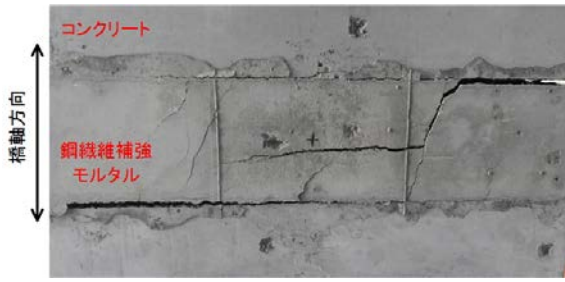


写真-1 Type3 の試験体の接合部下面のひび割れ状況

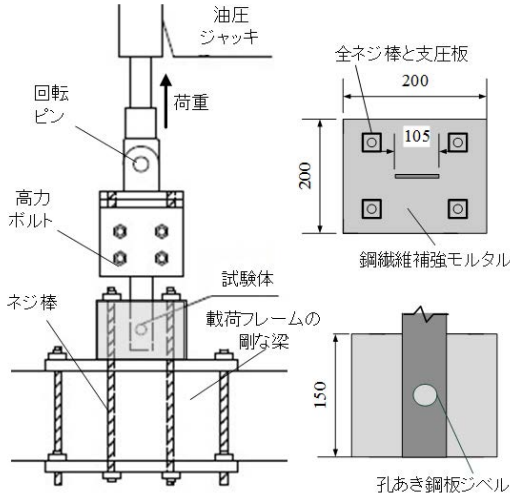


図-7 引抜き試験の設置状況（左側）と引抜き試験体（右側）
（単位：mm）

ひび割れに加えて、橋軸方向あるいはその斜め方向のひび割れも確認されている。これらのひび割れは主に接合部に配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力の増加に伴いジベル孔で生じた押し広げ力によるもの⁸⁾であるが、接合部に交互配置した孔あき鋼板ジベルによる押し広げ力の作用機構は複雑であるため、ひび割れが多方向に生じたと推測される。また、これらのひび割れは、ジベル鋼板周辺の拘束効果、つまり孔あき鋼板ジベルによるせん断抵抗を低下させる⁹⁾ため、曲げ試験体の最大荷重に大きく影響したと考えられる。

3. 孔あき鋼板ジベルの引抜き試験

(1) 試験体と試験方法

既往研究⁴⁾と本研究の曲げ試験の結果により、2.で示した接合構造の最大荷重は孔あき鋼板ジベルの引抜き方向のせん断耐力で決まると考えられる。そこで、鋼繊維の混入率が異なるモルタルを用いた孔あき鋼板ジベルの引抜き方向のせん断耐力を把握するために、孔あき鋼板ジベルの引抜き試験を実施した。引抜き試験の設置状況を図-7の左側に、引抜き試験体の平面図と側面図を図の右上と右下に示す。また、引抜き試験体の一覧を表-2に示す。

図-7に示す引抜き試験では、1つの孔を有するジベル鋼板がモルタルに取り囲まれる形状の試験体を用いた。

表-2 引抜き試験体一覧

試験体名 (体数)	鋼繊維補強モルタル			
	鋼繊維の 質量(体積) 混入率(%)	圧縮 強度 (N/mm ²)	割裂引張 強度 (N/mm ²)	曲げ 強度 (N/mm ²)
SM-9(2)	9(2.3)	83.1	11.9	29.2
SM-6(2)	6(1.5)	82.0	12.3	22.9
SM-3(2)	3(0.8)	74.2	10.8	19.1

全ての試験体のジベル鋼板はSS400の材質を有し、板厚は12mmであり、ジベル孔径は35mmである。曲げ試験と同じように鋼繊維補強モルタルには、プレミックスセメント、水と鋼繊維を用い、モルタルの鋼繊維の質量(体積)混入率を9%(2.3%)、6%(1.5%)と3%(0.8%)に変化させた。表-2から、鋼繊維補強モルタルの圧縮強度や割裂引張強度は鋼繊維の混入率に大きく依存していないが、曲げ強度は鋼繊維の混入率とともに増加していることがわかる。

また、曲げ試験に用いたアゴ無しの試験体の接合部の寸法を参考にして、図-7に示したように引抜き試験体のモルタルブロックの寸法の高さ、幅と奥行きをそれぞれ150、200、200mmとした。なお、アゴ有りの試験体の寸法に対応させる場合では、引抜き試験体の寸法をさらに小さくする必要があるが、試験体の設置は困難であるため、その場合の試験を実施しないこととした。

引抜き試験においては、図-7の左側に示すように4本の全ネジを用いてモルタルブロックを載荷フレームの剛な梁に固定した。また、ジベル鋼板の上部は4つの高力ボルトを通してジャッキに固定し、その状態でジベル鋼板の上部に引抜く力を加えた。さらに、図-7に示していないが、ジベル鋼板に固定された4つの高感度変位計をモルタルブロックの上面に当て、ジベル鋼板とモルタルブロックのずれ変位を計測した。

(2) 試験結果

引抜き試験から得られたせん断力-ずれ変位関係を図-8に示し、縦軸はせん断力(載荷荷重)、横軸はジベル鋼板とモルタルブロック上面のずれ変位である。また、モルタル中の鋼繊維の混入率の違いを図中の線の色で区別している。

図-8の全ての関係において、せん断耐力まではせん断力とともにずれ変位が徐々に増加しているが、せん断耐力時にはずれ変位が急激に生じると同時にモルタルブロック表面にひび割れが確認された。一例として、表-2に示したSM-6の試験体のモルタルブロックの表面に生じたひび割れの状況を写真-2に示しているが、ひび割れがジベル鋼板の縁端からブロックの側面に向かって生じている。このようなひび割れは既往研究¹⁰⁾の同様な試験体にも生じており、図-8の中に示すように主に孔あき鋼板ジベルのせん断力の増加に伴いジベ

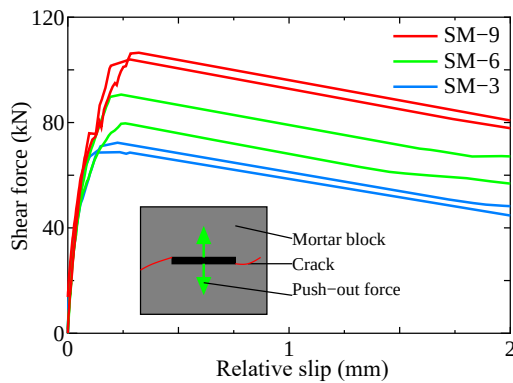


図-8 引抜き試験のせん断力-ずれ変位関係

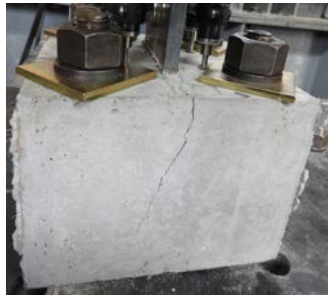


写真-2 引抜き試験体のモルタルブロック表面のひび割れ

ル孔で生じた押し広げ力(図中の緑の矢印)によるものと考えられる。また、これらのひび割れは、前述の写真-1に示した曲げ試験体の接合部の下面に生じた橋軸方向のひび割れに対応していると考えられる。

図-8における各試験体のせん断耐力時のずれ変位は0.2~0.3mm程度であり、鋼繊維の混入率の違うによってせん断耐力時のずれ変位の差異が顕著に見られていない。また、鋼繊維の質量(体積)混入率が9%(2.3%), 6%(1.5%)と3%(0.8%)の試験体のせん断耐力の平均値はそれぞれ105kN, 85kNと71kNであり、表-2に示した鋼繊維の混入率が異なるモルタルの曲げ強度の大小関係に対応している。つまり、モルタル中の鋼繊維の混入率の増加によって、モルタルの曲げ強度に起因する引張強度の増加⁶⁾とともにジベル鋼板の周辺モルタルの拘束効果も増加するため、結果的に孔あき鋼板ジベルのせん断耐力が向上したと考えられる。

4. 接合構造の曲げ耐力の算定方法

(1) 試験結果に基づく曲げ試験体の最大荷重の試算

既往研究⁴⁾の曲げ試験では、ジベル鋼板には本研究と同じように図-2(a)に示した赤長方形の位置にひずみゲージを貼付し、接合部の鋼繊維補強モルタルには、床版上縁から50mmの位置のみにひずみゲージを貼付した。そして、これらのひずみゲージの計測値に基づくひずみ分布から、接合構造の曲げ耐力を試算した。しかし、床版高さ方向に貼付した鋼繊維補強モルタルのひずみゲージは1箇所のみであり、その貼付位置が中立軸に近く、計測値が小さかった。そのため、接合構造の曲げ圧縮に抵抗する鋼繊維補強モルタルのひずみ

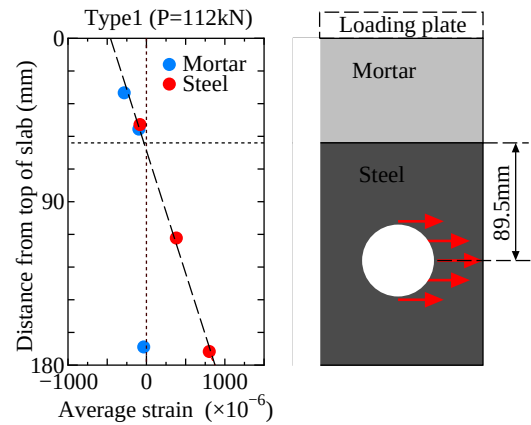


図-9 Type1の試験体の床版高さ方向のひずみ分布

分布の推測は困難であった。この課題を踏まえて、本研究の曲げ試験では、ジベル鋼板と接合部の鋼繊維補強モルタルのひずみゲージを図-2に示したように貼付した。ここで、これらの計測結果に基づき、曲げ試験体の最大荷重の算定を試みた。

まず、図-2に示したジベル鋼板と鋼繊維補強モルタルのひずみゲージは同じ断面に貼付されていないが、曲げ試験の載荷スパンに対して橋軸方向の距離が小さいため、同じ断面として考えることができる。一例として、Type1の曲げ試験体の最大荷重時の床版高さ方向のひずみ分布を図-9の左側に示す。図の縦軸は床版上縁からの距離、横軸は床版上縁から同じ距離の位置に貼付したジベル鋼板あるいは鋼繊維補強モルタルのひずみゲージによる計測値の平均であり、ジベル鋼板のひずみを赤丸、鋼繊維補強モルタルのひずみを青丸で示している。

図-9から、床版の下側に貼付した鋼繊維補強モルタルのひずみを除いて、ジベル鋼板と鋼繊維補強モルタルのひずみ分布はほぼ直線上にあることがわかる。また、これらのひずみデータに対する近似直線(図中の黒破線)を求めることによって、断面の中立軸は床版上縁から62.8mmの位置にあると推定できる。

そこで、接合構造におけるジベル孔の位置ではない断面において、引張にはジベル鋼板のみが抵抗し、圧縮には鋼繊維補強モルタルのみが抵抗すると仮定する。図-9のひずみ分布から、ジベル鋼板(3枚分)による引張合力と鋼繊維補強モルタルによる圧縮合力を試算すると、前者が382kN、後者が237kNとなり、圧縮と引張が釣り合わない。この理由として、図-1に示すように曲げ試験の載荷時には接合部の上面に厚さ19mmの鋼板(以下、載荷板と呼ぶ)を置き、両者が厚さ5mm程度の石膏層で接着されているため、その接合程度の把握は難しいが、載荷板も接合部の曲げ圧縮の一部を負担していると推測される。ここでは、上記の引張合力と圧縮合力の不釣り合い分の圧縮力が載荷板が負担すると仮定すると、着目断面における最大曲げモーメントが50253(kN.mm)、最大荷重が101kNとな

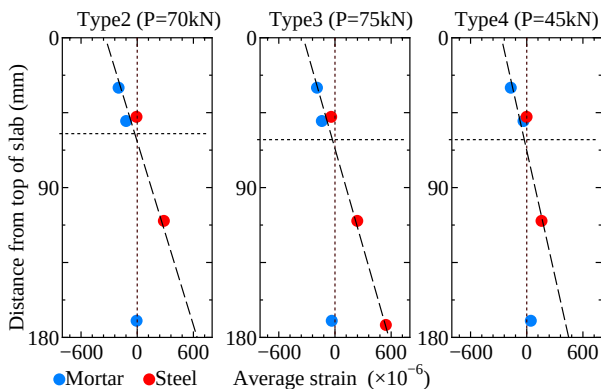


図-10 Type2～Type4の試験体の床版高さ方向のひずみ分布

り、Type1の曲げ試験体の最大荷重の実験値(112kN)の90%程度である。この試算結果と実験値との差異は、上記の試算で無視された飛び出し鉄筋が負担する引張力とそれに対応する載荷板が負担する圧縮力によるものと考えられる。

一方、図-9の左側に示したジベル鋼板のひずみは、同図の右側に示すジベル鋼板の下側のジベル孔のせん断力に起因したものと考えられる。そこで、図-9の左側のひずみ分布に基づく引張合力による曲げモーメントと、右側に示す下側のジベル孔のせん断力による曲げモーメントが等しいと仮定すると、ジベル孔1つあたりのせん断力が111kNと試算される。このせん断力は、前述の鋼繊維の質量混入率が9%の引抜き試験体のせん断耐力の105kN(図-8の試験体SM-9)に極めて近い。

上記と同様に、Type2～Type4の曲げ試験体の最大荷重時のひずみ分布を図-10に示す。図中の黒破線は、床版高さ方向の下側の鋼繊維補強モルタルのひずみを除いたデータに対する近似直線である。この近似直線と横軸の値がゼロの線との交差位置を中立軸の位置として表-3に示す。また、近似直線からジベル鋼板下縁のひずみと床版上縁の鋼繊維補強モルタルのひずみを求め、ジベル鋼板による引張合力と鋼繊維補強モルタルによる圧縮合力を試算した結果、いずれの場合においても引張合力が圧縮合力より大きくなった。つまり、Type2～Type4の試験体の場合においても、接合部の上面に設置した載荷板が接合構造の曲げ圧縮の一部を負担していると推測される。そこで、上記のType1の試験体の場合と同様に、引張合力と圧縮合力の不釣り合い分の圧縮力が載荷板が負担すると仮定し、その前提で考えた各試験体の最大荷重の推定値を表-3に示す。さらに、図-10のひずみ分布に基づくジベル鋼板の引張合力による曲げモーメントと、各試験体のジベル鋼板の下側のジベル孔のせん断力による曲げモーメントが等しいと仮定し、その時のジベル孔1つあたりのせん断力の推定値も表-3に示す。

表-3から、Type2～Type4の曲げ試験体の最大荷重の実験値に対する推定値の比は0.87～1.11であること

表-3 各試験体の曲げ耐力の推定値と実験値の比較

試験体	Type1	Type2	Type3	Type4
E_{cm} (kN/mm ²)	26.7	26.9	25.3	25.3
E_s (kN/mm ²)	206	206	206	206
h_1 (mm)	62.8	65.0	66.3	64.4
P_{max} (kN)	推定値 (a)	101	78	65
	実験値 (b)	112	70	46
	(a)/(b)	0.90	1.11	0.87
Q_u (kN)	推定値	111	87	70
	実験値	105	71	54
設計時	Q_u (kN)	105	87	71
	h_1 (mm)	72.9	72.7	74.1
	P_{max} (kN)	78	67	52

E_{cm} , E_s : それぞれ鋼繊維補強モルタルと鋼板の弾性係数
 h_1 : 床版上縁から中立軸までの距離, Q_u : 孔あき鋼板
 ジベルのせん断耐力, P_{max} : 曲げ試験体の最大荷重

から、上記の方法は本研究の曲げ試験体の最大荷重を概ね推定できていると考えられる。アゴ無しのType3の曲げ試験体の実験値に対する推定値の比は1より小さいが、これは飛び出し鉄筋が負担する引張力が無視されているためと考えられる。さらに、Type3の試験体における孔あき鋼板ジベルのせん断力の推定値は対応した引抜き試験体のせん断耐力の実験値とほぼ一致していることから、要素試験とした引抜き試験体と曲げ試験体は十分に対応性を有していると考えられる。一方、アゴ有りのType2とType4の曲げ試験体の最大荷重の推定値はともに実験値より10%程度大きい。この差異はひずみゲージの計測値のばらつきなどによるものと推測されるが、詳細な原因は把握していない。

(2) 設計時の接合構造の曲げ耐力の算定の一案

4. (1) では、曲げ試験のひずみの計測値から曲げ試験体の最大荷重、つまり接合構造の曲げ耐力の算定を試みた。ここでは、実構造の設計への適用に向けて、ジベル鋼板や鋼繊維補強モルタルのひずみを未知数、引抜き試験などで得られる孔あき鋼板ジベルの引抜き方向のせん断耐力を既知数として、接合構造の曲げ耐力の推定方法を検討した。

まず、接合構造におけるジベル孔の配置位置ではない断面に着目し、その断面のひずみ分布を図-11の真中のように、引張にはジベル鋼板のみが抵抗し、圧縮には鋼繊維補強モルタルのみが抵抗すると仮定する。なお、接合部に主鉄筋を飛び出して配置する場合では、飛び出し鉄筋が少なからず接合構造の曲げ耐力に寄与するが、安全性の観点からその寄与を無視する。また、4. (1) に示したように、曲げ試験体の接合部上面に設置した載荷板は試験時の接合構造の曲げ耐力に寄与したが、実構造の状況と異なるため、この寄与も無視する。したがって、図-11に示すように、ジベル鋼板による引張合力と鋼繊維補強モルタルによる圧縮合力の合計がゼロであることから、以下に式(2)により中立

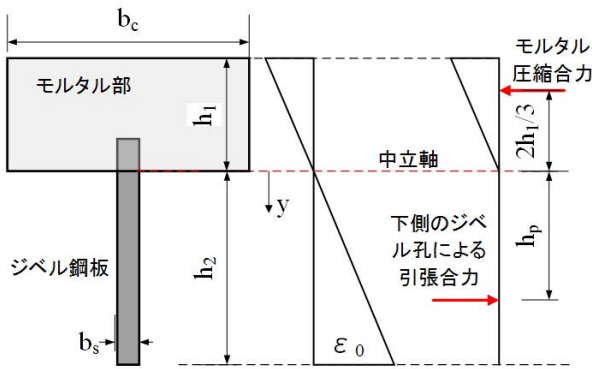


図-11 接合構造の抵抗曲げモーメントの概念

軸位置を求めることができる。

$$\int_{-h_1}^0 \frac{E_{cm}\epsilon_0 y}{h_2} dA + \int_0^{h_2} \frac{E_s\epsilon_0 y}{h_2} dA = 0 \quad (2)$$

ここに、 h_1 、 h_2 ：中立軸から床版上縁あるいはジベル鋼板の下縁までの距離、 y ：中立軸から任意な位置までの距離、 ϵ_0 ：ジベル鋼板の下縁のひずみ（未知数）である。なお、式(2)において、接合部に配置するジベル鋼板の間隔が比較的大きい場合では、接合構造の曲げ圧縮に寄与する鋼繊維補強モルタルの橋軸直角方向の有効幅を考慮する必要がある。ただし、本研究のジベル鋼板と鋼繊維補強モルタルのひずみ分布が概ね直線上にあることから、本研究の範囲では接合構造の橋軸直角方向の全幅が有効であると仮定できる。

次に、接合構造の中央断面（ジベル孔を有する断面）に着目し、この断面における中立軸は式(2)で求めた中立軸と同じ位置にあることを前提とする。また、図-11の右側に示すように、引張側にはジベル鋼板の下側のジベル孔のせん断抵抗による合力、圧縮側には引張側の合力と釣り合うように鋼繊維補強モルタルが抵抗すると仮定する。つまり、ジベル鋼板の下側のジベル孔のせん断力がせん断耐力に達した時の接合構造の最大曲げモーメント (M_{max}) は以下の式(3)のように推定できる。

$$M_{max} = nQ_u(2h_1/3 + h_p) \quad (3)$$

ここに、 n ：ジベル鋼板の配置枚数、 Q_u ：ジベル鋼板1枚当たりの下側のジベル孔のせん断耐力、 h_p ：下側のジベル孔の中心から中立軸までの距離である。なお、式(3)の算定では、孔あき鋼板ジベルはのせん断破壊が接合部の鋼繊維補強モルタルの圧壊より先行することは前提である。接合部に配置するジベル鋼板の間隔を極力小さくする場合では、接合部の鋼繊維補強モルタルの圧壊が先行することも考えられるが、本研究で計測した鋼繊維補強モルタルのひずみから、本研究のジベル鋼板間隔(150mm)を2倍程度減少させても鋼繊維補強モルタルの圧壊に至らないと推測される。

上記の方法に基づき、床版やジベル鋼板の寸法などに加えて、引抜き試験等のデータから孔あき鋼板ジベ

ルのせん断耐力を適切に評価できれば、接合構造の曲げ耐力が容易に推定できると考えられる。この方法に基づき、本研究の曲げ試験体の諸元を用いた場合の接合構造の曲げ耐力の推定値を表-3の下側に示す。ここでのアゴ無しのType1とType3の曲げ試験体における孔あき鋼板ジベルのせん断耐力は本研究の引抜き試験から得られた結果を用い、アゴ有りのType2とType4の曲げ試験体における孔あき鋼板ジベルのせん断耐力は前述の4.(1)の試算に基づいた推定値を用いた。

表-3の下側に示した接合構造の曲げ耐力の推定値は、アゴ無しの場合では実験値の70%、アゴ有りの場合では実験値の85～95%となっている。これは、本節で提案した推定方法の前提条件と本研究の曲げ試験体の状態と異なり、飛び出し鉄筋や載荷板の寄与を考慮していないためと考えられる。しかし、設計の安全性の観点から、本研究で検討した方法は孔あき鋼板ジベルを用いた接合構造の曲げ耐力の推定に有効であると考えられる。また、この推定方法を適用するためには、本研究で着目した接合構造のように周辺の補強鉄筋の無い状態で鋼繊維補強モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を適切に評価する必要がある。そのために、引抜き試験などのデータ蓄積は重要であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、孔あき鋼板ジベルを用いたプレキャストPC床版の接合構造の実用化に向けて、モルタル打設時の接合部下面の型枠の代わりとしたプレキャスト床版のアゴの有無、およびモルタル中の鋼繊維の混入率が接合構造の曲げ挙動に及ぼす影響を検討した。また、孔あき鋼板ジベルの引抜き試験も実施し、引抜き試験体のせん断耐力と曲げ試験の結果から推定される孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を比較し、両者の試験の対応性を確認した。さらに、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に基づいた接合構造の曲げ耐力の推定方法も検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

1. 鋼繊維の混入率はモルタルの曲げ強度に起因する引張強度に影響するため、引抜き試験体における孔あき鋼板ジベル周辺の拘束効果にも影響する。そのため、鋼繊維の混入率が高いほど、引抜き試験体のせん断耐力が大きい。
2. 曲げ試験体の最大荷重は接合部内の孔あき鋼板ジベルの引抜き方向のせん断耐力で決まる。そのため、接合部に充填するモルタルの鋼繊維の混入率が高いほど、曲げ試験体の最大荷重が大きい。
3. モルタル打設時の接合部下面の型枠の代わりとしたプレキャスト床版のアゴは、接合部内の孔あき鋼板ジベル周辺の拘束効果、つまり孔あき鋼板ジ

ベルのせん断耐力を低下させる。結果的に、アゴ有りの曲げ試験体の最大荷重はアゴ無しの場合に比べて小さくなった。

4. 曲げ試験で得られたジベル鋼板と鋼繊維補強モルタルのひずみ分布から、本研究の試験体の最大荷重を概ね推定できる。また、要素試験とした引抜き試験体のせん断耐力と曲げ試験の結果から推定される孔あき鋼板ジベルのせん断力が概ね一致していることから、引抜き試験体と曲げ試験体は十分に対応性を有していると言える。

本研究で着目したプレキャスト PC 床版の接合構造の曲げ耐力は、接合構造に配置する孔あき鋼板ジベルのせん断耐力から推定できると考えられる。そのために、本接合構造のように周辺の補強鉄筋の無い状態で鋼繊維補強モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を適切に評価することは重要であると考えられる。

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助基金 (若手研究 (B)，課題番号 18K13816) の補助を受けて実施した。また、株式会社ディ・シィおよび宇都宮大学の土木構造研究室、土木材料研究室の皆様から、様々なご協力を頂いた。ここで、関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 床版設計・施工マニュアル (案)，pp.26-30，1999.5.
- 2) 中村定明，三浦尚：RC ループ継手の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.774/V-65，pp.17-26，2004.11.
- 3) 阿部浩幸，原健吾，澤田浩昭，中村雅之：プレキャスト

PC 床版の新しい RC 接合構造に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.493-498，2007.

- 4) 広瀬剛，長尾千瑛，中島章典，NGUYEN MINH HAI：孔あき鋼板ジベルを用いたプレキャスト PC 床版の接合構造に関する実験的研究，第 12 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，No.13，pp.1-8，2017.11.
- 5) Jean Paul Vella, Robert L. Vollum, Raj Kotecha: Headed Bar Connections Between Precast Concrete Elements: Design Recommendations and Practical Applications, *Structures*, Vol.15, pp.162-173, 2018.8.
- 6) R.S.Olivito and F.A.Zuccarello: An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concrete, *Composites Part B: Engineering*, Vol.41, pp.246-255, 2010.4.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編，pp.223-226，丸善出版 (株)，2017，11.
- 8) 中島章典，橋本昌利，NGUYEN MINH HAI，鈴木康夫：貫通鉄筋の無い孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗機構とせん断耐力評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.70，No.5，pp.II.20-II.30，2014.5.
- 9) Nguyen Minh Hai, 中島章典，高橋直紀，水取未流，大野将季，藤倉修一：押抜き試験体形状の影響を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の再評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.74，No.1，pp.22-27，2018.1.
- 10) 新村遼，Nguyen Minh Hai，中島章典，水取未流，藤倉修一：鋼繊維補強モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルの引抜き試験時のせん断挙動，第 46 回土木学会関東支部技術研究発表会，I-54，2019.3.

(Received August 30, 2019)

BENDING TEST OF JOINT STRUCTURE OF PRECAST PC SLAB USING PERFOBOND STRIP AND ITS CORRESPONDING ELEMENT TEST

Minh Hai NGUYEN, Akinori NAKAJIMA, Satoshi FUJIWARA, Ryoma OBATA, Shuichi FUJIKURA and Yuma HIRANO

In replacing the slab of the girder bridge, a joint structure with the combination of the perfibond strip and the steel fiber reinforced mortar, have been proposed to connect precast slabs on the site. In previous study, the bending behaviour of this joint structure was confirmed experimentally. In this paper, the bending tests of the joint structure are carried out with two parameters, first is the presence or absence of a chin instead of formwork at the undersurface of the joint structure when placing mortar, and second is the mixture rate of steel fiber in the mortar. The influence of these factors on the bending behaviour of joint structure are considered. In addition, the pull-out tests of the perfibond strip with the steel fiber reinforced mortar are also carried out. The shear resistance of the perfibond strip from the pull-out tests are compared with the estimated value from the bending tests to confirm the corresponding of both tests.