

鋼材とコンクリートのずれ止めの開発とその応用に関する研究

田中, 照久

<https://doi.org/10.15017/1543918>

出版情報：九州大学, 2015, 博士（工学）, 課程博士
バージョン：
権利関係：全文ファイル公表済

鋼材とコンクリートのずれ止めの開発と
その応用に関する研究

2015年5月

田中照久

目次

第1章 序論	1
§ 1.1 研究目的	1
§ 1.2 論文概要	5
第1章の参考文献	8
第2章 高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの力学的特性とせん断耐力評価法	11
§ 2.1 序	11
§ 2.2 孔あき鋼板ジベルを用いたH形鋼とコンクリートの付着性能実験	12
2.2.1 実験計画	12
2.2.2 実験結果と考察	15
2.2.3 コンクリートの拘束効果を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の提案	21
§ 2.3 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの押抜きせん断実験	23
2.3.1 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの文献調査	23
2.3.2 実験計画	24
2.3.3 実験結果と考察	26
2.3.4 コンクリートの破壊形式を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の提案	29
§ 2.4 結論	31
第2章の参考文献	32
第3章 孔あき鋼板ジベルを用いた超高強度鋼乾式組立梁と鉄筋コンクリート床スラブから成る合成梁の曲げ性状ならびにずれ止め効果	35
§ 3.1 序	35
§ 3.2 合成梁のせん断曲げ実験	37
3.2.1 試験体	37
3.2.2 実験方法	38
§ 3.3 実験結果と考察	40
3.3.1 荷重 - 変形関係	40
3.3.2 破壊性状	42

3.3.3	ひずみ性状	44
3.3.4	超高強度鋼乾式組立梁と床スラブの負担曲げモーメント	45
§ 3.4	合成梁における孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価法	47
3.4.1	孔あき鋼板ジベルに作用した水平せん断力	47
3.4.2	鋼とコンクリート界面の接着（粘着）作用による付着強度	49
3.4.3	孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の検証	50
§ 3.5	結論	51
	第3章の参考文献	51
第4章	バーリングシアコネクタの力学的特性とせん断耐力評価法	53
§ 4.1	序	53
§ 4.2	バーリングシアコネクタの概要	54
§ 4.3	押抜きせん断実験	55
4.3.1	実験計画	55
4.3.2	試験体	56
4.3.3	実験方法	58
§ 4.4	実験結果と考察	59
4.4.1	破壊性状	60
4.4.2	バーリングシアコネクタの優位性	61
4.4.3	バーリング突起高さの影響	63
§ 4.5	バーリングシアコネクタのせん断耐力評価法	64
4.5.1	抵抗機構	64
4.5.2	最大せん断耐力評価式の提案	66
4.5.3	最大せん断耐力発揮時における支圧力と二面せん断力の割合	67
§ 4.6	結論	69
	第4章の参考文献	69
第5章	バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートへの 応力伝達に及ぼす諸条件の影響	71
§ 5.1	序	71
§ 5.2	押抜きせん断実験	72
5.2.1	実験計画	72
5.2.2	試験体	73

5.2.3	実験方法	75
§ 5.3	ずれ止めの応力伝達機構の分類に関する考察	75
5.3.1	実験結果	75
5.3.2	ずれ止め鋼板とコンクリート界面の付着作用	77
5.3.3	各伝達要素の抵抗力の割合	79
§ 5.4	応力伝達に及ぼすずれ止めの個数および間隔の影響に関する考察	79
5.4.1	個数の影響	80
5.4.2	加工間隔の影響	83
§ 5.5	繰返しせん断力を受けるずれ止めの力学的特性	85
5.5.1	繰返し押抜きせん断実験の実験計画	85
5.5.2	試験体	87
5.5.3	実験方法	89
5.5.4	実験結果と考察	90
5.5.5	降伏せん断耐力評価法の検討	95
§ 5.6	結論	97
	第5章の参考文献	99
第6章	バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートとの ずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果	101
§ 6.1	序	101
§ 6.2	押抜きせん断実験	102
6.2.1	実験計画	102
6.2.2	横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体	102
6.2.3	貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体	106
6.2.4	実験方法	109
§ 6.3	横補強鉄筋がずれ挙動に及ぼす拘束効果に関する考察	110
6.3.1	荷重-ずれ変位関係	110
6.3.2	コンクリートのひび割れ性状および鉄筋のひずみ性状	112
6.3.3	各伝達要素の抵抗力の割合	115
§ 6.4	貫通鉄筋がずれ挙動に及ぼす拘束効果に関する考察	117
6.4.1	荷重-ずれ変位関係	117
6.4.2	横補強鉄筋および貫通鉄筋のひずみ性状	120
§ 6.5	バーリングシアコネクタのせん断耐力評価式の妥当性	123

6.5.1	横補強鉄筋の拘束効果を対象とした実験結果との比較	123
6.5.2	貫通鉄筋の拘束効果を対象とした実験結果との比較	124
§ 6.6	結論	125
	第 6 章の参考文献	126
第 7 章	バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁の 曲げ性状ならびにずれ止め効果	127
§ 7.1	序	127
§ 7.2	合成梁のせん断曲げ実験	128
7.2.1	実験計画	128
7.2.2	押抜きせん断実験によるずれ止めの力学的特性	130
7.2.3	試験体	134
7.2.4	実験方法	134
§ 7.3	実験結果と考察	135
7.3.1	荷重 - 変形関係	136
7.3.2	破壊性状	138
7.3.3	ひずみ性状	139
§ 7.4	合成梁におけるずれ止めのせん断耐力評価法	141
7.4.1	ずれ止めに作用した水平せん断力	141
7.4.2	押抜きせん断実験によるずれ止めのせん断耐力の妥当性	142
§ 7.5	結論	144
	第 7 章の参考文献	145
第 8 章	総括	147
§ 8.1	総括	147
§ 8.2	今後の研究課題	150
	謝辞	153

第1章 序論

§ 1.1 研究目的

鋼コンクリート合成構造の接合部において、異種材料間の応力伝達を図る要素には、接合面における自然付着による接着（粘着）作用、摩擦作用およびずれ止めによる機械的抵抗作用が挙げられる¹⁾。建築分野の鉄骨鉄筋コンクリート構造²⁾およびコンクリート充填鋼管構造³⁾では、形鋼や鋼管とコンクリート界面の接着作用による応力伝達の一部認められており、それぞれ許容付着応力度が規定されている。鉄骨構造では、露出柱脚のベースプレートと基礎コンクリートが接する面での摩擦係数が規定され、摩擦作用による応力伝達が認められている⁴⁾。一方で、日本建築学会の「鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構」¹⁾には、付着力や摩擦力を活用した応力伝達機構を積極的に取り入れた考え方も提案されているが、そのモデル化の定式化までには至っておらず、設計上考慮しないことが多いのが現状である。したがって、異種材料間の確実かつ円滑な応力伝達を期待するのであれば、ずれ止めによる機械的抵抗作用は必要不可欠であり、建築・土木分野で最も多用されている頭付きスタッドは、今日までに多種多様な鋼コンクリート接合部の応力伝達要素として活用されている^{5),6)}。

頭付きスタッドはずれ変形性能に優れるため延性的なずれ止めとして知られているが、スタッドそのものの曲げ剛性が小さいことから、鋼材とコンクリートとの間に“ずれ”を伴いながら最大せん断耐力を発揮する特性をもつ。頭付きスタッドが適用された当初は、鉄骨梁と鉄筋コンクリート（RC）スラブの合成梁を対象としてきたことから⁷⁾、設計耐力は終局耐力に基づいており、これはずれ止めの応力の再配分が可能であることが前提にあり、変形能力に富む頭付きスタッドであれば合理的な考えといえる。スタッドの終局耐力評価式は、米国のFisherら⁸⁾が、多数の押抜きせん断試験結果を整理し提案された実験式がベースとなり、世界各国で最も多く活用されている^{9),10),11)}。また、国内の建築構造の合成梁においても、その式をそのまま設計式として採用しており、実験資料からその適用範囲が定められている¹²⁾。しかしながら、現状のずれ止め設計法では、スタッドの所要本数が多量となり、また、土木構造物に比べ建築構造物は配置スペースに限りがあるため、現行規準では配置できないといった問題が生じ、非常に不経済な設計となる例が見られる。また、前述のとおり、終局耐力に到達する時点では、ある程度の“ずれ”を認めていることになるが、接合部の剛性不足が懸念される点や場合によっては応力伝達に伴う“ずれ”によって他の構造箇所が先に損傷してしまい、想定した耐力を発揮できないケースも懸念される

であろう。さらに、建築分野において、疲労が問題となる箇所への頭付きスタッドの使用は、認められていない¹²⁾。このような現状を改善するために、高剛性のパイプスタッドや高強度材料を用いたスタッドが提案されている¹³⁾。しかしながら、前者は施工性に問題があり、後者は従来のスタッドと比べて最大せん断耐力は増大するものの剛性は同程度であることから、両者ともに普及していない。

一方で、近年、国内外の土木分野では、Leonhardt ら¹⁴⁾によって提唱された孔あき鋼板ジベル(Perfobond-Lesten, PBL)と呼ばれるずれ止めが開発されている。孔あき鋼板ジベルとは、鋼板にあけた円孔に充填されたコンクリートの直接せん断抵抗によって“ずれ”や“開き”を防止する接合法であり、頭付きスタッドに比べて剛性が高く、疲労特性にも優れ、極めてシンプルな形状で施工性も良いことから、その実用化が急速に進み、これに類似・応用したずれ止めの研究開発^{6),15)}も見られる。また、建築分野においても、孔あき鋼板ジベルの適用可能性を検討した研究例が増加傾向にある⁵⁾。しかしながら、建築構造物では、土木構造物と比べてコンクリートの体積が小さいため、コンクリートの存在による拘束はあまり期待できないことが問題視されており¹⁾、設計法は未だ構築されていない。孔あき鋼板ジベルの1個あたりのせん断耐力は、土木学会の複合構造標準示方書¹⁶⁾(以下、複合示方書)の鋼板孔に貫通鉄筋を配置しない耐力算定式によれば、孔径、鋼板厚さおよびコンクリートの圧縮強度によって決定される。したがって、これらの因子が大きくなれば、計算上せん断耐力は増加することになるが、設計面ならび力学的特性の観点から次のような問題が懸念される。

(1) 孔径と孔間隔

例えば、建築分野における鉄骨梁とRCスラブの接合に用いる場合は、スラブ厚が150mm前後であるため、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚を考慮すると、孔あき鋼板の高さが制限され、これによって孔径の上限も決まるため、孔径の増大によるせん断耐力の向上は設計上期待できない。また、複合示方書¹⁶⁾で推奨されている孔の中心間隔は、孔径の1.8～2.8倍の範囲とされており、当然ながら孔径が大きくなると、間隔も広くなるため、結果的に配置できる孔数は制限される。よって、建築構造への適用を目指すためには、さらに高性能なずれ止めの開発が求められている。

(2) 鋼板厚さ

建築構造への適用を目指した開発研究の中で孔あき鋼板ジベルの取り付け方は、大きく2つに分類できる⁵⁾。1つは、孔あき鋼板を鋼部材に隅肉溶接で取り付ける方法であり、もう1つは、母材そのものに直接孔をあける方法である。上記(1)にも関連するが、前者の場合、板厚の増大はコストの上昇が懸念される。後者の場合、鋼板厚さは母材の板厚によって決定されるため増厚

は難しい。また、孔径を大きくすることも考えられるが、断面欠損による部材耐力の低下が懸念される。最近の研究成果より、鋼板の厚さを増やしても耐力増加は認められない上限が報告されている^{17),18)}。一方で、複合示方書¹⁶⁾は板厚の最小値を12mmとしている。これは板厚12mm未満の実験データが少ないためであるが、建築構造への適用を考えれば、板厚6～12mmの範囲を調査する必要がある。

(3) コンクリートの圧縮強度と拘束効果

コンクリートの圧縮強度は、建築構造体に用いられるコンクリートの設計基準強度によって決定される。したがって、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の増加を図ることを理由に、コンクリートの圧縮強度を上げることは現実的ではない。しかし、孔あき鋼板ジベルの孔周辺のみを高強度コンクリート、または高強度モルタルを配置することが考えられる。

孔あき鋼板ジベルのコンクリートの二面せん断抵抗は、孔周辺の骨材同士の噛み合い作用の影響を受け、せん断方向に対して垂直な成分の力（押し広げ力⁶⁾）が発生する。このため、鋼材とコンクリート界面のかい離現象を誘発させ、十分な耐力を発揮しない恐れがある。このかい離現象は、孔周辺にある粗骨材の大きさや数に影響を受けると考えられる。これは、貫通鉄筋等で孔あき鋼板ジベルの孔周辺でコンクリートを拘束することで改善できる。これらの定量的評価が求められている。

(4) ずれ止め設計法

現行のずれ止め設計法では、終局耐力を基本としており、ある程度のずれ変形を認めている。建築構造を対象とした孔あき鋼板ジベルの研究成果より、孔あき鋼板ジベル1個あたりの終局せん断耐力は、頭付きスタッドと同程度であることが報告されている¹⁷⁾。したがって、孔あき鋼板ジベルは、ずれ剛性は圧倒的に高いが、耐力的には同等であるため、ずれ変形を認めた現行設計法では、孔あき鋼板ジベルの利点は少ない。一方、孔あき鋼板ジベルは工夫次第で耐力を飛躍的に増大する可能性を秘めており、この開発が求められる。また、ずれ剛性が高いという利点を考慮できる新たな設計法も求められている。

このような現状の中、今後ますます材料の高強度化が進み、鋼コンクリート合成構造・混合構造の接合部は多種多様化していくことが予想されるため¹⁹⁾、頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルの抵抗性能を超える高剛性・高耐力ならびに生産性・施工性に優れた新しいずれ止めの開発が必要であると考えられる。また、性能設計法への対応を考えると、終局耐力のみならず、荷重ずれ変位関係のモデル化や繰返しせん断力に伴う残留ずれ、鋼材とコンクリート間の“ずれ”に伴うコンクリートのひび割れやコンクリート内部の鉄筋の応力状態等についても十分に検討できるように、実験データの基礎資料を蓄積し、新たなずれ止め設計法の確立を目指す必要がある。

そこで、本論文では、鋼コンクリート構造接合部に用いるずれ止め設計法の現状の把握と課題の解決に対する一手段として、孔あき鋼板ジベルの抵抗機構を応用した新しいずれ止めを2つ提案する。

第一は、鋼板孔に円柱形の高強度モルタルを配置したずれ止め（以下、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルと呼ぶ）を開発する。これは、母材に直接孔をあける孔あき鋼板ジベルを対象としており、構造体に用いられるコンクリート圧縮強度の影響を受けずに、耐力の大幅な向上を目指したものである。本論文の第2章では、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの基本的な力学的特性を調べ、従来のずれ止めに対する優位性を示すとともに、コンクリートの拘束効果および破壊性状を考慮した耐力評価方法を検討することを目的とする。また、本論文の第3章では、近年開発された弾性設計・非溶接接合を前提とした超高強度鋼材 H-SA700A 材の乾式組立梁²⁰⁾と RC スラブから成る合成梁を提案し、本合成梁の曲げ性状を調べるとともに、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルのずれ止め効果を検証することを目的とする。

第二は、バーリングプレス加工技術を活用したバーリングシアコネクタと称するずれ止めを開発する。これは、孔あき鋼板の代わりにバーリング加工された鋼板を鋼部材に隅肉溶接で取り付ける方法を対象とし、ずれ止めの生産性と施工性の合理化を図るとともに、孔あき鋼板ジベルの二面せん断抵抗にバーリング突起部による支圧抵抗を付加させ、耐力と剛性の大幅な向上を目指したものである。本論文の第4章から第6章では、バーリングシアコネクタの優位性を示すとともに、力学的特性、バーリング突起高さ・加工数・加工間隔・繰返し载荷の影響、鉄筋による拘束効果ならびに耐力評価方法について検討することを目的とする。また、第7章では、バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた鉄骨梁と RC スラブからなる合成梁の曲げ性状ならびにずれ止め効果を検討することを目的とする。

以上、本論文は、鋼材とコンクリートのずれ止めの開発とその応用を研究したものであり、建築構造を対象とし、提案するずれ止めおよび孔あき鋼板ジベルの設計法を確立するために必要となる基礎資料を得ることを目的としている。

§ 1.2 論文概要

本論文は、本章「序論」および、全体の総括を行った第8章「総括」を含め、8章より構成されている。図1.1に本研究のフローを示す。第2章から第7章は、次のような題をつけている。

第2章 高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの力学的特性とせん断耐力評価法

第3章 孔あき鋼板ジベルを用いた超高強度鋼乾式組立梁と鉄筋コンクリート床スラブから成る合成梁の曲げ性状ならびにずれ止め効果

第4章 バーリングシアコネクタの力学的特性とせん断耐力評価法

第5章 バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートへの応力伝達に及ぼす諸条件の影響

第6章 バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートとのずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果

第7章 バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁の曲げ性状ならびにずれ止め効果

各章は、その章の研究目的および既往の研究の概要について述べた「序」、研究方法および結果の考察を行った「本文」、およびその章で得られた知見を要約した「結論」で構成されている。第2章から第7章までの概要は、以下のとおりである。

第2章では、鋼材とコンクリートを接合する孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性の向上が簡易に図れる、鋼板にあけた孔に高強度モルタル製の円柱体を配置したずれ止め（以下、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル）を提案する。H形鋼フランジ間にコンクリートを充填した部材および鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブの合成梁を対象とした2つの押抜きせん断実験により、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの優位性を検証するとともに、建築構造を対象とした孔あき鋼板ジベルの力学的特性を把握する。また、土木分野で最も代表的とされる Leonhardt ら¹⁴⁾が提案した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の考えに基づき、高強度モルタル円柱の有無、コンクリートの拘束効果ならびに破壊形式を考慮した修正式を提案する。

第3章では、弾性設計・非溶接接合を前提とした超高強度鋼材 H-SA700A の乾式組立梁と鉄筋コンクリート床スラブを溶接を必要としない方法で、孔あき鋼板ジベルにより一体化した合成梁を提案する。単純梁形式のせん断曲げ実験により、提案する合成梁の曲げ性状を把握し、第2章で提案した高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルのずれ止め効果を検証する。また、合

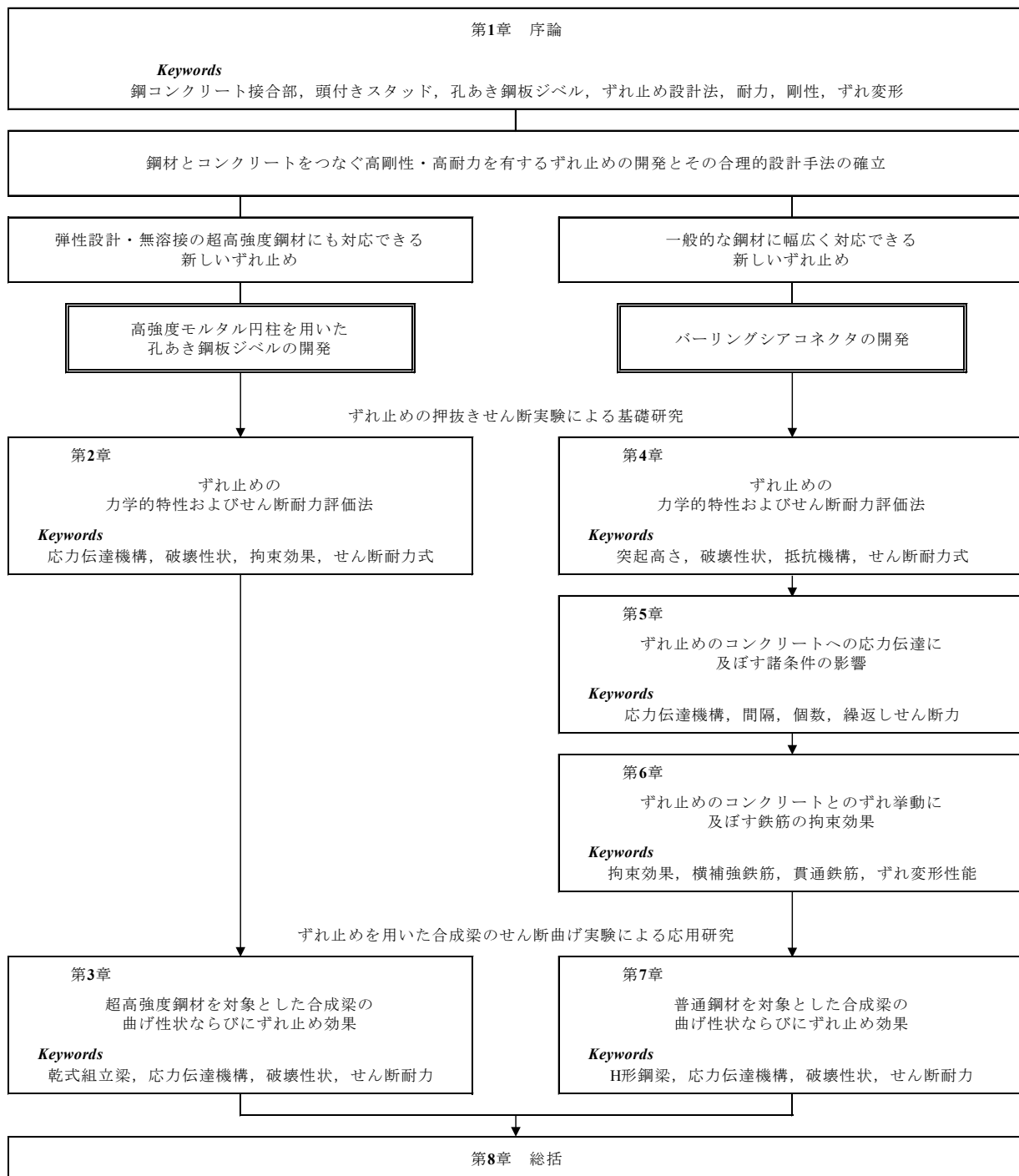


図 1.1 本研究のフロー

成梁における孔あき鋼板ジベルを用いた鋼とコンクリート間の応力伝達機構について検討するとともに、孔あき鋼板ジベルに作用したせん断力を推定し、第 2 章の押抜きせん断実験から検討したせん断耐力評価式の妥当性を確認する。

第 4 章では、生産性・施工性の合理化ならびに高い剛性と耐力が期待できるパーリングシアコ

ネクタと称するずれ止めを提案し、その概要を述べる。バーリングシアコネクタの優位性を検証するために、押抜きせん断実験を行い、頭付きスタッドおよび孔あき鋼板ジベルの力学的特性と比較検討する。また、バーリング突起高さの違いがコンクリートとのずれ挙動および破壊性状に与える影響を把握する。バーリングシアコネクタの抵抗機構は、主に、バーリング円孔内に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗とバーリング突起部とコンクリートとの支圧抵抗であることを示すとともに、抵抗機構に基づく最大耐力評価式を提案し、計算値と実験値の比較よりその妥当性を検討する。

第5章では、バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートへの応力伝達機構について、押抜きせん断実験により検討し、各伝達要素（支圧作用・二面せん断作用・付着作用）の荷重-ずれ変位関係を詳細に分類するとともに、これらの抵抗力の割合を明らかにする。この種のずれ止めは、鋼板の長手方向にバーリングまたは孔が複数加工されるものを使うことが予想される。特に、バーリングシアコネクタは、突起部の支圧抵抗機構に隣接する加工間隔が個々の力学的特性に影響を及ぼすことが懸念されるため、個数と間隔を主なパラメータとした押抜きせん断実験により、適正な加工間隔を検討する。さらに、バーリングシアコネクタ、孔あき鋼板ジベルおよび頭付きスタッドのそれぞれに繰り返しせん断が作用する押抜きせん断実験を行い、ずれ止めが破壊に至るまでの荷重-ずれ変位関係を比較考察し、降伏せん断耐力の評価法について検討する。

第6章では、バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートとのずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果について明らかにする。まず、コンクリートの鉄筋量を主なパラメータとした単調および繰り返し荷重の押抜きせん断実験を行い、横補強鉄筋による拘束効果がずれ止めの剛性、耐力およびずれ変形性能に及ぼす影響を検討する。また、ずれ止めからコンクリートと鉄筋への応力伝達機構について述べ、適正な配筋法を検討する。続いて、鉄筋の配筋作業の効率化を図ることを目的に、孔あき鋼板ジベルと同様な考えに基づき、バーリングシアコネクタの鋼板孔内に貫通鉄筋を配置した際のずれ止め特性を押抜きせん断実験により検討する。また、貫通鉄筋によるコンクリートの拘束がバーリングの個数・間隔および繰り返し荷重に及ぼす効果を検討する。最後に、第4章で提案したバーリングシアコネクタの最大耐力評価式の妥当性について確認する。

第7章では、バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁の単純梁形式によるせん断曲げ実験を行い、現行のずれ止め設計法との関係を把握し、建築構造への適用可能性について検討する。また、合成梁における各種ずれ止めを用いた鋼とコンクリートの応力伝達機

構について検討し、ずれ止めに作用したせん断力を推定するとともに、押抜きせん断実験から得られたせん断耐力の妥当性を確認する。

第1章の参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，第1版，2011.2
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計と保有水平耐力，第6版，2014.1
- 3) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計指針・同解説，第2版，2008.10
- 4) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第3版，2012.3
- 5) 田中照久：建築分野の鋼コンクリート合成構造におけるずれ止めの現状と課題，土木学会建築学会 第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム「ずれ止め（シアキー）の現状と課題」パネルディスカッション資料，pp.S7-S23，2011.11
- 6) 土木学会：複合構造レポート10 複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦，第1版，2014.8
- 7) 日本建築学会：合成ばり構造設計施工指針・同解説，第1版，1975.11
- 8) Fisher, J.W., et al. : Shear Strength of Stud Connectors in Light-Weight and Normal-Weight Concrete, A.I.S., Eng.J., 1971.4
- 9) ANSI/AISC : An American National Standard Specification for Structural Steel Buildings, 2005.3
- 10) Eurocode4 : Design of composite steel and concrete structures Part1-1 General rules for buildings, 2009.4
- 11) 中華人民共和国建設部：GB 50017-2003 Code for design of steel structures, 2003
- 12) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，第2版，2010.11
- 13) 井上一朗：頭付きスタッドの現状と展望，コンクリート工学，Vol.34, No.4, pp.7-14, 1996.4
- 14) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987
- 15) Ali Shariati, N. H. RamliSulong, MeldiSuhatri and Mahdi Shariati : Various types of shear connectors in composite structures: A review, International Journal of Physical Sciences Vol. 7(22), pp. 2876-2890, 2012.6
- 16) 土木学会：2009年制定 複合構造標準示方書，2009.12
- 17) 保坂鐵也，平城弘一，牛島祥貴，他：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，

構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.3

- 18) 田中照久, 堺純一, 河野昭彦: バーリング加工を活用した新しい機械的ずれ止めの開発, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻 第694号, pp.2237-2245, 2013.12
- 19) 日本建築学会: 合成構造設計規準, 第1版, 2014.1
鈴木悠介, 藤澤一善, 一戸康生: 800N/mm²級高強度鋼を用いた乾式組立梁の曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 構造Ⅲ, pp.583-584, 2008.9

第2章

高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの力学的特性とせん断耐力評価法

§ 2.1 序

鋼コンクリート合成構造接合部の多種多様化や材料の高強度化に伴い、頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルに比べ高い剛性と耐力を有するずれ止めの開発が必要とされている。そこで、本研究では、孔あき鋼板ジベルの孔径、鋼板厚さおよびコンクリート強度の増大を図らない方法によってせん断抵抗力を高める簡単な手段として、写真 2.1 のように高強度モルタル製の円柱体を鋼板にあけた孔に配置するずれ止め（以下、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル）を提案する。これは、従来にない方法であり、母材に直接孔をあけただけの孔あき鋼板ジベルを対象として開発するものである。

本章では、先ず、H 形鋼フランジ間にコンクリートを充填した押抜き試験法により、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルとコンクリートとの付着性状を調べ、ずれ止め効果を検証する。また、円柱形高強度モルタルの有無、個数およびコンクリートの拘束効果がせん断耐力や破壊性状に及ぼす影響を調べ、せん断耐力評価法について検討する。次に、第3章で提案する高強度鋼材 H-SA700A の乾式組立梁と鉄筋コンクリート床スラブから成る合成梁への適用を想定した押抜きせん断試験を行い、主としてせん断耐力および破壊性状を調べ、孔数や孔間隔の影響を検討し、孔あき鋼板ジベルの破壊形式を考慮したせん断耐力評価式を提案する。

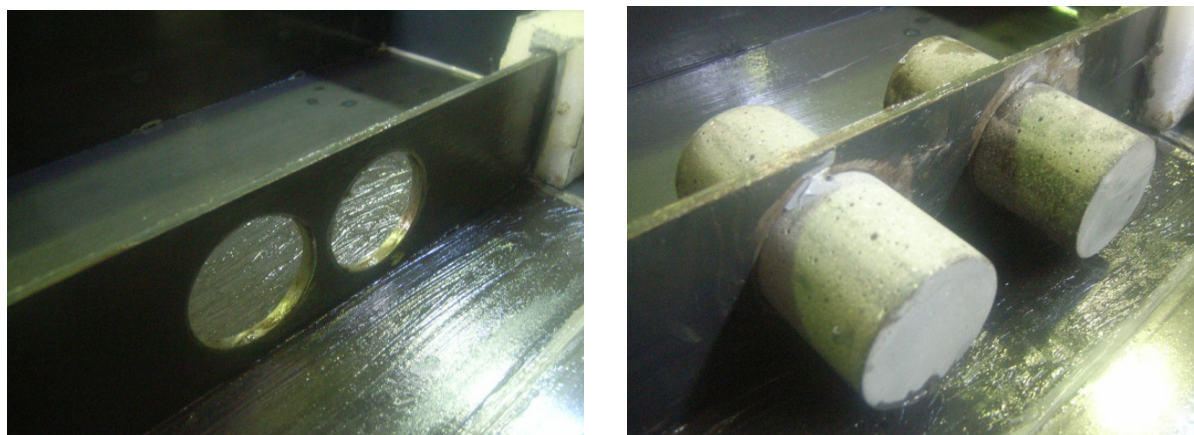


写真 2.1 高強度モルタル円柱を鋼板孔に配置した様子

§ 2.2 孔あき鋼板ジベルを用いたH形鋼とコンクリートの付着性能実験

2.2.1 実験計画

高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの優位性を検討するための付着性能実験は、図 2.1 に示す押抜き試験体を用いて行う。一方で、鉄骨梁とコンクリートスラブからなる合成梁に用いる頭付きスタッドは、国内に限らず国外においても図 2.2 に示すような押抜き試験体¹⁾²⁾³⁾が最も普及しているが、本節では、先ず、試験体をできるだけ単純化するためにH形鋼のフランジ間にコンクリートを充填した鉄骨コンクリート部材を対象とし、図 2.1 の押抜き試験体を用いることとした。また、この押抜き試験法は、鋼とコンクリートのポアソン比の関係から引抜き試験法に比べ、付着耐力を安全側に評価すると考えられる。なお、次節では、図 2.2 の押抜き試験法による孔あき鋼板ジベルの力学的特性について述べる。

(1) 実験変数

試験体一覧を表 2.1、ずれ止めの形状寸法を図 2.3 に示す。実験変数は、ずれ止めの有無、種類、個数、位置および横拘束の有無であり、試験体数は 26 体である。表 2.1 に示した試験体名の識別記号は「ずれ止めの種類 - ずれ止めの個数・位置 (- 拘束有)」を意味している。TypeN は 1 体であり、ずれ止めがなく、鋼とコンクリート界面に付着力のみが作用するものである。TypeS の S-w2 は、H形鋼のウェブ両面に、それぞれスタッド 1 本を取り付けたものであり、孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性との違いを把握する。TypeHc は、H形鋼ウェブに直接孔をあけた孔あき鋼板ジベルである。TypeHm は、H形鋼ウェブにあけた孔に高強度モルタル円柱を配置した孔あき鋼板ジベルである(図 2.3 (a))。また、TypeHc と TypeHm の孔あき鋼板ジベルの孔数は 1, 2, 3, 4, 6 個を準備し、その孔あけ位置は図 2.3 に示すとおりである。さらに、TypeHc と TypeHm の試験体は、H形鋼とコンクリートのかい離現象が孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に及ぼす影響を検討するために、コンクリート面に鋼板(25mm 厚)を両側からボルトを介してナットを手締め程度で挟み、コンクリートを横拘束したものを準備した(図 2.3 (b))。

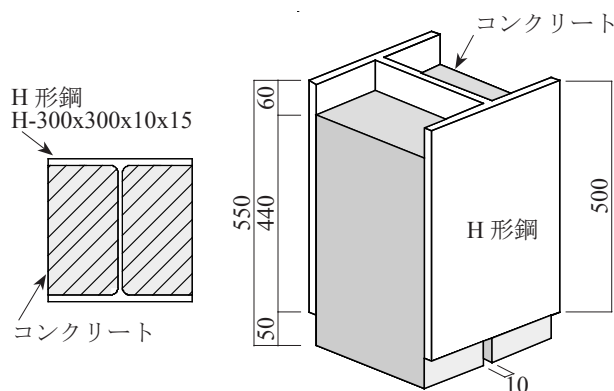


図 2.1 2.2 節の押抜き試験体

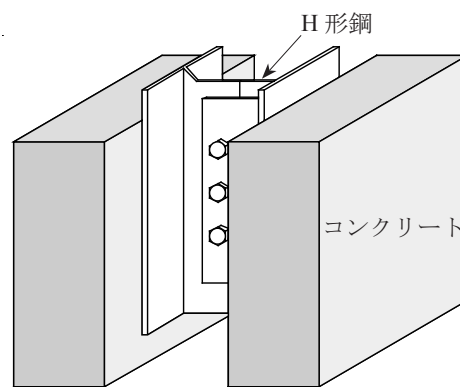


図 2.2 2.3 節の押抜き試験体

表 2.1 試験体一覧

Type	試験体名*1	ずれ止めの種類	ずれ止めの配置 / 個数	モルタル圧縮強度 $m\sigma_B$ (N/mm ²)	コンクリート圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm ²)	試験体数*2	
N	N	なし	-	-	29.0	各1	
S	S-w2	頭付きスタッド	2 / 中央	-			
Hc	Hc-c1(-C)	孔あき鋼板ジベル	1 / 中央	-		29.0	各2
	Hc-v2		2 / 直列				
	Hc-h2		2 / 並列				
	Hc-v3(-C)		3 / 直列				
	Hc-g4(-C)		4 / 格子				
	Hc-g6(-C)		6 / 格子				
Hm	Hm-c1(-C)	高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル	1 / 中央	87.4			
	Hm-v2(-C)		2 / 直列				
	Hm-h2(-C)		2 / 並列				
	Hm-v3(-C)		3 / 直列				
	Hm-g4(-C)		4 / 格子				
	Hm-g6(-C)		6 / 格子				

*1：試験体名は、「ずれ止めの種類 - ずれ止めの配置・個数(一横拘束有り)」を意味している。

*2：試験体数の各2は、横拘束有りとなしとの各1体を準備する(但し、Hc-v2とHc-h2は除く)。

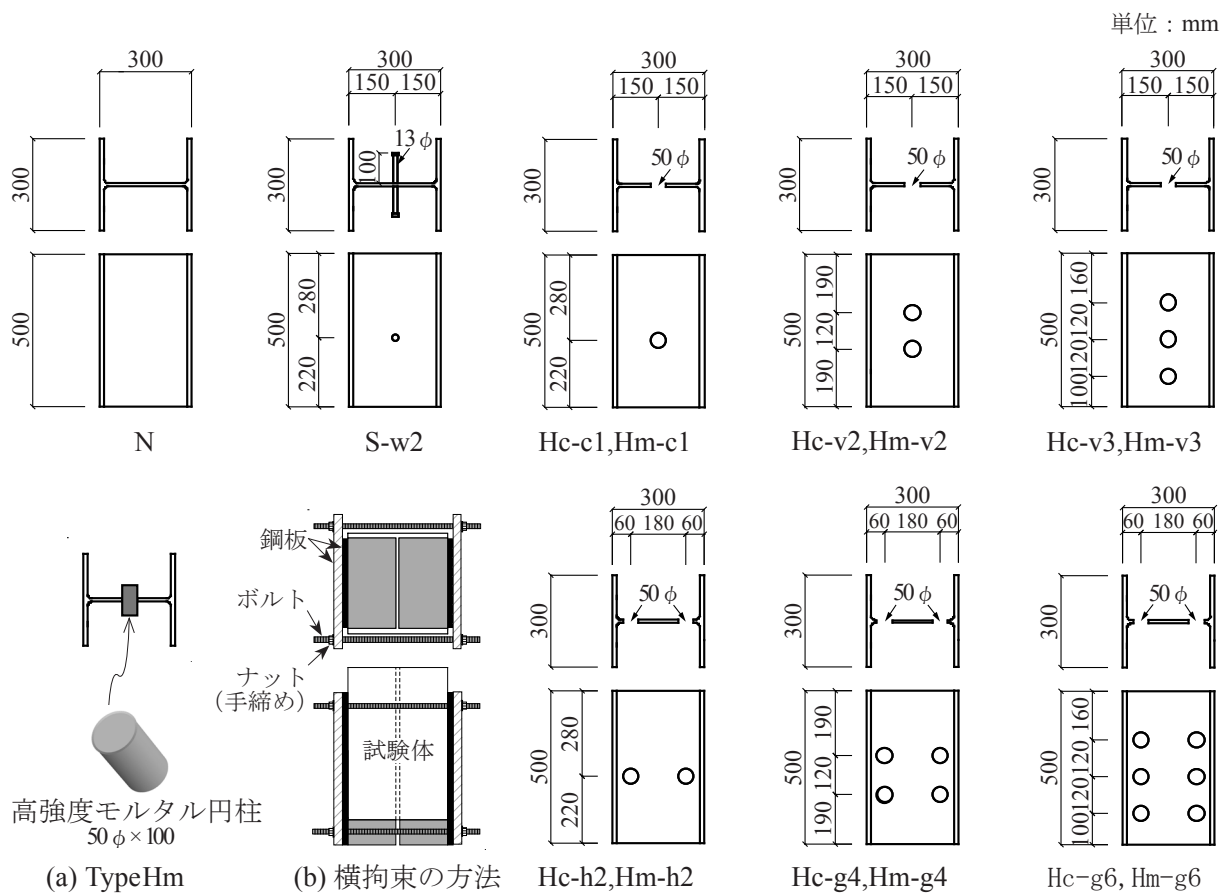


図 2.3 押抜き試験体の鉄骨詳細

(2) 試験体

押抜き試験体は、H形鋼のフランジ間にコンクリートを充填したものであり、H形鋼端部のウェブとコンクリートは接触しない(図2.1)。試験体に使用した鋼材は、H-300x300x10x15(SS400)であり、弾性を保つのに十分な断面とした。充填コンクリートの設計基準強度 F_c は 30N/mm^2 であり、粗骨材の最大寸法13mmを用いた普通コンクリートである。コンクリートと接触するH形鋼の面は不純物を取り除き、剥離剤は塗布していない。コンクリートの打設方向は縦打ちとした。

TypeSのスタッドは、軸径13mmで長さが100mmである。TypeHcとTypeHmの孔あき鋼板ジベルは、孔径50mm、鋼板(ウェブ)厚さ10mmである。TypeHmの孔に配置する高強度モルタル円柱は $\phi 50 \times 100\text{mm}$ であり、設計基準強度は 90N/mm^2 である。また、高強度モルタル円柱の配置は孔に通しているだけで、特別な処理は行っていない。なお、施工性の観点からは、円柱体と孔とのクリアランスは必要と考えるが、本研究では孔との間にはほとんど隙間がない理想的な状態とした。表2.1に普通コンクリートのシリンダー $\phi 100 \times 200(\text{mm})$ と高強度モルタルのシリンダー $\phi 50 \times 100(\text{mm})$ の圧縮強度を示す。

(3) 荷重方法および測定方法

荷重方法および測定位置を図2.4に示す。押抜き試験は、5000kN圧縮荷重試験機を使用した。コンクリートブロックの下面を反力台に接地させ、荷重部は球座となっており上面のH形鋼に耐圧板を介して圧縮荷重を単調に荷重し、H形鋼の底面が40mm縮んだ時点で実験終了とした。測定は、H形鋼とコンクリートの相対ずれ(変位計①)と試験体全長の軸縮み(変位計②)とした。また、横拘束しない試験体は、変位計③より、鋼とコンクリートのかい離現象による面外変形を測定した。

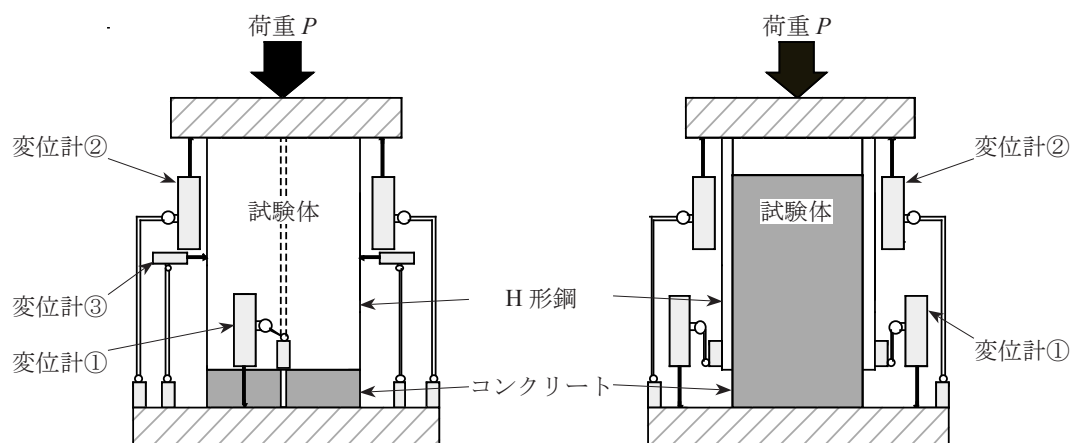


図2.4 荷重方法と測定位置

2.2.2 実験結果と考察

表 2.2 に実験結果を示す。ずれ止めがない N 試験体の付着抵抗機構は、鋼とコンクリート界面の接着（粘着）作用と摩擦作用である。一方、ずれ止めがある試験体は、接着（粘着）・摩擦作用に加え機械的抵抗作用が大半を占める。付着強度 τ_b は、荷重 - ずれ変形において、早期（ずれ変位 0.3mm 程度）に一度荷重が低下する点、すなわち、接着（粘着）作用が消失したと考えられる荷重に基づいて (2.1) 式より評価することとした。

$$\tau_b = P_b / (l_b \cdot h_p) \quad (2.1)$$

ここで、 l_b はコンクリートと H 形鋼が接している部分の材軸方向の付着長さ、 h_p はコンクリートと H 形鋼が接している部分の周長を表す。算定対象の試験体数は、明瞭に荷重が一度低下する点を確認できた 26 体中 17 体である。

(1) 付着強度

付着強度とその時のずれ変位の関係を図 2.5 に示す。ずれ止めの有無・種類に関わらず、ずれ変位は約 0.05mm ~ 0.2mm の間で接着（粘着）作用が消失し、また、付着強度は、0.15 ~ 0.25N/mm² に集中していることが確認できる。したがって、押抜き試験による H 形鋼とそのフランジ

表 2.2 実験結果

Type	試験体名	付着強度	最大荷重	P_{max} / 個 (kN)	P_{max} 時のずれ変位
		τ_b (N/mm ²)	P_{max} (kN)		δ_{max} (mm)
N	N	0.18	89	-	0.1
S	S-w2	0.23	308	154	12.9
Hc	Hc-c1	0.20	103	103	4.4
	Hc-c1-C	0.20	104	104	4.0
	Hc-v2①	0.12	80	40	2.4
	Hc-v2②	0.19	144	72	2.8
	Hc-h2①	-	100	50	4.3
	Hc-h2②	-	108	54	3.0
	Hc-v3	0.18	124	41	2.9
	Hc-v3-C	-	179	60	4.2
	Hc-g4	0.22	123	31	2.0
	Hc-g4-C	0.16	193	48	3.4
	Hc-g6	0.29	192	32	1.9
	Hc-g6-C	-	266	44	3.0
	Hm	Hm-c1	0.20	142	142
Hm-c1-C		0.21	182	182	1.7
Hm-v2		0.20	194	97	6.3
Hm-v2-C		0.24	216	108	1.7
Hm-h2		0.27	266	133	1.4
Hm-h2-C		-	241	121	2.4
Hm-v3		0.25	311	104	1.2
Hm-v3-C		-	329	110	1.2
Hm-g4		-	314	79	1.0
Hm-g4-C		-	350	88	1.3
Hm-g6		-	546	91	0.9
Hm-g6-C		-	605	101	1.2

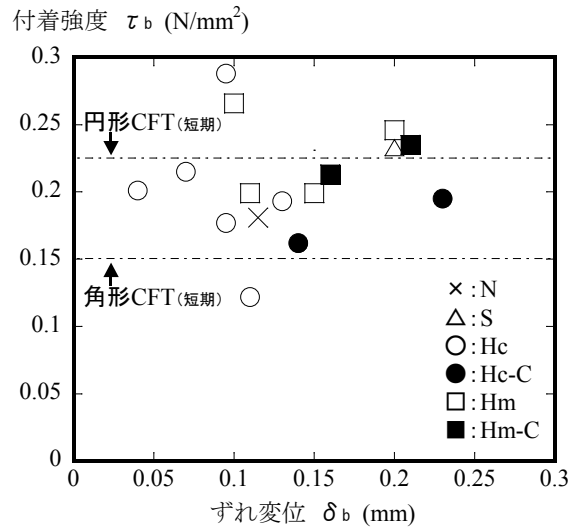


図 2.5 各種ずれ止めを用いた H 形鋼とコンクリートとの付着強度 - ずれ変位の関係

間に充填されたコンクリートの付着強度は、ずれ止めの種類および個数に関係なく、「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」⁴⁾にある鋼管とコンクリートの短期付着応力度（角形 CFT:0.15N/mm²，円形 CFT:0.225N/mm²）と同程度であることがわかった。また、角形 CFT の短期付着応力度を用いれば安全側に評価できることがわかった。

(2) 荷重 - ずれ変位関係

ずれ止めがない N，スタッド S-w2 および孔あき鋼板ジベル Hc と Hm の荷重 - ずれ変位関係を比較した一例を図 2.6(a)，(b) に示す。図の縦軸は、各試験体の載荷荷重を最大荷重で除して無次元化している。ずれ止めなしの N 試験体は、H 形鋼とコンクリート界面の接着（粘着）作用消失後の低下が著しいのに対し、ずれ止めがある試験体は、いずれも荷重は一度低下するもののずれ止めの機械的抵抗作用により再び荷重は増加する。接着（粘着）作用消失時の荷重から再び荷重が増大する間（図 2.6(b) の×印から□印まで）の“ずれ”は、孔あき鋼板ジベルに比べスタッドの方が 2 倍以上大きい。また、孔あき鋼板ジベル Hc 試験体および孔に高強度モルタル円柱を配置した孔あき鋼板ジベル Hm 試験体の最大荷重は、それぞれ 4.4mm，2.4mm のずれ変位で発揮するのに対し、同程度のずれ変位時におけるスタッド S-w2 試験体の荷重は、最大荷重の 30～60%であり、ずれ変位 12.9mm 時に最大荷重に到達する。

この結果から、高強度円柱モルタルの有無に関わらず、孔あき鋼板ジベルは剛なずれ止めといえ、スタッドは延性のある柔なずれ止めに分類できる。また、各種ずれ止めのずれ挙動の違いは、鋼とコンクリート界面の付着破壊（粘着作用消失）後に顕著に現れることが確認できた。

(3) 高強度モルタル円柱のずれ止め効果

表 2.2 より、孔あき鋼板ジベルの最大荷重は、高強度モルタル円柱を用いることで、拘束なしの場合は約 1.38～2.84 倍増加し、拘束ありの場合は 1.75～2.27 倍増加が見られる。よって、孔

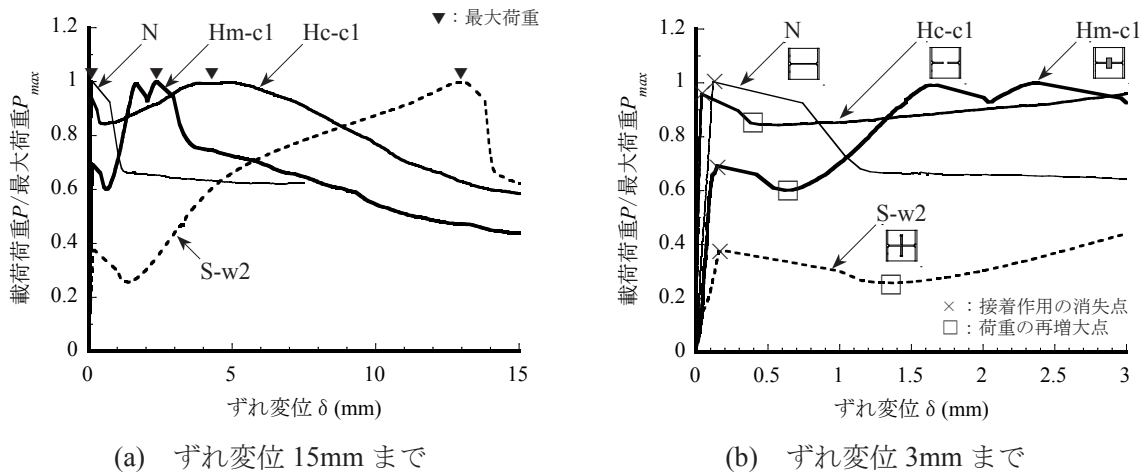


図 2.6 各種ずれ止めの荷重 - ずれ変位関係

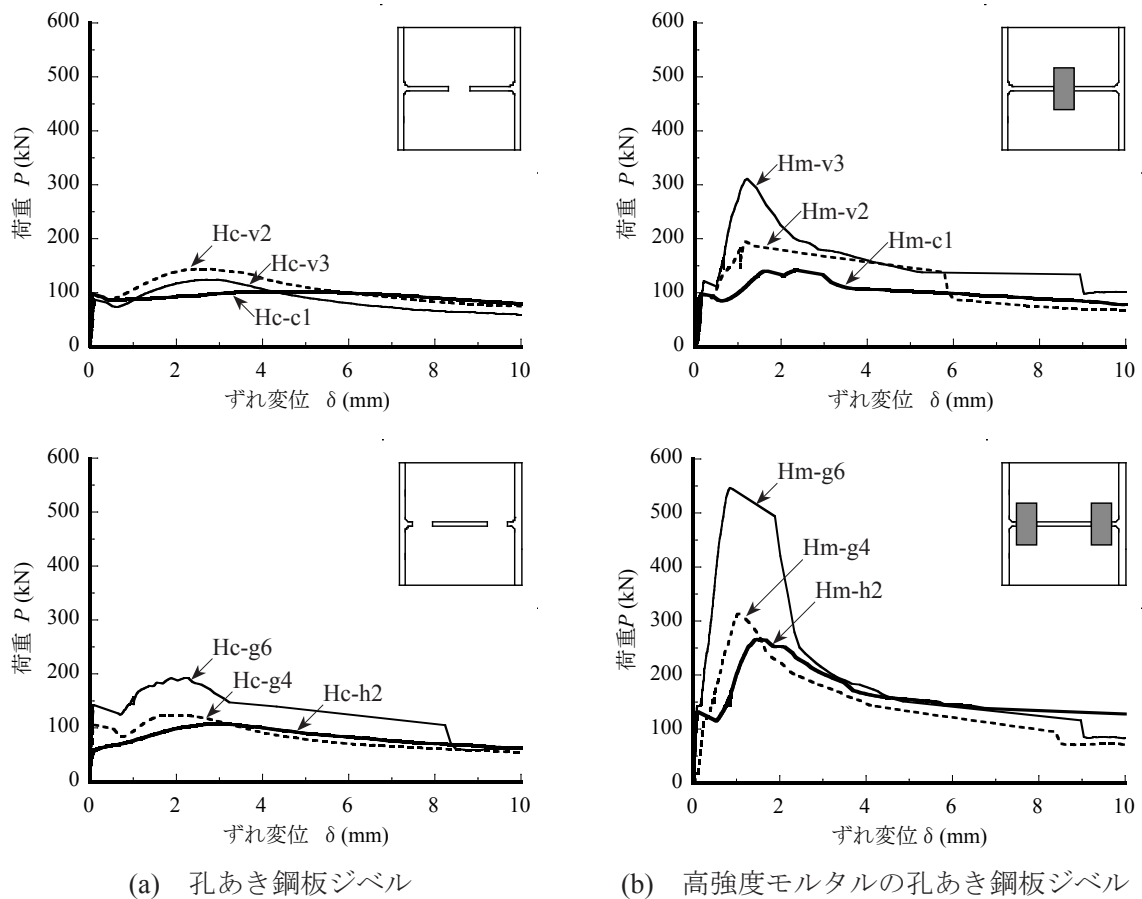


図 2.7 孔あき鋼板ジベルの個数と配置の違いを比較した荷重 - ずれ変位関係

あき鋼板ジベルの鋼板孔に高強度モルタル円柱を配置する方法は、ずれ止めの耐力向上に有効である。一方、この荷重増大率は、個数が単数よりも複数の方が大きく、また、拘束なしの場合の方が大きい傾向にある。これは、孔あき鋼板ジベルのコンクリートおよびモルタルの破壊面の骨材に起因しているものと考えられる。

(4) 孔の個数と位置の影響

図2.8に、孔あき鋼板ジベルの最大荷重と孔数の関係を示す。図2.8(a)は拘束なしの場合、図2.8(b)は拘束ありの場合である。図中の○印はHc（孔あき鋼板ジベル）、●印はHm（高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル）であり、また、それぞれ最小二乗法で求めた回帰直線を一点鎖線で表記している。図より、孔数が増えることで、当然ながら最大荷重は増加するが、拘束なしのHcの相関性は、他の場合に比べやや小さい。すなわち、これは、孔内に存在するコンクリートの粗骨材の影響を受けていることが一因であると思われる。

(5) コンクリートの拘束効果

図2.9に横拘束の有無による最大耐力比（拘束有/拘束無）と最大耐力時のずれ変位比（拘束有/拘束無）の関係を示す。図2.9より、Hcの場合、コンクリートを横拘束することで最大耐力と最大耐力時のずれ変位は、拘束していない場合に比べ、いずれも約1.5倍の増大が確認できる。これに対し、Hmの場合の拘束効果はHcに比べ小さい。これは前述の(3)、(4)にも関係し、これらの要因は以下のように説明できる。

孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗機構を考えると、作用せん断力に対して、H形鋼ウェブにあげた円孔内に充填されたコンクリートの円孔側面（以下、せん断抵抗面と呼ぶ）で抵抗する。図2.10(a)より、Type Hcの場合、円孔内とせん断抵抗面に粗骨材が混在することで、一樣な抵抗力を保持できず、材軸方向に垂直な成分の力（文献5）では押し広げ力と呼ばれている）が発生する。この力の増大に伴ってウェブとコンクリート界面にかい離現象が生じ、確実な応力伝達が厳しい条件となる。これに対して、図2.10(b)より、Type Hmの円孔内には、高強度モルタル円柱が配置され、粗骨材が混在しないため、横拘束されていない場合においても、加力（せん断）方向に対して十分な抵抗力が発揮できる。

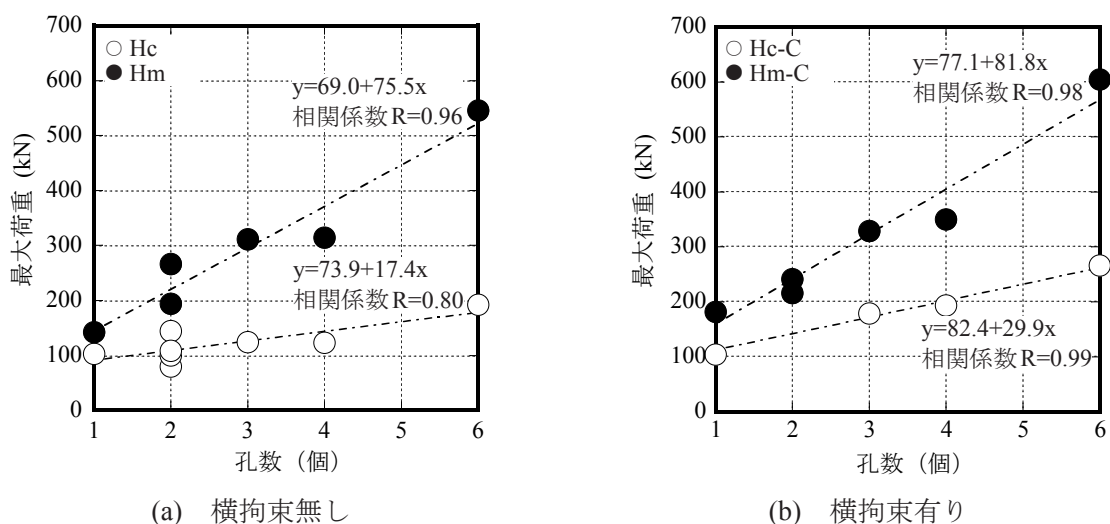


図2.8 孔あき鋼板ジベルの最大せん断耐力と個数の関係

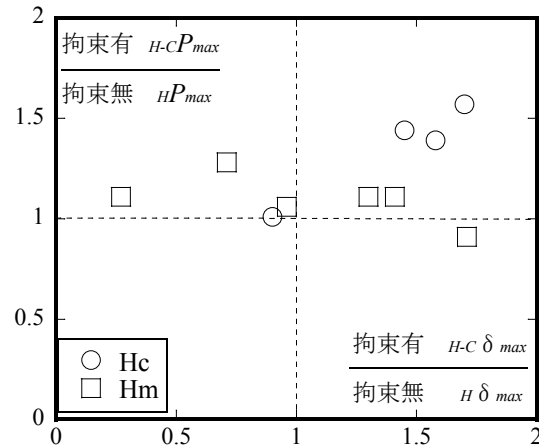


図 2.9 横拘束の有無が孔あき鋼板ジベルの最大せん断耐力とずれ変位に及ぼす影響

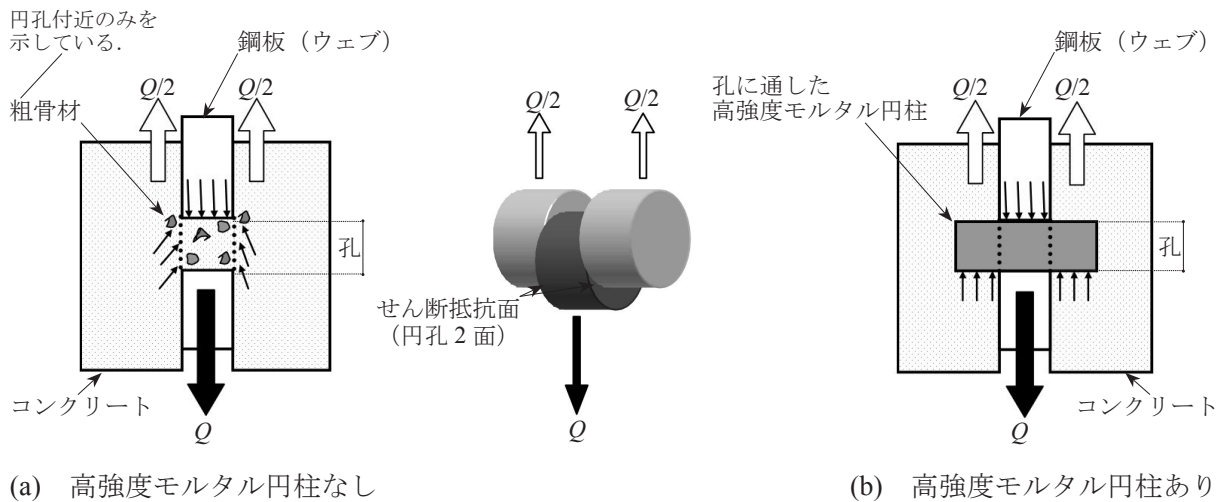
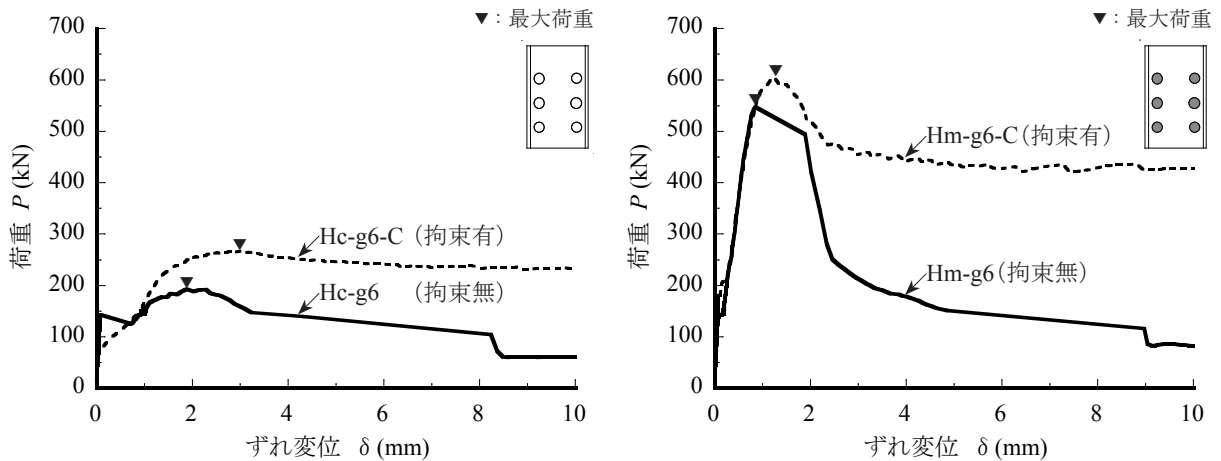


図 2.10 孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗機構

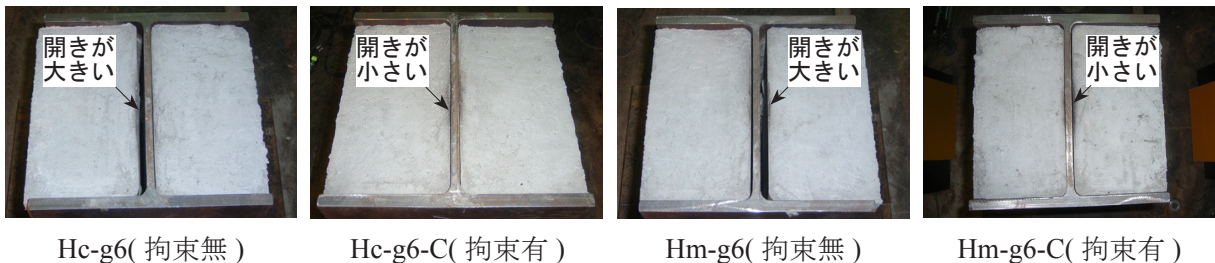
以上のことから、横拘束された Type Hc の場合は、鋼とコンクリートのかい離現象が抑制され、骨材の噛み合い作用が有効に働いたため、最大荷重およびその時のずれ変位が向上したものと考えられる。言い換えれば、コンクリートが孔内部に充填される条件の孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を十分に発揮するためには、孔側面付近に存在する粗骨材自体がせん断破壊する程度の拘束力が必要であると考えられる。

次に、横拘束の有無による荷重 - ずれ変形関係の比較の例を図 2.11 に示す。図より、最大荷重に達した後、拘束無しの Hc と Hm は急激な耐力低下が見られるが、拘束有りの Hc-C と Hm-C は緩やかに低下していることが確認できる。同様に他の試験体においても、拘束の有無によるピーク後の挙動の違いは顕著であった。これは、孔あき鋼板ジベルのコンクリート破壊面における骨材の噛み合いによるせん断抵抗に起因しており、さらに、横拘束されることでコンクリートブロックは 4 面拘束された状態となり、ポアソン比によって膨張し、横拘束されていない H 形鋼の



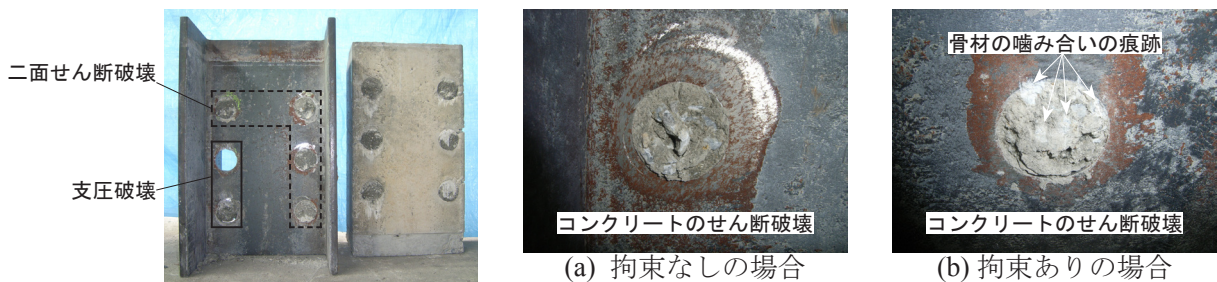
(a) 孔あき鋼板ジベル (b) 高強度モルタル円柱の孔あき鋼板ジベル

図 2.11 横拘束の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係



Hc-g6(拘束無) Hc-g6-C(拘束有) Hm-g6(拘束無) Hm-g6-C(拘束有)

写真 2.2 実験終了後の試験体上部から見た H 形鋼とコンクリートブロックとの開き状況



(a) 拘束なしの場合 (b) 拘束ありの場合
写真 2.3 孔あき鋼板ジベルの破壊状況

フランジ 2 面とウェブ 1 面に覆われた 3 面拘束の状態に比べ、鋼とコンクリート界面に生じる摩擦が増大したため、ずれ変形性能が向上したものと考えられる。また、写真 2.2 より、実験終了後における試験体上部は、拘束無の場合の方が拘束有の場合に比べて、H 形鋼とコンクリートとの開きが大きいことから、前述の要因を裏付けることができる。

実験終了後の孔あきジベルの破壊は、孔内に充填されたコンクリート (Type Hc) と孔に通した高強度モルタル (Type Hm) は、写真 2.3 のように、いずれも一部コンクリートの支圧破壊が見られたが、ウェブ面に沿った二面せん断破壊の方が相対的に多かった。また、その二面せん断

破壊は、拘束なしの場合に比べ拘束ありの場合の方が、骨材同士が噛み合った痕跡がはっきりと残っていた（写真 2.3(a), (b) 参照）。

2.2.3 コンクリートの拘束効果を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の提案

実験結果と代表的な耐力評価式との対応を確認する。Leonhardt⁶⁾らが提案したコンクリートの二面せん断破壊における孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式は、(2.2) 式のように、コンクリートの圧縮強度と孔面積を乗じたものに実験定数を掛けることで表される。

$$Q_u = 1.4 \cdot d_o^2 \cdot (\sigma_B \cdot 1.16) / \gamma \quad (2.2)$$

ここで、 Q_u : コンクリートが二面せん断破壊するせん断耐力、 d_o : 孔径、 σ_B : コンクリートシリンダーの圧縮強度（ただし、高強度モルタル円柱を用いた場合は、モルタルシリンダーの圧縮強度）、 γ : 安全率 (=2.1)

Leonhardt ら⁶⁾の(2.2)式から求めたせん断耐力の計算値と実験値の比較を図 2.12(a) と図 2.13(a) に示す。それぞれ Type Hc（普通コンクリート）と Type Hm（高強度モルタル）の場合である。Type Hc と Hc-C の場合、孔あき鋼板ジベルが負担したせん断耐力の実験値 / 計算値の平均は 0.94 と 1.14 であり、(2.2) 式で概ね評価できる。しかしながら、表 2.3 より、Type Hc の変動係数 CV は、Type Hm に比べ 2 倍程度大きく、ばらつきがやや気になる。これは、各試験体によって孔近辺に存在する粗骨材の量が不均一であったことが一因と考えられる。一方、Type Hm と Hm-C の場合、実験値 / 計算値の平均は 0.64 と 0.70 であり、図 2.13(a) から確認できるように、概して実験値は計算値を下回っており、式(2.2)では、危険側の評価を与える。つまり、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルを(2.2)式で評価した場合、孔にコンクリートが充填される場合に比べせん断強度は計算値より低い傾向を示すことから、粗骨材の有無（強度）がせん断抵抗力に影響を及ぼしていることが推察される。そこで、本研究では Leonhardt ら⁶⁾の考え方に基づいて、以下の手順でせん断耐力評価式を検討する。

図 2.10 より、孔あき鋼板ジベルのせん断強度は、コンクリートのせん断応力度 τ_u とせん断抵抗面の 2 面分の円面積 $(\pi \cdot d_o^2 / 4) \cdot 2$ の積と考えられ、(2.3) 式で表せると仮定する。

$$Q_u = \tau_u \cdot (\pi \cdot d_o^2 / 4) \cdot 2 \quad (2.3)$$

コンクリートのせん断応力度は、各 Type 別の実験結果における孔一つあたりが負担した最大せん断耐力の平均値を用いて(2.4)式で算出する。

$$\tau_u = \text{Ave} P_{max} / \{ (\pi \cdot d_o^2 / 4) \cdot 2 \} \quad (2.4)$$

(2.4) 式より算出したコンクリートのせん断応力度とシリンダー圧縮応力度の関係を係数として(2.5)式と表す。

$$k = \tau_u / \sigma_B \quad (2.5)$$

よって、本実験における孔あき鋼板ジベルのせん断耐力式は、(2.3) 式、(2.5) 式より次の(2.6)

式が得られる。各 Type 別の算出結果を表 2.3 に示す。

$$Q_u = k \cdot \sigma_B \cdot (\pi \cdot d_o^2 / 4) \cdot 2 \tag{2.6}$$

(2.6) 式より算出した計算値と実験値の比較を図 2.12 と図 2.13 のそれぞれ (b), (c) に示す。Type Hc は、孔の数が増えるにつれてやや危険側の評価となるが、(2.2) 式の場合に比べ良い対応を示した。

表 2.3 Type 別の算出結果

Type	横拘束	σ_B (N/mm ²)	$Ave P_{max}$ (kN)	CV	τ_u (N/mm ²)	k (τ_u / σ_B)
Hc	無	29.0	52.9	0.43	13.5	0.46
	有(-C)		64.1	0.37	16.3	0.56
Hm	無	87.4	107.5	0.21	27.4	0.31
	有(-C)		118.1	0.26	30.1	0.34

σ_B : コンクリートまたはモルタルの圧縮強度, CV: 変動係数, τ_u : せん断応力度 (2.4) 式,
 $Ave P_{max}$: 実験で得られた孔 1 つあたりの最大せん断耐力 (全試験体の平均値)

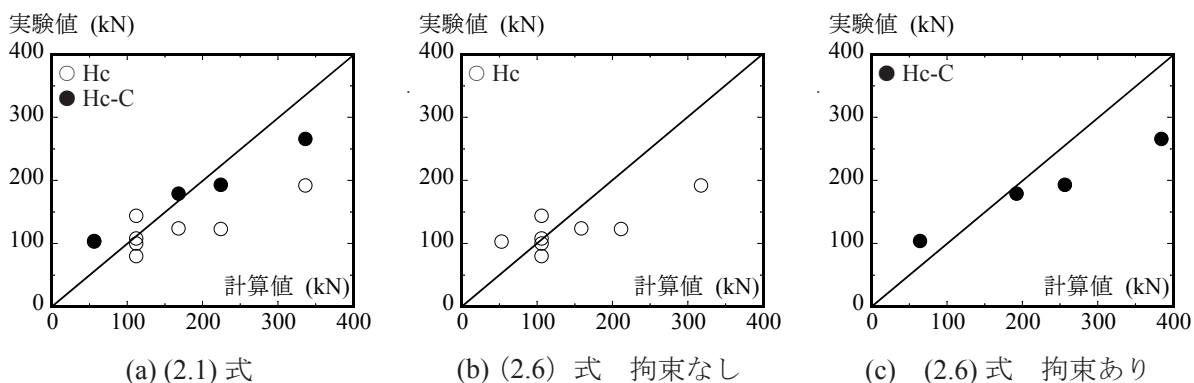


図 2.12 孔あき鋼板ジベルの実験値と計算値の比較

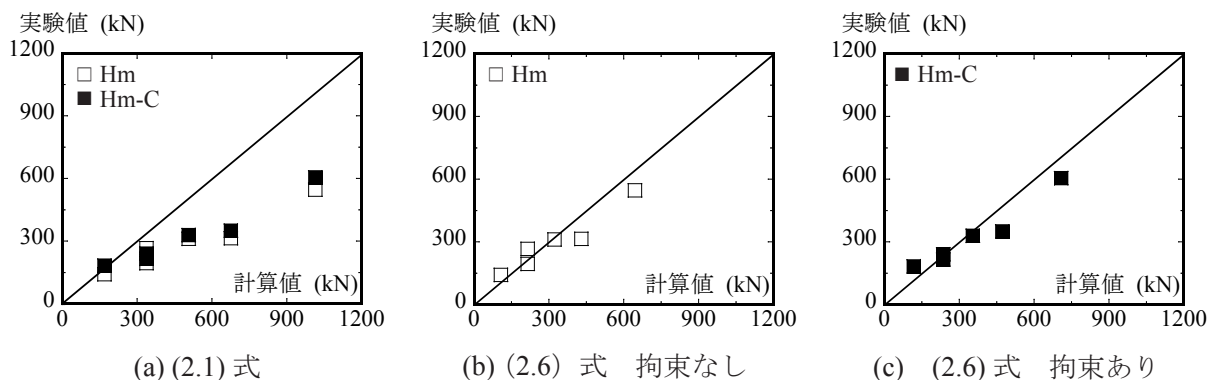


図 2.13 高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの実験値と計算値の比較

§ 2.3 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの押抜きせん断実験

2.3.1 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの文献調査

(1) 文献調査の方法

文献調査の目的は、現在までに土木分野で行われてきた孔あき鋼板ジベルの押抜きせん断実験データを収集し、鋼板厚さと孔径の組み合わせとその破壊形式を調べ、実験データが不足している条件を把握することである。

調査対象の試験体形状は、第3章および第7章に関連する鉄骨梁とコンクリート床スラブの合成梁を模した図2.2の押抜き試験体³⁾とした。また、孔あき鋼板ジベルは、孔内に鉄筋を配置しない条件とした。調査論文は、土木学会論文集、土木学会年次学術講演集、構造工学論文集、コンクリート工学年次論文報告集、複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集とした。調査対象年は、国内で最初に孔あき鋼板ジベルに関する論文が発表された年の1997年⁷⁾ならびに土木学会より孔あき鋼板ジベルの設計法に関して具体的な規定が示された複合構造標準示方書⁸⁾(以下、複合示方書と呼ぶ)の初刊行年である2009年を含む範囲とし、1997年から2010年までを対象とした。

調査した結果、文献数は12件^{7), 9)~18)}であった。

(2) 文献調査の結果

孔あき鋼板ジベルの孔径 d と鋼板厚さ t の組み合わせ結果を図2.14に示す。図中の各プロットは孔に充填されたコンクリートの破壊形式に対応させ、●印はせん断破壊、○印は支圧破壊、△印は不明の試験体である。図中の縦線は、複合示方書⁸⁾による鋼板厚さの最小値 $t=12\text{mm}$ (推奨値)を示す。図より、破壊状況が不明の試験体もあるが、孔径 d が $35\text{mm} \sim 60\text{mm}$ の範囲と鋼板厚さ

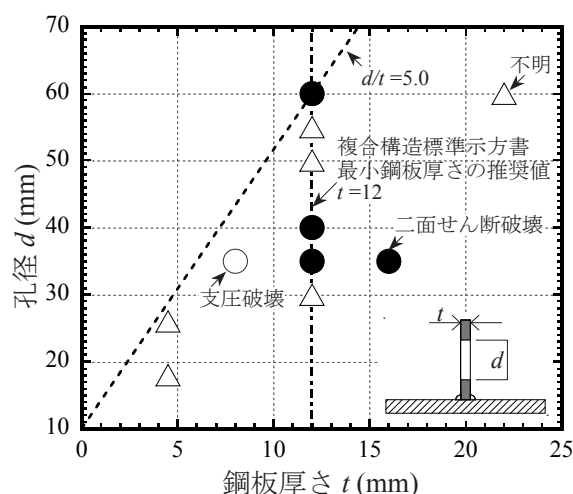


図 2.14 孔あき鋼板ジベルの孔径と鋼板厚さの組み合わせならびに破壊形式との関係

12mm 以上を組み合わせた孔あき鋼板ジベルの破壊形式は、孔に充填されたコンクリートのせん断破壊となり、12mm 以下の場合は支圧破壊が一部確認されているが、圧倒的に文献数が少ないのが現状である。また、孔径と鋼板厚さの比が 5.0 より大きい組み合わせの実験データは皆無であることがわかった。

建築構造に孔あき鋼板ジベルを適用する際、鋼板厚さが 12mm 以下の使用も十分に考えられ、また、第 3 章で提案する合成梁は、孔径 50mm に対し鋼板厚さ 6～9mm を用いることを想定しているため、その力学的特性を調べる必要がある。そこで、本研究では、孔あき鋼板ジベルのコンクリートが支圧破壊が生じると思われる孔径 50mm、鋼板厚さ 6mm の孔あき鋼板ジベルの力学的特性を押抜き実験により調べることにした。

2.3.2 実験計画

(1) 実験変数

表 2.4 に試験体一覧を示す。実験変数は、1) 高強度モルタル円柱の有無および 2) 孔の個数・間隔である。試験体は全部で 6 体である。1) の高強度モルタル円柱は、実験データの蓄積と力学的特性を調べるために準備した。2) の孔数は、0 個、1 個および 2 個を変数に選んだ。孔数 2 個の間隔 60, 90, 180mm は、次章で計画した乾式組立梁とコンクリートスラブの合成梁試験体に用いる孔間隔より選んだ。鋼材の機械的性質を表 2.5 に示す。コンクリートは粗骨材の最大寸法が 13mm の普通コンクリートである。試験体に使用したコンクリートとモルタルの材料強度を表 2.6 に示す。

(2) 試験体

押抜き試験体の形状寸法を図 2.15 に示す。試験体の共通事項は、以下のとおりである。孔あき鋼板ジベルの孔径は 50mm である。試験体に用いる山形鋼は L-75x75x9 (SS400 材) であり、鋼板 (SS400 材) の厚さは 6mm である。なお、山形鋼と鋼板は高力ボルトによる摩擦接合とし、両者間でのすべりを認めない設計としている。

鋼板にあけた孔に配置する高強度モルタル円柱の寸法は直径 50mm、高さ 100mm であり、鋼板への固定方法は、孔に通しているだけで、隙間の処理は行なっていない。施工性の観点から、円柱体と孔とのクリアランスは必要と考えるが、本試験体はできる限り隙間がない理想状態としている (写真 2.1 参照)。本実験は、孔のみのずれ止め特性を把握することを目的としているため、鋼板の下端部に発泡材を配置し、支圧抵抗の影響を無くしている。また、コンクリートと接触する山形鋼のフランジ面と鋼板面には、コンクリートとの付着を除去するためにグリースを塗付している。コンクリートの打設方向は、合成梁の施工条件と合わせるため、図 2.15 に示す方向からコンクリートを打ち込んでいる。コンクリートブロックのひび割れ防止筋は、上端のみに溶接金網 (D6-100×100) を配置している。

表 2.4 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの試験体一覧

試験体名	N	Hc-1	Hc-2-60	Hm-1	Hm-2-90	Hm-2-180
孔数	0	1	2	1	2	2
孔間隔(mm)	-	-	60	-	90	180
高強度モルタル 円柱の有無	無	無	無	有	有	有
孔あき鋼板 詳細図						
孔径 50φ						

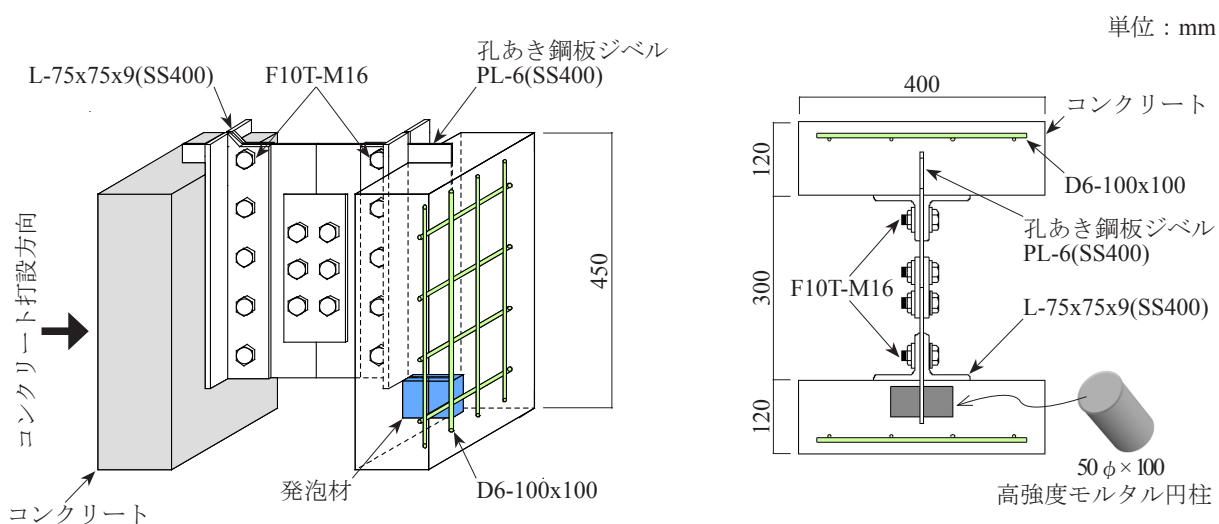


図 2.15 合成梁を対象とした押抜き試験体の形状寸法

表 2.5 鋼材の機械的性質

鋼材	規格	厚さ (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比
山形鋼	SS400	9	304	432	0.70
鋼板	SS400	6	272	424	0.64

表 2.6 コンクリートとモルタルの材料特性

材料	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
コンクリート	40	34.8	3.78
モルタル	155	97.5	8.03

(3) 載荷方法と測定方法

図 2.16 に載荷方法および測定位置を示す。押抜きせん断試験は 5000kN 圧縮載荷試験機を使用した。コンクリートの下面を反力台に接地させ、載荷部は球座になっており上面の山形鋼に耐圧板を介して荷重を単調に載荷し 25mm 沈下した時点で終了とした。なお、試験体をセットする際は、コンクリートブロックの下にグラウトを敷き左右への傾きを無くし、かつ、コンクリートブ

ロックの全底面を試験機に密着させ、水平を保持できるようにした。測定変位は、孔あき鋼板ジベルの中心位置における山形鋼とコンクリートの相対ずれ変位（左右ブロックの4箇所）、全長の軸縮み（4箇所）および鋼とコンクリートのかい離現象による面外変形（4箇所）を測定した。

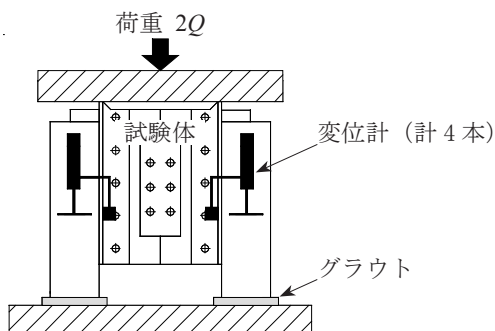


図 2.16 合成梁を対象とした押抜き試験体の載荷方法と測定位置

2.3.3 実験結果と考察

実験結果を表 2.7 に示す。表中の各数値は、日本鋼構造協会の「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」³⁾ に準じた。最大せん断耐力は、ずれ変位 25mm までにおける最大荷重点 Q_{max} （本試験は、コンクリートブロックが 2 つあるため、載荷荷重の 1/2）とした。最大ずれ変位 δ_{max} は、最大荷重 Q_{max} に対応するずれ変位である。また、ずれ定数 K は、 $Q_{max}/3$ 荷重点の初期割線の傾きとした。各試験体の荷重 - ずれ関係の比較を図 2.17 および図 2.18 に示す。

(1) 破壊性状

コンクリートブロックの外側背面と側面にはひび割れが見られず、上面と下面および内面下端部にひび割れ、上端部の鋼板とコンクリート間に隙間が生じていた。外面にひび割れが生じなかった要因は、かぶりが十分にとれていたこと、また、上端鉄筋がコンクリートを拘束していたことが考えられる。

表 2.7 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの力学的特性

試験体名	最大せん断耐力 Q_{max} (kN)		Q_{max} 時の ずれ変位 δ_{max} (mm)	ずれ定数*1 K (kN/mm) 鋼板1枚あたり
	鋼板1枚あたり	孔1個あたり		
N	4.41	-	0.25	-
Hc-1	82.7	82.7	3.11	394
Hc-2-60	100	50.0	2.22	476
Hm-1	99.4	99.4	0.62	1103
Hm-2-90	162	81.2	1.24	900
Hm-2-180	149	74.6	2.29	994

*1 ずれ定数（初期のずれ剛性） K ：荷重-ずれ変位関係における $Q_{max}/3$ の初期割線の傾き

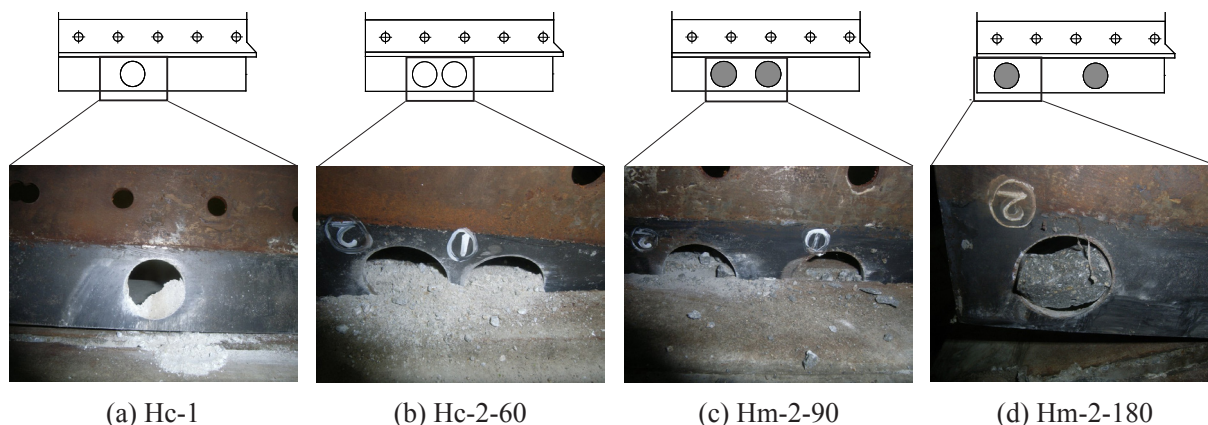


写真 2.4 合成梁を対象とした孔あき鋼板ジベルの破壊状況

孔あき鋼板ジベルは、鋼板にあけた孔が楕円状に変形した様子もなく鋼板のせん断破壊は確認されなかった。写真 2.4(a), (b) に示すように、Hc 試験体は、孔中のコンクリートが粉状に圧壊している。これは、孔径 50mm に対して板厚 (6mm) が薄いため圧縮領域が小さく、力が集中して作用したことが一因であろう。よって、孔にコンクリートが充填された孔あき鋼板ジベルの最大せん断耐力は、孔内のコンクリートの支圧破壊に起因したものと推測される。一方、写真 2.4(c), (d) より、Hm 試験体の高強度モルタル円柱は、支圧破壊および一部せん断破壊が観察された。よって、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの最大せん断耐力は、支圧破壊と一部せん断破壊に起因したものと推測される。この結果から、孔径と鋼板の厚さおよびコンクリートの材料特性が同一条件であっても、高強度モルタル円柱を孔に通すことで、コンクリートの場合と一部破壊状態が異なることがわかった。

(2) 孔あき鋼板ジベルのずれ止め効果

孔の有無による相対ずれ変位の違いを比較した結果を図 2.17 に示す。図 2.17 より、N 試験体(孔が無くグリースが塗付された鋼板)は、全く抵抗できないことが確認できる。このことから、鋼とコンクリート界面の摩擦抵抗は極めて小さいので、他の試験体においても、摩擦抵抗がずれ挙動に及ぼす影響は小さいといえる。一方、Hc 試験体と Hm 試験体は、鋼とコンクリートのずれに対して、孔あき鋼板ジベルは十分なずれ止め効果が認められる。さらに、高強度モルタル円柱を孔に配置することで、最大せん断耐力は約 1.2 ~ 1.6 倍増大し、また、ずれ定数は、2 ~ 3 倍程度の増大が見られる。

この結果から、孔あき鋼板ジベルの円孔に高強度モルタル円柱を配置する方法は、部分的にせん断耐力とずれ剛性を増大でき、鋼とコンクリート間の応力伝達能力を高める効果がある。したがって、この方法は、構造体に使用するコンクリート設計基準強度の影響を受けることなく、孔あき鋼板ジベルの設計を可能とする。以下に、設計上有利な点を列挙する。

1) 鋼板にあける孔数を減らすことができる。また、限られた長さの鋼板に必要な孔数を設けるこ

とができない場合に有効である。

2) 鋼とコンクリート接合部の剛性の向上を図りたい際に有効である。

(3) 孔数の影響

図 2.17(a), (b) および表 2.7 より, 高強度モルタル円柱の有無に関係なく, 孔数が増えることにより最大せん断耐力は増大するが, 孔あき鋼板ジベル 1 個当たりが負担するせん断耐力は小さくなる結果であった。特に, Hc 試験体の方が Hm 試験体に比べ, その低下の割合は大きい。一方, ずれ定数は, Hc 試験体は孔数が増えると数倍大きくなるが, Hm 試験体は僅かに小さくなる結果であった。これは, 孔あき鋼板ジベル周囲のコンクリートの拘束効果が影響しているものと考えられる。孔数の影響に関する詳細な検討については, 第 5 章で述べる。

(4) 孔間隔の影響

Hc 試験体は, 円孔の中心間距離が 60mm と極端に狭くても鋼板のせん断破壊は確認されず, 孔内のコンクリートが支圧破壊していた。Hm 試験体は, 孔間隔 90mm と 180mm の両者を比較すると, 図 2.18(c) と表 2.7 より, せん断耐力は, 孔間隔 90mm の方が僅かに大きい。既往の研究によれば, 孔間隔を十分にとっていれば, せん断耐力は孔数に比例する¹⁹⁾ という報告がある。

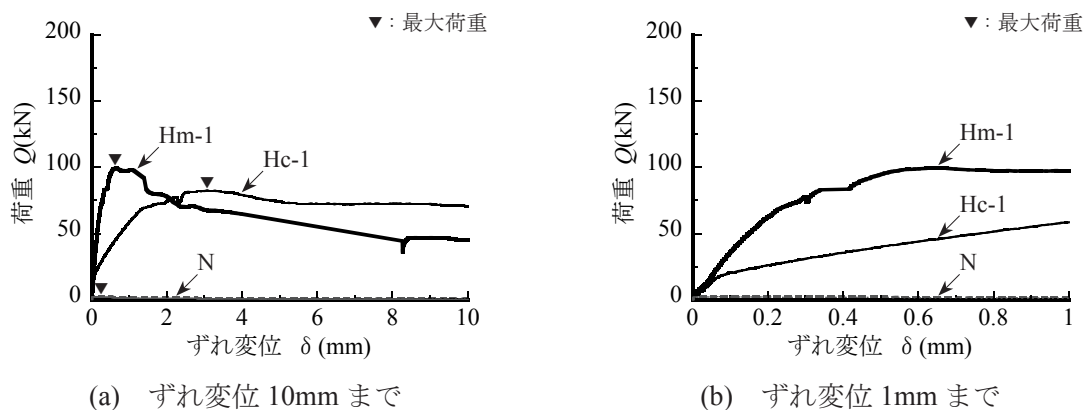


図 2.17 各種ずれ止めの荷重 - ずれ変位関係

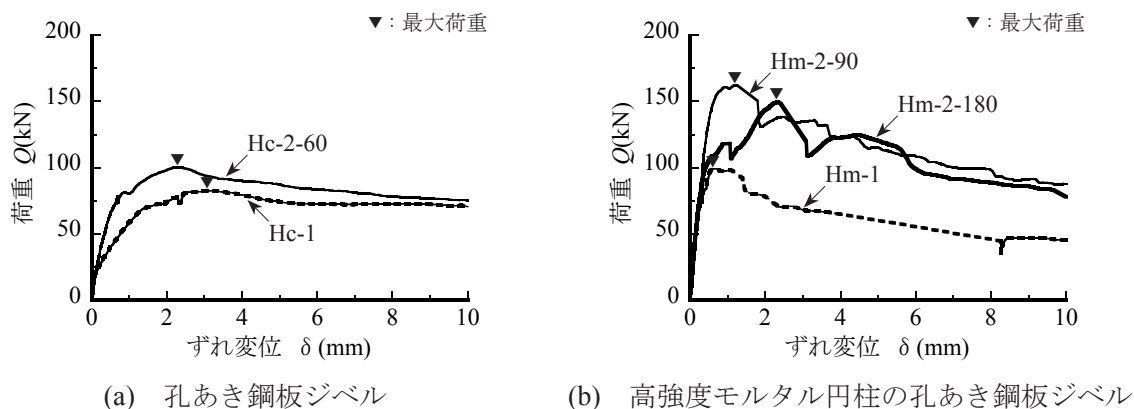


図 2.18 孔数と孔間隔を比較した荷重 - ずれ変位関係

一方で、せん断耐力は必ずしも孔数に比例しない²⁰⁾との報告もある。これは、孔あき鋼板周囲のコンクリートの拘束効果が影響しているものと考えられる。孔あき鋼板ジベルの孔間隔ならびに拘束効果に関する検討は、第5章と第6章で述べる。

2.3.4 コンクリートの破壊形式を考慮した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の提案

(1) せん断耐力評価式

現在までに提案されている代表的な孔あき鋼板ジベルの耐力算定式と実験結果を比較検討する。各式に入力する値を表2.8に示す。ここでは、本実験条件に合わせた値を用いる。

Leonhardtら⁶⁾は、コンクリートの2面せん断によるせん断強度(2.1)式、円孔内にあるコンクリートの支圧破壊によるせん断強度(2.7)式、および隣接する円孔間の鋼板のせん断破壊によるせん断強度式を提案している。ここでは前述の最終破壊状況から、鋼板のせん断破壊は確認されていないのでコンクリートの破壊に関係がある(2.1)式と(2.7)式を比較の対象とする。

$$Q'_u = 7.2 \sigma_B \cdot d_o \cdot t \quad (2.7)$$

ここに、 Q'_u ：円孔内のコンクリートの支圧破壊によるせん断耐力、 σ_B ：コンクリートシリンダーの圧縮強度、 d_o ：孔径、 t ：鋼板の厚さ

保坂ら¹¹⁾は、貫通鉄筋の有無によって分類したせん断強度式を提案している。本研究は、貫通鉄筋がない(2.8)式を比較対象とする。(2.8)式は、土木学会の複合示方書⁸⁾に規定された式の基になっており、コンクリートのせん断破壊と支圧破壊のいずれにも対応し、適用範囲が定められている。なお、本実験条件はその範囲内である。

$$Q'_u = 3.38 d^2 (t/d)^{1/2} \cdot f_{cu} - 39.0 \times 10^3 \quad (2.8)$$

$$39.0 \times 10^3 < d^2 (t/d)^{1/2} \cdot f_{cu} < 194 \times 10^3$$

ここに、 Q'_u ：孔あき鋼板ジベルのせん断耐力、 f_{cu} ：コンクリートの圧縮強度、 d ：孔径、 t ：鋼板の厚さ

2.2節で示したH形鋼ウェブ厚10mmに対し孔径50mmの孔あき鋼板ジベルの破壊形式は、一部支圧破壊が見られたが、二面せん断破壊の方が相対的に多かった。そのため、Leonhardtら⁶⁾の(2.1)式の考えに基づき、コンクリートまたは高強度モルタル円柱の圧縮強度と孔面積の積に乘じる実験定数を提案した。一方で、本節で示した鋼板厚さ6mmに対し孔径50mmの孔あき鋼板ジベルの破壊形式は、高強度モルタル円柱の有無に関係なく、支圧破壊が顕著であった。そこで、改めて2.2節の実験データを用い、Leonhardtら⁶⁾が提案しているコンクリートの圧縮強度、孔径、鋼板厚さの積に支圧係数を乗じた(2.7)式の考えに基づき、(2.9)式、(2.10)式に修正した。ここでは、その再検討した(2.9)式、(2.10)式と実験値を比較することとする。なお、高強度モルタル円柱を用いた(2.10)式の支圧係数は(2.9)式よりも小さい結果となった。これは、骨材の噛み合い作用の影響が一因と考えられる。

鋼板孔にコンクリートが充填される孔あき鋼板ジベル

$$Q'_u = 3.6 \sigma_B \cdot d_o \cdot t \quad (2.9)$$

鋼板孔に高強度モルタル円柱を配置する孔あき鋼板ジベル

$$Q'_u = 2.5 {}_m\sigma_B \cdot d_o \cdot t \quad (2.10)$$

ここに、 Q'_u ：円孔内のコンクリート（モルタル）の支圧破壊によるせん断耐力、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 ${}_m\sigma_B$ ：モルタルの圧縮強度、 d_o ：孔径、 t ：鋼板厚さ

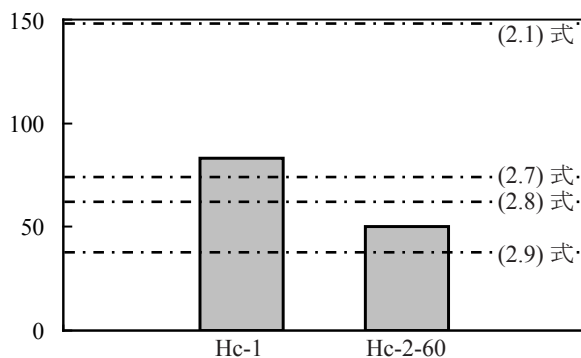
(2) 実験値と計算値の比較

図 2.19 に実験値と各算定式の計算値との比較を示す。Leonhardt ら⁶⁾の(2.1)式、(2.7)式および保坂らの(2.8)式の計算値は、高強度モルタル円柱の有無に関係なく、実験値を過大に評価する。一方で、本研究の2.2節の実験データを用いて支圧破壊に基づき提案した(2.9)式、(2.10)式の計算値は、複数個の場合においても実験値を安全側に評価しており、概ね良い対応を示す。したがって、土木分野で提案されている既往の耐力式をそのまま適用することは、危険側の評価を与えることが確認できた。これは、孔あき鋼板周囲のコンクリートの拘束効果による影響が一因と考えられる。

表 2.8 耐力算定の入力値

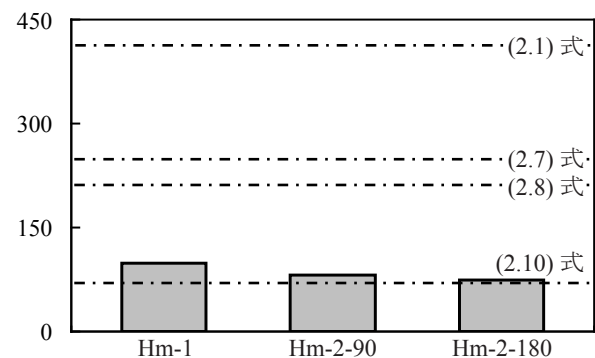
ずれ止めの種類	孔あき鋼板ジベル	高強度モルタル円柱の孔あき鋼板ジベル
材料	コンクリート	モルタル
圧縮強度 (N/mm ²)	34.8	97.5
孔径 (mm)	50	50
鋼板の厚さ (mm)	6	6

最大せん断耐力 (kN)



(a) 孔あき鋼板ジベル

最大せん断耐力 (kN)



(b) 高強度モルタル円柱の孔あき鋼板ジベル

図 2.19 実験値と計算値の比較

§ 2.4 結論

孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性の向上を図るために、鋼板にあけた孔に高強度モルタル製の円柱体を配置したずれ止め（以下、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル）を提案した。本章では、このずれ止めを用いた鋼とコンクリートとの付着性能について、H形鋼フランジ間にコンクリートを充填した部材および鉄骨梁とコンクリート床スラブの合成梁を模した2つの押抜き実験から、次の結論が得られた。

- (1) 鋼板にあけた孔に高強度モルタル円柱を配置する方法は、孔あき鋼板ジベルのずれ剛性とせん断耐力の増大を可能とする。
- (2) 鋼とコンクリート界面の接着（粘着）作用が消失するまでのずれ挙動は、ずれ止めの有無と種類の影響を受けない。また、H形鋼フランジ間に充填したコンクリートとの付着強度は、 $0.15 \sim 0.25\text{N/mm}^2$ の範囲にあり、これは、「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針⁴⁾」で規定されている短期付着応力度（角形鋼管の場合： 0.15N/mm^2 ，円形鋼管の場合： 0.225N/mm^2 ）と同程度である。また、接着作用は、ずれ変位が約 $0.05\text{mm} \sim 0.2\text{mm}$ の範囲で消失する。したがって、ずれ止めの初期剛性を定量的に評価するためには、鋼とコンクリート界面に生じる接着（付着）作用の付着強度を十分考慮しなければならない。
- (3) 鋼とコンクリート界面の接着作用が消失すると、ずれ止めの有無と種類に関係なく、荷重は一度低下し、“ずれ”が急増する。ただし、孔あき鋼板ジベルがある場合のその“ずれ”は、スタッドの場合の半分程度に留めることができ、その後、ずれ止めの機械的抵抗作用により再び荷重が増加する挙動を示した。
- (4) 孔径 50mm に対し鋼板厚さ 10mm および 6mm を用いた孔あき鋼板ジベル（土木分野で推奨されていない組み合わせ）の破壊形式は、板厚 10mm の場合はコンクリートの二面せん断破壊と支圧破壊の混合した形式であり、板厚 6mm の場合は支圧破壊であることを確認した。また、この破壊形式は、高強度モルタル円柱を用いた場合も同様であった。
- (5) 孔あき鋼板ジベルは、円孔のコンクリート破壊面の骨材による凸凹の乗り上げに起因して、鋼とコンクリート界面にかい離現象が生じ、耐力とずれ変形性能が低下する。しかし、コンクリートを横拘束することで、骨材の噛み合い作用が有効に働き、孔あき鋼板ジベルの最大せん断耐力は向上し、その後の耐力低下を抑制できる。ただし、高強度モルタル円柱を孔に配置した孔あき鋼板ジベルの場合は、孔内部に粗骨材がないため、コンクリートの場合に比べ、その効果は小さい。
- (6) 土木分野における Leonhardt ら⁶⁾の耐力算定式より求めた計算値は、建築分野への適用を想定した孔あき鋼板ジベルおよび高強度モルタル円柱を用いたジベルの最大せん断耐力の実験

値を過大評価することを示した。これは、コンクリートの拘束効果および粗骨材の有無に起因していると考え、Leonhardt ら⁶⁾の算定式を基に、これらの影響因子を考慮した実験定数を定めた結果、計算値は実験値を安全側に評価し、概ね良好に対応した。

第2章の参考文献

- 1) Fisher, J.W., et al. : Shear Strength of Stud Connectors in Light-Weight and Normal-Weight Concrete, A.I.S., Eng.J., 1971.4
- 2) 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, JSSC テクニカルレポート, No.35, 1996.11
- 3) Eurocode4 : Design of composite steel and concrete structures Part1-1 General rules for buildings, 2009.4
- 4) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計指針・同解説, 第2版, 2008.10
- 5) 土木学会：複合構造レポート10 複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦, 2014.8
- 6) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987
- 7) 平陽兵, 天野玲子, 大塚一雄：孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1503-1508, 1997
- 8) 土木学会：2009年制定 複合構造標準示方書, 2009.12
- 9) 平陽兵, 古市耕輔, 山村正人, 富永知徳：孔あき鋼板ジベルの基本特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20 No3, pp.859-864, 1998
- 10) 西海健二, 富永知徳, 室井進次, 古市耕輔：拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20 No.3, pp.865-870, 1998
- 11) 保阪鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘吉宏, 渡辺滉：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.3
- 12) 鈴木喜弥, 阿部久義, 橘吉宏, 児島哲朗, 平城弘一：軽量骨材コンクリートを用いたジベル押抜きせん断試験, 土木学会第58回年次学術講演会, 2003.9
- 13) 深田和宏, 藤井堅, 豊田正, 岩崎初美：孔あき鋼板ジベルの終局せん断耐力に影響を及ぼすコンクリート因子, 第6複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, Vol.6, pp.26-1-26-8, 2005
- 14) 古内仁, 上田多門, 鈴木統, 田口秀彦：孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力に関する一考察, 第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, Vol.6, pp.26-1-26-8, 2005

- 15) 日向優裕, 藤井堅, 深田和宏, 道管裕一: 並列配置された孔あき鋼板ジベルの終局ずれ挙動, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1089-1098, 2007.3
- 16) 藤井堅, 岩崎初美, 深田和宏, 豊田正, 藤村伸智: 孔あき鋼板ジベルの終局ずれ挙動とコンクリート拘束因子, 土木学会論文集 A, Vol.64 No.2, pp.502-512, 2008.6
- 17) 熊谷仁志, 太田和也, 池田竜介: 孔あき鋼板リブを用いた鋼板コンクリート柱の構造性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32 No.2, pp.1165-1170, 2010.7
- 18) 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, 2010.7
- 19) 藤井堅, 有吉孝文, 藤村伸智: 孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動, 構造工学論文集, vol.47A, pp.1381-1390, 2001.3
- 20) 中島章典, 小関聡一郎, 内藤雅人, 中島絢平, 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に関する実験的研究, 構造工学論文集, vol.57A, pp.996-1006, 2011.3

第3章

孔あき鋼板ジベルを用いた超高強度鋼乾式組立梁と鉄筋コンクリート床スラブから成る合成梁の曲げ性状ならびにずれ止め効果

§ 3.1 序

近年、大地震時においても主体構造は損傷させず、長期間使用できる架構システムを目指して、府省連携プロジェクト「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物」が進められ、その一環として溶接性が考慮されていない建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700A) が開発された¹⁾。これは、塑性化するような部材への活用ではなく、解体作業の簡略化・リユース・リサイクルに対応できるように広い弾性域に活用するものである。現在までに、H-SA700A 材を用いた梁²⁾や柱³⁾および柱梁接合部⁴⁾が提案されている。その研究開発の一つに、この鋼材は圧延形鋼が製造できないことを理由に、曲げ加工した二つの山形鋼に鋼板（以下、ウェブプレートと呼ぶ）を挟んで、高力ボルトで摩擦接合された乾式組立 H 形断面梁材がある²⁾（図 3.1 参照）。本研究は、この梁材を対象とする。

一般的に、鉄骨梁はコンクリート床スラブ（以下、床スラブ）と一体化した合成梁として設計し、合成断面としての曲げ剛性および曲げ耐力を期待する。建築分野では、鋼とコンクリートの連結に頭付きスタッドジベル（以下、スタッド）がよく用いられている⁵⁾。一方、土木分野において、スタッドは柔なずれ止めの代表例とされており、柔に対比される剛なずれ止めの代表例として孔あき鋼板ジベルが開発され⁶⁾、鋼合成桁橋や混合桁橋などへ積極的に適用されている⁷⁾。孔あき鋼板ジベルの取り付けは、孔をあけた鋼板を母材である鋼材面に連続溶接されている。すなわち、両者の機械的ずれ止めは溶接を要するため、弾性設計・非溶接接合を前提とする超高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立梁材と床スラブを一体化させることは溶接性の点で問題が生じる。さらに、解体作業の簡略化およびリユース・リサイクルに対応させることは難しい。

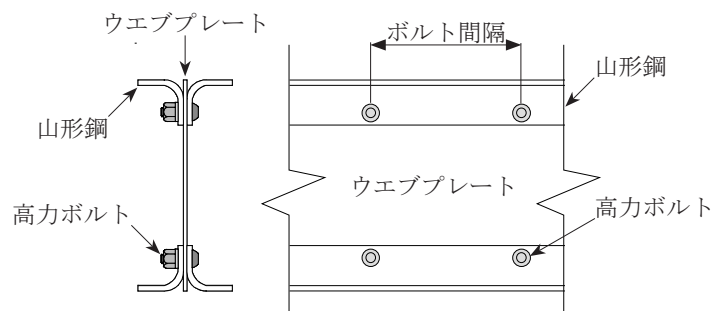


図 3.1 高強度鋼材を用いた乾式組立梁材

本研究は、超高強度鋼乾式組立梁材と床スラブの連結の簡素化を図り、床スラブの合成効果による曲げ剛性の上昇と解体時のリユース・リサイクルによる環境負荷軽減を目指した合成梁を提案する。新しい合成梁の構成を図 3.2 に示す。特徴は、組立梁材に使用するウェブプレートが床スラブ位置まで伸ばし、その鋼板部にあけた孔に充填されたコンクリートが、ずれ止めすなわち孔あき鋼板ジベルの機能を果たすため、溶接を必要としない接合方法となっている。また、第 2 章では、ウェブプレートにあける孔数を減らす目的で、床スラブに使用するコンクリートの圧縮強度よりも高い高強度モルタル円柱を孔に挿入することで、鋼とコンクリートの応力伝達性能が高まることが確認できたため⁸⁾、この方法を適用することを試みる。なお、高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの力学的特性および耐力評価法については、第 2 章で述べた。

本合成梁の構造性能上の目標としては、床スラブによる曲げ剛性の向上を図り、鉄骨部を弾性（無損傷）に留めた状態で、純鉄骨梁断面としての計算上の全塑性耐力を発揮させることである。また、合成梁に使用する鋼材はリユースを考えている。その部位は、乾式組立梁材の上下フランジ部の山形鋼である（図 3.2 参照）。これを実現するための構造システムは、例えば、文献 4) にあるように「柱と梁を剛接合したラーメン構造によって常時必要な弾性限耐力と剛性を確保し、別途配置させる耐震・制振機構により終局時のエネルギー吸収を担わせるような全体の構成」が挙げられる。したがって、上述の条件より床スラブが取り付く梁材の上下フランジと柱材は高力ボルトを用い、乾式的に接合しなければ容易に取り外すことは実現不可能であるが、文献 4) で提案されている方杖ダンパーを用いた乾式接合方法を適用すれば、柱梁接合部および乾式組立部材に使用するボルトの取り外しは可能となるので、本合成梁へ応用できると考える。

本章の目的は、PBL の孔数および高強度モルタル円柱の有無を主な実験変数とし、正曲げ（床スラブに圧縮力が作用する）を受ける本合成梁の曲げ性状を把握することである。また、基礎的な実験データの収集ならびに床スラブの合成効果による弾性域の曲げ剛性や曲げ耐力を検討するとともに、孔あき鋼板ジベルのずれ止め効果を検証し、第 2 章で提案したせん断耐力評価式の妥当性について確認する。

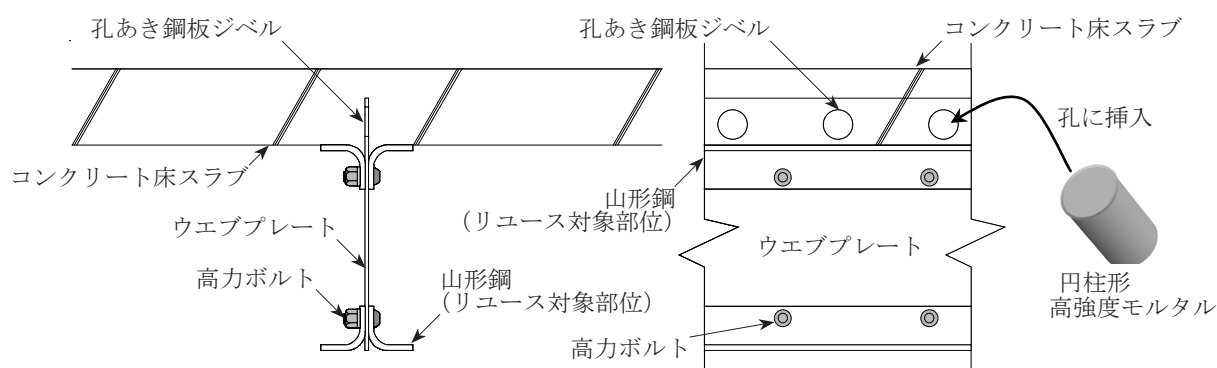


図 3.2 高強度鋼材を用いた乾式組立梁材とコンクリート床スラブからなる合成梁の提案

§ 3.2 合成梁のせん断曲げ実験

3.2.1 試験体

表 3.4 に試験体一覧，図 3.3(a) に純鉄骨梁試験体断面，図 3.3(b) に合成梁試験体断面を示す。試験体は表 3.4 に示す計 5 体で，純鉄骨梁試験体（SB と呼ぶ）1 体と孔が無い鋼板がコンクリートスラブ内に埋め込まれた合成梁試験体（CB0 と呼ぶ）1 体および PBL の孔間隔が 60mm, 90mm, 180mm（それぞれ CB60, CB90M, CB180M と呼ぶ）の合成梁試験体 3 体からなる。なお，PBL の所要個数は，梁のスパン方向へ等間隔に配置している。また，CB90M 試験体と CB180M 試験体は，鋼板にあける孔数を減らす目的で床スラブに使用するコンクリート圧縮強度よりも高い高強度モルタル円柱を孔に挿入している（図 3.2 参照）。

試験体の鉄骨部に使用する全ての鋼材は，高強度鋼材 H-SA700A であり，鋼板 (PL-9) を曲げ加工した二つの山形鋼 (L-75x75x9) にウェブプレート (PL-9) を挟み，F14T 級 M16 高力ボルトで摩擦接合した組立 H 形断面梁 (H-350x159x9x9) である。試験体の長さは，4400mm である。曲げ加工部の外半径は板厚の 3.5 倍であり，ボルト間隔 250mm は純鉄骨梁のせん断スパン区間の曲げ降伏時のせん断力に対し算定した。高力ボルト摩擦接合面の表面処理は，赤錆である。なお，床スラブに埋め込まれる鋼板の表面は，黒皮のままである。また，床スラブ内に埋め込まれる鋼板の両端部は，コンクリートと離れる方向に“ずれ”が生じることが予測できるので，発泡材や空隙を設けるなどの処理は行っていない。床スラブは，厚さ 120mm, 幅 600mm であり，デッキプレートは使用しない等厚な断面である。床スラブの有効幅は，実験を実施するために使用する研究施設の環境状況を考慮し，日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説⁹⁾」（以下，合成指針と呼ぶ）に従った計算値より狭い幅に設定している。孔あき鋼板ジベルの孔径は 50mm とし，ウェブプレートの厚さは 9mm である。また，孔に配置する高強度モルタル円柱の寸法は直径 50mm×高さ 100mm であり，鋼板にあけた孔とのクリアランスは無い理想状態としている。

表 3.4 に乾式組立梁に用いた高強度鋼材 H-SA700A の機械的性質，表 3.5 にコンクリートとモルタルの材料特性を示す。また，試験体の材料強度を用いて算出した孔あき鋼板ジベルを用いた鉄骨梁と床スラブからなる合成梁の合成率を表 3.6 に示す。なお，合成率とは，各試験体におけるスパン内に設けた孔数の完全合成梁に必要な最小限孔数に対する割合であり，完全合成梁は合成率 100% となる。孔あき鋼板ジベル 1 個あたりのせん断耐力は，第 2 章で提案した (3.1) 式（孔に普通コンクリートが充填される場合）および (3.2) 式（鋼板孔に高強度モルタル円柱が配置される場合）によって算定した。

鋼板孔に普通コンクリートが充填される場合

$$Q'_u = 3.6 \sigma_B \cdot d \cdot t \quad (3.1)$$

鋼板孔に高強度モルタル円柱を配置する場合

$$Q'_u = 2.5_m \sigma_B \cdot d \cdot t \quad (3.2)$$

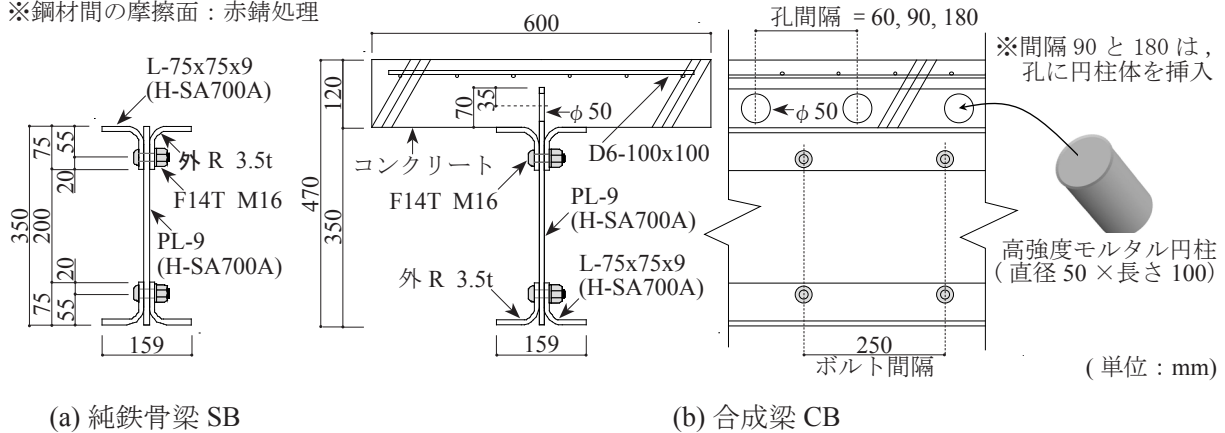
表 3.4 合成梁試験体一覧

試験体	スラブ	ずれ止め	孔間隔 (mm)	円柱形 モルタル	合成率* np / nf (%)
SB	無	-	-	-	-
CB0	有	無	-	-	0
CB60	有	PBL	60	無	63
CB90M	有	PBL	90	有	106
CB180M	有	PBL	180	有	52

* np: 試験体に設けた孔の個数, nf: 完全合成梁に必要な孔の個数

* 上記の np / nf は, (1)式と(2)式に基づき算定した値である.

※鋼材間の摩擦面：赤錆処理



(a) 純鉄骨梁 SB

(b) 合成梁 CB

図 3.3 合成梁試験体の形状寸法

ここで, Q_u : 孔あき鋼板ジベルのコンクリートの支圧破壊によるせん断耐力, σ_B : コンクリートシリンダーの圧縮強度, ${}_m\sigma_B$: モルタルシリンダーの圧縮強度, d : 孔径, t : 鋼板厚さ

上記に基づいて設計段階で算定した合成率より, CB0, CB60, CB180M 試験体は, 単純支持条件下において完全合成梁に必要な PBL の孔数を有していない不完全合成梁となった. なお, 鋼板厚さ 9mm に対し孔径 50mm の孔あき鋼板ジベルの破壊形式は, 高強度モルタル円柱の有無に関係なく, コンクリートまたはモルタルの支圧破壊であり, 最大せん断耐力は (3.1) 式および (3.2) 式により評価できることが確認されている¹⁰⁾.

3.2.2 実験方法

荷重方法は図 3.4 に示すように, 試験体両端を単純支持とし, 2 線集中荷重による等曲げ区間を有する正曲げ荷重 (スラブに圧縮力が作用するせん断曲げ試験) とする. SB 試験体は, 横座屈現象を抑制するために荷重点外側に構面外補剛材を設置した. CB 試験体は, 床スラブによる横補剛効果を確認するため設置していない. 試験体に使用する鋼材は溶接に向いていない性質であるが, 荷重点と支点位置の局部座屈を防ぐために, 山形鋼とウェブプレートにそれぞれ鉛直ス

表 3.5 高強度鋼材 H-SA700A の機械的性質

板厚 t (mm)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E (kN/mm ²)	降伏比 Y.R. (%)	破断伸び Elong. (%)
9.0	780	840	211	92.9	12.3

* JIS Z2201 1A号試験片

表 3.6 コンクリートとモルタルの材料特性

使用材料	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
コンクリート	30.9	3.06	25.8×10^3
モルタル	111	5.78	-

※試験体は、CB90M (PBL の孔間隔 90mm) を例として示す

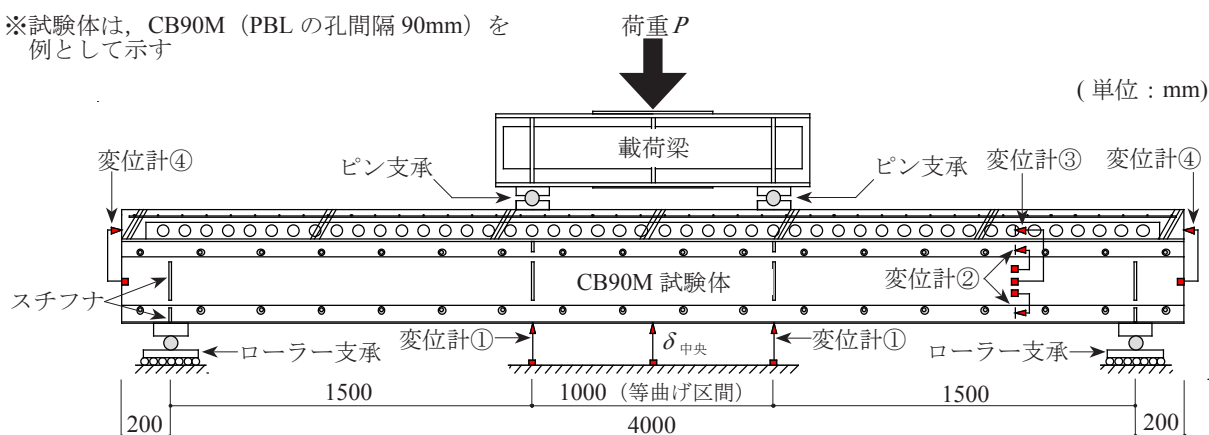


図 3.4 荷重方法と測定位置

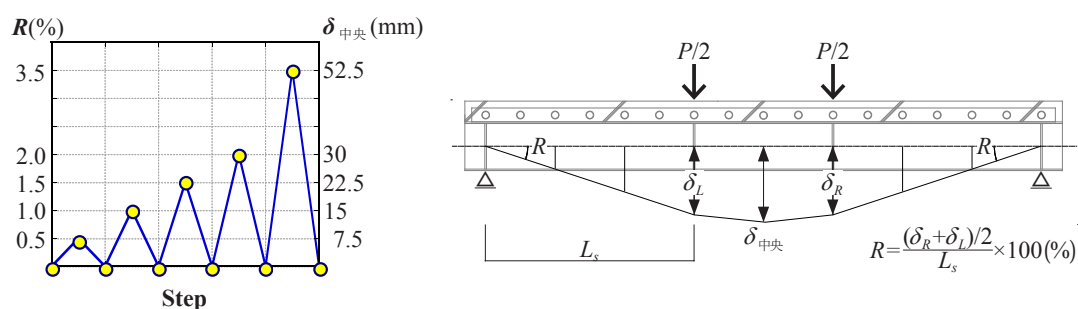


図 3.5 荷重プログラムと変形角 R の定義

チフナを溶接によって取り付けしている (図 3.4 参照)。

荷重プログラムは図 3.5 に示すように、変形角 R によって制御する。変形角 R は、中央のたわみ量 $\delta_{中央}$ を荷重点から支点までの距離 1500mm で除した値である。荷重履歴は、 $R(\delta_{中央}) = 0.5\%(7.5\text{mm}), 1.0\%(15\text{mm}), 1.5\%(22.5\text{mm}), 2.0\%(30\text{mm}), 3.5\%(52.5\text{mm})$ を各 1 回とする。

図 3.6 に変位計設置位置を示す。測定は、中央のたわみ量（図中①）、山形鋼とウェブプレートとの材軸方向の相対ずれ量（図中②）および床スラブとウェブプレートの相対ずれ量（図中③・④）である。また、山形鋼（上下フランジ）、ウェブプレートおよびコンクリート表面にひずみゲージを貼付している。

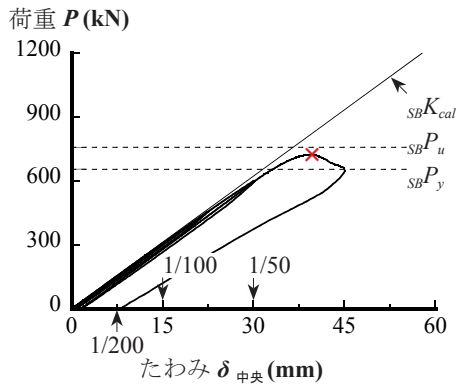
§ 3.3 実験結果と考察

3.3.1 荷重 - 変形関係

図 3.6(a) に純鉄骨梁試験体、図 3.6(b) ~ (e) に合成梁試験体の荷重 - たわみ関係を示す。各図には、一様な梁断面とみなし算定した弾性剛性 (K_{cal})、純鉄骨梁の降伏耐力 ($_{SB}P_y$)、全塑性耐力 ($_{SB}P_u$) および参考に合成梁断面の全塑性耐力 ($_{CB}P_u$) を示している。なお、 $_{CB}K_{cal}$ および $_{CB}P_u$ は、鉄骨梁と床スラブを全断面有効とする合成断面として合成指針⁹⁾に従い求めた。また、各図には、横座屈 (×印) および鋼・コンクリート間の付着破壊 (○印)、孔あき鋼板ジベルの破壊 (▽印)、鋼材間のすべり (□印) を示している。なお、孔あき鋼板ジベルの破壊は、実験中の観察と変位計③と④（図 3.4 参照）の鋼とコンクリート間のずれ変位から判断した。また、鋼材間のすべりは、実験中の観察と変位計②（図 3.4 参照）の山形鋼とウェブプレート間のすべり変位から判断した。

図 3.6(a) より、純鉄骨梁 SB 試験体は、全塑性耐力に到達する前に、構面外補剛区間内（等曲げ区間）で横座屈を起こして耐力が低下した。実験終了時まで、山形鋼とウェブプレート間にすべりは生じず、弾性剛性は計算値とよく対応している。図 3.6(b) ~ (e) より、 $R = 0.5\%(\delta_{中央} = 7.5\text{mm})$ 時、全ての合成梁 CB 試験体の初期剛性は、純鉄骨梁 SB 試験体の約 2.2 ~ 2.4 倍であり、床スラブによる合成効果が確認できる。図 3.7 に、図 3.6 の荷重 - たわみ曲線から求めた各試験体の初期剛性を示す。本論では、 $R = 0.1 \sim 0.5\%$ まで 0.1% 刻みの割線勾配の平均値を初期剛性 (K_{exp}) と定義した。図の縦軸は、合成指針⁹⁾に従い算定した $_{CB}K_{cal}$ で無次元化している。図より、合成率の違いによる差は小さく、計算値は実験値と良い対応を示した。初期剛性に差が見られない理由として、図 3.6 の荷重 - たわみ関係から分かるように、 $R = 0.5\%(\delta_{中央} = 7.5\text{mm})$ までは、合成率の違いに関係なく鋼とコンクリート間に“ずれ”が生じていないためである。すなわち、本合成梁のようにコンクリートに連続した鋼板が埋め込まれている条件であれば、床スラブと梁間の付着力は、変形角 1/200 ($R = 0.5\%$) 程度で作用する水平せん断力による“ずれ”を抑制できることが認められる。

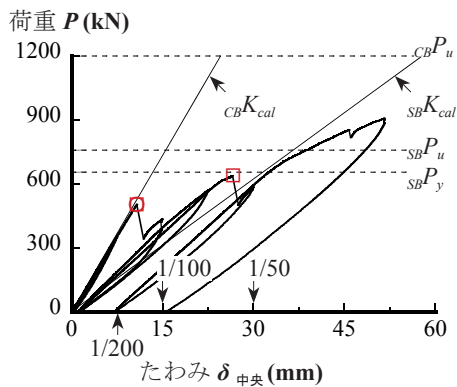
図 3.6(b) より、床スラブ内に鋼板のみ埋め込まれた CB0 試験体は、 $R = 0.7\%(\delta_{中央} = 11\text{mm})$ 時に鋼とコンクリート間にずれが生じ、同時に山形鋼とウェブプレート間にすべりが確認され、急激な耐力低下および剛性低下を起こした。その後、付着破壊の影響でスラブによる合成効果は期待できず、重ね梁の状態となった。一方で、孔あき鋼板ジベルの CB60 試験体は、図 3.6(c) より、 $R = 0.7\%(\delta_{中央} = 11\text{mm})$ 時に付着破壊が生じるが、耐力低下は認められず、剛性低下も CB0 試験体



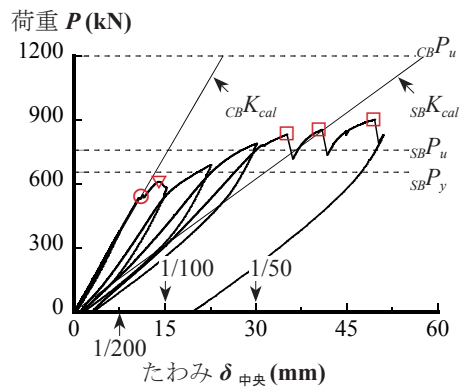
(a) SB スラブなし

凡例

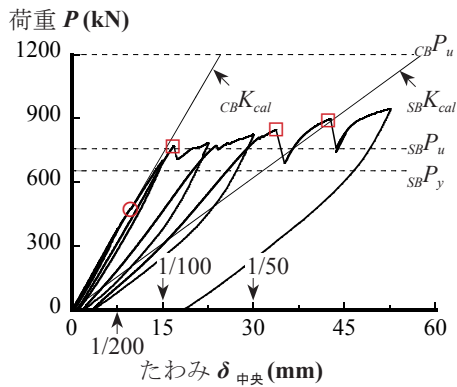
- SB^P_y : 鉄骨梁の降伏耐力 (計算値)
- SB^P_u : 鉄骨梁の全塑性耐力 (計算値)
- CB^P_u : 合成梁の全塑性耐力 (計算値)
- SB^K_{cal} : 鉄骨梁の弾性剛性 (計算値)
- CB^K_{cal} : 合成梁の弾性剛性 (計算値)
- × : 横座屈
- : 鋼・コンクリート間の付着破壊
- ▽ : 孔あき鋼板ジベルの破壊
- : 鋼材間のすべり



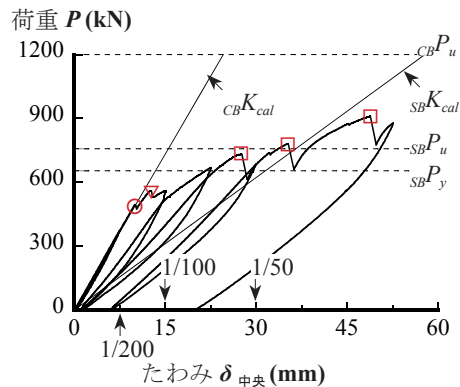
(b) CB0 合成率 0%



(c) CB60 合成率 63%



(d) CB90M 合成率 106%



(e) CB180M 合成率 52%

図 3.6 荷重 - たわみ関係

に比べ極めて小さい。したがって、鋼板に設けた孔がずれ止め（孔あき鋼板ジベル）の機能を果たしたといえる。その後、 $R = 0.9\%$ ($\delta_{\text{中央}} = 13.5\text{mm}$) 時に PBL の破壊現象が起こり、剛性の低下が顕著になった。この時、試験体両端部のコンクリート側面にウェブプレートに沿ったひび割れと山形鋼上フランジ面とコンクリート間の剥離が観察された。

高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルの CB90M 試験体は、図 3.6(d) より、 $R = 1.1\%$ ($\delta_{\text{中央}} = 17\text{mm}$) 時に目標としていた純鉄骨梁断面の計算上の全塑性耐力を発揮した。ここまで、特筆

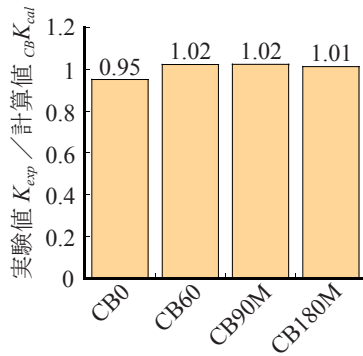


図 3.7 初期剛性の実験値と計算値の比較

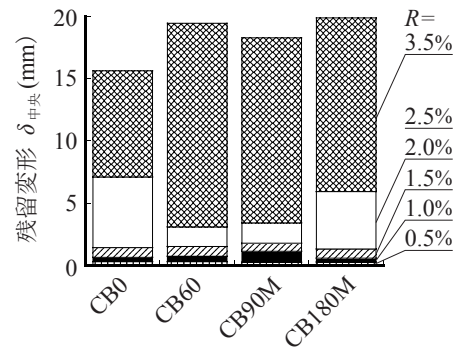


図 3.8 各サイクル時の残留変形

すべき損傷はなく、床スラブによる合成効果が期待できる。その後、山形鋼とウェブプレート間に“すべり”が生じ始め、耐力の低下がみられ、たわみが増大するにつれて孔あき鋼板ジベルの破壊が徐々に起こり、剛性が低下し、 $R = 2.0\%$ ($\delta_{中央} = 30\text{mm}$) 以降は、CB60 試験体とほぼ同様の挙動を示した。また、図 3.6(e) より、CB180M 試験体は、CB60 試験体と比較して同様の曲げ性状を示した。よって、鋼板にあけた孔に通した高強度モルタル円柱は、ずれ止めとして機能し、孔あき鋼板ジベルの高耐力化が可能であることが確認できた。

CB60, CB90M, CB180M 試験体は、いずれも $P=800\text{kN}$ あたり、 $R = 2.0\%$ ($\delta_{中央} = 30\text{mm}$) で、山形鋼とウェブプレート間のボルト接合部に衝撃音を伴いながら、明瞭な主すべりが生じ、荷重は増減を繰り返した。その後、支圧状態に移行し、再び荷重は増大する傾向を示したが、 $R = 3.5\%$ ($\delta_{中央} = 52.5\text{mm}$) で実験を終了した。ここで、図 3.8 に各サイクル除荷時の残留変形（等曲げ区間中央部のたわみ量 $\delta_{中央}$ ）を示す。残留変形は $R = 1.5\%$ ($\delta_{中央} = 22.5\text{mm}$) までほとんどなく、鋼材間の明瞭なすべり現象後に増大していることがわかる。したがって、梁全体の残留変形の増大に与える影響は、孔あき鋼板ジベルの破壊に伴う鋼とコンクリート界面に生じる“ずれ”よりも鋼材間の高力ボルトの“すべり”の方が大きかったといえる。

3.3.2 破壊性状

(1) 鉄骨梁と床スラブの破壊性状

実験終了後の破壊状況としては、鋼材間のすべり（写真 3.1(a)）、床スラブ端部の水平ずれや浮き上がり、コンクリートのひび割れ、および鉄骨梁と床スラブ間の剥離（写真 3.1(b)）が見られた。また、CB60, CB90M, CB180M 試験体の等曲げ区間内のコンクリート上面には、曲げひび割れのほかに、ウェブプレートに沿う材軸方向のひび割れが観察された（写真 3.1(c)）。これは、床スラブ内に埋め込まれた鋼板の側圧による割裂と考えられる。また、写真 3.1(d) に示すように、CB 試験体のコンクリート下面には、曲げひび割れのほかに、ウェブプレートに沿う材軸方向に連続的なひび割れが生じていた。

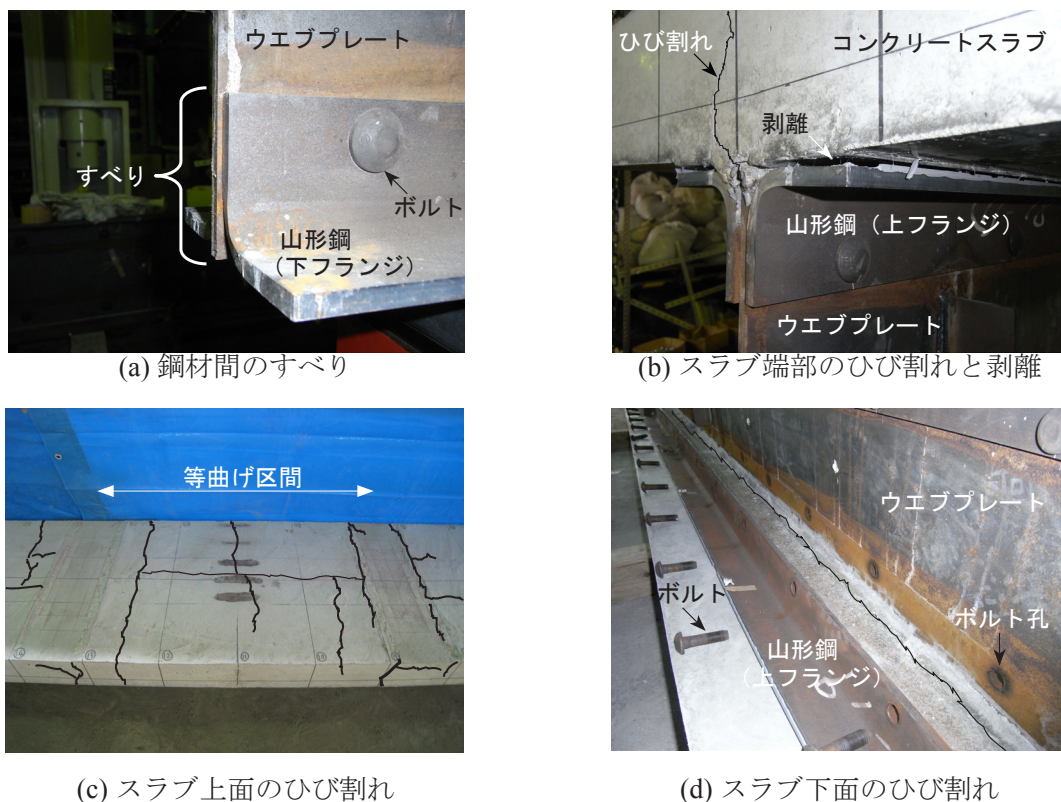


写真 3.1 合成梁の破壊状況

(2) ずれ止めの破壊性状

実験終了後、合成梁試験体の床スラブのコンクリートを除去し、孔あき鋼板ジベルの破壊状況を確認した。なお、写真 3.2 に示されている孔中のコンクリートおよび高強度モルタルの破断面は、コンクリートスラブをはつた時の状況である。本実験で得られた破壊形式の判別は、図 3.9 のように孔のコンクリート破壊面に着目し、床スラブを除去した際に、せん断破壊の場合は孔中にコンクリートおよびモルタルが完全に詰まっている状態（図 3.9(a)）であり、支圧破壊の場合は孔中にコンクリートおよびモルタルが全く残っていない状態（図 3.9(b)）あるいは孔中の破壊面に空隙（図 3.9(c)）が観察される状態とした。CB60 試験体は、コンクリートの支圧破壊および一部せん断破壊しており、鋼板のせん断破壊は確認されなかった（写真 3.2(a)）。また、孔に高強度モルタル円柱を通した CB90M, CB180M 試験体も同様に、モルタルの支圧破壊および一部せん断破壊が生じており、鋼板のせん断破壊は確認されなかった（写真 3.2(b)）。したがって、本合成梁に用いた孔あき鋼板ジベルの破壊は、2 種の破壊形式が混在していることがわかり、これは、文献 10) の押抜きせん断試験で得られた破壊形式と同様であった。

次に、孔に通した高強度モルタル円柱そのものの破壊状況を写真 3.2(c), (d) に示す。写真 3(c) より、床スラブのコンクリート内に取り残されたモルタル側面にはひび割れは生じていなかった。したがって、孔に通す円柱体の長さは孔径の 2 倍以上であれば、抵抗機構が形成されると考える。

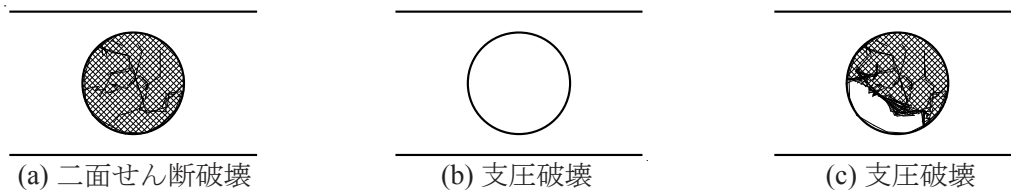


図 3.9 孔あき鋼板ジベルの破壊形式の判別

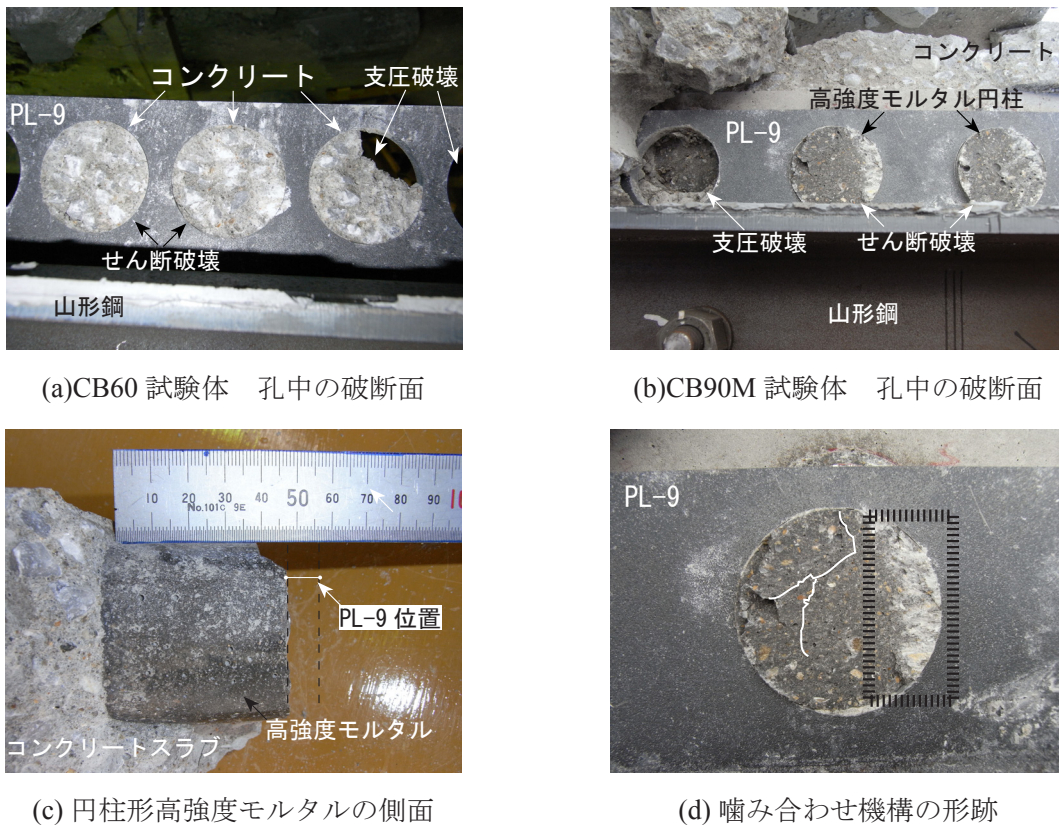


写真 3.2 合成梁に用いた孔あき鋼板ジベルの破壊状況

また、写真 3.2(d) より、せん断破壊面上でのモルタルとコンクリートの骨材との噛み合わせで抵抗された形跡が観察された。

3.3.3 ひずみ性状

図 3.10 に合成梁断面（等曲げ区間中央部）における各サイクルの最大荷重時のひずみ分布を示す。変形角 $R = 0.5\%$ ($\delta_{\text{中央}} = 7.5\text{mm}$) 時は合成率の違いに関係なく、中立軸は、上フランジ内にあり、合成断面として平面保持が成立し、鋼とコンクリートの一体化が認められる。その後、CB90M 以外の試験体は、中立軸が下フランジ側に移動し、平面保持が成り立たなくなるが、耐力低下は見られず、鉄骨部の座屈現象は生じなかったことから、床スラブの補剛効果が認められる。また、 R

= 3.0% ($\delta_{\text{中央}}=45\text{mm}$) 時、全試験体の鉄骨部のひずみは、降伏レベルまで達しておらず、弾性状態であった。また、本合成梁の上下フランジに使用した山形鋼は、容易に取り外すことも確認できたことから、リユース材としての活用が期待できるものと思われる。

図 3.11 に示すコンクリート上面（等曲げ区間中央部）のひずみ分布より、変形角 $R = 0.5\%$ ($\delta_{\text{中央}}=7.5\text{mm}$) 時は、合成率の違いに関係なくコンクリート表面一様に約 500μ の圧縮ひずみが生じている。その後、孔あき鋼板ジベルがある試験体は圧縮ひずみが増加しているが、孔あき鋼板ジベルがない CB0 試験体のコンクリートは曲げにほとんど抵抗していない。この結果からも、孔あき鋼板ジベルは、鋼とコンクリート間の応力を伝達する機能を果たしていたことがわかる。

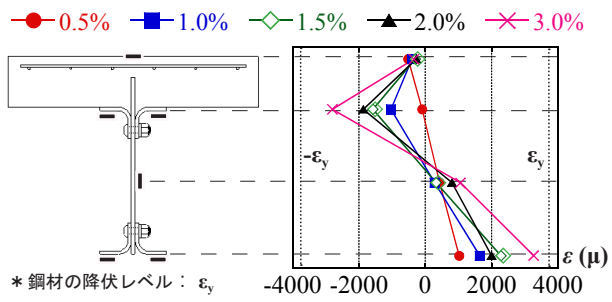
3.3.4 超高強度鋼乾式組立梁と床スラブの負担曲げモーメント

図 3.12 に、各変形時における超高強度鋼乾式組立梁（以下、鉄骨梁）と床スラブのそれぞれが負担した曲げモーメントの割合を示す。ここでは、PBL の破壊に先行して鋼材間の高力ボルトの“すべり”が見られた CB90M を除く試験体を解析対象とする。鉄骨梁の負担曲げモーメントは、試験体に貼付したひずみゲージによって計測された値より算出し、床スラブの負担曲げモーメントは、支点反力値を荷重点から支点までの距離（=1.5m）で乗じた載荷モーメント値から鉄骨梁の負担分を引いて算出した結果である。

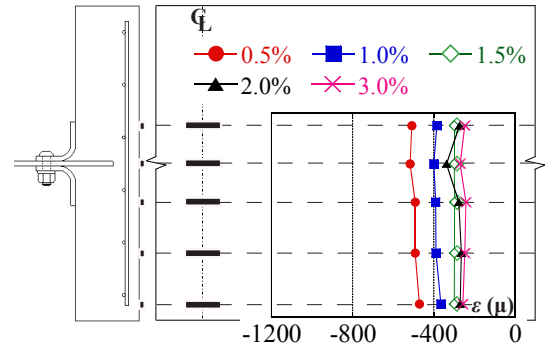
変形角 $R = 0.7\%$ ($\delta_{\text{中央}}=10.5\text{mm}$) 時までは、いずれの試験体も鉄骨梁が 40%、床スラブが 60% 程度の割合で曲げモーメントを負担していることがわかる。

鋼板のみが床スラブ内に埋め込まれた CB0 試験体は、付着破壊が生じた後 ($R = 0.72\%$ 時)、鉄骨梁と床スラブの負担率が逆転し、また、変形角 $R = 0.7\%$ ($\delta_{\text{中央}}=10.5\text{mm}$) 時には、鉄骨梁が 80%、床スラブが 20% 程度の割合で曲げモーメントを負担していることから、鋼とコンクリート間の応力伝達が損失し、重ね梁の状態になったと考えられる。

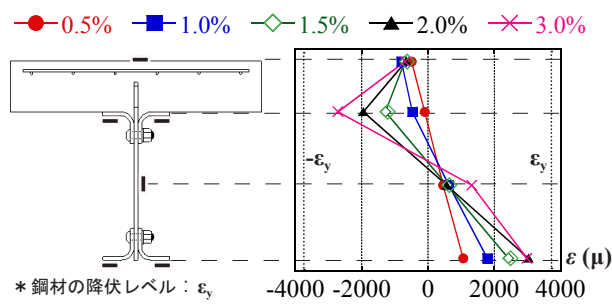
CB60、CB180M 試験体は、孔あき鋼板ジベル破壊後の変形角 $R = 1.0\%$ ($\delta_{\text{中央}}=15\text{mm}$) 以降、変形角が大きくなるにつれて徐々に鉄骨梁の負担率が大きくなる傾向にあるが、変形角 $R = 0.7\%$ ($\delta_{\text{中央}}=10.5\text{mm}$) 時には、鉄骨梁が 65%、床スラブが 35% 程度の割合で曲げモーメントを負担していることから、孔あき鋼板ジベル破壊後も鋼とコンクリート間で応力伝達がなされていたことがわかる。この要因は、前章の押抜きせん断実験の荷重 - ずれ変位関係からも確認できたように、孔あき鋼板ジベル破壊後は、鋼板孔内部に残された骨材と床スラブの骨材との噛み合いによる抵抗により一定の荷重が保持していたことから、本合成梁でも骨材の凸凹による噛み合いの伝達機構が形成されていたものと考えられる。



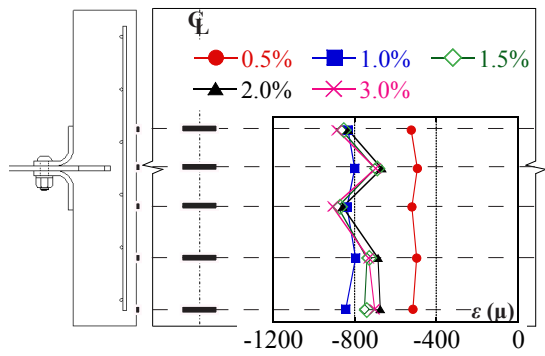
(a) CB0 (合成率 0%)



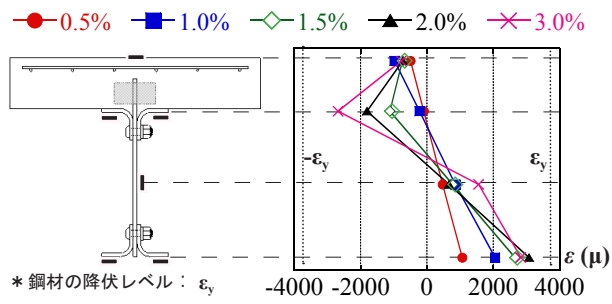
(a) CB0 (合成率 0%)



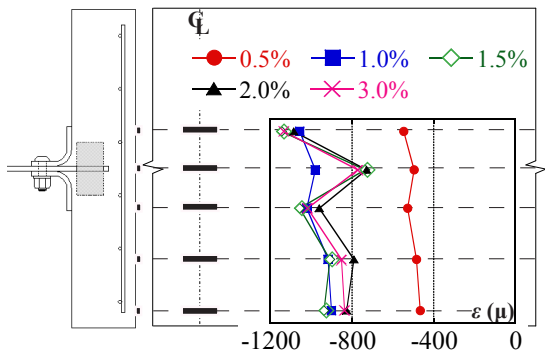
(b) CB60 (合成率 63%)



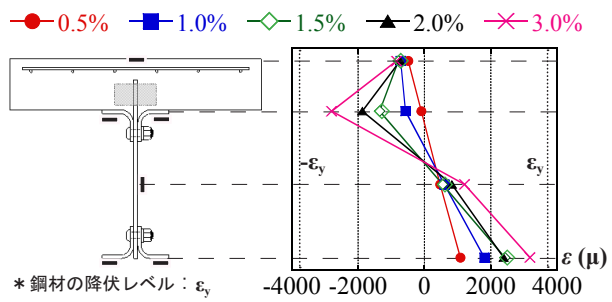
(b) CB60 (合成率 63%)



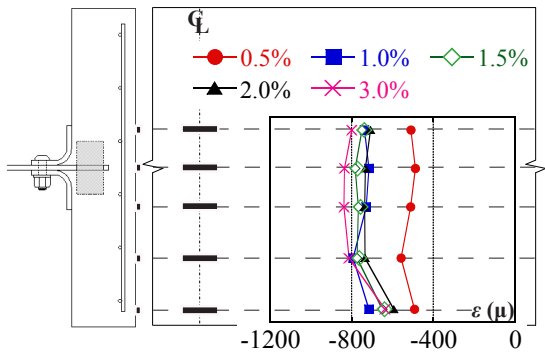
(c) CB90M (合成率 106%)



(c) CB90M (合成率 106%)



(d) CB180M (合成率 52%)



(d) CB180M (合成率 52%)

図 3.10 合成梁断面 (中央部) のひずみ分布

図 3.11 コンクリート (中央部) のひずみ分布

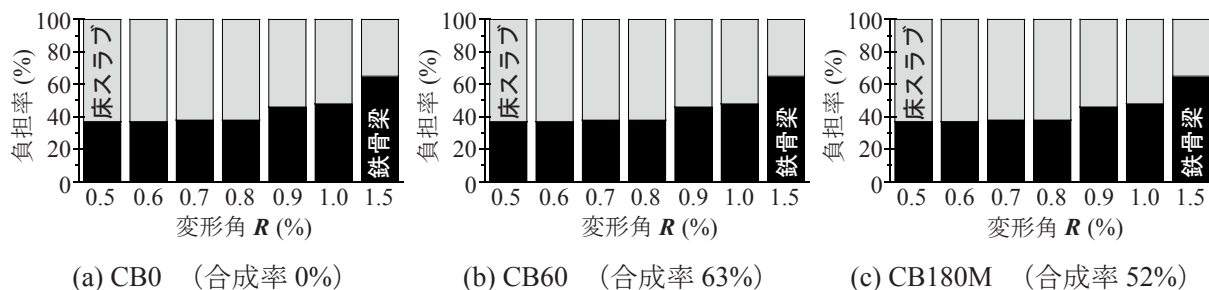


図 3.12 鉄骨梁と床スラブのそれぞれが負担した曲げモーメントの割合

§ 3.4 合成梁における孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価法

合成梁の孔あき鋼板ジベルが負担した水平せん断耐力を調べ、第2章で提案した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力式の妥当性について考察する。曲げ試験より、図3.6中の▽印に示す孔あき鋼板ジベルが破壊した点すなわち“ずれ”が生じた直前の荷重（以下、ずれ発生荷重と呼ぶ）に着目し、この時に孔あき鋼板ジベルに作用した水平せん断力を推定する。解析対象は、実験結果よりPBLの破壊が先行したCB60、CB180M試験体の計2体である。また、孔がない鋼板が床スラブに埋め込まれたCB0試験体は、鋼とコンクリートの付着力によってある程度の変形まで一体化が保たれていることから、図3.6(b)中の○印に示す付着破壊が生じた点をずれ発生荷重とし、この時の鋼とコンクリート間に作用した水平せん断力を算定する。また、設計段階で合成率が100%を超えていたCB90M試験体は、設計段階で意図していた通り、PBLのが破壊に至る前に鋼材間に“すべり”が生じた。そこで、CB90M試験体のずれ発生荷重は、図3.6(d)中の□印に示す最初に鋼材間にすべりが生じた点とし、この時の鋼とコンクリート間に作用した水平せん断力を調べる。なお、応力分布は、応力の乱れが比較的少ない等曲げ区間内とし、合成梁のPBLが負担した水平せん断耐力の評価を試みる。

3.4.1 孔あき鋼板ジベルに作用した水平せん断力

(1) 孔あき鋼板ジベル破壊時のひずみ分布と応力分布

合成梁のせん断曲げ実験では断面のひずみを計測していることから、計測位置に作用するモーメントを算出できる。梁断面のひずみ計測位置およびひずみ分布を図3.13に示す。なお、コンクリートのひずみは、図3.11から確認できるように、スラブ幅一様に圧縮ひずみが生じていたため、平均してひずみを評価する。図3.13より、ずれ発生荷重時はいずれの試験体も平面保持が成り立っており、中立軸は上フランジの山形鋼とウェブプレートを連結するためのボルト孔付近に位置していたことがわかる。

図3.14(a)に示す合成梁断面は(b)のように置き換え、(c)に示す応力分布を仮定する。ずれ発生荷重時の合成梁断面のモーメントは、図3.14(c)に示すように、圧縮合力は床スラブ C_I 、上フ

ランジ $C2$ (s_{a_f}), ウェブ $C3$ ($s_{a_{w1}}$) の3つの要素とし, 引張合力はウェブ $T1$ ($s_{a_{w2}}$), $T2$ ($s_{a_{w3}}$), $T3$ ($s_{a_{w4}}$), 下フランジ $T4$ (s_{a_f}) の4つの要素に分けて, 仮定した応力状態のモーメントを算出した. なお, 鉄骨断面はボルト孔の断面欠損を考慮し, 床スラブ内にある鋼板および鉄筋は無視している. 応力を算出する際に必要なひずみ値は図 3.13 に示す値を用い, 材料のヤング係数は, 鋼材は表 3.5 に, コンクリートは表 3.6 に示す値を用いた.

表 3.7 に示すように, いずれの試験体も断面全体の圧縮合力 C と引張合力 T の大きさはほぼ等しく, 断面応力が釣り合っていることが確認できる.

(2) 応力分布から算出した曲げモーメントと載荷モーメントの比較

ずれ発生荷重時の応力分布から算出した曲げモーメント $s_d M_s$ とずれ発生荷重値の支点反力値

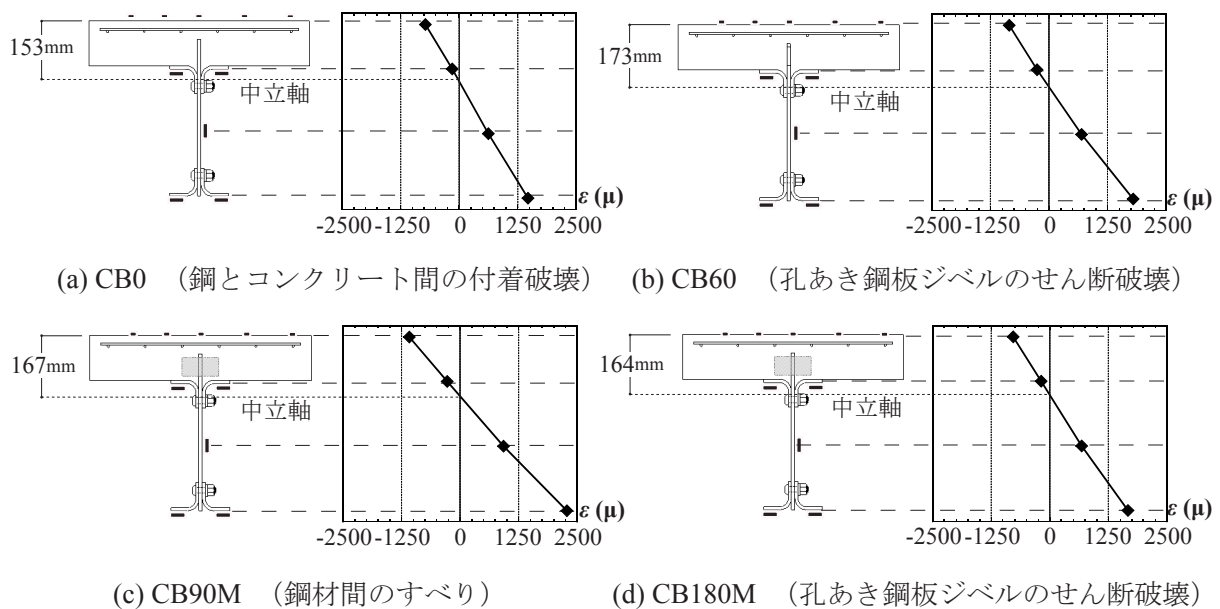
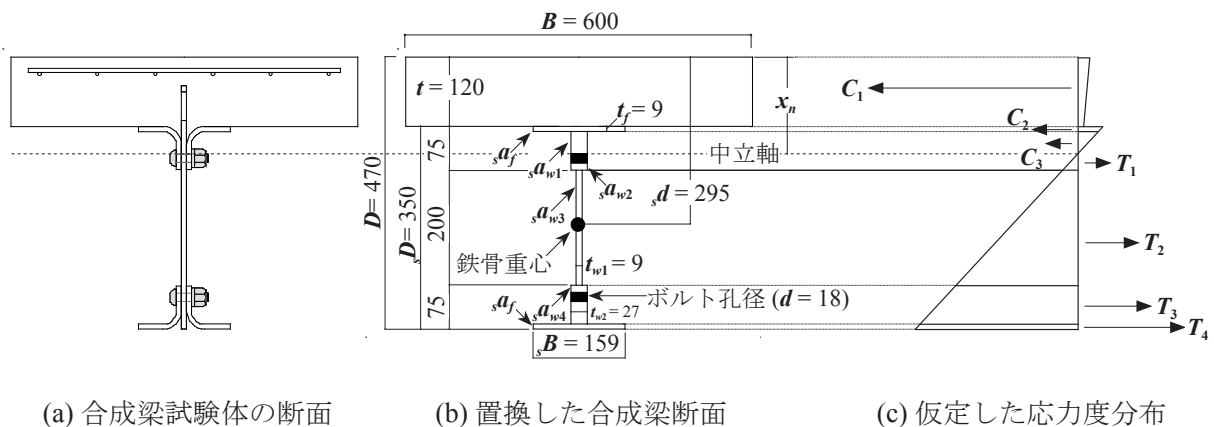


図 3.13 ずれ発生荷重時の合成梁断面におけるひずみ分布



(a) 合成梁試験体の断面 (b) 置換した合成梁断面 (c) 仮定した応力度分布

図 3.14 ずれ発生荷重時の合成梁断面における応力状態

を荷重点から支点までの距離 (=1.5m) で乗じた載荷モーメント ${}_lM_s$ の比較を表 3.8 に示す. 両者のモーメントは, ほぼ同じ値が確認できる. そこで, 床スラブと鉄骨梁の間で伝達した水平せん断力は, 表 3.7 に示すコンクリートの圧縮合力 CI として評価することにした.

3.4.2 鋼とコンクリート界面の接着(粘着)作用による付着強度

床スラブに鋼板のみが埋め込まれた CB0 試験体を対象とし, 鋼とコンクリート界面の接着(粘着)作用消失時の付着強度を推定する. 付着強度 τ_b の評価は, ひずみ分布から算定した床スラブの圧縮合力 CI に等しいとみなし, (3.3) 式で定義し算定する. 作用せん断力を負担できる付着面積 A_b は, 上フランジ面と床スラブ内に埋め込まれた鋼板がコンクリートに接触する部分(但し, 鋼板にあけた孔の欠損分の面積は無視する)とし, 材軸方向の長さは載荷点から支点間の長さで評価することとした.

$$\tau_b = CI/A_b \quad (3.3)$$

ここで, CI : コンクリートの圧縮合力, A_b : 鋼とコンクリートが接している付着面積

算定結果より, 付着強度は, 1.42N/mm^2 となった. 既往の研究¹¹⁾より, 平鋼と 30N/mm^2 級の

表 3.7 ずれ発生荷重時の合成断面における断面応力

試験体		CB0	CB60	CB90M	CB180M
ずれ発生荷重 P (kN)		503	610	769	561
ずれ発生時の変形角 R (%)		0.72	0.94	1.07	0.81
圧縮合力 C (kN)	C_1	847	1063	1314	939
	C_2	46	83	91	62
	C_3	9	27	26	16
	ΣC	902	1173	1431	1016
引張合力 T (kN)	T_1	35	2	6	5
	T_2	247	266	352	259
	T_3	310	375	478	351
	T_4	437	535	679	497
	ΣT	1029	1178	1515	1111
断面応力の釣り合い $\Sigma T - \Sigma C$ (kN)		127	5	84	95

表 3.8 ずれ発生荷重時の合成断面における曲げモーメント

試験体		CB0	CB60	CB90M	CB180M
${}_{sd}M_s$ (kN・m)		343	430	556	383
${}_lM_s$ (kN・m)		377	457	576	421
${}_{sd}M_s / {}_lM_s$		0.91	0.94	0.97	0.91

※ ${}_{sd}M_s$: 応力分布から算出した曲げモーメント

${}_lM_s$: 載荷荷重から算出した曲げモーメント

コンクリートとの付着強度は $1.0 \sim 2.0\text{N/mm}^2$ の範囲にあることが報告されており、良い対応を示した。また、本合成梁の設計において付着作用による応力伝達を期待するならば、日本建築学会の「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹²⁾」に規定されている短期付着応力度を用いることで安全側に評価できることが示唆される。

3.4.3 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式の検証

孔あき鋼板ジベルの破壊が先行した CB60 試験体と CB180M 試験体を対象とし、合成梁の PBL が負担したせん断力は、ひずみ分布から算定した床スラブの圧縮合力 C_1 と等しいと仮定する。また、作用水平せん断力は荷重点から支点の区間に配置された PBL 全てが一様に負担できると仮定し、PBL1 個あたりが負担したせん断力 Q_s は、(3.4) 式より、コンクリート圧縮合力 C_1 を梁のせん断スパン区間に配置した PBL の個数 n で除して評価する。

$$Q_s = C_1/n \quad (3.4)$$

ここで、 C_1 : コンクリートの圧縮合力、 n : 荷重点から支点の区間に配置した PBL の個数

合成梁の曲げ試験結果から算出した PBL1 個あたりのせん断耐力 Q_s と合成梁の設計時に採用した PBL の (3.1) 式、(3.2) 式より算出した計算耐力 Q_u' の比較を表 3.9 に示す。CB60 と CB180M 試験体の計算値 Q_u' の実験値 Q_s に対する比は、0.89 と 0.94 であり、計算値は実験値を若干過大評価しているが良い対応を示した。

一方で、山形鋼とウェブプレート間のすべりが先行した CB90M 試験体の PBL に作用した水平せん断力は、表 3.9 より、(3.2 式) で求めた計算値の約 66% であった。言い換えれば、純鉄骨梁の全塑性耐力を発揮するために必要な PBL のせん断耐力は、合成率 70% 程度であれば十分であることが確認できた。

表 3.9 孔あき鋼板ジベルの最大せん断耐力実験値と計算値の比較

試験体	CB0	CB60	CB90M	CB180M
コンクリート 圧縮合力 C_1 (kN)	847	1063	1314	939
PBL の個数 n	0	24	16	8
実験値 $Q_s = C_1 / n$ (kN)	-	44	82	117
計算値 Q_u' (kN)	-	50	125	125
実験値/計算値 Q_s / Q_u'	-	0.89	(0.66)	0.94

§ 3.5 結論

本論では、建築構造用 780N/mm² 鋼材 (H-SA700A) を用いた乾式組立梁材とコンクリート床スラブを孔あき鋼板ジベル (以下, PBL) を介して一体化した合成梁を提案し、曲げ性状ならびにずれ止め効果を実験的に検討した。試験体数は限られているが、その範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) ウェブプレートに PBL を形成する方法は、乾式組立梁材と床スラブの連結を可能とし、合成効果が期待できる。
- 2) 合成梁試験体の初期の曲げ剛性は、純鉄骨梁に比べ 2.2 倍以上の剛性を確保でき、各種合成構造設計指針・同解説⁹⁾ による計算値と良好に対応した。
- 3) PBL が十分に配置された条件の合成梁であれば、鋼とコンクリート間の応力伝達が円滑となり、鉄骨部を弾性に留めた状態、すなわち初期剛性を保持した小さな変形で、純鉄骨梁断面の計算上の全塑性耐力を発揮することができる。
- 4) 合成梁の孔あき鋼板ジベルに作用する水平せん断力は、前章の押抜きせん断実験より提案したせん断耐力式によって若干過大評価であるが良い対応を示した。
- 5) 乾式組立梁材に使用する山形鋼は、実験終了後も弾性状態であり、ボルトの取り外しは可能であることが確認できた。
- 6) 前章の押抜き試験および本章のせん断曲げ試験の結果より、PBL の鋼板にあけた孔に円柱体の高強度モルタルを通す方法は、鋼とコンクリート間の応力伝達能力を高める効果があることを明らかとした。設計上有利な点としては、床スラブに使用するコンクリートの設計基準強度の影響を受けることなく、PBL の設計を可能とする。また、鋼板にあける孔数を減らすことができるため、限られた長さの鋼板に必要な孔数を設けることができない場合に有効である。

第3章の参考文献

- 1) 日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会：鋼構造による新構造システム開発の現状と今後の展望，日本建築学会大会（東北）パネルディスカッション資料，2009.8
- 2) 鈴木悠介，藤沢一善，一戸康生：800N/mm² 級高強度鋼を用いた乾式組立梁の曲げ実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），C-1，構造Ⅲ，pp.583-584，2008.9
- 3) 喬崎雲，河野昭彦，津田恵吾，城戸將江：柱の圧縮耐力に関する実験的研究 建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700A) を用いた乾式組立部材の設計法 その 1，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C-1，構造Ⅲ，pp.597-598，2009.8

- 4) 佐藤篤司, 木村慧, 吹田啓一郎, 井上一朗: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた柱梁を弾性に留める乾式接合法の開発, 日本建築学会構造系論文集 第 74 卷 第 646 号, pp.2355-2363, 2009.12
- 5) 井上一朗: 頭付きスタッドの現状と展望, コンクリート工学, Vol.34, No.4, 1996.4
- 6) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987
- 7) 平陽兵: 鋼とコンクリートを一体化する孔あき鋼板ジベルの耐力評価式に関する最近の研究, コンクリート工学, Vol.42, No.3, pp.61-67, 2004.3
- 8) 田中照久, 堺純一: 高強度モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルの力学特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32, No.2, pp.1243-1248, 2010
- 9) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 第 2 版, 2010.11
- 10) 梅崎正吉, 田中照久, 堺純一: 鋼・コンクリート合成梁に用いる孔あき鋼板ジベルのせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1195-1200, 2011.7
- 11) 日本建築学会: 鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構, 第 1 版, 2011.2
- 12) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計と保有水平耐力—, 第 6 版, 2014.1

第4章

バーリングシアコネクタの力学的特性とせん断耐力評価法

§ 4.1 序

今後ますます材料の高強度化が進み、鋼コンクリート合成構造・混合構造の接合部は多種多様化していくことが予想されるため、従来の主要なずれ止めの抵抗性能を超える高耐力・高剛性ならびに生産性（製造性）・施工性に優れたずれ止めが必要とされている^{1),2)}。第2章で取り上げた第一の新しいずれ止め（鋼板孔に高強度モルタル円柱を配置する方法）は、弾性設計・非溶接接合が前提となる超高強度鋼材に直接孔をあけただけの孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）を対象に開発したものである。一方で、本章で取り上げる第二のずれ止めは、一般的な鋼材への幅広い適用を目指したものである。

本研究は、図4.1(a)に示すPBLのせん断抵抗機構を応用し、孔あき鋼板に図4.1(b)に示すような突起を設け、その突起とコンクリートが接触する支圧力の増加分によって抵抗機構の向上が期待できる新しい形式のずれ止めを開発する。鋼板への突起物の取り付け方は様々な方法が考えられるが、本研究はプレス加工技術のバーリング加工を活用する。そこで、本ずれ止めを「バーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタと略す）」と称することにする。なお、バーリングコネクタの概要は、次節で述べる。

本章では、部材が並列的に結合される接合部³⁾を対象とし、バーリングコネクタを用いた鉄骨梁とコンクリート床スラブの合成梁を想定し、バーリング突起高さを実験変数とした押抜きせん断試験より、基礎的な力学的特性（荷重-ずれ変位関係、最大せん断耐力、ずれ剛性および破壊性状等）を把握するとともに、PBLおよびスタッドのずれ挙動と比較考察し、バーリングコネクタの優位性について検討することを目的とする。また、実験結果より、バーリングコネクタ1個あたりの抵抗機構について論じ、バーリングの突起高さとの関係より、バーリングコネクタの最大耐力評価式を提案し、その妥当性を検討する。

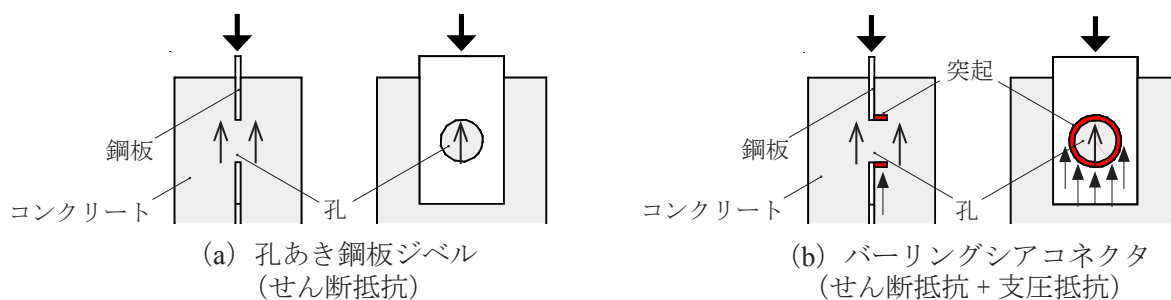


図4.1 抵抗機構の概念

§ 4.2 バーリングシアコネクタの概要

バーリング加工とは、図 4.2 に示すように鋼板にあけた下孔の縁をパンチで立ち上げて突起を作るプレス塑性加工の一種である。バーリングの突起高さ h_f は、鋼板厚さ t 、下孔径 d およびバーリング径 d_p との関係により決定される。一般的にバーリング加工は、ねじ孔や軸かしめ用の孔、配管の継手部、自動車駆動系の強度部品等に使われている⁴⁾が、本研究では写真 4.1 に示すバーリング鋼板を図 4.3 のように鋼部材とコンクリートを繋ぐずれ止めとして活用する。

バーリング鋼板の特徴と利点を、製作性と施工性に分けて以下に示す。

(1) 製作性の特徴と利点

- a) プレス機械と金型さえあれば、低コスト・大量生産を可能とする。
- b) 1 枚の鋼板に複数のバーリング加工を施すことができる。
- c) 鋼板の両面交互にバーリング加工を施すことができる。
- d) パンチ径や下孔径 d を変えることで、バーリング径 d_p と突起高さ h_f は容易に調整できる。

(2) 施工性の特徴と利点

- e) 鋼部材への取り付けは、PBL と同様に連続隅肉溶接ができるため比較的容易である。
- f) PBL のように孔があいた平鋼は、面外剛性が小さいため、ある程度の長さになると自重によって過大なたわみが生じたり、隅肉溶接する際の熱影響により面外方向に変形が生じてしまう恐れがある。一方、バーリング鋼板は、平鋼に突起（フランジ）が成形され、面強度および

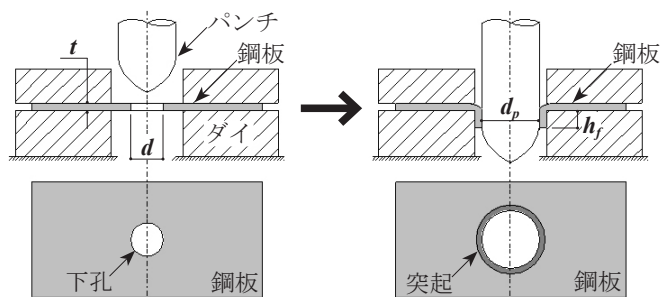


図 4.2 バーリング加工

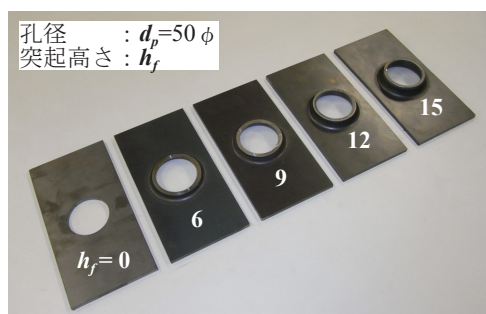


写真 4.1 バーリング鋼板

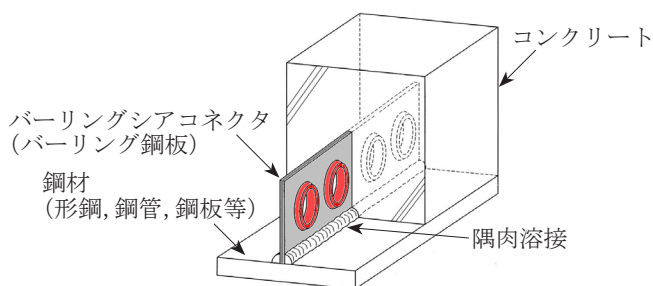


図 4.3 バーリングシアコネクタ

面剛性の向上が期待できるため、これらの施工上の問題を改善できるものと考えられる。

g) 鋼部材をクレーンで吊り上げる際に、母材に取り付けたバーリング鋼板の孔は、玉掛けワイヤロープやシャックル等を通す穴（架設用吊りピース）として利用できることが予想される。

h) 鉄筋の配筋作業を行う際に、バーリング加工間隔と鉄筋間隔を一致させることで、鉄筋を配置するための目印が不要となる。また、バーリング鋼板の孔をスペーサーとしても活用できる。

本章では a) のバーリング突起高さについて検討し、b) のバーリング加工の個数および間隔については第 5 章、h) のバーリング孔に配置する貫通鉄筋については第 6 章で言及する。

§ 4.3 押抜きせん断実験

本実験は、日本鋼構造協会の頭付きスタッドの押抜き試験方法（案）⁵⁾を準用する。押抜き試験体に用いるずれ止めは、本研究で提案するバーリングコネクタ（Type B）、剛なずれ止めの代表例である PBL（Type P）、柔なずれ止めとして建築・土木分野で多用されているスタッド（Type S）の 3 種類である。

4.3.1 実験計画

ずれ止め試験体の一覧を表 4.1 に示す。実験変数は、ずれ止めの種類（3 種）、バーリングの突起高さ（4 種）、孔あき鋼板の厚さ（3 種）である。試験体数は各種 1 体とし、計 8 体である。

バーリング鋼板と孔あき鋼板の鋼種は SS400 材を使用し、鋼板のサイズは長手方向 200mm、短手（高さ）方向 100mm とする。各種ずれ止めの配置は図 4.4 に示すように、H 形鋼フランジの一面あたりに取り付ける個数は 1 つであり、ウェブ芯上に取り付ける。また、鋼板の取り付けは、H 形鋼フランジ面に T 形に全周隅肉溶接（溶接脚長 $S=6\text{mm}$ ）としている。スタッドは、アーケ溶接で取り付けられている。

(1) Type B バーリングシアコネクタ

バーリング鋼板の形状寸法を表 4.1 に示す。鋼板の厚さ t は 6mm とし、バーリング径 d_p を 50mm、突起高さ h_f を 6mm, 9mm, 12mm, 15mm の 4 種とする。突起高さを 15mm までとした理由は、これより高くするとバーリングで立ち上げられた突起（フランジ）の縁に亀裂が発生することが確認されたためである。突起高さ h_f が 12mm と 15mm は、専用の金型を用い下孔のサイズを変えてバーリング加工する。突起高さ h_f が 6mm と 9mm は、著者らが所有している金型では加工できないため、突起高さ 12mm の先端をそれぞれ 6mm と 3mm 切削している。

(2) Type P 孔あき鋼板ジベル

孔あき鋼板の形状寸法を表 4.1 に示す。鋼板にあける孔径 d は 1 つに限定し、直径 50mm とする。

表 4.1 試験体一覧

Type	バーリングシアコネクタ	試験体名	鋼板厚さ t (mm)	バーリング径 d_p (mm)	突起高さ h_f (mm)
B		B6-6	6 (5.8)	50 (50.9)	6 (6.5)
		B6-9		50 (50.4)	9 (9.3)
		B6-12		50 (50.1)	12 (11.7)
		B6-15		50 (50.0)	15 (15.7)
Type	孔あき鋼板ジベル	試験体名	鋼板厚さ t (mm)	孔径 d (mm)	突起高さ h_f (mm)
P		P6-0	6 (5.8)	50 (50.0)	0 (なし)
		P9-0	9 (8.5)		
		P12-0	12 (11.2)		
Type	頭付きスタッド	試験体名	軸径 d_s (mm)	頭部軸径 D_s (mm)	呼び長さ L (mm)
S		S13	13 (12.9)	22 (21.9)	100 (100)

*括弧内の各数値は、実測値を示す。

鋼板厚さ t は、板厚の違いがずれ挙動に与える影響を確認するために、6mm、9mm、12mmの3種とする。

(3) Type S 頭付きスタッド

スタッドの形状寸法を表 4.1 に示す。スタッドは1種類とし、軸径 d_s を13mm、呼び長さ L を100mmとする。なお、本実験で用いるスタッドおよびPBLは、土木学会の複合構造標準示方書⁶⁾(以下、複合示方書)における両者の設計せん断耐力値が同程度となるものを選定している。

4.3.2 試験体

押抜き試験体の形状は、鉄骨梁とコンクリート床スラブから成る合成梁を対象とし、図 4.5 に示すように H 形鋼の両フランジ面にコンクリートブロックを取り付けたものである。H 形鋼は、H-200x200x8x12(SS400)を使用し、H 形鋼に作用させる押抜き力を両フランジに等分に作用させるため、H 形鋼の上部において、ウェブ部分を若干切削し、フランジ部より低くしてい

る。コンクリートブロックの幅と高さはそれぞれ 400mm とし、厚さは 150mm である。鉄筋は D10(SD295A) を使用している。また、鉄筋コンクリートスラブの配筋間隔を考慮し、さらに、実構造物の打設条件に合わせるために、図 4.5 に示す方向よりコンクリートを打ち込んでいる。

本実験は、ずれ止めの力学的特性を把握することを目的としていることから、コンクリートと接触する H 形鋼のフランジ面には付着を除去するためにグリースを塗付している。ただし、各種ずれ止めの表面は、付着の除去を行っていない。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板の下端部には、発泡材を配置し支圧抵抗の影響を無くしている。TypeB 試験体は、バーリング鋼板の突起が片面のみに加工されていることから、H 形鋼の両フランジ面への取り付けは、偏心による影響を

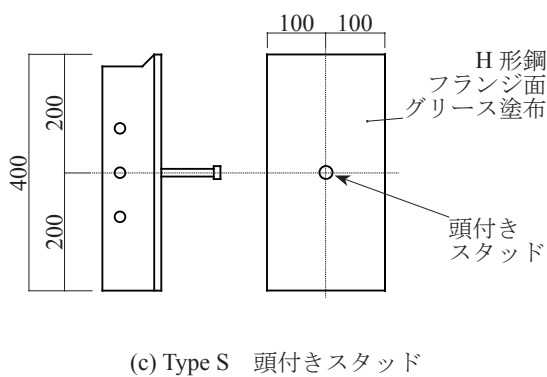
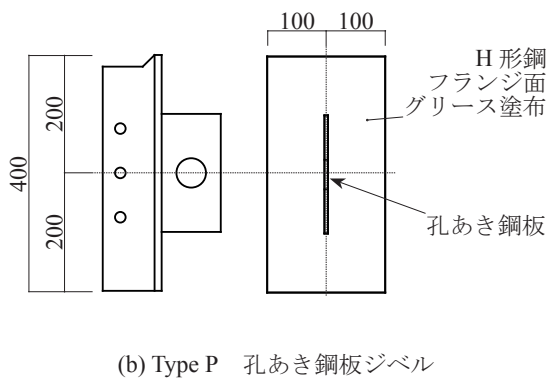
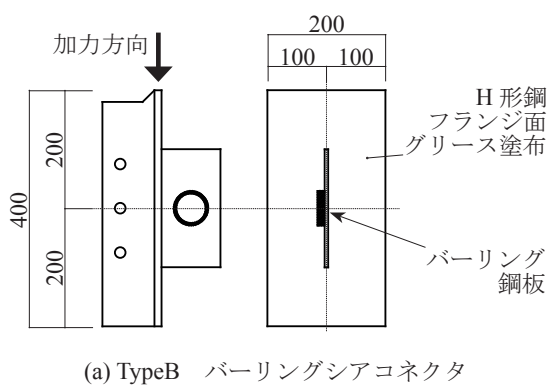


図 4.4 各種ずれ止めの配置

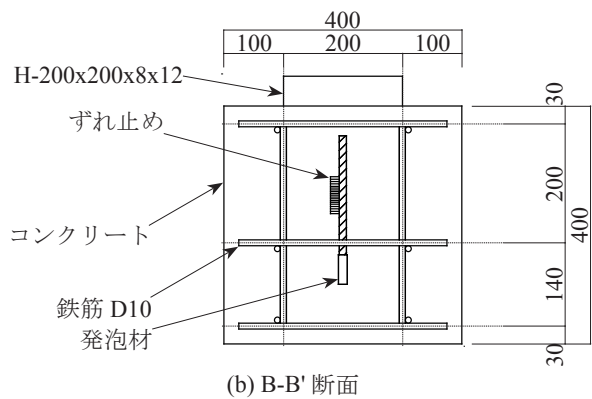
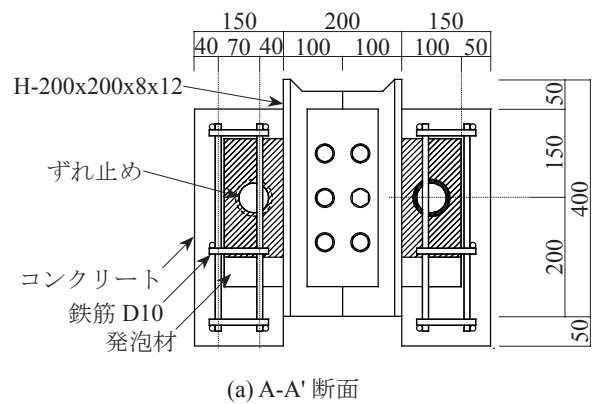
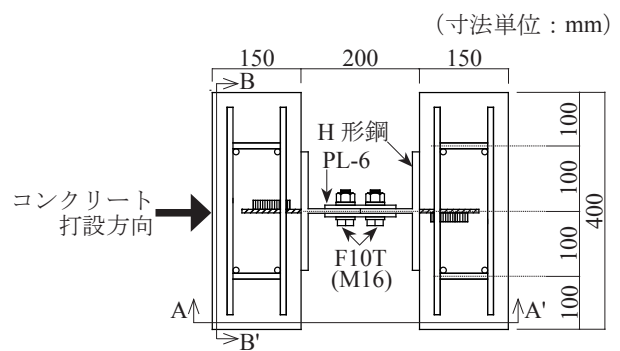


図 4.5 押抜き試験体の形状寸法

極力防ぐために、H形鋼の重心位置を中心として点対象な位置関係としている（図 4.5 参照）。

本試験体に使用する鋼材とコンクリートの材料特性を表 4.2 に示す。なお、コンクリートは、呼び強度を 21N/mm²、粗骨材の最大寸法を 13mm を使用している。

表 4.2 材料特性

使用材料		降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
バーリング鋼板 孔あき鋼板	板厚 6 (SS400)	302	448	2.03×10^5
孔あき鋼板	板厚 9 (SS400)	326	436	2.09×10^5
	板厚12 (SS400)	327	428	2.04×10^5
頭付きスタッド*	軸径13	425	464	-
H形鋼 フランジ H-200x200x8x12	板厚12 (SS400)	270	446	2.05×10^5
異形棒鋼 D10	軸径10 (SD295)	365	537	1.97×10^5
使用材料		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
コンクリート		27.2	2.35	2.78×10^4

* スタッド (SWRCH16A) の材料特性値は、ミルシートに記載された値を示す。

4.3.3 実験方法

載荷方法および変位測定位置を図 4.6 に示す。押抜きせん断実験は、5000kN 圧縮載荷試験機を使用する。試験体を設置する際は、コンクリートブロックの下に無収縮グラウト材を敷き左右の傾きを無くし、かつ、ブロック全底面を反力台に密着させ、水平を保持できるように設置している。載荷部は球座であり、H形鋼フランジ頭部のピンを介して荷重を単調に載荷し、鋼とコンクリート間の相対ずれ変位が 30mm に到達した時点で終了とする。なお、H形鋼とコンクリートブロックの分離を防ぐための開き止め治具は設けていない。

測定変位は、①ずれ止めの中心位置における H形鋼とコンクリート間の相対ずれ変位（左右ブロックの 4 箇所）、②試験体全長の軸方向変位（4 箇所）、③鋼とコンクリートの分離による変位（2 箇所）を測定する。実験結果より、各試験体における左右ブロックの相対ずれ変位の測定値の差は、最大荷重時までで 0.12 ～ 0.31mm、実験終了時までで 0.10 ～ 0.38mm であり、全体の 1 割程度の差であったため、ずれ変位の評価は、①相対ずれ変位（4 箇所）の平均値とする。

最大せん断耐力 Q_{max} 、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} （以下、最大ずれ変位と呼ぶ）およびずれ定数（初期のずれ剛性） K_s の各数値は、ずれ止めの種類に関係なく全ての試験体に対して、

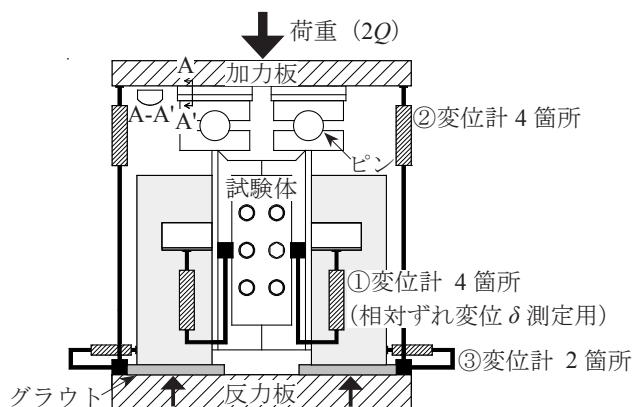


図 4.6 荷重方法と測定位置

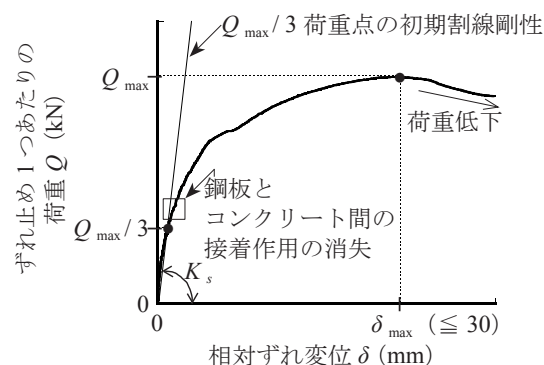


図 4.7 ずれ止めの力学的特性の評価

図 4.7 のように定義し評価する。最大せん断耐力は、相対ずれ変位 30mm までに示した最大荷重点 Q_{max} (本試験は、コンクリートブロックが左右に 2 つあるので、載荷荷重 $2Q$ の半分 Q となる) とする。最大荷重点は、荷重 Q - ずれ変位 δ の関係より最初に明確な荷重低下が起こるピーク点とする。また、ずれ定数 K_s は、ずれ止め 1 つあたりに作用するせん断力 Q を鋼とコンクリートの接合面に発生する相対ずれ変位 δ に関係づけるものであり、文献 5) の定義に基づき、 $Q_{max}/3$ 荷重点の初期割線の傾きとする。

本章では、バーリングコネクタの降伏耐力については論じない。その理由は 2 つある。1 つは、各種条件の試験体数は 1 体の製作と少なく、その載荷方法は単調増加載荷であり、漸増繰返し載荷を行っていないためである。バーリングコネクタの降伏耐力を適切に評価するためには、作用せん断力と残留ずれ変位の関係により「残留ずれ急変点⁵⁾」を調べる必要がある。これは、第 5 章で検討する。もう 1 つは、バーリングコネクタの降伏耐力の定義を“残留ずれ”がほとんど生じない荷重レベルで考えるならば、鋼板とコンクリート間の接着力による付着破壊時の“ずれ”あるいは、バーリング周辺部におけるコンクリートのひび割れ等の現象による“ずれ”が考えられ、両者の大小関係についても十分に検討しなければならない。これは、第 5 章ならびに第 6 章で検討する。参考に、本研究では、TypeB および TypeP における鋼板とセメント硬化体との間の粘着に起因する接着作用が消失したと思われる範囲を荷重 - ずれ変位関係の図中に□印で示している。これは、文献 3) の平鋼とコンクリート界面の付着強度に対応するものである。

§ 4.4 実験結果と考察

実験結果から得られたずれ止めの最大せん断耐力 Q_{max} 、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} 、 $Q_{max}/3$ 時のずれ変位 δ_s およびずれ定数 K_s を表 4.3 に示す。また、実験終了後の破壊状況ならびに荷重 - ずれ変位の関係について比較した結果を以下に述べる。

4.4.1 破壊性状

各種ずれ止めの破壊形式を表 4.3 に示す。ずれ止めの破壊状況は、コンクリートブロックをはつり、内部を観察した。

バーリングコネクタの最終破壊状況は、写真 4.2 に示すように、全ての試験体において同様な結果が得られた。バーリング孔内に充填されたコンクリートは、内部に詰まった状態であり、両側面において加力方向に沿ったせん断破壊が見られた。この破壊形式は、写真 4.3 に示す PBL の二面せん断破壊に相当する。また、突起がある面には、その突起と接触したコンクリートの支圧破壊が確認された。なお、バーリング鋼板には、大きな損傷は見られなかった。したがって、本実験で観察されたバーリングコネクタの破壊形式は、コンクリートの二面せん断破壊と支圧破壊の混合した形式であるといえる。ただし、本ずれ止めの使用は鋼板の長辺方向に複数のバーリングを設けることが考えられ、バーリングの間隔が狭いと突起部による支圧抵抗が有効に働かず、鋼板 1 枚あたりにバーリング 1 つを有する場合の破壊性状とは異なる結果が予想される。これは、第 5 章で検討する。

PBL の破壊形式は、板厚の違いによって異なる結果が得られた。鋼板にあけた孔の直径 50mm

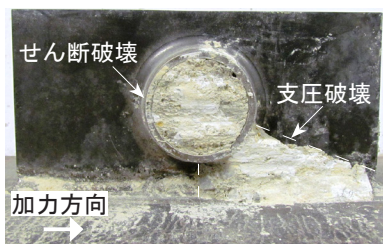
表 4.3 押抜きせん断試験における各種ずれ止めの力学的特性

Type	試験体名	最大せん断耐力*1 Q_{max} (kN)	最大ずれ変位*2 δ_{max} (mm)	ずれ定数*3 K_s (kN/mm)	最終破壊形式
B	B6-6	218	2.98	1037	コンクリートの二面せん断破壊 支圧破壊
	B6-9	241	2.71	1147	
	B6-12	258	2.45	860	
	B6-15	296	1.87	1232	
P	P6-0	143	2.31	1586	コンクリートの支圧破壊
	P9-0	153	4.18	850	コンクリートの二面せん断破壊
	P12-0	135	2.30	2250	
S	S13	111	10.4	206	頭付きスタッド軸部のせん断破壊

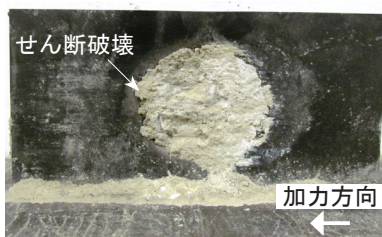
*1：最大せん断耐力 Q_{max} は、ずれ止め1つあたりの最大荷重値である。

*2：最大ずれ変位 δ_{max} は、最大せん断耐力 Q_{max} に対応する変位である。

*3：ずれ定数（初期のずれ剛性） K_s は、せん断力-ずれ変位の関係における $Q_{max}/3$ の初期割線の傾きとする。



(a) B6-15 (突起がある面)



(b) B6-15 (突起がない面)



P12-0 (孔径 50mm, 板厚 12mm)

写真 4.2 バーリングシアコネクタの最終破壊状況

写真 4.3 PBL の最終破壊状況

に対して、板厚 6mm の PBL は円孔内に充填されたコンクリートの支圧破壊であり、板厚 9mm と 12mm の PBL は円孔側面におけるコンクリートの二面せん断破壊（写真 4.3）が確認された。

スタッド（軸径 13mm、長さ 100mm）の破壊形式は、溶接余盛りを残した根元より軸部のせん断破壊が確認された。

4.4.2 バーリングシアコネクタの優位性

各種ずれ止めを比較した一例を図 4.8 に示す。TypeB は、突起高さが一番短い 6mm の B6-6 試験体（板厚 6mm）を示し、TypeP はコンクリートの二面せん断破壊が確認された P12-0 試験体（板厚 12mm）を示している。両者の関係は、孔内に充填されるコンクリートの体積が見かけ上同じ値である。

（1）ずれ定数

表 4.3 より、各種ずれ止めのずれ定数 K_s を比較すると、TypeB および TypeP は TypeS に比べ、それぞれ約 4.2 倍～6.0 倍、約 4.1～11 倍高いことがわかる。また、TypeP のずれ定数は、 $Q_{max}/3$ 時のずれ変位 δ_s が小さいほど大きくなる傾向が見られ、これは鋼板とコンクリート界面の接合作用に大きく起因しているものと考えられる。すなわち、文献 5) によるずれ定数の評価では、微少な“ずれ”の変動による影響を受けやすい特性がある。

図 4.8 (a) より、鋼板とコンクリート間の接合作用の消失（図中□印）後における B6-6 試験体の剛性低下は、P12-0 試験体に比べて小さい。これは B6-6 試験体においては、バーリング突起部の支圧によるずれの拘束が働くためであると考えられる。したがって、この結果より、バーリング突起部は、鋼板とコンクリート界面の接合作用消失後における剛性低下（ずれ）を抑制する効果がある。

（2）最大せん断耐力

表 4.3 より、最大せん断耐力を比較すると、TypeB は TypeS の約 1.7 倍～3.1 倍、TypeP の約 1.3 倍～2.2 倍である。また、図 4.9 より、TypeP のずれ性状は、孔径 50mm に対して鋼板厚さを 6mm、9mm、12mm と変化させることで、PBL の破壊形式ならびに接合作用消失後のずれ挙動に違いは見られるが、最大せん断耐力に与える影響は僅かである。このことから、ずれ止めの最大せん断耐力の増加を期待するならば、PBL の鋼板厚さを厚くするよりも、鋼板にバーリング（突起）を設ける方が極めて有効であるといえる。

次に表 4.3 より、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} を比較すると、TypeS は約 10mm であるのに対して、TypeB は約 1.9mm～3.0mm、TypeP は約 2.3mm～4.2mm である。この結果より、スタッドは大きなずれ変形を伴いながら最大せん断耐力に到達するのに対して、バーリングコネクタと PBL は、スタッドの 2 割～4 割程度の小さなずれ変形で抵抗能力を十分に発揮できる。よって、バーリングコネクタは、PBL と同様に“剛なずれ止め”といえる。

(3) 最大せん断耐力発揮後のずれ性状

最大耐力発揮後のずれ挙動を比較すると、図 4.8 (b) より、S13 試験体は最大耐力到達後に耐力が急激に低下するとともに、スタッド軸部がせん断破壊し、ずれ変位が約 11mm 時に H 形鋼とコンクリートブロックが分離した。分離したコンクリートには、0.1mm を超えるひび割れは観察されなかった。すなわち、本実験で製作したコンクリートブロックの形状寸法および配筋は、スタッド（軸径 13mm、長さ 100mm）1 本分の変形能力を十分に発揮できる条件であったといえる。一方、B6-6 試験体と P12-0 試験体は最大せん断耐力到達後に耐力低下が見られるが、ずれ変位 20mm 時の耐力はそれぞれ最大耐力の約 76%、82% を保持しており、本試験体のようにコンクリートを拘束できる鉄筋の配筋条件であれば、バーリングコネクタおよび PBL の最大耐力発揮後のずれ変形性能は、スタッドよりも優れる条件があるといえる。この要因は、鋼板の孔内に充填されたコンクリートの円孔側面でせん断破壊した界面における骨材同士の噛み合わせ機構⁷⁾および鋼板とコンクリート間の摩擦作用による抵抗が働くためであると考えられる。また、TypeB のバーリ

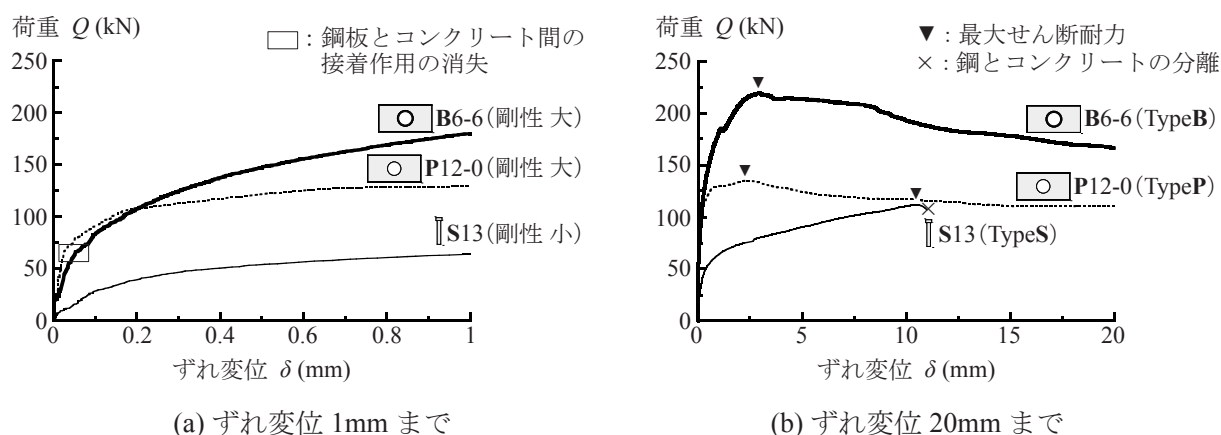


図 4.8 各種ずれ止めの荷重 - ずれ変位関係

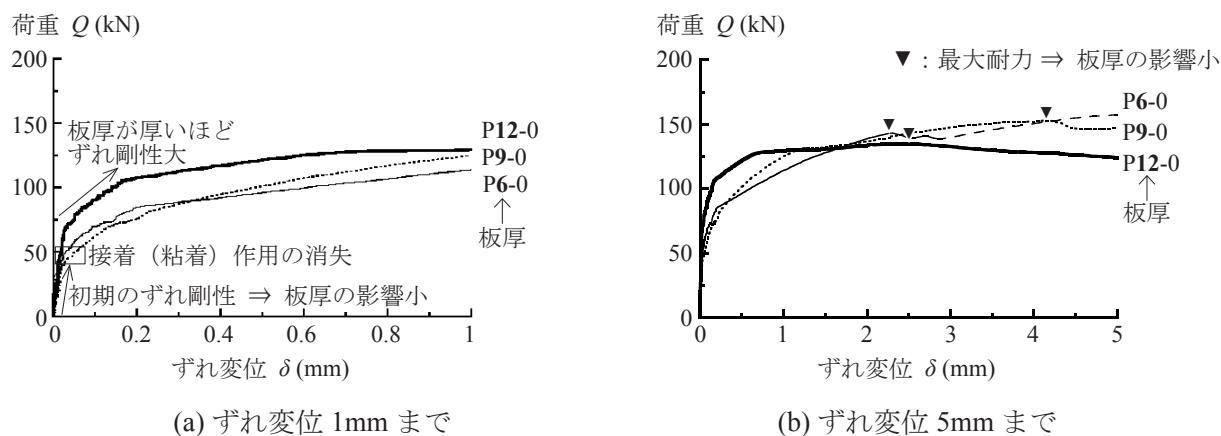


図 4.9 孔あき鋼板ジベル (TypeP) の荷重 - ずれ変位関係

ングコネクタは、双方に加えてバーリング突起部と骨材の噛み合わせ効果も考えられる。両者のずれ止めは、主にコンクリートの破壊に起因する破壊形式となることから、バーリング突起部、孔部および鋼板周辺部における鉄筋によるコンクリートの拘束効果がずれ性状に影響を及ぼすことが予想される。これは、第6章で検討する。

4.4.3 バーリング突起高さの影響

バーリング突起高さの違いを比較した荷重-ずれ変位関係を図4.10に示す。また、突起がないTypePのP6-0試験体を参考に示している。TypeB試験体とP6-0試験体の共通点は、鋼板厚さ6mm、バーリング径と孔径がそれぞれ50mmである。

(1) ずれ定数

表4.3より、TypeBの各試験体のずれ定数 K_s は860kN/mm～1232kN/mmの範囲にあり、バーリング突起高さによる顕著な違いは見られない。これは、ずれ定数 K_s を評価した $Q_{max}/3$ 荷重点のずれ変位が約0.07～0.1mmと微小であることから、鋼板とコンクリート界面の接着作用による付着強度に支配されていたことが要因の1つと考えられる。

図4.10(a)に示すように、ずれ変位が0.1mmを超えるあたりからずれ挙動に顕著な違いが見られ、鋼板とコンクリート間の接着作用消失(図中□印)後におけるずれ剛性の低下は突起高さが高いほど小さくなる傾向にある。よって、この結果からも、バーリング突起部は接着作用消失後における“ずれ”を抑制する効果があるといえる。

(2) 最大せん断耐力

図4.10(b)における最大せん断耐力 Q_{max} (▼印)とバーリング突起高さ h_r の関係を図4.11に示す。図4.11より、最大せん断耐力は、突起高さの増加に対して線形的な増加傾向にある。また、表4.3より最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} は約1.9mm～3.0mmの範囲であり、突起高さが高いほど、小さなずれ変位で最大耐力を発揮する傾向が見られる。

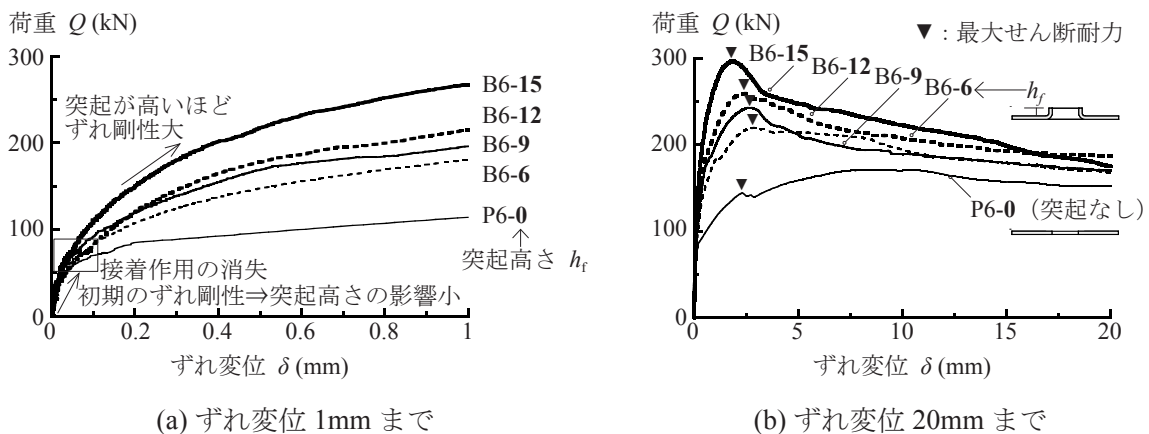


図4.10 バーリング突起高さの違いにおける荷重-ずれ変位関係

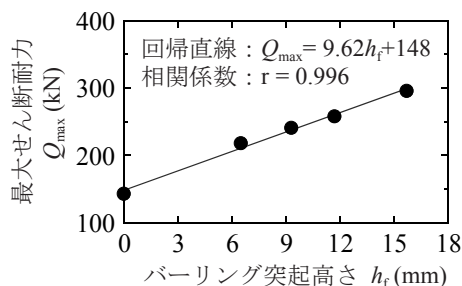


図 4.11 バーリング突起高さの比較

(3) 最大せん断耐力発揮後のずれ性状

最大せん断耐力発揮後の耐力劣化勾配を比較すると、図 10 (b) より、突起高さが高いほど、耐力低下は厳しくなる傾向にある。ずれ変位 20mm 時の耐力は、最大耐力の 60% ~ 76% 程度を保持している。

§ 4.5 バーリングシアコネクタのせん断耐力評価法

4.5.1 抵抗機構

バーリングコネクタの最大せん断耐力を適切に評価するためには、抵抗機構を明確にしなければならない。最大耐力発揮時の抵抗機構は、主に以下の (A), (B), (C) の 3 通りが考えられる。ここでは、鋼板とコンクリート界面の摩擦作用は、(A) に含まれるものとする。

- (A) バーリング孔に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗のみ
- (B) バーリング突起部とコンクリートとの接触による支圧抵抗のみ
- (C) (A) と (B) の混合型

最大耐力発揮時にこれらのいずれかの抵抗機構が成立するならば、以下のせん断強度に対応して、最大耐力を評価できると考える。

- (A') PBL のせん断強度 (せん断抵抗)
- (B') ブロックジベルのせん断強度 (支圧抵抗)
- (C') (A') と (B') の単純和の強度 (せん断抵抗 + 支圧抵抗)

本研究では、(A) と (B) の抵抗機構は妥当でないと判断し、(C) の抵抗機構によりバーリングコネクタの最大耐力を評価する。その判断の根拠を以下に述べる。

4.4.2 項で示したように、バーリングコネクタと PBL の比較から力学的特性の違いは明らかであるため、(A) の抵抗機構は認められない。

次に (B) のせん断強度は、孔がない鋼板に丸鋼のような円柱体を取り付けた試験体の実験は行っ

ていないが、土木学会の複合示方書⁶⁾にあるブロックジベルのせん断耐力式を参考に推測できると考える。バーリングコネクタの破壊形式より、鋼板の突起部およびバーリング円孔内に充填されたコンクリートの損傷は確認されていない。したがって、この突起部は曲げ剛性が大きい剛なずれ止めと扱えるので、終局状態における支圧応力は図 4.12 に示すような長方形分布と仮定できる⁸⁾。これを輪形筋（コンクリートの拘束を増大させるためのずれ止め筋）のないブロックジベルとみなし、次式の V_{bsud} を用いて突起部とコンクリートとの接触による支圧作用の最大せん断耐力を推定する。

$$V_{bsud} = f_{ad} \cdot A_{ab} / \gamma_b \quad (4.1)$$

$$f_{ad} = \eta_b \cdot f_{cd} \quad (4.2)$$

$$\eta_b = \sqrt{A_e / A_{ab}} \leq 4.5 \quad (4.3)$$

ここで、 f_{ad} : ブロックジベルの鋼板前面の設計支圧強度、 f_{cd} : コンクリートの圧縮強度、 A_{ab} : ブロックジベルの鋼板支圧面積 ($= B \cdot h$)、 B : 鋼板の幅、 h : 鋼板の高さ、 A_e : ハンチのないコンクリート床版の有効断面積 ($= 2h_0^2$)、 h_0 : コンクリート床版厚、 γ_b : 部材係数 ($= 1.0$)、を表す。なお、本実験条件における η_b の値は、(4.3) 式の 4.5 を上回り、支圧強度が大きく評価され危険側の評価として扱われるが、比較上問題ないため、適用範囲を無視して求める。

図 4.13 に本試験体の実験値と (4.1) 式による計算値との比較を示す。図は縦軸を実験値、横軸を計算値として表したものである。実験値と計算値の比の平均は 0.58、変動係数は 0.05 である。

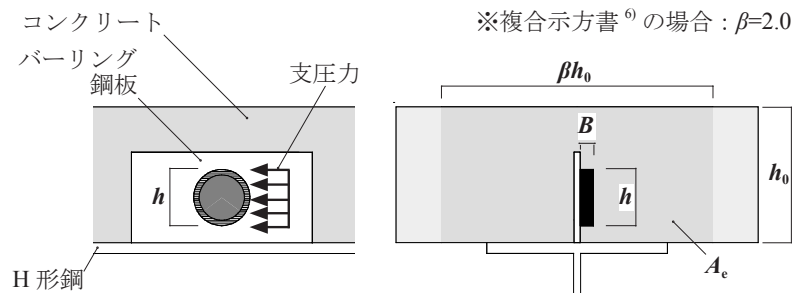


図 4.12 ブロックジベルに置換した支圧応力分布

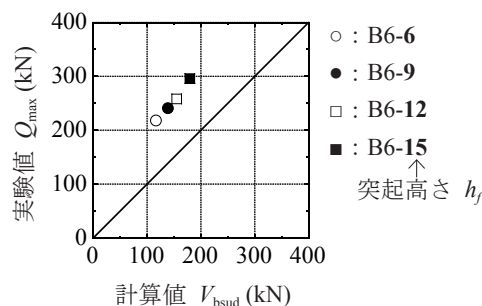


図 4.13 実験値と (4.1) 式による計算値の比較

計算値はコンクリートの支圧強度を大きく評価しているにも関わらず、実験値を下回る結果が見られ、過小評価となる。したがって、これは、(B) の抵抗機構では説明できないことを示唆している。

以上のことから、最大耐力発揮時におけるバーリング鋼板を用いた鋼とコンクリート間の抵抗機構は、図 4.14 に示すようにバーリング孔に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗とバーリング突起部の支圧抵抗による混合型 (C) が妥当であると考えられる。そこで、次項では、(C) の抵抗機構に基づいた最大耐力評価法について検討する。

4.5.2 最大せん断耐力評価式の提案

バーリングコネクタ 1 つあたりの最大耐力評価を試みる。図 4.14 の抵抗機構に基づくバーリングコネクタの最大せん断耐力 ${}_B Q_u$ は、Leonhardt らが提案した PBL のせん断強度⁹⁾ q_s と複合示方書によるブロックジベルのせん断強度⁶⁾ q_c の単純和が成り立つと仮定すると次の (4.4) 式で表せる。このように考えた理由は、それぞれの耐力算定式の基になった最大耐力発揮時のずれ変位が同程度であり、かつ、本実験結果もその範囲にあるため、両者の単純和が成り立つとみなした。

$${}_B Q_u = q_s + q_c \quad (4.4)$$

バーリング孔に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗によるせん断強度 q_s は、文献 9) に基づき (4.5) 式で表すことができる。

$$q_s = \alpha \cdot \pi d_p^2 / 4 \cdot \sigma_B \cdot 2 \quad (4.5)$$

ここに、 α : 実験定数 (Leonhardt ら⁹⁾ の場合 : $\alpha = 1.08$)、 d_p : バーリング径、 σ_B : コンクリートシリンダーの圧縮強度

バーリング突起部の支圧抵抗によるコンクリートのせん断強度 q_c は、文献 6) に基づき (4.6) 式で表すことができる。

$$q_c = A_p \cdot f_b \quad (4.6)$$

ここに、 A_p : バーリング突起部の投影面積 ($= (d_p + 2t) \cdot h_f$)、 d_p : バーリング径、 h_f : 突起高さ、 f_b : コンクリートの支圧強度 ($= \sigma_B \cdot \sqrt{A_c / A_p}$)、 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 : コンクリートの有効幅係数 (複合示方書⁶⁾ の場合 : $\beta = 2.0$)、 t_c : コンクリートブロックの厚さ、 σ_B : コンクリートシリンダーの圧縮強度

図 4.15 に本試験体の実験値と (4.4) 式による計算値との比較を示す。なお、(4.5) 式の実験定数 α は 1.08、(6) 式のコンクリートの有効幅係数 β は 2.0 を用いている。図は縦軸を実験値、横軸を計算値として表したものである。TypeB における実験値と計算値の比の平均は 0.96、変動係数は 0.03 である。計算値は実験値に対して 0.92 ~ 1.00 の範囲であり、突起高さが低いほど、やや過大評価となる傾向が見られるが、(C) の抵抗機構に基づいた (C) の最大耐力評価法によって良好に対応している。

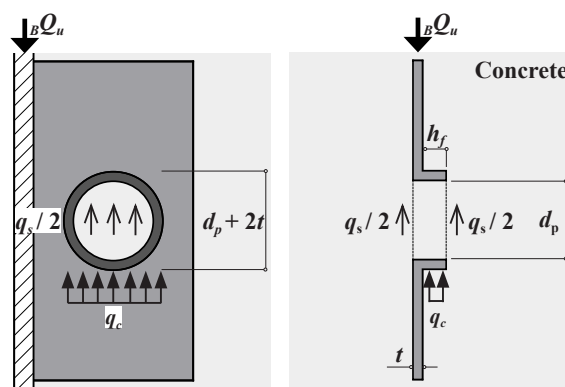


図 4.14 バーリングシアコネクタの抵抗機構

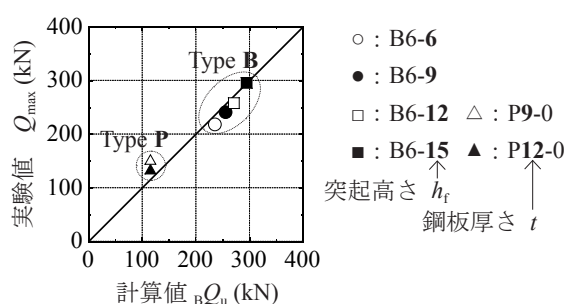


図 4.15 実験値と (4.4) 式による計算値の比較

本実験条件下で実験値と計算値の差の要因を特定することは難しいが、コンクリートの二面せん断強度は、(4.5) 式からもわかるようにバーリング径 d_p に関係し、また、TypeP の実験結果からも鋼板厚さ t の違いによる影響はほとんどないことがわかるので、突起高さ h_f が二面せん断抵抗に与える影響は少ないと考えられる。

4.5.3 最大せん断耐力発揮時における支圧力と二面せん断力の割合

最後に、最大耐力発揮時におけるバーリングコネクタの二面せん断抵抗と支圧抵抗が負担した力の割合を推測する。

バーリング突起部が負担した支圧抵抗力を適切に評価するために、バーリング孔に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗力は、本試験体の PBL の最大耐力値から得られる実験定数 α を用いる。実験定数 α の算定対象は、TypeP においてコンクリートの二面せん断破壊が確認された P9-0 試験体と P12-0 試験体であるが、支圧抵抗によるせん断強度を安全側に評価するために、最大荷重が大きい P9-0 試験体から得られた値を用いる。(4.5) 式より逆算した結果、実験定数 α は 1.43 となり、Leonhardt ら⁹⁾ が提案した実験定数 α (=1.08) よりも大きくなる。この要因は、4.2.3 節で少し触れたように、コンクリートの割裂破壊を抑制する拘束力¹⁰⁾ による PBL の二面せん断抵抗力および鋼板とコンクリート界面に作用した摩擦抵抗力の増加が考えられる。また、Leonhardt

らの実験ではコンクリートブロックに大きな損傷が生じていたのに対し、TypePのコンクリートブロックに観察されたひび割れ幅は0.2mm以下であった。したがって、本試験体におけるPBLは、二面せん断抵抗力に加え、摩擦抵抗力も十分に発揮できる条件であったことが推測でき、これは前項で述べた実験値と計算値の差にも起因していると考えられる。

バーリング突起部の支圧抵抗によるせん断強度 cQ_{max} は、(4.7)式に示すように最大耐力 Q_{max} から実験定数 α (=1.43)を考慮した(5)式の二面せん断強度 q_s を引くことで得られる。

$$cQ_{max} = Q_{max} - q_s \quad (4.7)$$

TypeBの各試験体の最大荷重時における二面せん断抵抗と支圧抵抗が負担した力の割合の関係を図4.16に示す。突起高さ(実測値)が6(6.5)mm～12(11.7)mmは、二面せん断抵抗が約60～70%を占めており、15(15.7)mmになると負担割合はほぼ半々となる。よって、本実験条件において、バーリング径と突起高さの比 D_p/h_f が3.18より大きい場合は、支圧抵抗よりも二面せん断抵抗が負担する割合が大きくなる。ただし、図4.16の二面せん断抵抗には、鋼板とコンクリート界面の摩擦抵抗も含まれているが、その割合は不明である。

以上の結果を踏まえ、本ずれ止めは、鋼板の長手方向にバーリングが複数加工されたものを使うことになることから、鋼板1枚あたりに加工されるバーリング数が増減することで、図4.16に示した抵抗力の割合は変動することが予想される。よって、各ずれ変位時におけるバーリング鋼板とコンクリート界面に作用する付着力や摩擦力を考慮した抵抗力の割合について検討が必要である。また、支圧抵抗機構に隣接するバーリングの配置間隔が力学的特性に影響を及ぼすことが考えられる。これらの詳細な検討については、第5章で述べる。

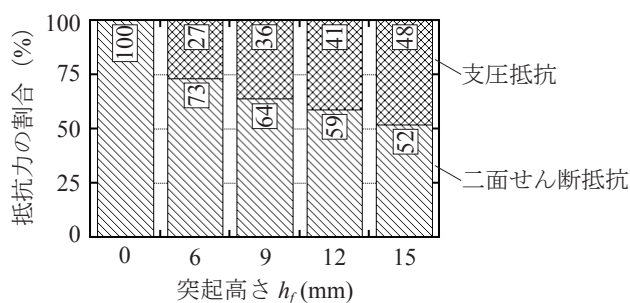


図 4.16 最大せん断耐力発揮時における抵抗力の割合

§ 4.6 結論

鋼部材とコンクリートの接合に使用するずれ止めとして、プレス加工技術を活用したバーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタ）を提案し、基礎的な検討を行った。押抜きせん断試験より、孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）および頭付きスタッドと比較し、バーリングコネクタの優位性を示した。また、バーリングの突起高さの違いがずれ挙動に与える影響を把握するとともに、最大せん断耐力評価法について検討した。実験変数および試験体数は限られているが、その範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1)バーリングコネクタの初期のずれ剛性（最大せん断耐力の1/3荷重点の初期割線の傾き）は、PBLと同程度であり、頭付きスタッド（軸径13mm、呼び長さ100mm）に比べて約4.2～6.0倍であることを確認し、バーリングコネクタは“剛なずれ止め”として扱うことができることを示した。
- 2)バーリング突起は、鋼板とコンクリート界面の接着作用消失後における“ずれ”（初期のずれ剛性の低下）を抑制する効果がある。また、その効果は、突起高さが高いほど大きいことを示した。
- 3)バーリングコネクタの最大せん断耐力は、鋼板厚さが同じPBLと比較して、約1.5～2.1倍の増加を示した。また、バーリング突起高さが高いほど最大耐力は大きく増加し、さらに、突起高さとは線形関係にある。
- 4)PBLの孔径が50mmに対し、鋼板厚さ6mm、9mm、12mmの3種を比較したところ、最大せん断耐力はほとんど変わらない結果が得られた。すなわち、鋼板を厚くしても孔径が同じであれば、PBLの最大せん断耐力の増加は期待できない条件があることを確認した。
- 5)バーリングコネクタの主な抵抗機構は、バーリング円孔内に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗とバーリング突起部とコンクリートとの支圧抵抗による混合型であることを示した。
- 6)バーリングコネクタの最大せん断耐力は、二面せん断抵抗をPBLのせん断耐力(4.5)式、支圧抵抗をブロックジベルのせん断耐力(4.6)式で表し、両者の単純和(4.4)式によって、実験値を概ね良好に評価できる。

第4章の参考文献

- 1) 井上一朗：頭付きスタッドの現状と展望，コンクリート工学，Vol.34，No.4，pp.7-14，1996.4
- 2) 日本建築学会 構造委員会 鋼コンクリート合成構造運営委員会：今後の合成構造の展開を考える，日本建築学会大会（東海）パネルディスカッション資料，p.27，2012.9

- 3) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，第1版，2011.2
- 4) 福島有一：これだけは知っておきたい金型知識，日刊工業新聞社，pp.50-51，2008.10
- 5) 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，JSSC テクニカルレポート，No.35，1996.11
- 6) 土木学会：2009年制定 複合構造標準示方書，第1版，2009.12
- 7) 鬼頭宏明，園田恵一郎：鋼・コンクリート複合構造，森北出版，p.27，2008.3
- 8) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，p.86，1989.3
- 9) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987
- 10) 例えば，西海健二，沖本眞之：拘束力を考慮した有孔鋼板のずれ止め特性に関する研究，土木学会論文集，No.633/I-49,pp.193-203,1999.10

第5章

バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートへの 応力伝達に及ぼす諸条件の影響

§ 5.1 序

第4章で提案したバーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタ）の主な抵抗機構は、バーリング突起部とコンクリートとの接触による支圧抵抗とバーリング円孔内に充填されたコンクリートの二面せん断抵抗であることが予想され、これに加え、バーリング鋼板とコンクリート界面の付着抵抗（自然付着による接着作用、接着力が破壊された後に働く滑動に対する摩擦作用）が考えられるが、その抵抗力の割合は不明である。ここで、本研究で取り扱う摩擦作用とは、コンクリート内の鉄筋による接触圧が鋼板とコンクリートの間に働くことで生じる摩擦力である。また、バーリングコネクタは、鋼板の長手方向にバーリングが複数加工されるものを使うことになることから、特に、支圧抵抗機構に隣接する配置間隔が個々の力学的特性に影響を及ぼすことが懸念される。一方で、鋼とコンクリートのずれ止めは、地震力によって漸増繰返しせん断力を受けることになるが、第4章では繰返し载荷に伴う影響については言及していない。

そこで、本章では、建築分野の合成構造におけるずれ止めの設計法を確立するため、押抜きせん断試験より、バーリングコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた鋼コンクリート接合部（部材が並列的に結合される接合部）の応力伝達機構について検討する。

第一の目的は、各伝達要素（支圧・せん断・付着）の荷重-ずれ変位関係を詳細に分類し、これらの抵抗力の割合を明確にすることである。

第二の目的は、バーリングの配置間隔および個数が力学的特性に与える影響を明確にすることである。

第三の目的は、バーリングコネクタ、孔あき鋼板ジベルおよび頭付きスタッドに繰返しせん断力を載荷する押抜き実験を行い、ずれ止めが破壊に至るまでの作用せん断力とずれ変位の関係を比較考察し、繰返し性状を把握するとともに降伏せん断耐力の評価法について言及することである。

第一および第二の目的については、5.2節から5.4節で述べる。また、第三の目的については5.5節で述べる。

§ 5.2 押抜きせん断実験

5.2.1 実験計画

試験体一覧を表 5.1, 各種ずれ止めの形状寸法を図 5.1 に示す. 実験変数は, 鋼板への加工条件 (第一の目的に関連), 個数および配置間隔 (第二の目的に関連) をとり, 試験体数は各 1 体とし計 9 体である. バーリングシアコネクタに用いる鋼板 (以下, バーリング鋼板) の形状寸法は, 文献 1) の研究成果より 1 種に限定し, 板厚 t を 6mm, バーリング径 d_p を 50mm, 突起高さ h_f を 15mm とする. PBL に用いる鋼板 (以下, 孔あき鋼板) の形状寸法は, 板厚 t を 12mm, 孔径 d を 50mm とする. また, バーリング鋼板と孔あき鋼板の鋼種は SS400 材を使用し, 鋼板のサイズは長手方向 400mm, 短手 (高さ) 方向 100mm とし, 孔内には鉄筋等を挿入しないタイプとする.

バーリングコネクタの破壊形式は, a) 突起部領域のコンクリート支圧破壊, b) 円孔側面のコンクリート二面せん断破壊, c) 円孔内のコンクリート支圧破壊, および d) バーリング突起部のせん断破壊あるいは曲げ破壊, が予想される. 第 4 章の実験結果より, 本実験条件におけるバーリングコネクタは, a) と b) の両者によって破壊が先行するもの¹⁾としている. また, 鋼板に孔のみを加工する PBL の破壊形式は, b) あるいは c) のいずれか一方の破壊が先に卓越することが明らかとされている²⁾. 本実験条件の PBL は, 円孔内のコンクリートの支圧応力に対して十分な強度を有しており, さらに, b) のコンクリート二面せん断破壊を起こすのに十分なもの (孔径 d と板厚 t の比 4.17) としている. なお, バーリング鋼板の孔径 d_p と板厚 t の比は 8.33 であり, PBL として考えると, c) 支圧破壊となる条件であるが, 板厚 t の 6mm に突起高さ h_f の 15mm を加算することで 4.54 となり, b) 二面せん断破壊が先行する条件となる.

第一の目的であるバーリングコネクタの応力伝達機構および抵抗力 (支圧・せん断・付着) の割合を調べるために, 鋼板への加工条件を変数とした計 3 体 (B1, Bns1, P1) の試験体を準備する. B1 試験体は, 鋼板 1 枚あたりにバーリング 1 つを加工したものであり, 予想される全ての抵抗力が作用する. Bns1 試験体は, バーリング加工した孔内に予めモルタルを詰め, その表面をエポキシ系接着剤, さらにその上面にグリースを塗付したもの (図 5.1 参照) であり, 二面せん断作用以外の抵抗力が作用する. P1 試験体は, 鋼板 1 枚あたりに孔 1 つをあけたものであり, PBL として機能することから支圧作用以外の抵抗力が作用する.

第二の目的であるバーリングの配置間隔および個数の影響を調べるために, 鋼板 1 枚あたりにバーリング 2 つを加工し, その間隔を変数とした計 5 体の試験体を準備する. バーリング孔の中心間隔 p は, 鋼板の長手方向に対して 100mm, 150mm, 200mm, 250mm, 300mm とし, 試験体名は, それぞれ B2-100, B2-150, B2-200, B2-250, B2-300 である. また, PBL との比較を行うために, 250mm の中心間隔 p で孔 2 つをあけた P2-250 試験体を準備している. なお, 配置間隔の選定は, 複合構造標準示方書³⁾ (以下, 複合示方書) に記載されている PBL およびブロックジベルの条件

表 5.1 試験体一覧

試験体	鋼板厚さ t (mm)	バーリング径 d_p (mm)	突起高さ h_f (mm)	個数	間隔 p (mm)
B1	6 (5.83)	50 (49.8)	15 (15.7)	1	-
Bns1					-
B2-100				2	100
B2-150					150
B2-200					200
B2-250					250
B2-300	300				
試験体	鋼板厚さ t (mm)	孔径 d (mm)	突起高さ h_f (mm)	個数	間隔 p (mm)
P1	12	50	なし	1	-
P2-250	(11.5)	(50.2)	(0)	2	250

*括弧内の各数値は、実測値を示す。

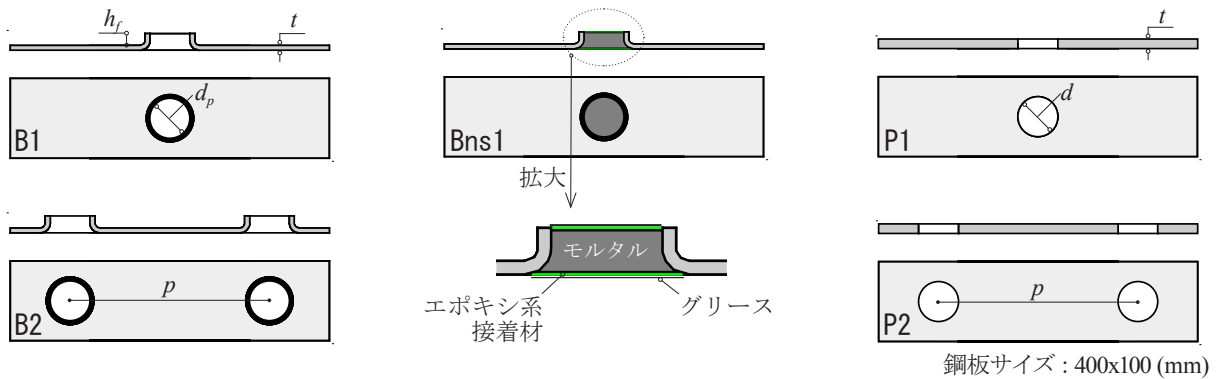


図 5.1 ずれ止め鋼板の加工条件

を参考に定めた。

5.2.2 試験体

押抜き試験体は、鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブから成る合成梁を対象とし、図 5.2 に示すように H 形鋼の両フランジ面にコンクリートブロックを取り付けたものであり、文献 4)、5) を準用した。H 形鋼は、H-250x250x9x14(SS400) を使用し、H 形鋼に作用させる圧縮力を両フランジに等分させるため、H 形鋼の上部においてウェブ部を若干切削し、フランジ部より低くしている。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板は、H 形鋼フランジ面のウェブ芯上に T 型に全周すみ肉溶接（溶接脚長 $S=6\text{mm}$ ）で取り付けている。なお、バーリング鋼板は突起が片側のみに加工されていることから、H 形鋼の両フランジ面への取り付けは、偏心による影響を極力防ぐために、H 形鋼の重心位置を中心として点对称な位置関係（図 5.2 参照）としている。コンクリートブロックの幅と高さはそれぞれ 600mm とし、厚さは 150mm である。鉄筋は D10 (SD295A) を使用し

ている。また、コンクリートブロックは、鉄筋コンクリートスラブ⁶⁾の配筋を考慮し、さらに、実構造物の打設条件に合わせるため、図 5.2 に示す方向よりコンクリートを打ち込んでいる。

本実験は、ずれ止めの力学的特性を調べることを目的としていることから、コンクリートと接触する H 形鋼フランジ面には、付着力を除去するためにグリースを塗付している。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板の下端部には発泡材を配置し、支圧抵抗の影響を無くしている。

本試験体に使用するコンクリートとモルタル (Bns1 試験体) の材料特性を表 5.2 に示す。なお、コンクリートは、呼び強度 21N/mm²、粗骨材の最大寸法 20mm、標準スランプ 18cm の普通コンクリートを使用している。また、バーリング鋼板、孔あき鋼板および鉄筋の機械的性質を表 5.3 に示す。

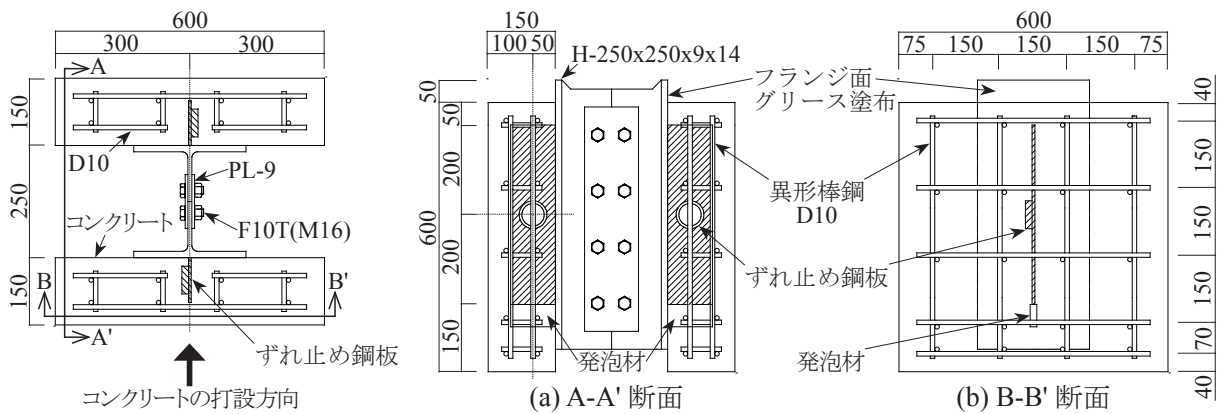


図 5.2 押抜き試験体の形状寸法

表 5.2 コンクリートとモルタルの材料特性

使用材料	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
コンクリート	30.1	3.31	2.48×10^4
モルタル	38.2	4.09	2.43×10^4

表 5.3 鋼材の機械的性質

使用材料	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)
バーリング鋼板 PL-6 (SS400)	287	389	2.13×10^5
孔あき鋼板 PL-12 (SS400)	277	446	2.06×10^5
異形棒鋼 D10 (SD295)	348	490	1.95×10^5

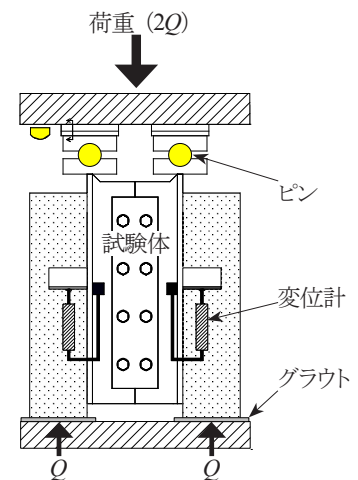


図 5.3 荷重方法と測定位置

5.2.3 実験方法

載荷方法および変位計測定位置を図 5.3 に示す。試験体を設置する際は、コンクリートブロックの下に無収縮グラウト材を敷き左右のガタつきを無くし、かつ、水平を保持できるように設置している。載荷部は、H 形鋼フランジ頭部のピンを介して荷重を一方向に単調に載荷し、鋼材とコンクリート間の相対ずれ変位が 20mm に達した時点で終了とする。

H 形鋼とコンクリートブロックの相対ずれ変位は、バーリング鋼板および孔あき鋼板の中央の位置に取り付けた 4 箇所の変位計を用いて測定する。実験結果より、各試験体における左右ブロックの変位計から得られたずれ変位の測定値の差は、最大荷重時までで 0.06 ～ 0.28mm、実験終了時までで 0.1 ～ 0.44mm であり、全体の 1 割に満たない僅かな差であったため、本論のずれ変位は平均値で評価する。

§ 5.3 ずれ止めの応力伝達機構の分類に関する考察

5.3.1 実験結果

実験結果から得られた各試験体のコンクリートブロック 1 つあたりの最大せん断耐力 Q_{max} 、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} およびずれ定数（初期のずれ剛性） K_s を表 5.4 にまとめて示す。なお、本研究で対象とする各種ずれ止めを用いた接合部における最大せん断耐力 Q_{max} とは、実験終了時まで得られた最大荷重値、すなわち、伝達要素（支圧・せん断・付着）の抵抗力の和を意味する。ずれ定数 K_s は、鋼板とコンクリート境界面における接着作用を考慮し、ずれ変位 0.1mm 時の初期割線の傾きとする。

鋼板への加工条件が異なるずれ止め試験体を比較した荷重 - ずれ変位関係を図 5.4 に示す。図 5.4(a) より、各試験体のずれ挙動に明確な違いが確認できることから、それぞれの抵抗機構は異なるといえる。また、写真 5.1 より、想定していた破壊形式が各試験体で確認できた。

ずれ定数 K_s は、表 5.4 より、B1、Bns1、P1 試験体の順に高い値を示している。また、図 5.4(b) より、いずれの試験体もずれ変位 0.1mm を越えるあたりで剛性低下が確認できる。これは、鋼

表 5.4 各種ずれ止めの力学的特性

試験体	最大せん断耐力*1 Q_{max} (kN)	最大ずれ変位*2 δ_{max} (mm)	ずれ定数*3 K_s (kN/mm)
B1	280	2.63	1411
Bns1	227	8.80	1150
P1	134	1.58	956

*1 Q_{max} : コンクリートブロック1つあたりの最大荷重

*2 δ_{max} : Q_{max} に対応するずれ変位

*3 K_s : ずれ変位0.1mm時の初期割線剛性

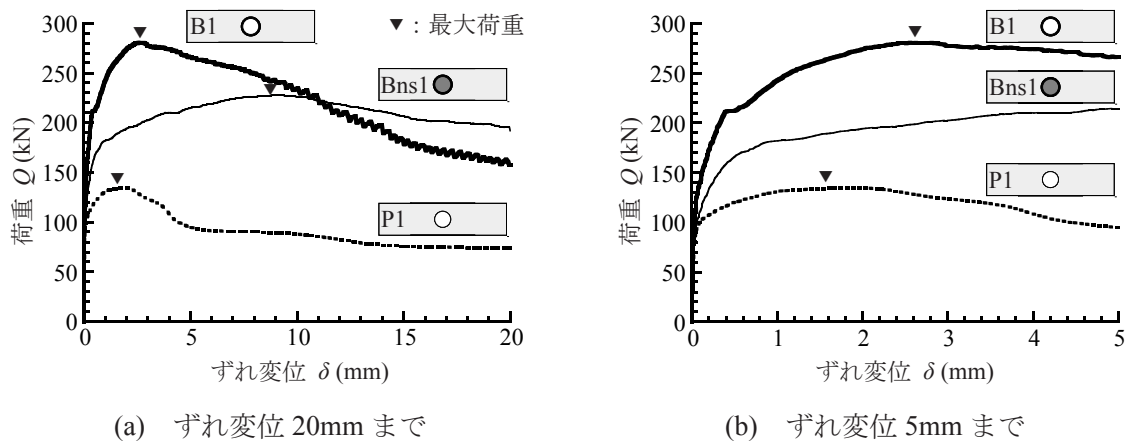


図 5.4 ずれ止め鋼板の加工条件の違いを比較した荷重 - ずれ変位関係

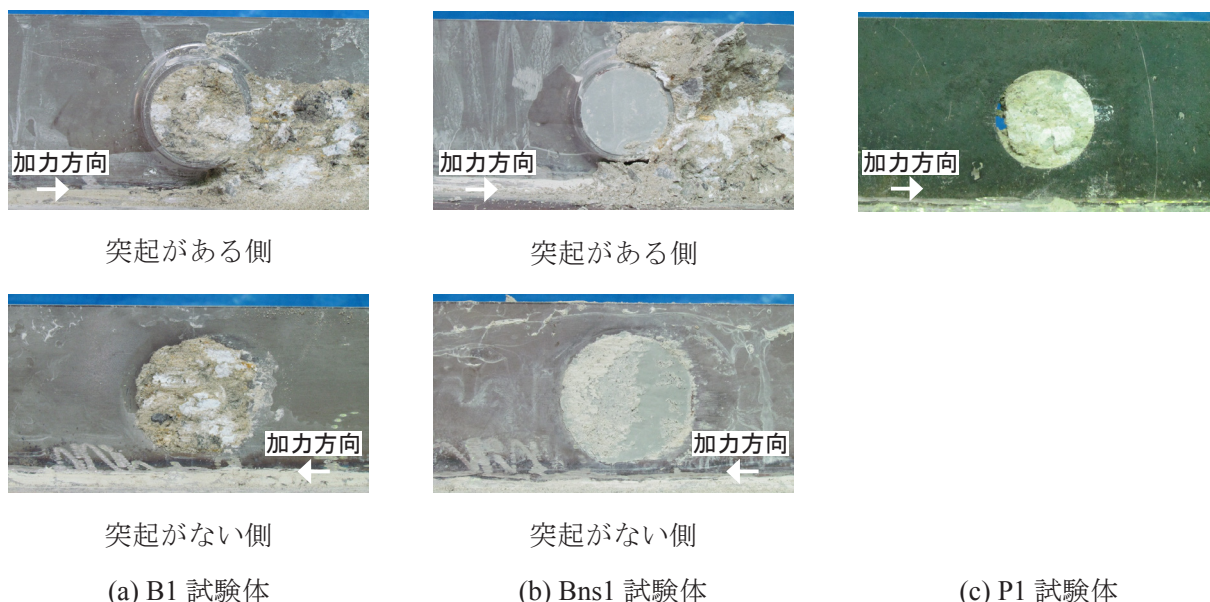


写真 5.1 ずれ止め鋼板の最終破壊状況

板とコンクリートの境界面における接着作用の消失が要因であると考えられる。

最大せん断耐力 Q_{max} は、ずれ定数 K_s の順と同様に B1, Bns1, P1 試験体の順に高い値を示し、B1 および Bns1 試験体は P1 試験体に比べ、それぞれ約 2.1 倍、約 1.7 倍であることから、支圧力が二面せん断力よりも高い割合で作用していることがわかる。また、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} については、B1 および Bns1 試験体は P1 試験体に比べ、それぞれ約 3.3 倍、約 5.6 倍であることから、二面せん断破壊は支圧破壊に比べ小さなずれ変位で破壊が起きていることがわかる。

最大耐力発揮後のずれ挙動を比較すると、B1 試験体は Bns1, P1 試験体に比べ、耐力低下が著しい。図 5.5 のコンクリートブロックの最終ひび割れ状況より、P1 試験体の背面にはひび割れが生じていないのに対し、B1 と Bns1 試験体の背面にはバーリング鋼板の長手方向に沿ったひび割

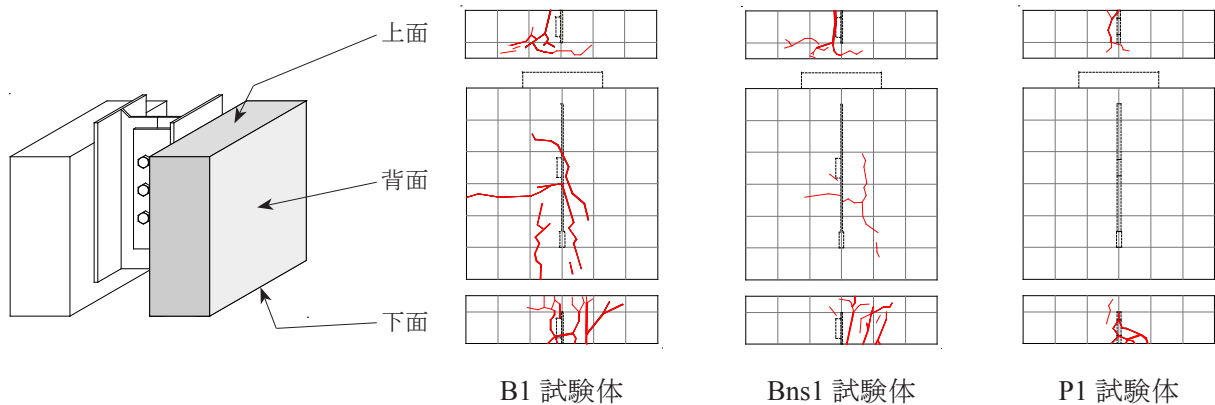


図 5.5 コンクリートブロックの最終ひび割れ状況

れとバーリング突起部の下側に横方向のひび割れが見られる。また、背面の最大ひび割れ幅は、それぞれ 1.95mm (B1), 0.15mm (Bns1) であることから、コンクリートのひび割れが耐力劣化勾配に与える影響は高いといえる。

以上の結果より、バーリングコネクタを用いた鋼とコンクリート間の応力伝達は、ずれ変位 0.1mm 程度までは接着力・支圧力・二面せん断力が作用し、接着作用が消失した後は摩擦作用に移行し、摩擦力・支圧力・二面せん断力が作用していることが予想される。そこで、次節では鋼板とコンクリートの境界面に生じた接着力および摩擦力を調べ、バーリングコネクタ (B1 試験体) の接着作用消失時および最大耐力発揮時における伝達要素の抵抗力の割合について検討する。

5.3.2 ずれ止め鋼板とコンクリート界面の付着作用

(1) 接着作用と摩擦作用の荷重 - ずれ変位関係

Bns1 と P1 試験体の各ずれ変位時の荷重を足し合わせることで、バーリング鋼板 1 枚分の抵抗力に孔あき鋼板 1 枚分の付着力 (接着力と摩擦力) が加算 (以下、Bns1+P1 と呼ぶ) され、さらに、これを B1 試験体分を引く (以下、Bns1+P1-B1 と呼ぶ) ことで、正味欠損面積が考慮された鋼板 1 枚あたりの付着抵抗分の荷重ずれ変位曲線が得られる。この手順で算出した荷重 - ずれ変位関係を図 5.6 に示す。Bns1+P1-B1 の荷重ずれ変位曲線が 1 枚あたりの鋼板とコンクリートの界面に生じた付着作用 (接着作用と摩擦作用) である。

図 5.6(b) から読み取れるように、Bns1+P1-B1 のずれ挙動は、ずれ変位 0.1mm あたりで剛性が急激に低下している。したがって、このことから接着作用が消失したと判断できるため、本論では“ずれ”が急変するまでに読み取れる最大荷重点を接着作用による最大接着力 Q_b と定義し、その値を読み取ったところ 70.3kN であった。

図 5.6(a) より、接着作用消失後は緩やかに荷重が低下し、ずれ変位 2.5mm あたりからほぼ一定

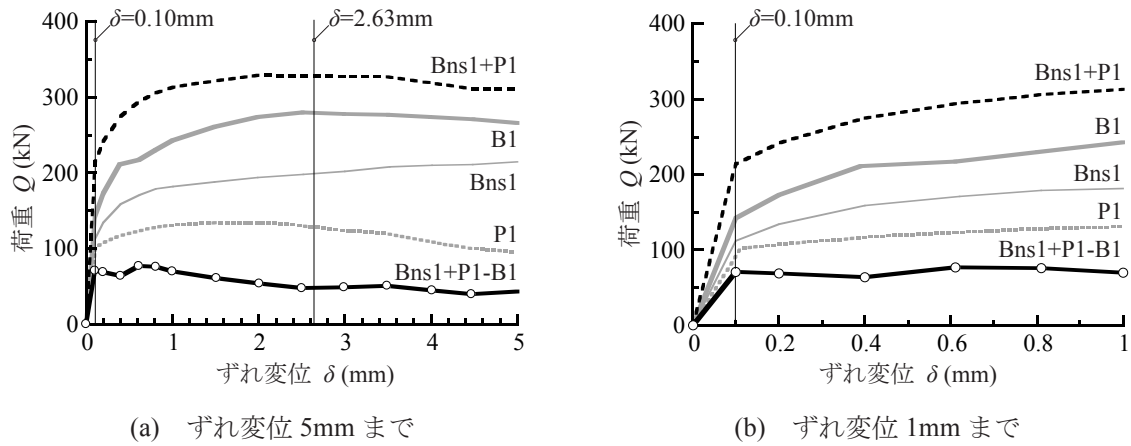


図 5.6 接着作用と摩擦作用の荷重 - ずれ変位関係

の荷重を保持しているため、摩擦作用に移行したと考えられる。さらに、このずれ変位は、B1 試験体の最大荷重点に対応するため、B1 試験体の最大せん断耐力発揮時のずれ変位 2.63mm における Bns1+P1-B1 の荷重を摩擦力 Q_{fr} と定義し、その値を読み取ったところ 48.3kN であった。

(2) 接着強度と摩擦強度の評価

次に、バーリング鋼板とコンクリートの境界面に生じた接着作用による最大付着応力度を接着強度 τ_b と定義し、本実験で得られた最大接着力 Q_b の 70.3kN を用いて (5.1) 式で評価する。作用せん断力を負担できる接着面積は、板厚の面とバーリング突起部の領域は無視し、鋼板に加工したバーリング孔の正味欠損面積を考慮した表面積とする。

$$\tau_b = Q_b / A_s \quad (5.1)$$

ここで、 Q_b : 押抜き試験より得られた最大接着力、 A_s : 鋼板とコンクリートが接している表面積、を表す。

(5.1) 式より算出した結果、接着強度 τ_b は 0.94N/mm^2 となった。文献 7) の平鋼を用いたコンクリート圧縮強度と付着（接着）強度の関係より、コンクリート圧縮強度 30N/mm^2 前後の付着強度は $1.0 \sim 2.0\text{N/mm}^2$ の範囲にあり、本実験結果の接着強度はこれをやや下回るが概ね対応している。

バーリング鋼板とコンクリートの界面における摩擦強度 τ_{fr} を評価するには、摩擦係数 μ_{fr} と境界面に作用した拘束力 σ_{co} が必要となり、これを定量的に評価することは難しいが、両者の積は本実験で得られた摩擦力 Q_{fr} の 48.3kN とみなすことができるので、(5.2) 式で評価する。

$$\begin{aligned} \tau_{fr} &= \mu_{fr} \cdot \sigma_{co} / A_s \\ &= Q_{fr} / A_s \end{aligned} \quad (5.2)$$

ここで、 Q_{fr} : 押抜き試験より得られた摩擦力、 A_s : 鋼板とコンクリートが接している表面積、を表す。

(5.2) 式より算出したところ、摩擦強度 τ_{fr} は 0.64N/mm^2 となった。この結果より、本実験条件下で得られた摩擦強度は、接着強度に比べて小さく約 7 割程度であることがわかった。

5.3.3 各伝達要素の抵抗力の割合

バーリングコネクタ（B1 試験体）の最大接着力および最大せん断耐力の各発揮点における支圧力と二面せん断力は、それぞれ Bns1 試験体と P1 試験体の各ずれ変位時に対応した荷重を最大接着力 Q_b および摩擦力 Q_{fr} で引くことによって得られる。算出結果より、バーリングコネクタ 1 つあたりに生じた伝達要素の抵抗力の割合について整理したものを図 5.7 に示す。

最大接着力発揮時における抵抗力の割合は、図 5.7(a) より、支圧力 29.3%、二面せん断力 22.0%、接着力 48.7% である。言い換えると、バーリング 1 つを加工した鋼板 1 枚あたり抵抗力は、約 3 割が突起部とコンクリートの支圧作用、約 2 割がバーリング孔内に充填されたコンクリートの二面せん断作用であり、約 5 割が鋼板とコンクリート界面の接着作用であることがわかった。また、各試験体に使用した鋼板とコンクリートの接触面積は同程度であることから、ずれ定数 K_s は、主に接着作用に起因していたといえる。

一方、最大耐力発揮時における抵抗力の割合は、図 5.7(b) より、支圧力 54.4%、二面せん断力 28.4%、摩擦力 17.2% である。すなわち、約 5 割が突起部とコンクリートの支圧作用、約 3 割がバーリング孔内に充填されたコンクリートの二面せん断作用であり、約 2 割が鋼板とコンクリート境界面の摩擦作用であることがわかった。したがって、バーリングコネクタの抵抗機構は、支圧作用、二面せん断作用および付着（接着あるいは摩擦）作用の計 3 つが同時に生じていたことがわかった。

§ 5.4 応力伝達に及ぼすずれ止めの個数および間隔の影響に関する考察

実験結果から得られた各試験体のコンクリートブロック 1 つあたりの最大せん断耐力 Q_{max} 、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} およびずれ定数（ずれ剛性） K_s を表 5.5 にまとめて示す。なお、本研究で対象とするバーリングコネクタおよび PBL の最大せん断耐力 Q_{max} とは、実験終了時

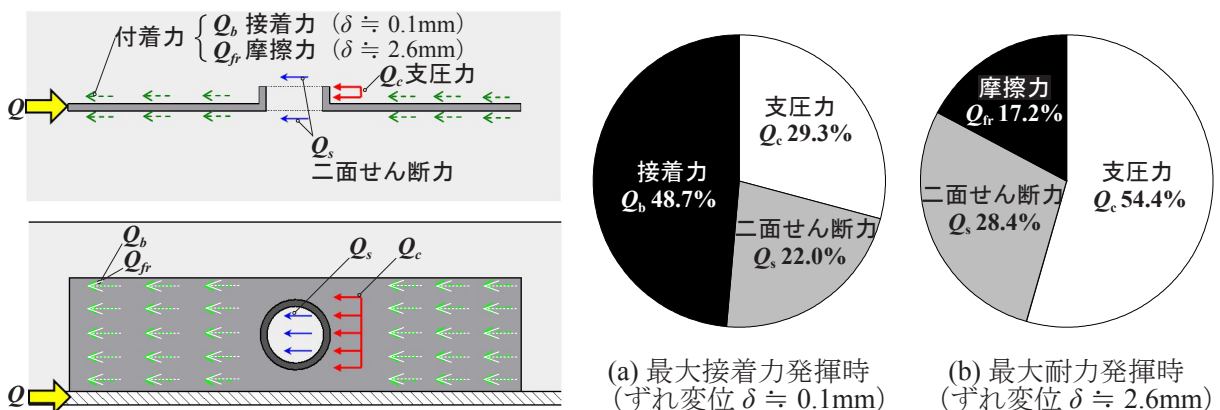


図 5.7 バーリングシアコネクタの抵抗力の割合

でに得られた最大荷重値を意味する。ずれ定数 K_s は、鋼板とコンクリート界面における接着作用を考慮し、ずれ変位 0.1mm 時の初期割線の傾きとする。

5.4.1 個数の影響

バーリングシアコネクタおよび PBL の個数の違いを比較した荷重 - ずれ変位関係を図 5.8 に示す。

(1) ずれ定数

バーリング 2 つの各試験体のずれ定数 K_s は、バーリング 1 つの B1 試験体に比べ約 1.09 ~ 1.41 倍の増大が見られる。ずれ定数 K_s に影響を与える伝達要素は、図 5.7(a) に示したように支圧作用・せん断作用・接着作用が挙げられる。鋼板とコンクリート界面の接着強度は、(5.1) 式より、バーリング数が 1 つから 2 つに増えることで数 % 低下するが、ずれ剛性に与える影響は少ない。すなわち、ずれ定数 K_s の増大は、支圧作用と二面せん断作用に起因しているものといえる。よって、本実験条件下においては、鋼板 1 枚あたりに連続して加工されるバーリング数の増加がずれ定数 K_s の低下に及ぼす影響はないと考えられる。

(2) 最大せん断耐力

表 5.5 より、バーリング数が 1 つから 2 つに増えることで最大せん断耐力は増大するが、バーリング 1 つあたりの耐力はいずれの試験体も小さくなり、その低下の割合は、約 13.2 ~ 15.8% である。その要因は、(A) バーリング鋼板とコンクリートの境界面における摩擦力 q_f の低下、(B) バーリング孔側面における二面せん断力 q_s の低下、(C) バーリング突起部における支圧力 q_c の低下、の 3 つが考えられる。そこで、本論では、B1 試験体と B2-250 試験体ならびに P1 試験体と P2-250 試験体を比較対象とし、(A) ~ (C) の耐力低下の要因について検討する。

(A) については、コンクリートブロックの形状寸法は同じであるため、境界面の拘束力は変わ

表 5.5 各種ずれ止めの力学的特性

試験体	最大せん断耐力 ^{*1} Q_{max} (kN)	最大ずれ変位 ^{*2} δ_{max} (mm)	ずれ定数 ^{*3} K_s (kN/mm)
B1	280	2.63	1411
B2-100	485	2.10	1909
B2-150	471	2.16	1757
B2-200	474	2.48	1543
B2-250	486	2.40	1983
B2-300	478	2.00	1887
P1	134	1.58	956
P2-250	213	3.17	1287

*1 Q_{max} : コンクリートブロック1つあたりの最大荷重

*2 δ_{max} : Q_{max} に対応するずれ変位

*3 K_s : ずれ変位0.1mm時の初期割線剛性

らないと判断し、(5.2)式を用いて推測する。表 5.6 の計算結果より、バーリング数が増えることで鋼板の正味欠損面積が大きくなるため、鋼板 1 枚あたりにバーリング 2 つが加工される場合の摩擦力 q_{fr} は 46.1kN となり、バーリング 1 つの場合に比べて約 4.55% 低下する。

(B) については、孔あき鋼板 (PBL) の P1 試験体と P2-250 試験体の荷重 - ずれ変位関係 (図 5.8(a) 参照) より読み取れる最大せん断力 Q_{max} から摩擦力 q_{fr} を除外し、孔内に充填されたコンクリートの二面せん断力 q_s を比較したところ、表 5.6 より、P2-250 試験体の孔 1 つあたりの二面せん断力 q_s は、P1 試験体に比べて約 2.57% 低下する。

(C) については、バーリング鋼板の B1 試験体と B2-250 試験体の荷重 - ずれ変位関係 (図 5.8(b) 参照) から摩擦力 q_{fr} および二面せん断力 q_s を除外し、突起 1 つあたりの支圧力 q_c を比較したところ、表 5.6 より、B2-250 試験体の孔 1 つあたりの支圧力 q_c は、B1 試験体に比べて約 7.53% 低下する。

以上の結果より、鋼板 1 枚あたりに加工するバーリング数の増大における最大耐力低下の要因は、(C) 支圧力、(A) 摩擦力、(B) 二面せん断力の順に高い影響を受けるが、各抵抗力の低下の割合は、いずれも 1 割にも満たないことがわかった。

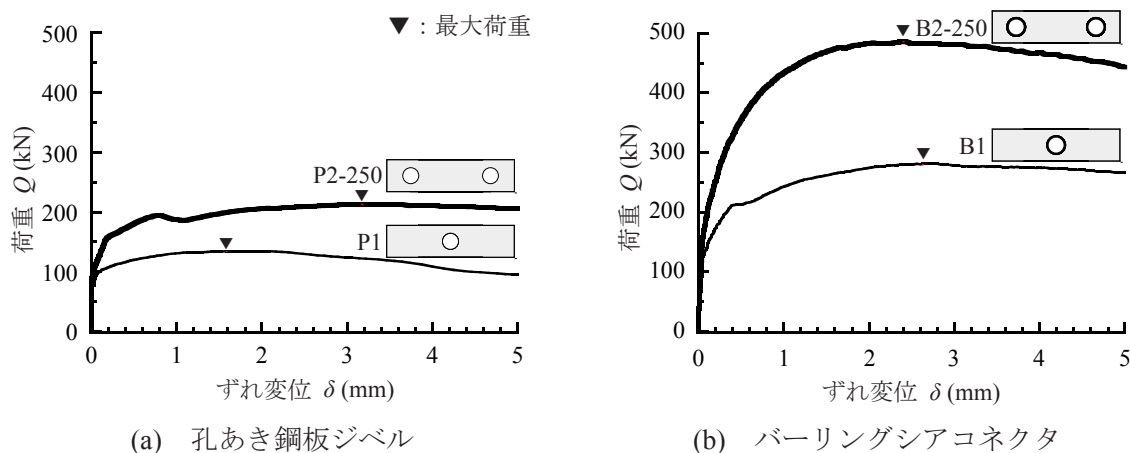


図 5.8 個数の違いを比較した荷重 - ずれ変位関係

表 5.6 バーリング鋼板と孔あき鋼板に生じた抵抗力

試験体	最大せん断耐力 Q_{max} (kN)	鋼板1枚 摩擦力 q_{fr} (kN)	鋼板1枚 二面せん断力 $Q_{max} - q_{fr}$ (kN)	孔1つ 二面せん断力 q_s (kN)
P1	134	48.3	85.7	85.7
P2-250	213	46.1	170	83.5
試験体	最大せん断耐力 Q_{max} (kN)	鋼板1枚 摩擦力 q_{fr} (kN)	鋼板1枚 二面せん断力 q_s (kN)	突起1つ 支圧力 q_c (kN)
B1	280	48.3	85.7	146
B2-250	486	46.1	170	135

(3) 荷重 - ずれ変位関係

バ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 1 個あたりのずれ挙動を比較した結果を図 5.9 に示す。図中のバーリング 2 個の B2-250 試験体と孔 1 個の P2-250 試験体は、それぞれ図 5.8 に示した荷重を単純に半分に除して表したものである。図 5.8 では個数が 1 個から 2 個に増えることで、最大せん断耐力は増加することを示したが、図 5.9 では 1 個あたりの耐力は

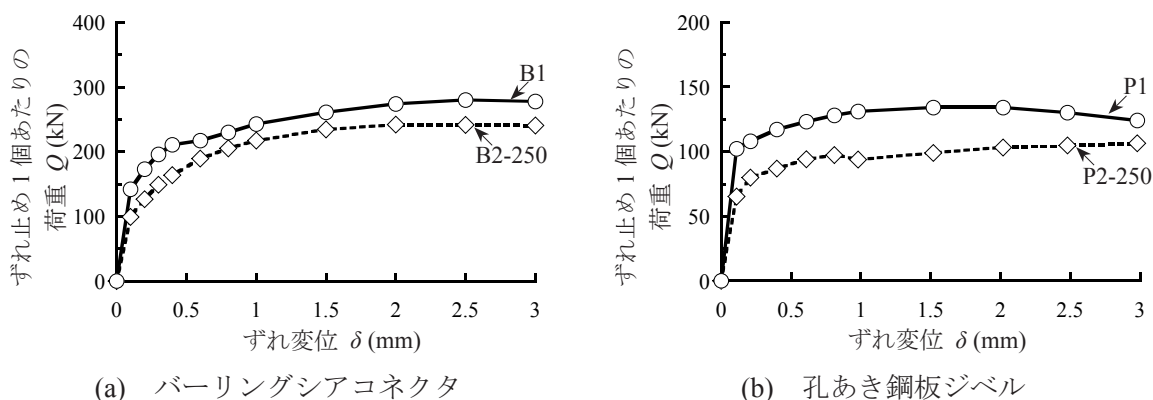


図 5.9 鋼板の付着力を無視したずれ止め 1 個あたりの荷重 - ずれ変位関係

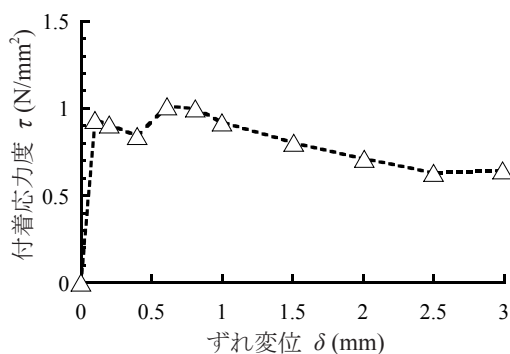


図 5.10 鋼板とコンクリート界面の付着応力度 - ずれ変位関係

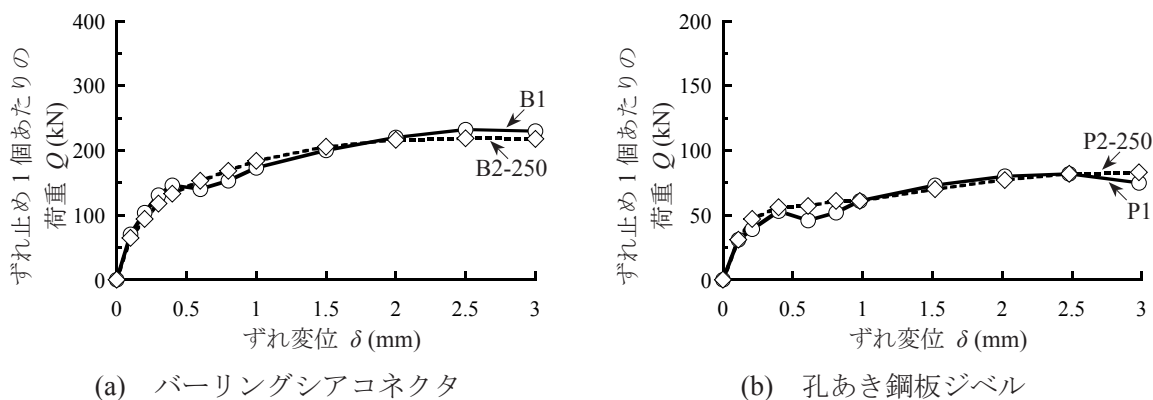


図 5.11 鋼板の付着力を除いたずれ止め 1 個あたりの荷重 - ずれ変位関係

小さくなる結果が見られる。これは、鋼板とコンクリート界面に作用した付着力が考慮されていないことが要因であることを以下に説明する。図 5.6 で示した Bns1+P1-B1 の荷重 - ずれ変位関係の縦軸の荷重を鋼板とコンクリートが接している表面積で除した付着応力 - ずれ変位関係を図 5.10 に示す。これを用いて図 5.9 の各ずれ変位に対して付着強度分を差し引き、1 個あたりで評価した結果、図 5.11 となる。この結果から、両者はほぼ一致したことから、各ずれ変位時の抵抗力は個数に比例して増加していたといえる。したがって、バーリング鋼板および孔あき鋼板の表面に剥離剤等で付着を除去しない条件において、個数の影響を検討する際は、鋼板とコンクリート界面の付着作用を考慮しなければならないことがわかった。また、鋼板 1 枚あたりに対して孔面積の占める割合が少ないほど、この影響は大きくなることに注意が必要である。

ところで、土木学会の複合示方書³⁾では、孔あき鋼板ジベルの中心間隔は孔径の 1.6 ~ 2.8 倍の範囲を推奨しているが、図 5.4 に示した鉄筋の配置条件であれば、孔径 50 φ に対して孔の中心間隔が 250mm (孔径の 5.0 倍) であっても、表 5.6 および図 5.11(b) からわかるとおり、せん断耐力に及ぼす影響は極めて小さい。よって、複合示方書にも記載されているように、孔あき鋼板ジベルの付近を鉄筋で補強すれば、孔の中心間隔が上述の推奨値を超えても問題ないことが確認できた。

5.4.2 加工間隔の影響

バーリングの配置間隔を比較した荷重 - ずれ変位関係を図 5.12 に示す。各試験体のずれ挙動は、終局状態までほとんど変わらない結果となり、最大せん断耐力に達した後の耐力劣化勾配に違いが見られる。

(1) ずれ定数

ずれ定数 K_s は、表 5.5 より、1543 ~ 1983kN/mm であり多少ばらつくが、バーリング間隔との

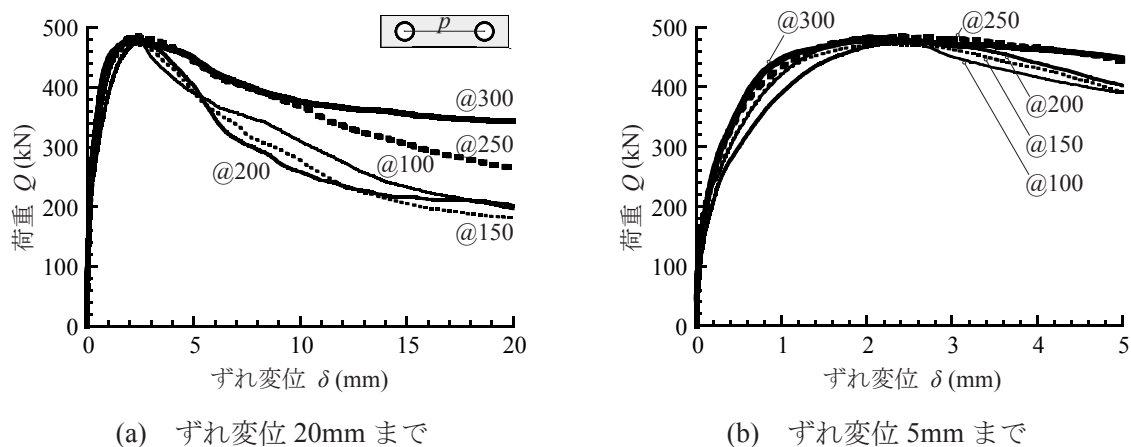


図 5.12 バーリング間隔の違いを比較した荷重 - ずれ変位関係

関係は見られない。また、ずれ変位 0.1mm 付近までのずれ挙動は、主に鋼板とコンクリート境界面の接着作用に起因し、前項で述べた (5.1) 式の最大接着強度は、バーリング 2 つの加工間隔に関係なく等しい値となる。よって、ずれ定数がばらついた主な要因は、自然付着による接着作用消失時のずれ変位が関係しているものと推測できる。

(2) 最大せん断耐力

最大せん断耐力 Q_{max} は、表 5.5 より、471 ~ 486kN であり、ずれ剛性に比べてばらつきは小さく、配置間隔との関係はない。また、最大せん断耐力発揮時のずれ変位 δ_{max} は、2.00 ~ 2.48mm であり、配置間隔との関係は見られない。

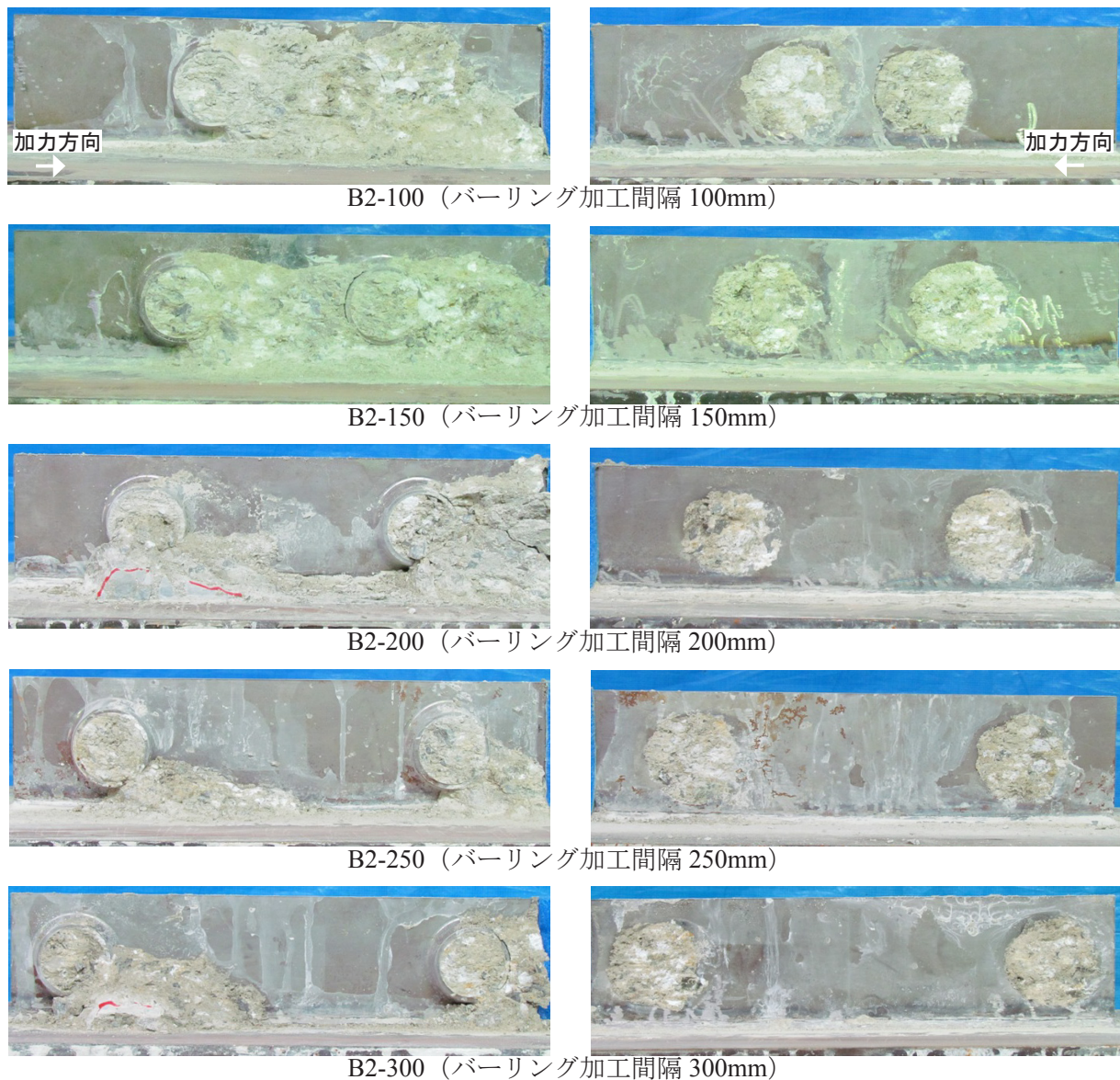


写真 5.2 バーリングシアコネクタの最終破壊状況 (左：突起がある側，右：突起がない側)

(3) 最大せん断耐力発揮後のずれ性状

一方、最大せん断耐力発揮後の耐力劣化勾配については、図 5.12(a) より、バーリング孔の中心間隔 250mm を境に明確な違いが見られ、これより間隔が大きくなると耐力低下は緩やかになり、小さくなると耐力低下は厳しくなる。すなわち、本実験条件においては、バーリング相互の内法間隔 s_i が突起高さ h_f の約 12 倍以上 ($h_f / s_i \leq 0.08$) であれば耐力低下は緩やかになり、約 8.8 倍以下 ($h_f / s_i \geq 0.11$) になると耐力低下は厳しくなる傾向にある。これは、写真 5.2 より、バーリング相互間のコンクリートの破壊形式の違いに起因し、間隔 100mm, 150mm は突起頂部を結ぶ面でのせん断破壊、間隔 200mm, 250mm, 300mm は支圧破壊を呈することが明らかとなった。一般に、異形鉄筋の表面に設けられている凹凸のふしの高さ h とその間隔 s の h/s が 0.10 ~ 0.15 以上になると、支圧抵抗が一定水準以上確保されずにふし間のコンクリートがせん断破壊するといわれている^{8) 9)}。また、コンクリートに埋め込まれるリブ鋼板および縞鋼板の突起高さ h とその間隔 s の関係についても、 h/s が 0.07, 0.10 の破壊形式は、突起前面のコンクリートが局所的に圧壊する支圧破壊形式となり、 h/s が 0.19, 0.29 では、隣接する突起頭部を結ぶ面でのコンクリートが直接せん断破壊を呈すると報告されている¹⁰⁾。また、ノルウェー船舶協会では、シアキーの支圧抵抗が有効に働く条件として、突起高さ h とその間隔 s の h/s を 0.1 より小さく設計するよう規定されている¹¹⁾。よって、本実験結果は上述の範囲にあり、良好に対応していることがわかった。

§ 5.5 繰返しせん断力を受けるずれ止めの力学的特性

一般に、鋼とコンクリートのずれ止めは、地震力によって漸増繰返しせん断力を受ける。そこで、本節では、バーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタ）および孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）に繰返しせん断力を載荷する実験を行い、第三の目的である、ずれ止めが破壊に至るまでの作用せん断力とずれ変位の関係を調べ、単調載荷を受ける場合と比較考察する。また、繰返し載荷による作用せん断力と残留ずれ変位の関係を把握し、降伏せん断耐力の評価法について検討する。

5.5.1 繰返し押抜きせん断実験の実験計画

試験体一覧を表 5.7、各種ずれ止めの形状寸法を図 5.13 に示す。本研究で対象とするずれ止めは、剛なずれ止め分類されるバーリングコネクタおよび PBL とし、これに柔なずれ止めとの比較用として建築・土木分野で多用されている頭付きスタッド（以下、スタッド）を加えた計 3 種とする。本研究は、繰返しせん断力を受けるずれ止めの力学特性を検討するにあたり、大別してタイプ A・B の試験体を準備する。タイプ A はずれ止めの種類と個数の影響、タイプ B はバー

表 5.7 試験体一覧およびコンクリートの材料特性

タイプ	ずれ止め	試験体	個数	間隔	載荷手順	コンクリートの材料特性		
						圧縮強度	割裂引張強度	ヤング係数
						σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)
A	バーリング シアコネクタ	B1-M	1	-	単調	30.1	3.31	2.48x10 ⁴
		B1-C			繰返し			
		B2-250-M	2	250	単調			
		B2-250-C			繰返し			
	孔あき鋼板 ジベル	P1-M	1	-	単調			
		P1-C			繰返し			
		P2-250-M	2	250	単調			
		P2-250-C			繰返し			
	頭付き スタッド	S1-M	1	-	単調			
		S1-C			繰返し			
		S2-250-M	2	250	単調			
		S2-250-C			繰返し			
B	バーリング シアコネクタ	B3-150-M	3	150	単調	33.2	3.56	2.87x10 ⁴
		B3-150-C1			繰返し			
		B3-150-C2			繰返し			
		B3-300-M	300	単調				
		B3-300-C1		繰返し				
		B3-300-C2		繰返し				

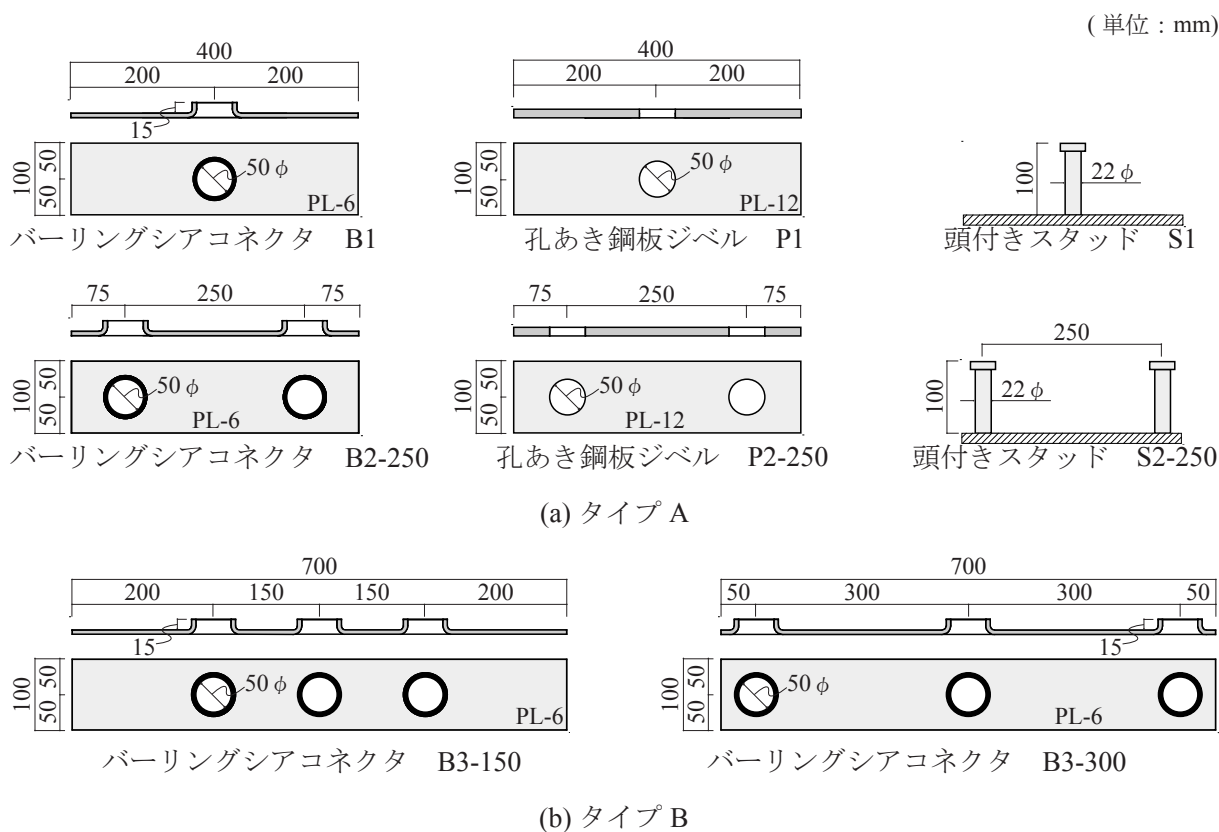


図 5.13 各種ずれ止めの形状寸法

リングシアコネクタの間隔の影響について調べる。

(1) 実験変数

各タイプの実験変数は、次のとおりである。

タイプ A: 載荷手順 (単調・繰返し)、ずれ止めの種類 (バーリングコネクタ・PBL・スタッド)、ずれ止めの個数 (1 個・2 個)

タイプ A の試験体数は、12 体である。ずれ止めの間隔は、第 7 章に関連し、250mm の一種とする。

タイプ B: 載荷手順 (単調・繰返し)、ずれ止めの間隔 (150mm・300mm)

タイプ B の試験体数は、6 体である。ずれ止めは、バーリングコネクタの一種とする。バーリング加工間隔の変数は、150mm と 300mm の 2 種とし、これは、前節の実験結果を踏まえ、最大せん断耐力到達後の耐力劣化勾配および破壊形式が異なる範囲から選んでいる。また、鋼板 1 枚あたりのバーリング数は、3 個の 1 種とする。

(2) ずれ止めの形状寸法

バーリング鋼板の形状寸法は、板厚 t を 6mm、バーリング径 d_p を 50mm、突起高さ h_f を 15mm とする。孔あき鋼板 (PBL) の形状寸法は、板厚 t を 12mm、孔径 d を 50mm とする。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板の鋼種は SS400 材を使用する。スタッドの軸径は、22 ϕ とする。ずれ止め鋼板の高さ (短手方向) およびスタッドの高さは、コンクリートブロック厚と上端鉄筋のかぶり厚を考慮し、いずれも 100mm とする。また、ずれ止め鋼板の長手方向は、タイプ A を 400mm、タイプ B を 700mm としている。ずれ止め鋼板およびスタッドの表面は、黒皮のままであり、特別な処理は行っていない。また、ずれ止め鋼板の孔内には鉄筋等を挿入しないタイプとする。

5.5.2 試験体

押抜き試験体は、文献 4)、5) を準用し、図 5.14 に示すように H 形鋼の両フランジ面にコンクリートブロックを取り付けたものである。H 形鋼に作用させる圧縮力を両フランジに等分させるため、H 形鋼の上部においてウェブ部を若干切削し、フランジ部より低くしている。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板は H 形鋼フランジ面のウェブ芯上に T 型に全周すみ肉溶接 (溶接脚長 $S=6\text{mm}$)、スタッドはアーク溶接で取り付けている。鉄筋は D10 (SD295A) を縦横 @150mm で配置する。押抜き試験体に用いる H 形鋼およびコンクリートブロックの形状寸法は、タイプ別で異なるので、それぞれの諸元を以下に示す。

タイプ A:

H 形鋼 : H-250x250x9x14(SS400) コンクリートブロック (厚さ×幅×高さ) : 150x600x600

タイプ B:

H 形鋼 : H-300x300x10x15(SS400) コンクリートブロック (厚さ×幅×高さ) : 150x900x900

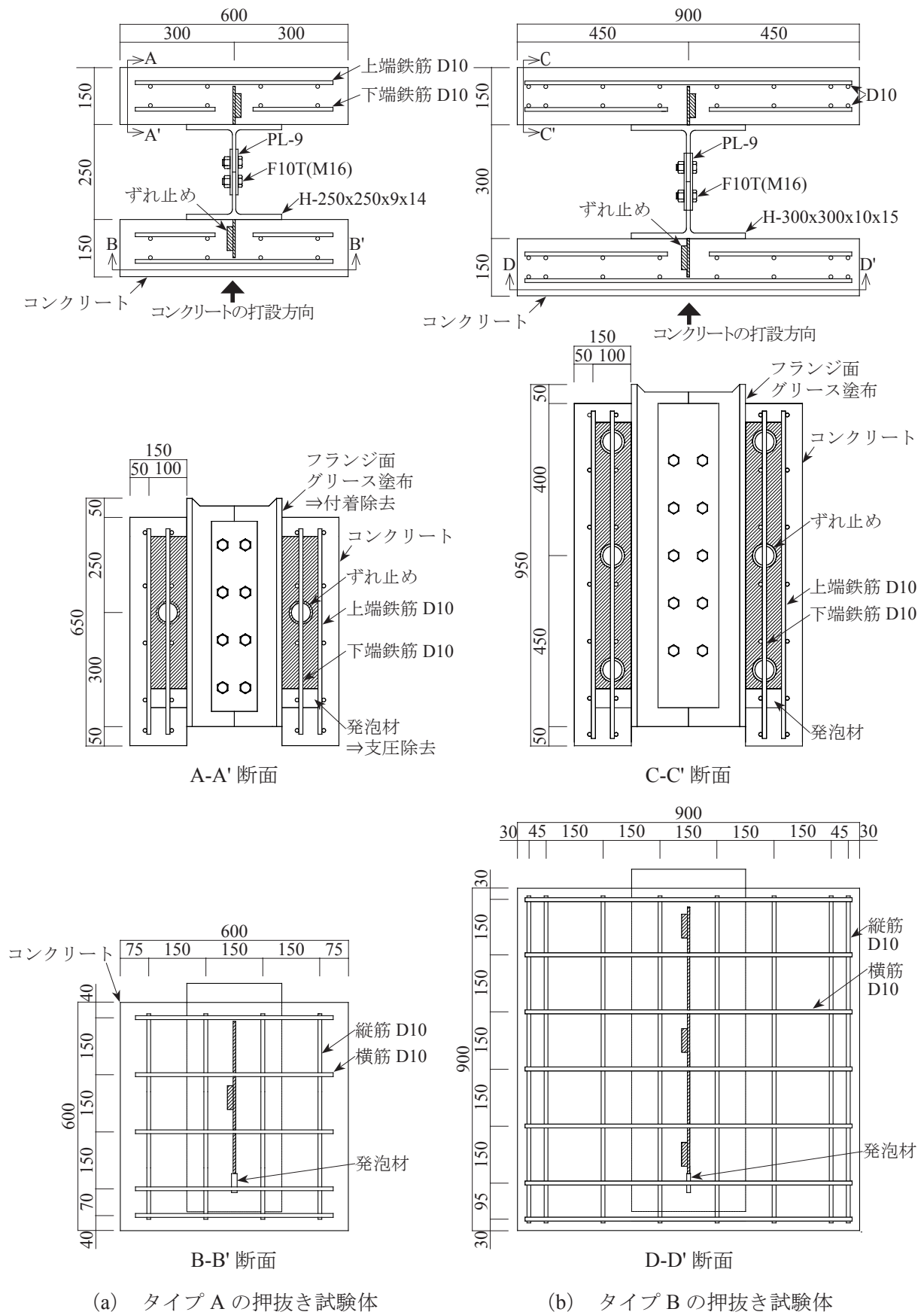


図 5.14 押抜き試験体の形状寸法

表 5.8 鋼材の機械的性質

使用材料		タイプ	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ヤング係 E (N/mm ²)
バーリング鋼板 (SS400)	厚さ 6mm	A	287	389	2.13×10^5
		B	318	416	2.32×10^5
孔あき鋼板 (SS400)	厚さ 12mm	A	277	446	2.06×10^5
頭付きスタッド (SWRCH16A)	軸径 22mm	A	399	461	-
異形棒鋼 D10 (SD295A)	軸径 10mm	A	348	490	1.95×10^5
		B	378	473	1.95×10^5

*スタッド(SWRCH16A)の材料特性値は、ミルシートに記載された値を示す。

本研究は、ずれ止めの特性を調べることから、コンクリートと接触する H 形鋼フランジ面には付着力を除去するためにグリースを塗付している。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板の下端部には、発泡材を配置し、支圧抵抗の影響を無くしている。また、コンクリートブロックの製作は、実構造物の打設条件に合わせるため、図 5.14 に示す方向からコンクリートを打ち込んでいる。

コンクリートの材料特性を表 5.7、ずれ止め鋼板と鉄筋の機械的性質を表 5.8 に示す。試験体に使用するコンクリートは、呼び強度 21N/mm²、粗骨材の最大寸法 20mm、標準スランプ 18cm の普通コンクリートであり、打設日および養生期間はタイプ別で異なる。

5.5.3 実験方法

(1) 載荷方法

試験体の設置は、コンクリートブロック下部の周囲にグラウト材を敷き左右の傾きを無くし、かつ、ブロック全底面を反力板に密着させ、水平を保持できるように設置している。したがって、厳密に言えば、ブロック底面と反力板との界面には摩擦が生じることになるが、実際の建築構造物においても端部は拘束されることが予想されるため、文献 4) に準ずることとした。また、H 形鋼とコンクリートブロックの分離を防ぐための開き止め治具は設けていない。

載荷方法は、図 5.15 に示すように、押抜き試験体の H 形鋼フランジ頭部にピンを介して一方向に荷重を単調または漸増繰返し載荷し、H 形鋼とコンクリートブロック間の相対ずれが 25mm に達した時点で終了とする。繰返し載荷の基本的な手順は、文献 4) を参考に変位制御とし、相対ずれが 1.0mm までは、0.1・0.2・0.4・0.6・0.8・1.0mm とし、それ以後 5.0mm までは 0.5mm 増すごとに載荷と徐荷の漸増繰返しを行い、5.0mm 以降は 25mm まで単調に載荷する。

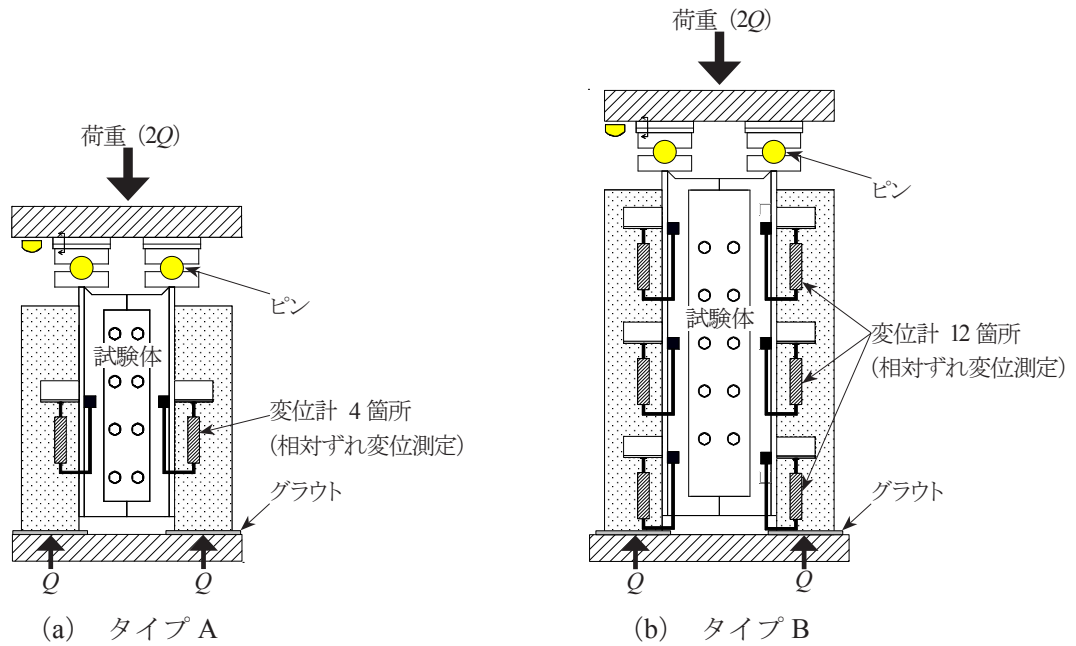


図 5.15 荷重方法・測定位置

(2) 計測方法

H 形鋼とコンクリートブロック間の相対的なずれは、ずれ止め鋼板中央と同じ高さに設置した変位計を用いて計測する (図 5.15)。また、H 形鋼フランジ面とコンクリート界面の分離による面外変位を計測する。これらの変位計は左右ブロックの両側に設置している。コンクリートブロック背面 (合成梁の床スラブでは上面に相当する) の横方向と鉄筋の材軸方向には、ずれ挙動との関係を把握するためにひずみゲージを貼付している。実験結果より、左右ブロックのずれ変位の測定値の差は、いずれの試験体も 1 割に満たない僅かな値であったため、本論のずれ変位は、タイプ A は 4 箇所、タイプ B は 12 箇所の平均値で評価することとし、試験体数についても問題ないと判断した。

5.5.4 実験結果と考察

(1) ずれ止めの種類および個数の影響：タイプ A 試験体より

表 5.9 に実験結果から得られた各種ずれ止めの力学特性値を示す。これは、試験体のコンクリートブロック 1 つあたりの最大せん断耐力 Q_{max} 、最大せん断耐力時のずれ変位 δ_{max} 、ずれ定数 (初期のずれ剛性) K_s を示している。繰返し荷重の最大せん断耐力 Q_{max} は、ずれ変位 5.0mm までの最大荷重値であり、それ以降に最大せん断耐力 Q_{max} を上回るものについては括弧内に示している。また、ずれ定数 K_s は、 $Q_{max}/3$ 荷重点およびずれ変位 0.1mm 時の初期割線の傾きとし、それぞれ ${}_pK_s$ 、 ${}_sK_s$ としている。 ${}_pK_s$ は文献 4) に紹介されているスタッドの定義に従ったものであり、 ${}_sK_s$ はずれ止め鋼板とコンクリート界面の接着作用が消失する特性を考慮したものである。

表 5.9 各種ずれ止めの力学的特性

ずれ止め	試験体	最大せん断耐力*1 Q_{max} (kN)	最大ずれ変位*2 δ_{max} (mm)	ずれ定数*3 (kN/mm)	
				qK_s	δK_s
バーリング シアコネクタ	B1-M	280	2.63	3157	1411
	B1-C	215 (243)	1.97 (8.48)	3559	1249
	B2-250-M	486	2.40	2704	1983
	B2-250-C	442	1.45	3683	2042
孔あき鋼板 ジベル	P1-M	134	1.58	4491	956
	P1-C	128	1.33	∞	1092
	P2-250-M	213	3.17	∞	1287
	P2-250-C	198	1.53	3389	1219
頭付き スタッド	S1-M	162	5.00 (7.24)	675	574
	S1-C	142 (160)	5.20 (9.03)	526	493
	S2-250-M	242 (259)	5.00 (17.3)	1146	964
	S2-250-C	198 (208)	1.09 (11.5)	554	582

*1 Q_{max} : コンクリートブロック1つあたりの最大荷重 (括弧内の数値はずれ変位6.0mm以降)

*2 δ_{max} : Q_{max} に対応するずれ変位

*3 qK_s : $Q_{max} / 3$ 荷重時の初期割線剛性

δK_s : ずれ変位0.1mm時の初期割線剛性

タイプ A の B1-C 試験体は、早期にコンクリートブロックに通常見られない箇所にせん断ひび割れが生じていた。これは、他の試験体に比べ左右ブロックの相対ずれ変位の差が大きかったことから、H 形鋼に作用させた押抜き力が両フランジに等分されなかったことが一因であると考えられる。ただし、その他の試験体では、特にこのような現象は見られなかったことから、試験体数については問題ないと判断した。

表 5.9 より、繰返しせん断力を受けた各種ずれ止めの最大せん断耐力を比較する。バーリングシアコネクタの最大せん断耐力 Q_{max} は、PBL およびスタッド比べ、個数に関係なく、1.5 ~ 2.2 倍程度の耐力が得られており、単調荷重に限らず、繰返し荷重時においても優位性が認められる。

図 5.16 に単調荷重と繰返し荷重を比較した荷重 - ずれ変位関係を示す。繰返し荷重の最大せん断耐力 (図中 ▼ 印) は、ずれ止めの種類や個数に関係なく、単調荷重を下回る。その低下の割合は、ずれ止めの個数が増えると、相対的に大きくなる傾向が見られる。また、最大せん断耐力時のずれ変位は、S1 試験体を除けば、単調荷重時に比べ小さくなる特性が見られる。これは、繰返しせん断力が作用することで、ずれ止め周囲のコンクリート内部にひび割れが生じ、局所的に軟化が進行したことが耐力低下の要因と考えられる。

ずれ止め 2 個の試験体を見ると、B2 試験体と P2 試験体の単調荷重に対する繰返し荷重の最大せん断耐力低下の割合はそれぞれ 9%、7% であるのに対し、S2 試験体は 18% と 2 倍程度大きい。したがって、繰返しせん断力が作用する応力状態においては、剛なずれ止めに分類されるバーリングコネクタおよび PBL の方が柔なずれ止めのスタッドに比べ、有効であるといえる。一方で、図 5.16 から分かるように、最大せん断耐力到達後は、スタッドは優れたずれ変形性能を発揮す

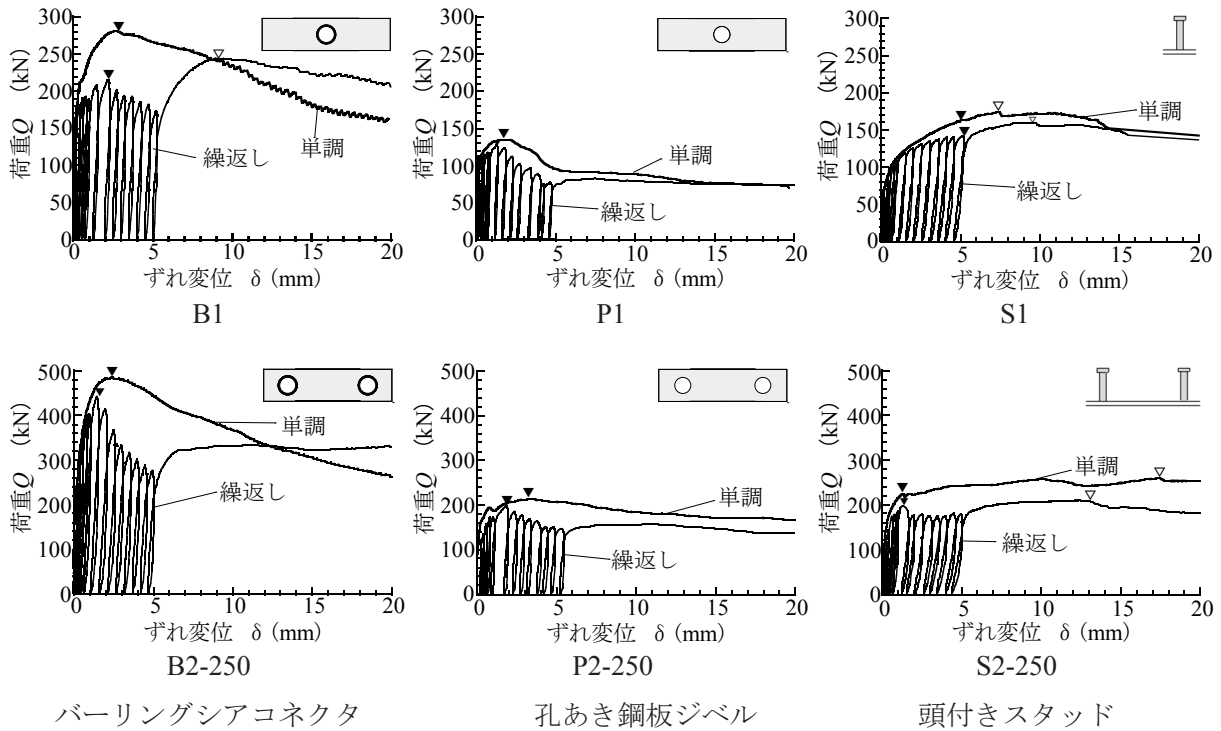


図 5.16 単調載荷と繰返し載荷の荷重—ずれ変位関係の比較

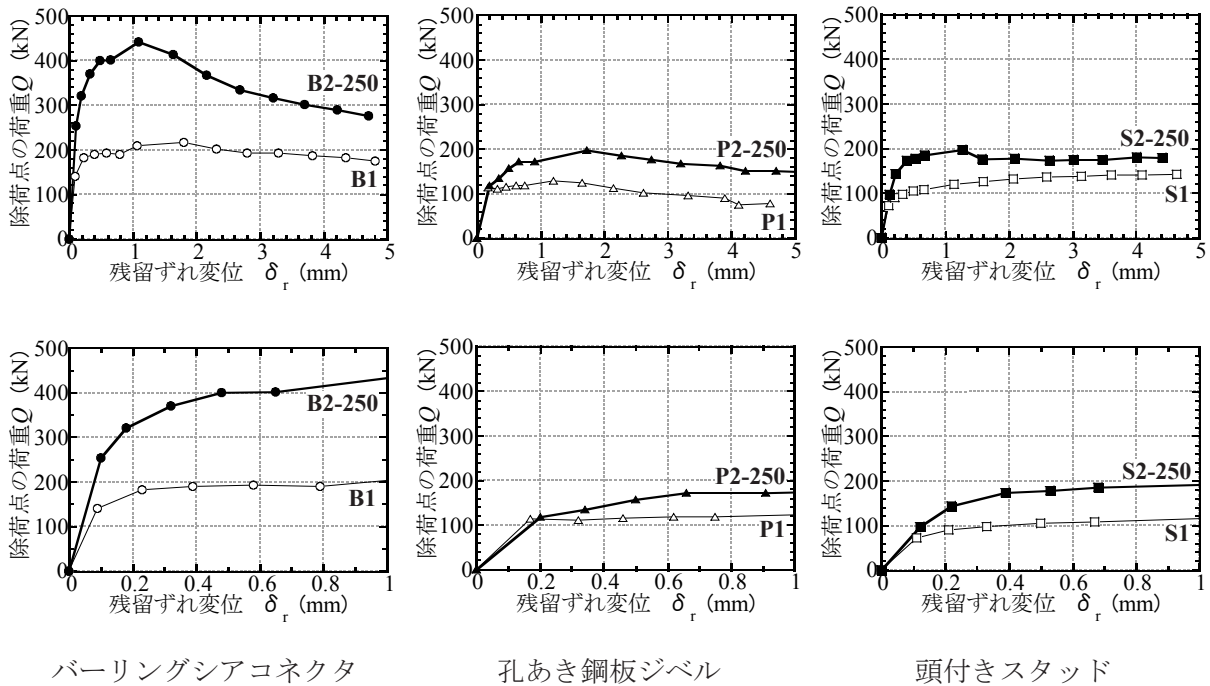


図 5.17 徐荷点の荷重—残留ずれ変位関係 (上段 $\delta_r = 5\text{mm}$, 下段 $\delta_r = 1\text{mm}$ まで)

るのに対し、バーリングコネクタと PBL は耐力低下が大きいですが、繰返し載荷から単調載荷に切り替えた後は、単調載荷の耐力まで回帰し、繰返し載荷時に得られた最大荷重を上回る傾向も見

られる。

次に、ずれ止めが破壊に至るまでの作用せん断力と残留ずれ変位の関係について述べる。除荷点の荷重と残留ずれ変位の関係を図 5.17 示す。図より、繰返しせん断履歴は、ずれ止めの種類によって異なる結果が見られる。1 サイクル時（ずれ変位 0.2mm）の除荷時の残留ずれ変位は、ずれ止め数に関係なく、バーリングコネクタとスタッドは約 0.1mm であるのに対し、PBL は約 0.2mm である。すなわち、これは、ずれ止めの抵抗機構に関係しているといえ、PBL のように円孔側面のコンクリートの二面せん断抵抗と鋼板とコンクリート界面の付着抵抗は、除荷時のずれがそのまま残る特性となる。降伏耐力を評価する際に重要となる「残留ずれの急変点」については、ずれ止めの種類・個数に関係なく、約 0.1 ～ 0.2mm の範囲に存在することが確認できる。一方で、1 サイクル時の除荷荷重は、個数が増えることで、バーリングコネクタは荷重も増加するが、PBL とスタッドは同程度であることから、バーリングシアコネクタの優位性が認められる。

(2) 間隔の影響：タイプ B 試験体より

5.4.2 項では、単調荷重を受けるバーリングコネクタの間隔の影響を考察した。ここでは、繰返し荷重を受ける場合の実験結果について述べる。表 5.10 に実験結果から得られた各種ずれ止めの力学特性値を示す。また、図 5.18 に単調荷重と繰返し荷重を比較した荷重 - ずれ変位関係を示す。

図 5.18 より、バーリング加工間隔に関係なく、繰返し荷重を受けた試験体のずれ挙動は、単調荷重と最大せん断耐力時までほとんど差異は見られない。表 5.10 より、B3-150 試験体（バーリング加工間隔 150mm）の最大せん断耐力は、単調荷重と繰返し荷重ともに同程度であるのに対し、B3-300 試験体（間隔 300mm）は、単調荷重に比べ繰返し荷重の方が 10% 程度下回るが、これは前述の B2-250 試験体の実験結果と一致する。また、B3-150-C 試験体と B3-300-C 試験体の最大せん断耐力は同程度である。したがって、繰返し荷重を受ける場合においても、バーリングコネクタのずれ止め特性は、間隔の違いによる影響は受けないことがわかった。

表 5.10 バーリングシアコネクタの力学的特性

試験体	最大せん断耐力*1 Q_{max} (kN)	最大ずれ変位*2 δ_{max} (mm)	ずれ定数*3 (kN/mm)	
			qK_s	δK_s
B3-150-M	771	1.66	4744	3347
B3-150-C1	799	2.00	5355	3379
B3-150-C2	751	1.35	7776	3649
B3-300-M	894	2.12	4399	3436
B3-300-C1	835	1.51	5782	3735
B3-300-C2	780	2.52	5929	3490

*1 Q_{max} : コンクリートブロック1つあたりの最大荷重

*2 δ_{max} : Q_{max} に対応するずれ変位

*3 qK_s : Q_{max} / 3 荷重時の初期割線剛性

δK_s : ずれ変位 0.1mm 時の初期割線剛性

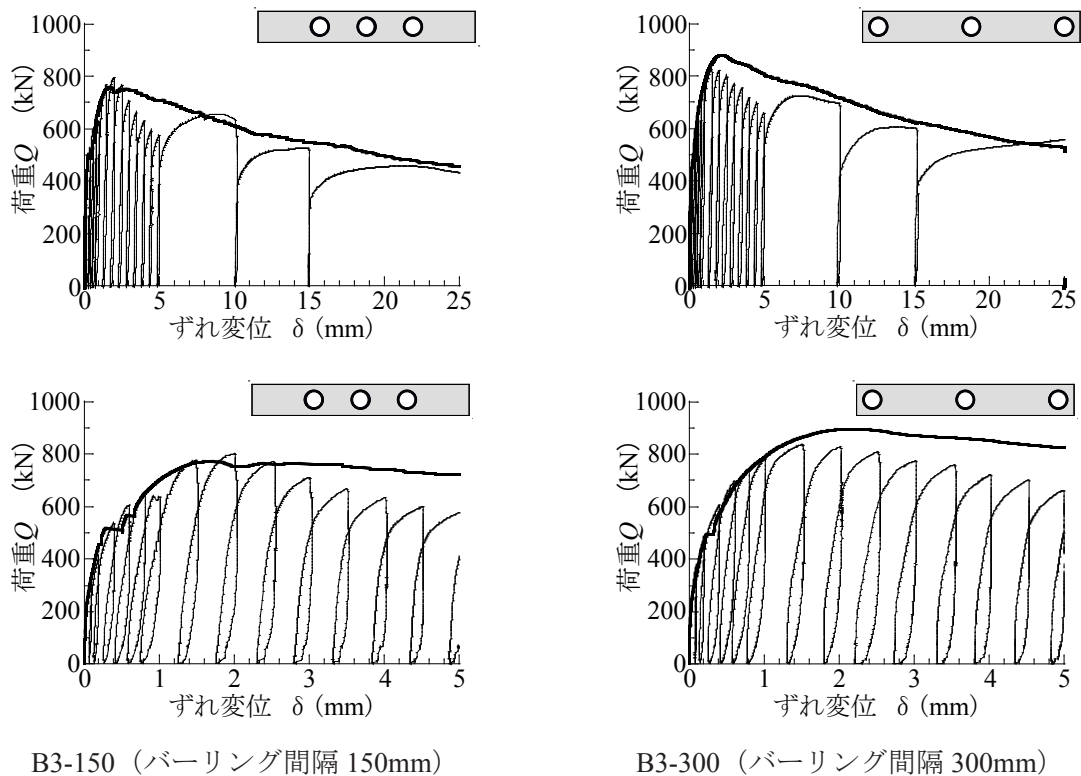


図 5.18 単調荷重と繰返し荷重を比較した荷重 - ずれ変位関係 (上段 $\delta=25\text{mm}$, 下段 5mm まで)

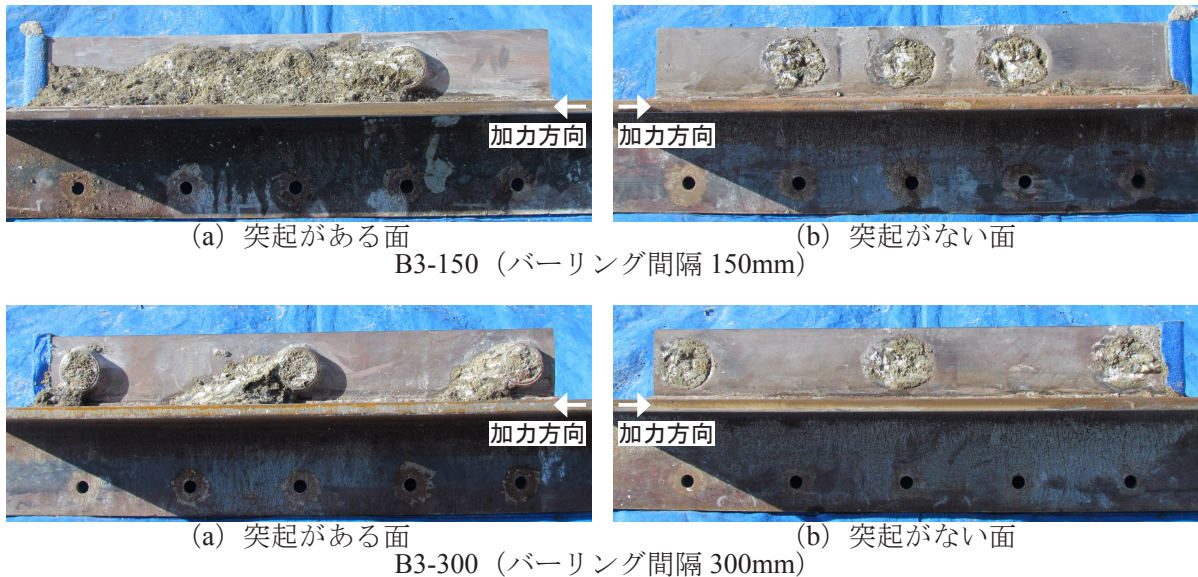


写真 5.3 バーリングシアコネクタ 3 個の最終破壊状況

次に、バーリングコネクタ 3 個の最終破壊状況を写真 5.3 に示す。バーリング相互間のコンクリートの破壊形式は、単調荷重と繰返し荷重の違いに関係なく、バーリング間隔 150mm は隣接する突起頂部を結ぶ面でのせん断破壊、間隔 300mm は支圧破壊が生じていた。また、バーリン

グ円孔側面では、間隔の違いに関わらずコンクリートの二面せん断破壊が見られた。よって、これらの破壊形式は、5.4.2 項で示したバーリング 2 個の場合と同様であることが確認できた。

5.5.5 降伏せん断耐力評価法の検討

最後に、タイプ A の実験結果より、各種ずれ止めの降伏耐力評価法について検討する。降伏せん断耐力 Q_y は、文献 4) に紹介されているスタッドの評価法に基づき、 $Q_{max}/3$ 荷重点の初期割線剛性（ずれ定数 qK_s ）の 0.2mm オフセットで求める。既往の研究成果より、スタッドは「0.2mm オフセット値がずれの急変点における荷重、つまり、ずれ剛性が急激に低下する荷重点によく対応する」⁵⁾ とあるが、バーリングおよび PBL のずれ剛性が急激に低下するずれ変位は 0.1mm である。なお、この特性は前述で示したとおり、鋼板とコンクリート界面の接着（粘着）作用の消失に起因するものである。そこで、バーリングおよび PBL については、0.2mm オフセットに加え、0.1mm オフセットについても求めることにする。なお、この評価法は、鋼コンクリート部材および接合部が弾性に保つ指標になると考えられる。

それぞれの評価法で求めた結果を図 5.19 に示す。また、各種ずれ止めの降伏耐力値と残留ずれ変位が 0.1mm と 0.2mm 時の荷重値との比較についてまとめたものを表 5.11 に示す。スタッドの 0.2mm オフセットで求めた降伏せん断耐力 $0.2Q_y$ は、残留ずれ変位 0.2mm 時の荷重に対して 1.05

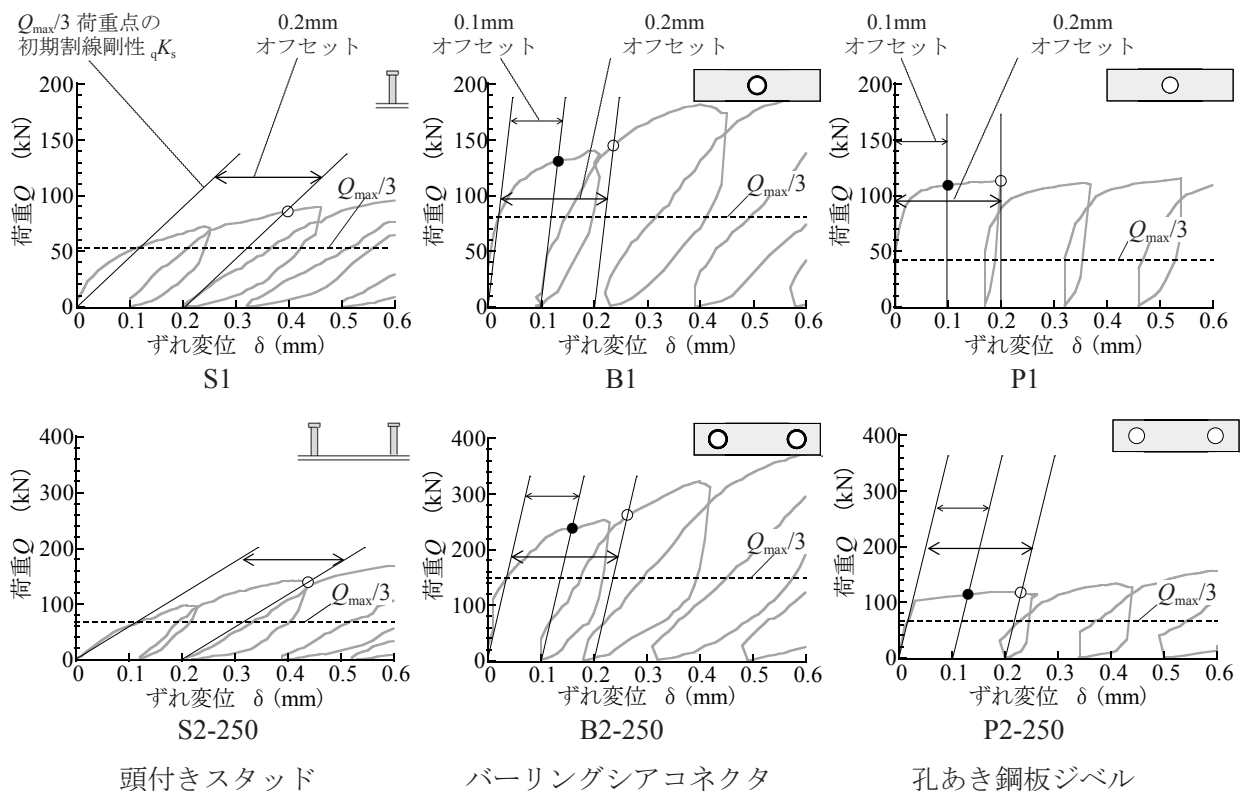


図 5.19 降伏耐力の評価方法

表 5.11 各種ずれ止めの降伏耐力評価結果一覧

ずれ止め	試験体	残留ずれ変位		降伏せん断耐力		$0.2Q_r/0.2Q_y$	$0.1Q_r/0.1Q_y$
		0.2mm時荷重 $0.2Q_r$ (kN)	0.1mm時荷重 $0.1Q_r$ (kN)	0.2mmオフセット $0.2Q_y$ (kN)	0.1mmオフセット $0.1Q_y$ (kN)		
バーリング シアコネクタ	B1-C	173	140	145	132	1.19	1.06
	B2-250-C	329	254	261	237	1.26	1.07
孔あき鋼板 ジベル	P1-C	113	-	114	110	0.99	-
	P2-250-C	119	-	117	113	1.02	-
頭付き スタッド	S1-C	90	72	86	-	1.05	-
	S2-250-C	143	97	138	-	1.04	-

(S1-c), 1.04 (S2-250-c) であり, 良好に対応する. また, PBL 試験体についても良い対応を示すが, 図 5.19 のずれ挙動からわかるように, ずれ変位 0.1mm から 0.2mm 区間の荷重はほぼ横ばいの傾向が見られ, さらに 0.1mm オフセットについては検討できないため, 今後, 繰返し载荷のずれ変位制御を見直し, 降伏耐力評価法の妥当性について検討を行う必要がある. 一方, バーリングコネクタについては, 0.2mm オフセットに比べ, 0.1mm オフセットの方が「残留ずれの急変点」の荷重値と良い対応を示している. ただし, 本研究で準備したバーリングコネクタの試験体数は計 4 体と少ないため, 今後さらに, 繰返しせん断力を受けるバーリングの力学的特性の実験基礎データを蓄積し, 鋼材とコンクリート間の“ずれ”が部材, 接合部および骨組の挙動に及ぼす影響を考慮した降伏耐力評価法の検討が必要であると考ええる.

§ 5.6 結論

本章では、前章の結果より、鋼板厚さ 6mm、バーリング径 50mm、突起高さ 15mm のバーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタ）を対象とした押抜きせん断実験を行い、ずれ止めの応力伝達機構、間隔と個数の影響および繰返し性状について検討した。本章で得られた知見を以下にまとめる。

応力伝達機構に関して

- (1) バーリングコネクタの抵抗機構は、バーリング突起部とコンクリートの接触による支圧作用、バーリング円孔内に充填されるコンクリートの二面せん断作用および鋼板とコンクリート界面の付着作用が同時に生じることを確認した。また、付着作用は、ずれ変位 0.1mm 付近までは自然付着による接着作用であり、接着作用消失後は摩擦作用（コンクリート内の鉄筋による接触圧が鋼板とコンクリート界面に働くことによる）に移行することが示された。
- (2) 接着作用が消失する直前の最大接着強度発揮時（ずれ変位 $\delta \doteq 0.1\text{mm}$ ）におけるバーリング 1 個を加工した鋼板に生じた抵抗力の比は、支圧 3：せん断 2：接着 5 程度であった。また、最大せん断耐力時（ずれ変位 $\delta \doteq 2.6\text{mm}$ ）における抵抗力の比は、支圧 5：せん断 3：摩擦 2 程度であった。
- (3) 接着作用が消失する直前の最大接着強度発揮時（ずれ変位 $\delta \doteq 0.1\text{mm}$ ）における孔 1 個を加工した鋼板に生じた抵抗力の比は、せん断 4：接着 6 程度であった。また、最大せん断耐力時（ずれ変位 $\delta \doteq 2.6\text{mm}$ ）における抵抗力の比は、せん断 6：摩擦 4 程度であった。
- (4) 最大せん断耐力発揮時における鋼板とコンクリート界面の生じた摩擦力は、最大接着力に比べて小さく、約 7 割であることがわかった。また、バーリングコネクタおよび PBL の耐力評価法を検討する上で必要となる接着強度 τ_b は約 0.94N/mm^2 であり、摩擦強度 τ_f は約 0.64N/mm^2 であることを確認した。

加工間隔の影響に関して

- (5) 鋼板 1 枚あたりにバーリング（孔径 50 ϕ ，突起高さ 15mm）を複数個加工したバーリングコネクタは、相互の中心間隔が 100 ～ 300mm の範囲であれば、加工間隔がバーリングコネクタのずれ定数（初期のずれ剛性）、最大せん断耐力および最大せん断耐力発揮時のずれ変位に及ぼす影響はない。一方、最大せん断耐力発揮後の耐力劣化勾配は、バーリング相互の内法間隔が突起高さの約 12 倍以上であれば緩やかであり、約 8.8 倍以下になると厳しくなる傾向が確認された。
- (6) バーリング相互間のコンクリートの破壊形式は、間隔 100mm と 150mm は突起頂部を結ぶ面

でのせん断破壊，間隔 200mm，250mm，300mm は支圧破壊を呈することが確認された。

- (7) これらの特性は，コンクリート内に埋め込まれる異形鉄筋の表面に設けられている凸凹のふしの高さとその間隔，リブ鋼板や縞鋼板の突起高さとその間隔およびシアキーの突起高さとその間隔の関係における支圧抵抗が一定水準以上確保される条件と良好に対応していた。

個数の影響に関して

- (8) 鋼板 1 枚あたりに加工されるバーリング数が 1 個から 2 個または 3 個に増えることで最大せん断耐力は増加するが，バーリング 1 個あたりの耐力は小さくなり，その低下の割合は約 13.2 ～ 15.8% であった。また，その要因は，支圧力・摩擦力・二面せん断力の順に高い影響を受けるが，各伝達要素の低下の割合は，いずれも 1 割以下であった。
- (9) 各ずれ変位時における支圧抵抗および二面せん断抵抗は，バーリング鋼板および孔あき鋼板とコンクリート界面に生じる付着抵抗を除外すれば，個数にほぼ比例して増加することが確認できた。このことから，鋼板の表面をグリース等で付着の除去を行っていない条件において個数の影響を検討する際は，付着作用を考慮しなければならず，また，鋼板 1 枚あたりに対してバーリング孔面積の占める割合が小さいほど，この付着力の影響は大きくなることが示唆される。

繰返し性状に関して

- (10) 繰返しせん断力を受ける場合においても，バーリングシアコネクタの最大せん断耐力は，頭付きスタッド（軸径 22 φ）および PBL（孔径 50 φ）に比べ，1.5 ～ 2.2 倍程度を有する。
繰返し载荷を受けたバーリングコネクタの最大せん断耐力は，単調载荷の場合と比較して
- (11) 大で約 10% 低下することが示された。これは，バーリング周囲のコンクリートの軟化が影響しているものと考えられる。
- (12) 繰返し载荷実験から，各サイクル時の徐荷点荷重と残留ずれ変位の関係を示し，残留ずれが急変する変位（以下，残留ずれ急変点）は，ずれ止めの種類に関係なく，0.1 ～ 0.2mm の範囲であった。
- (13) バーリングコネクタの降伏せん断耐力は，文献 4) に準拠した頭付きスタッドの評価法に基づく 0.2mm オフセット値に比べ，0.1mm オフセット値の方が残留ずれ急変点の荷重値と良好対応を示した。したがって，降伏せん断耐力を残留ずれ 0.1mm 程度に留めるのであれば，0.1mm オフセットによる評価の方が妥当であると考えられる。また，これは鋼コンクリート合成部材および接合部が弾性を保つための指標になると考えられる。

第5章の参考文献

- 1) 田中照久, 堺純一, 河野昭彦 : バーリング加工を活用した新しい機械的ずれ止めの開発, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78 No.694, pp.2237-2246, 2013.12
- 2) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987
- 3) 土木学会 : 2009年制定 複合構造標準示方書, 2009.12
- 4) 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, JSSC テクニカルレポート, No.35, 1996
- 5) Eurocode4 : Design of composite steel and concrete structures Part1-1 General rules for buildings, 2009.4
- 6) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 第8版, 2010.2
- 7) 日本建築学会 : 鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構, 第1版, 2011.2
- 8) 小林和夫 : コンクリート構造学, 3.4 鉄筋とコンクリートとの付着特性, 森北出版, pp.36-39, 1994
- 9) Park, P. And Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Interscience Publication, 1975
- 10) 園田恵一郎, 鬼頭宏明, 他 : 突起付き鋼板のせん断伝達特性に関する系統的研究, 土木学会論文集, No.598, I-44, pp.183-202, 1998.7
- 11) DET NORSKE VERITAS □ OFFSHORE STANDARD DNV-OS-J101 DESIGN OF OFFSHORE WIND TURBINE STRUCTURES, pp.88-89, 2010.10

第6章

バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートとの ずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果

§ 6.1 序

バーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタ）および孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）は、それぞれバーリングプレス加工、孔あけ加工された鋼板をずれ止めとして用いたもの（以下、ずれ止め鋼板）であり、最大せん断耐力発揮時まではほとんど“ずれ”を認めず、その後は“ずれ”を伴いながら耐力が低下していく特性をもつ（但し、孔内に鉄筋を通さない場合に限る）。第5章では、各伝達要素（支圧・せん断・付着）の荷重-ずれ変位関係を詳細に分類するとともに、これらの抵抗力の割合を明らかにした。しかしながら、両者のずれ止めのせん断耐力は、いずれもコンクリートの破壊に起因することから、ずれ止め鋼板周辺におけるコンクリートの拘束条件がずれ挙動に影響を及ぼすことが考えられる。PBLについては、土木構造物を対象に、いくつか実験的に検討されている¹⁾が、建築構造物の設計に直接反映することは、コンクリートの寸法効果等の影響を受けることが懸念されている²⁾。また、PBLは、せん断力を受けると、骨材の噛み合いによって孔周辺部のコンクリートを押し広げる力が作用し、これが孔あき鋼板に沿ったひび割れを誘発するとの報告がある¹⁾。すなわち、コンクリート内部の鉄筋量によっても、せん断耐力の低下に影響を及ぼす可能性がある。一方、バーリングコネクタについては、拘束力に着目した実験データは皆無である。

そこで、本章は、部材が並列的に結合される接合部²⁾に分類される鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブから成る合成梁への適用を対象とし、スラブ鉄筋量による拘束効果の違いがバーリングコネクタおよびPBLとコンクリートとのずれ挙動に及ぼす影響について実験的に検討する。また、鉄筋のひずみ挙動を調べ、ずれ止め鋼板とコンクリート間の応力伝達との関係について考察するとともに、バーリング鋼板に作用する各伝達要素（支圧・せん断・付着）の抵抗力の割合を示し、第4章で提案した最大せん断耐力の評価式の妥当性について検討する。

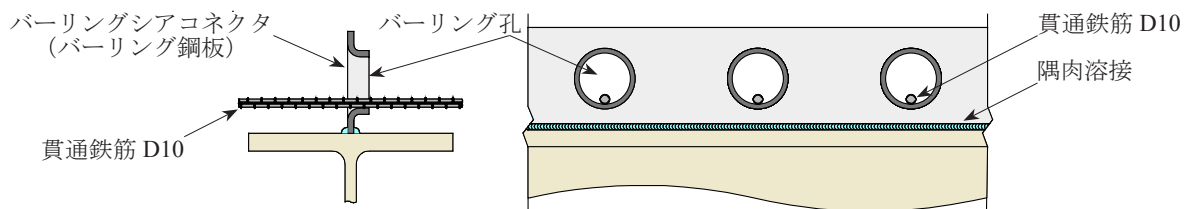


図 6.1 バーリング孔内に鉄筋を配置した様子

さらに、鉄筋の配筋作業の効率化を図ることを目的に、PBLと同様な考えに基づき、図 6.1 のように、バーリング孔内に鉄筋を貫通した際のずれ止め特性を検証する。貫通鉄筋を有するバーリングコネクタの施工上の利点としては、バーリング加工間隔と鉄筋の間隔を一致させることで、鉄筋を配置する際の目印が不要となる。また、貫通鉄筋は、バーリング孔内面に接触して配置させることで、コンクリートのかぶり厚を確保できればスペーサーの数を削減でき、孔中央部に配置するよりもコンクリートの充填性も改善できると思われる。そこで、本章では、押抜きせん断試験より、貫通鉄筋を有するバーリングコネクタと PBL のずれ挙動を比較考察するとともに、貫通鉄筋によるコンクリートの拘束効果がバーリング個数、間隔および繰返し載荷に及ぼす影響について述べる。

§ 6.2 押抜きせん断実験

6.2.1 実験計画

バーリングコネクタおよび PBL の配置方法は、1) 多数のバーリング加工、孔あけ加工を施した長い鋼板を単数あるいは複数配置する、2) 単数あるいは少数の加工を施した比較的短い鋼板を断続的に多数配置する、の 2 通りが考えられる。本研究では、前者 1) の配置を対象としており、後者 2) に比べて鋼板端部の支圧抵抗による影響は少ないことから³⁾、この応力伝達要素については言及しない。また、1) の配置を対象としたバーリングコネクタおよび PBL のコンクリートとのずれ挙動に及ぼす横補強鉄筋の拘束効果を調べる試験体を 6.2.2 項に、鋼板孔に配置する貫通鉄筋による拘束効果を調べる試験体を 6.2.3 項に示す。

6.2.2 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体

押抜き試験体の形状寸法は、図 6.2 に示すように H 形鋼の両フランジ面に、床スラブのコンクリートブロックをずれ止め鋼板を介して取り付けただけのものであり、文献 4)、5) を準用している。

H 形鋼は H-200x200x8x12(SS400) を使用する。コンクリートブロックの幅と高さはそれぞれ 400mm とし、厚さは 150mm である。バーリング鋼板と孔あき鋼板は、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られている。なお、コンクリートと接触する H 形鋼フランジ面には、付着を切るためグリースを塗付している。また、ずれ止め鋼板の下端部には、発泡材を配置し支圧の影響を除去している。鉄筋は、異形棒鋼 D10 (SD295A) を使用する。鉄筋量が少ない試験体 (-LC) の配筋は、図 6.2 に示す黒塗りの鉄筋を除いた条件である。また、ずれ止め鋼板の孔内には、貫通鉄筋を配置しない条件とする。

試験体に用いるコンクリートとモルタル (TypeBns に使用) の材料特性を表 6.1 に示す。なお、コンクリートの種類は、普通コンクリートであり、呼び強度 21N/mm²、粗骨材の最大寸法 20mm

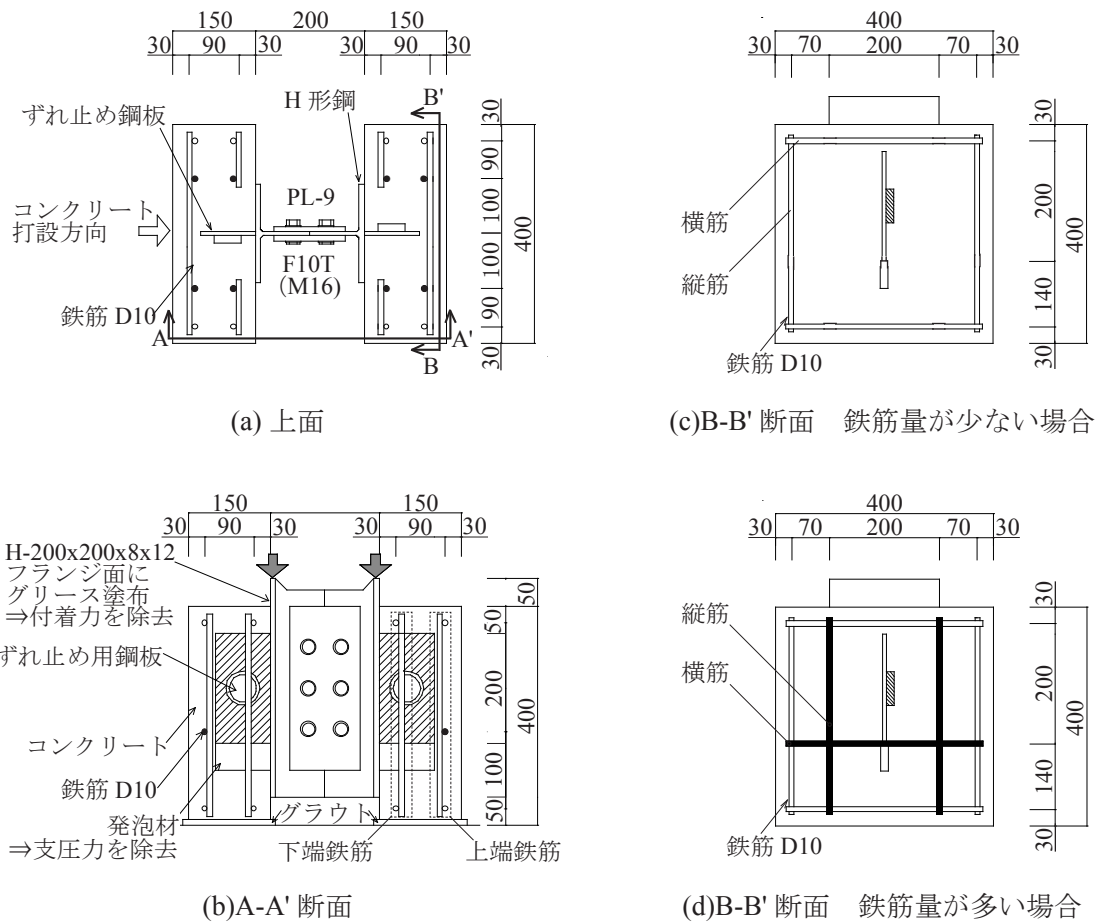


図 6.2 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした押抜き試験体の形状寸法

表 6.1 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体に用いたコンクリートとモルタルの材料特性

使用材料	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
コンクリート	29.4	3.09	2.78×10^4
モルタル※	34.8	4.35	2.53×10^4

※Bns試験体：バーリング孔内部の充填用

表 6.2 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体に用いたずれ止め鋼板と鉄筋の機械的性質

使用鋼材		降伏点 σ_v (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
バーリング鋼板 (SS400)	板厚 6mm	318	416	2.32×10^5
孔あき鋼板 (SS400)	板厚 12mm	327	428	2.04×10^5
異形棒鋼 (SD295A)	軸径 D10	322	422	2.18×10^5

表 6.3 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体一覧

Type	試験体名	鋼板厚さ t (mm)	孔径 d (mm)	突起高さ h_f (mm)	応力伝達要素	鉄筋量	荷重方法			
B	B-LC-M	6 (5.89)	50 (49.2)	15 (15.7)	支圧 せん断 付着	少	単調			
	B-LC-C						繰返し			
	B-HC-M						単調			
	B-HC-C						繰返し			
Bns	Bns-LC-M				12 (11.2)	50 (50.0)	0 (なし)	支圧 付着	少	単調
	Bns-LC-C									繰返し
	Bns-HC-M									単調
	Bns-HC-C									繰返し
P	P-LC-M	12 (11.2)	50 (50.0)	0 (なし)				せん断 付着	少	単調
	P-LC-C									繰返し
	P-HC-M									単調
	P-HC-C									繰返し

※括弧内の各数値は、実測値を示す。

※TypeB・Bnsの孔径は、バーリング突起部先端の孔の直径を示す。

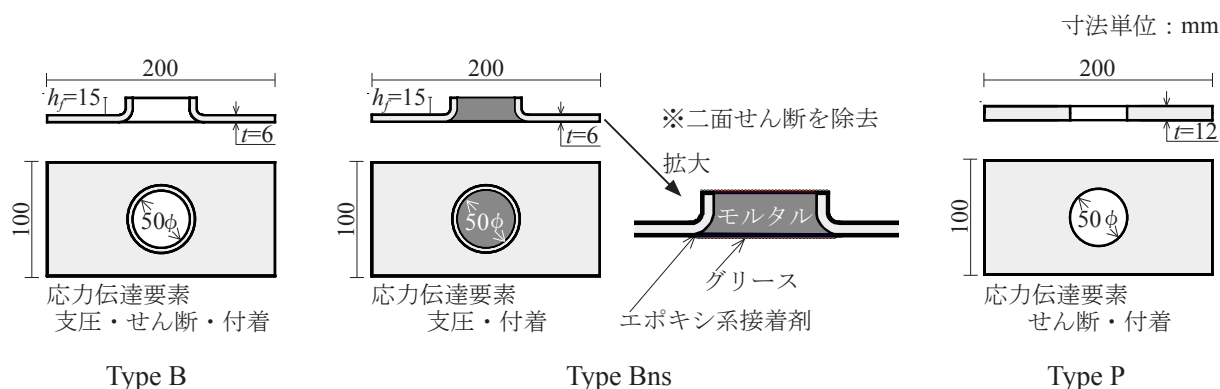


図 6.3 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体に用いたずれ止め鋼板の形状寸法

を用いる。また、ずれ止め鋼板 (SS400) および鉄筋 (SD295A) の機械的性質を表 6.2 に示す。

試験体一覧を表 6.3 に示す。実験変数は、ずれ止め用鋼板の加工 (3 種: TypeB・Bns・P)、鉄筋量 (2 種: 少ない-LC・多い-HC)、荷重手順 (2 種: 単調-M・繰返し-C) をとり、試験体数は各 1 体の計 12 体である。以下、各変数の詳細について述べる。

(1) ずれ止め鋼板

ずれ止め用鋼板の加工は、図 6.3 に示す 3 種である。TypeB と Bns は、バーリングプレス加工した鋼板であり、TypeP は孔あき加工した鋼板である。本研究で対象とする加工鋼板の形状寸法は、いずれも第 4 章の研究成果より 1 種に限定する。バーリング鋼板 (TypeB・Bns) は、板厚 6mm、バーリング径 50 φ、バーリング突起高さ 15mm とし、孔あき鋼板 (TypeP) は、板厚 12mm、孔径 50 φ とする。また、バーリング鋼板と孔あき鋼板の鋼種は SS400 材を用い、鋼板のサイズは長手方向 200mm、短手 (高さ) 方向 100mm とする。なお、ずれ止め鋼板の高さ方向の長さは、床スラブの厚さと鉄筋のかぶりを考慮し決定した。この種のずれ止めは、鋼板の長手方向にバー

リングあるいは孔が複数加工されたものを使用することを想定しているが、本研究におけるバーリング数および孔数はそれぞれ鋼板中央部に1つ加工したものとする。また、ずれ止め鋼板の表面は、黒皮のままであり、特別な処理は行っていない。

Type別の抵抗機構は、次のとおりである。TypeB（バーリングコネクタ）は、バーリング突起部とコンクリートの接触による支圧力・円孔に充填されたコンクリートの二面せん断力・鋼板とコンクリート界面の付着力（自然付着による接着力、接着力が破壊された後に働く滑動に対する摩擦力）が作用する。TypeBnsは、バーリングコネクタの応力伝達要素の割合を明確に示すために準備したものであり、二面せん断力を除去するため、図6.3のようにバーリング加工した突起孔内に予めモルタルを詰め、その表面をエポキシ系接着剤、さらにその上面にグリースを塗布しており、支圧力と付着力が作用する。TypePはPBLであり、二面せん断力と付着力が作用する。また、本実験条件におけるずれ止めの破壊形式は、第5章より、TypeBはコンクリートの支圧破壊と二面せん断破壊、TypePはコンクリートの二面せん断破壊、TypeBnsはコンクリートの支圧破壊となるものを選んでいく。

本論では、Type別の試験体の荷重-ずれ変位関係より、バーリングコネクタの応力伝達要素の各抵抗力を求め、鉄筋量の影響（横補強鉄筋の拘束効果）を検討する。

（2）鉄筋量

鉄筋は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁹⁾（以下、RC規準）にある床スラブの配筋を考慮し、異形棒鋼D10の一種に限定する。また、鉄筋量は、スラブ配筋の最小鉄筋量の規準を満足するものと、満足しないものを準備し、鉄筋量が多い方をHC、少ない方をLCと呼ぶ。

コンクリートの拘束効果を期待するならば、鉄筋量が多いに越したことはないが、ずれ止めのせん断耐力とずれ変形性能の向上を図るために鉄筋数を増やす、あるいは鉄筋径を大きくするという考えは、非合理であり、あまり現実的でない。したがって、本研究で扱う鉄筋量は、一般に実設計で用いられる最小を基準とした。

（3）載荷手順

載荷法は、同一試験体に対してそれぞれ単調用と繰返し用を各1体ずつ準備する。なお、繰返し載荷の手順については、後述の6.2.4項で述べる。

ずれ止めは、繰返し載荷を受けると、単調載荷時に比べせん断耐力およびずれ変形性能が低下する可能性がある。これは、繰返しせん断力により、コンクリート内部のひび割れ幅が進展することが要因の1つであると考えられる。そこで、本研究は、鉄筋量の違いがずれ止めの繰返しずれ挙動に及ぼす影響を検討する。

第5章では、繰返し載荷による押抜きせん断試験を行い、バーリングコネクタおよびPBLが破壊に至るまでの作用せん断力と残留ずれ変位の関係を調べ、頭付きスタッドと比較考察し、降伏耐力の評価法について検討した。本論では、その評価法に従い、鉄筋量の違いが降伏耐力に及

ばす影響についても検討する。

6.2.3 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体

押抜き試験体の形状寸法を図 6.4 に示す。H 形鋼は、H-250x250x9x14(SS400)を使用する。また、コンクリートと接触する H 形鋼フランジ面には、付着力を除去するためにグリースを塗布している。コンクリートブロックの幅と高さはそれぞれ 600mm とし、厚さは 150mm である。また、コンクリートは、呼び強度 21N/mm²、粗骨材の最大寸法 20mm を使用する。バーリングコネクタと PBL の鋼板は、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、鋼板下端部には発泡材を配置し、支圧抵抗の影響を受けない条件としている。鉄筋は、RC 規準⁶⁾にある床スラブの配筋を考慮し、異形棒鋼 D10 (SD295A) を縦横 @150mm で配置している。バーリングコネクタと PBL の鋼板および鉄筋の機械的性質を表 6.4 に示す。また、コンクリートの材料特性を表 6.5 に示す。

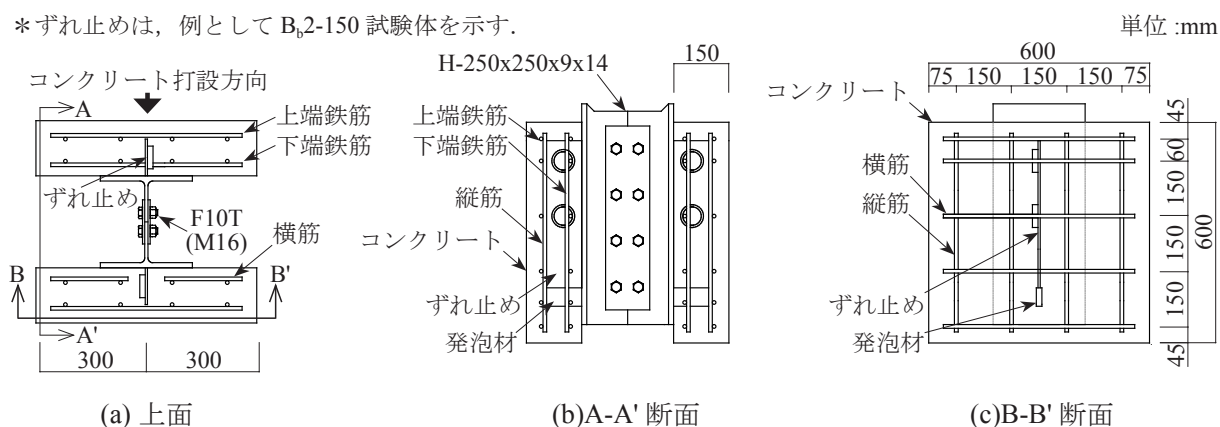


図 6.4 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした押抜き試験体の形状寸法

表 6.4 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体に用いた鋼材の機械的性質

使用材料	降伏点 σ_v (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
バーリング鋼板 PL-6 (SS400)	322	498	2.22×10^5
孔あき鋼板 PL-12 (SS400)	295	484	2.03×10^5
異形棒鋼 D10 (SD295A)	390	556	2.06×10^5

表 6.5 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体に用いたコンクリートの材料特性

使用材料	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
コンクリート	30.6	3.66	2.70×10^4

貫通鉄筋の影響を調べることを目的とした試験体一覧を表 6.6, バーリングコネクタおよび PBL の形状寸法を図 6.5 に示す. バーリングコネクタの実験変数は, 貫通鉄筋の有無, 鋼板 1 枚あたりのバーリング加工数, バーリング加工間隔および載荷手順である. なお, 貫通鉄筋を有する場合は, 試験体名の頭文字に下付きで「b」を表記している. B1-M はバーリング 1 個の試験体, B2-300-M および B2-150-M はバーリング 2 個をそれぞれ 300mm, 150mm の間隔で加工された試験体であり, いずれも単調載荷を受ける場合とし, バーリング数および間隔の影響を調べる. また, B2-150-C は, 繰返し載荷の影響を調べる. PBL の P1-M は, 鋼板 1 枚あたりに孔 1 個を設けたの試験体であり, 貫通鉄筋の影響を再確認するとともに, バーリングコネクタの B1-M と比較する. 以下に, 試験体の選定条件について述べる.

(1) ずれ止め鋼板

本研究で対象とするバーリングコネクタと PBL の形状寸法は, 第 4 章の研究成果より 1 種に限定する. バーリングコネクタの鋼板 (SS400) は, 板厚 6mm, バーリング径 50mm, バーリング突起高さ 15mm とし, PBL の鋼板 (SS400) は, 板厚 12mm, 孔径 50mm とする. バーリングコネクタと PBL の鋼板高さ (短手方向) は, コンクリートブロックの厚さと上端鉄筋のかぶり厚を考慮し, いずれも 100mm とする. 土木学会の複合構造標準示方書⁷⁾ (以下, 複合示方書) では,

表 6.6 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体一覧

試験体	鋼板厚さ t (mm)	孔径 d_p (mm)	突起高さ h_f (mm)	貫通鉄筋	個数	間隔 p (mm)	載荷手順		
B1-M1	6 (5.80)	50 (49.5)	15 (15.5)	無	1	-	単調		
B1-M2				有					
B _b 1-M1				無					
B _b 1-M2				有					
B2-300-M				2	150	無		2	300
B _b 2-300-M						有			
B2-150-M						無			
B _b 2-150-M						有			
B2-150-C	無	繰返し							
B _b 2-150-C	有								
P1-M	12 (11.7)	50 (50.1)	-	無	1	-	単調		
P _b 1-M	有								

※括弧内の数値は, 実測値を示す.

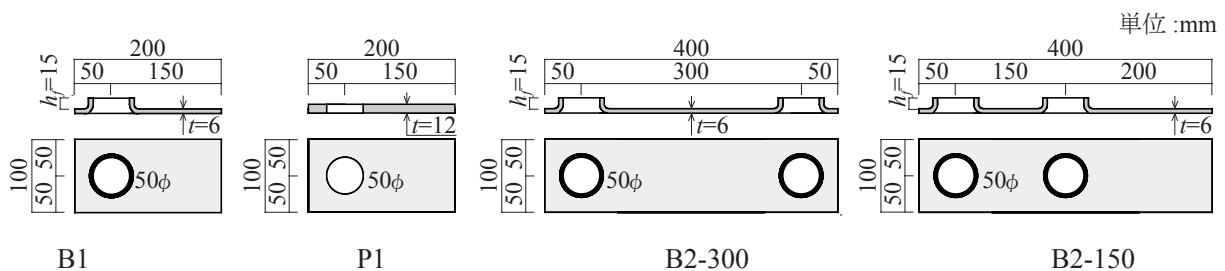


図 6.5 貫通鉄筋の拘束効果を対象としたずれ止め鋼板の形状寸法

PBLの鋼板上面からコンクリート上面までのかぶりは鋼板高さの3倍以上かつ100mm以上を推奨しているが、本実験条件のかぶりは50mm（推奨値の1/6）である。一方、鋼板の長手方向は、鋼板とコンクリート界面の付着力と摩擦力の影響を考慮するため、鋼板1枚あたりに対しバーリング孔の総面積の占める割合が同じになるように、バーリング1個の場合を200mm、バーリング2個の場合を400mmとしている。また、鋼板の表面は、黒皮のままであり、特別な処理は行っていない。なお、本実験条件の破壊形式は、バーリングコネクタはコンクリートの支圧破壊と二面せん断破壊となり、PBLはコンクリートの二面せん断破壊となるものを選んでいる。

(2) 貫通鉄筋

貫通鉄筋によるダウエル(ダボ)効果を期待するならば、鉄筋径は大きいに越したことはないが、実用性を考えると非合理であり、あまり現実的でない。また、複合示方書⁷⁾においてPBLに用いる貫通鉄筋径は13mmを標準としているが、本研究は配筋作業の効率化を図るという観点から、コンクリートブロックの配筋条件に合わせ、異形棒鋼D10の一種に限定する。図6.1に示したとおり、貫通鉄筋はバーリング孔と同じ位置にある横方向の下端鉄筋をバーリング孔内に通している。また、貫通鉄筋の高さ方向の位置は、バーリング孔内の下側に接触させている。

(3) バーリング数とバーリング加工間隔

第5章の押抜き試験では、鋼板1枚あたりのバーリング数が1個から2個になることで、バーリングコネクタ1個あたりの最大せん断耐力は1割程度低下し、3個の場合においても同様の結果が得られた。よって、バーリング数は1個と2個を選び、個数の影響を調べることにした。また、バーリング2個の加工間隔は、300mmと150mmとする。これは、バーリング間隔250mmを境に最大せん断耐力到達後の耐力劣化勾配に違いが確認されている範囲から選んだ。なお、バーリング相互間のコンクリートの破壊形式は、図6.6のように、間隔300mmは支圧破壊、間隔150mmは隣接する突起頂部を結ぶ面でのせん断破壊を呈することが確認されている。

(4) 載荷手順

繰返しせん断力を受けるバーリングコネクタは、バーリング周囲のコンクリートが軟化する影

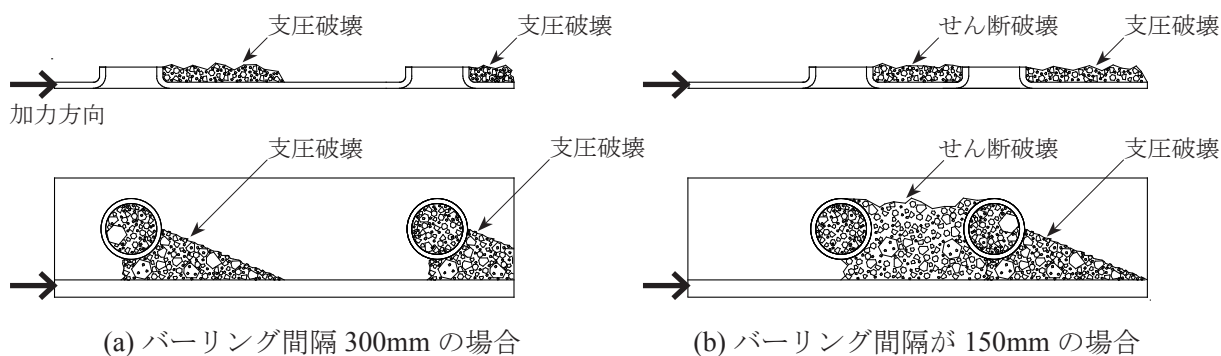


図 6.6 バーリング相互間のコンクリートの破壊形式

響を受け、横補強鉄筋（作用せん断力に対して直交方向に配置された上端鉄筋）が少なければ、最大せん断耐力は、単調荷重を受ける場合に比べ1割程度低下することがわかっている⁸⁾。本研究に用いる横補強鉄筋は、バーリング1個の場合には繰返しせん断力を受けても十分な耐力を発揮できる本数を配置している。そこで、繰返しせん断力の影響を調べる試験体は、バーリング数2個を対象とし、バーリング間隔は最大耐力発揮後の耐力低下が大きい150mmを選び、繰返しせん断力荷重の影響を調べることにした。

6.2.4 実験方法

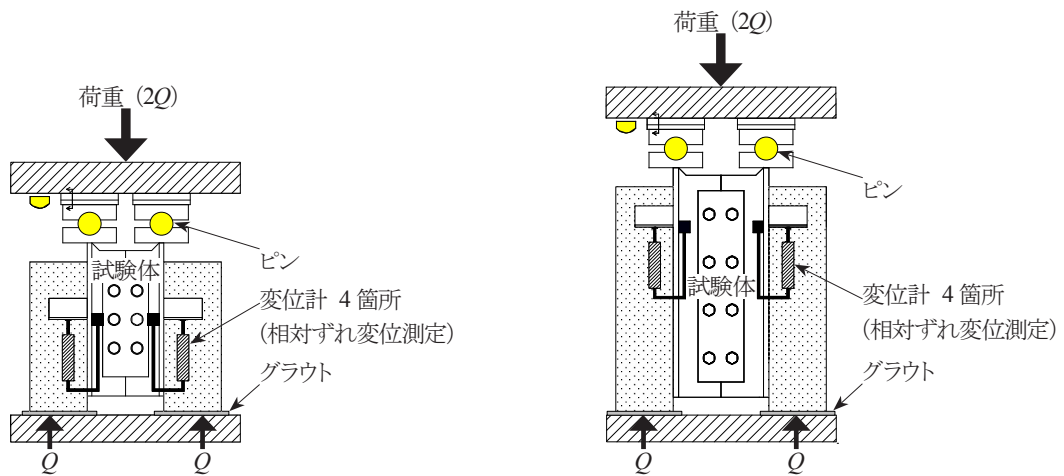
(1) 荷重方法

試験体の設置は、コンクリートブロック下部の周囲にグラウト材を敷き左右の傾きを無くし、かつ、ブロック全底面を反力板に密着させ、水平を保持できるように設置している。したがって、厳密に言えば、ブロック底面と反力板との界面には摩擦が生じることになるが、実構造物においても端部は拘束されることが予想されるため、文献4)に準ずることとした。また、H形鋼とコンクリートブロックの分離を防ぐための開き止め治具は設けていない。

荷重方法は、図6.7に示すように、押抜き試験体のH形鋼フランジ頭部にピンを介して一方方向に荷重を単調または漸増繰返し荷重し、H形鋼とコンクリートブロック間の相対ずれが25mmに達した時点で終了とする。繰返し荷重の基本的な手順は、文献4)を参考に変位制御とし、相対ずれが1.0mmまでは、0.1・0.2・0.4・0.6・0.8・1.0mmとし、それ以後5.0mmまでは0.5mm増すごとに荷重と徐荷の漸増繰返しを行い、5.0mm以降は25mmまで単調に荷重する。

(2) 計測方法

H形鋼とコンクリートブロック間の相対的なずれは、ずれ止め鋼板中央と同じ高さに設置した



(a) 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体 (b) 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体

図 6.7 荷重方法と測定方法

変位計を用いて計測する（図 6.7）。また，H 形鋼フランジ面とコンクリート界面の分離による面外変位を計測する。これらの変位計は左右ブロックの両側に設置している。コンクリートブロック背面（合成梁の床スラブでは上面に相当する）の横方向と鉄筋の材軸方向には，ずれ挙動との関係を把握するためにひずみゲージを貼付している。実験結果より，左右ブロックのずれ変位の測定値のばらつきは，いずれの試験体も 1 割に満たない僅かな差であったため，本論のずれ変位は 4 箇所での平均値で評価することとし，試験体数についても問題ないと判断した。

（3） ずれ止めの力学的特性値の定義

ずれ止めの力学的特性値は，図 6.8 のように定義し評価する。ずれ定数（初期のずれ剛性） K_s は， $Q_{max}/3$ の初期割線の傾き⁴⁾とする。また，参考に，鋼板とコンクリート界面の接着作用が消失するずれ変位 0.1mm 時の初期割線剛性 K_s' も併せて示す。

降伏せん断耐力 Q_y は，初期割線剛性（ずれ定数 K_s ）の 0.1mm オフセット値とする。これは，第 5 章の検討結果より，パーリングコネクタのずれ剛性が急激に低下する点が 0.1mm 程度にあり，かつ 0.1mm オフセットで求めた荷重が残留ずれが急変する点と良好に対応するという特性に基づいたものである。最大せん断耐力 Q_{max} は，相対ずれ 5.0mm までに示した最大荷重点とする。

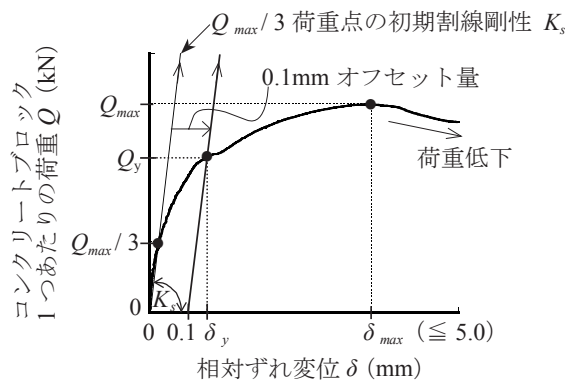


図 6.8 ずれ止めの力学的特性値の定義

§ 6.3 横補強鉄筋がずれ挙動に及ぼす拘束効果に関する考察

横補強筋の拘束効果を対象とした試験体から得られたずれ止めの力学的特性値および最終破壊形式を表 6.7 に示す。また，荷重 - ずれ変位関係を図 6.9 に示す。なお，ここで取り扱う荷重は，ずれ止め鋼板 1 枚あたりに作用したせん断力を意味する。

6.3.1 荷重 - ずれ変位関係

単調せん断力を受ける場合，最大荷重に至るまでの鋼とコンクリート間のずれ挙動は，図 6.9

表 6.7 横補強鉄筋の拘束効果を対象としたずれ止めの力学的特性

Type	試験体名	Q_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	Q_y (kN)	δ_y (mm)	Q_y/Q_{max}	${}_qK_s$ (kN/mm)	${}_\delta K_s$ (kN/mm)	ずれ止めの 最終破壊形式
B	B-LC-M	317	3.29	146	0.24	0.46	1019	1016	コンクリートの 支圧破壊と 二面せん断破壊
	B-LC-C	286	1.98	119	0.19	0.42	601	1048	
	B-HC-M	314	3.09	175	0.19	0.56	2021	1372	
	B-HC-C	319	3.00	131	0.12	0.41	640	1085	
Bns	Bns-LC-M	239	2.02	125	0.19	0.52	1240	962	コンクリートの 支圧破壊
	Bns-LC-C	219	1.48	115	0.20	0.52	1041	768	
	Bns-HC-M	256	1.99	127	0.30	0.49	647	729	
	Bns-HC-C	228	2.02	117	0.17	0.51	1645	1006	
P	P-LC-M	152	2.09	106	0.12	0.69	4515	1033	コンクリートの 二面せん断破壊
	P-LC-C	161	1.51	120	0.12	0.74	5522	1217	
	P-HC-M	153	2.04	99	0.14	0.65	2683	915	
	P-HC-C	192	3.03	130	0.16	0.67	2135	1048	

Q_{max} : 最大せん断耐力 (コンクリートブロック1つあたりの最大荷重), δ_{max} : Q_{max} 時のずれ変位,
 Q_y : 降伏耐力 (qK_s を用いた0.1mmオフセット値), δ_y : Q_y 時のずれ変位,
 ${}_qK_s$: $Q_{max}/3$ 荷重点の初期割線剛性, ${}_\delta K_s$: ずれ変位0.1mm時の初期割線剛性

より、いずれの試験体も鉄筋量が増えても変化は見られない。表 6.7 より、鉄筋量が多い試験体に対する鉄筋量が少ない試験体の最大せん断耐力および降伏耐力値の比は、それぞれ 0.93 ~ 1.00, 0.83 ~ 1.07 の範囲にあり、鉄筋量の影響は少ない。最大荷重以降は、TypeB と Bns 試験体は鉄筋量が増えることで荷重の低下勾配が抑制される効果を確認できるが、TypeP 試験体はほぼ同じずれ挙動を示す。

繰返しせん断力を受ける場合、鉄筋量が増えることで、降伏耐力は 1.08 ~ 1.10 倍の増加、最大せん断耐力は 1.04 ~ 1.20 倍の増加が見られ、最大耐力時のずれ変位は 1.40 ~ 2.00 倍となり、耐力およびずれ変形性能の向上が図れている。また、最大荷重以降のずれ挙動は、単調載荷時と同様な傾向が見られる。

以上のことから、PBL は、貫通鉄筋を有さなくても、孔あき鋼板周囲のコンクリートを鉄筋によって拘束できれば、最大荷重時までは高いずれ剛性を有し、また、それ以降においても荷重はほとんど低下することがない特性をもつ。よって、ヨーロッパの設計規準・ユーロコード⁵⁾では、「延性的なずれ止めは 6.0mm のずれ変位においても耐力を保持していること」と定義されているように、PBL も鉄筋を適切に配置すれば、スタッド同様に延性的なずれ止めに分類できる条件が存在することを確認できた。

一方、バーリングコネクタは、単調せん断力に比べ繰返しせん断力を受ける場合の方が鉄筋の増大による効果は高い。また、最大耐力後は鉄筋量の増減によって耐力劣化勾配が変化する特性をもつ。すなわち、本実験条件におけるコンクリート内部の鉄筋は、バーリング孔の二面せん断力に比べ、バーリング突起部の支圧力による伝達に与える影響の方が大きい。

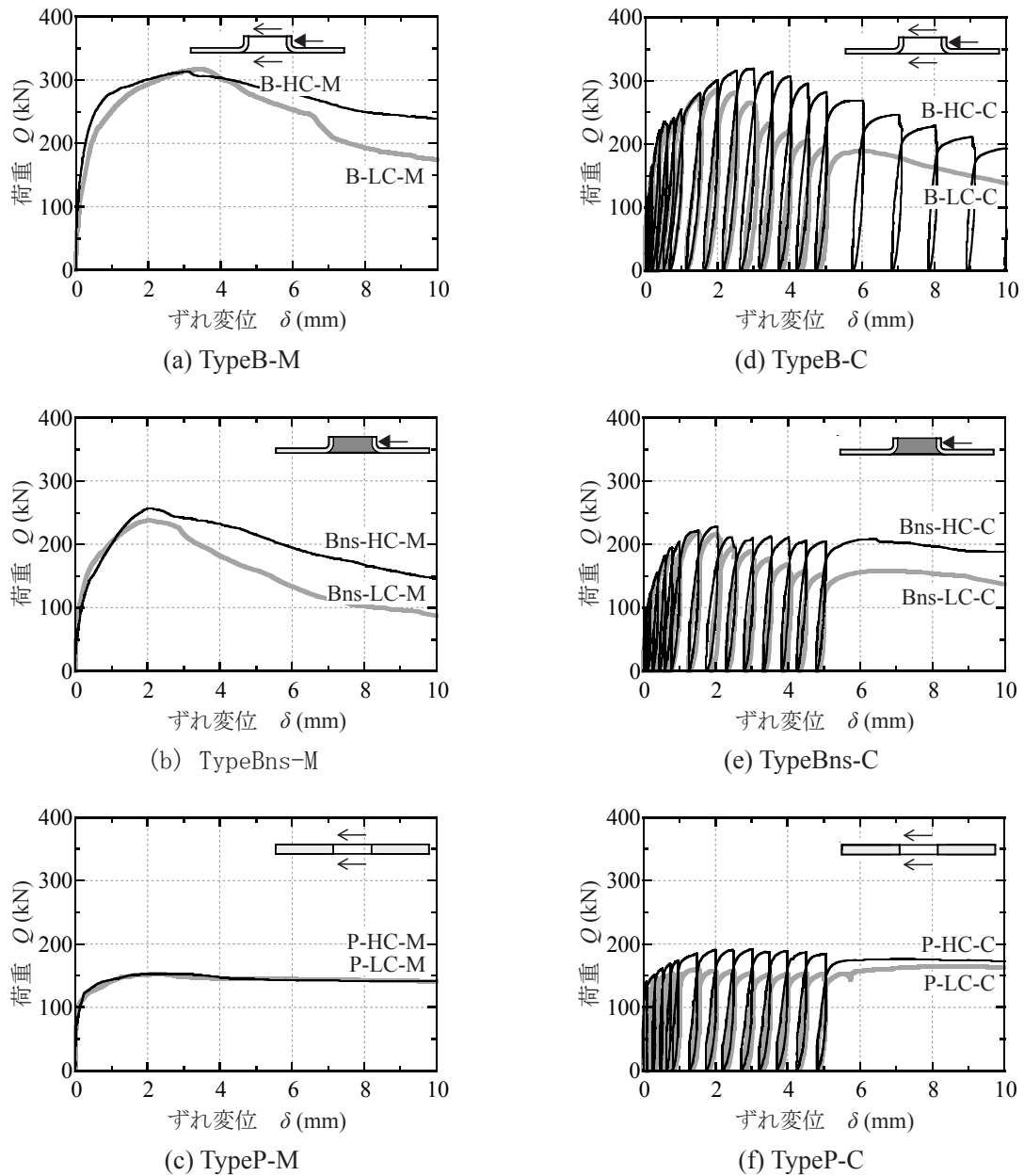


図 6.9 鉄筋量の違いを比較した荷重 - ずれ変位関係

6.3.2 コンクリートのひび割れ性状および鉄筋のひずみ性状

コンクリート内部の鉄筋がずれ止め鋼板の応力伝達に及ぼした効果を、コンクリートブロックのひび割れならびに上端鉄筋のひずみの観点から考察する。図 6.10 に最大耐力時におけるコンクリートブロック背面（合成梁の床スラブでは上面に相当する）のひび割れ状況および鉄筋のひずみ分布、また、図 6.11 に実験終了後のひび割れ状況を示す。本論では、単調載荷を受けた場合の結果より考察する。

(1) コンクリートのひび割れ性状

最大耐力時の TypeB 試験体と Bns 試験体は、バーリング突起部の支圧力による影響を受け、

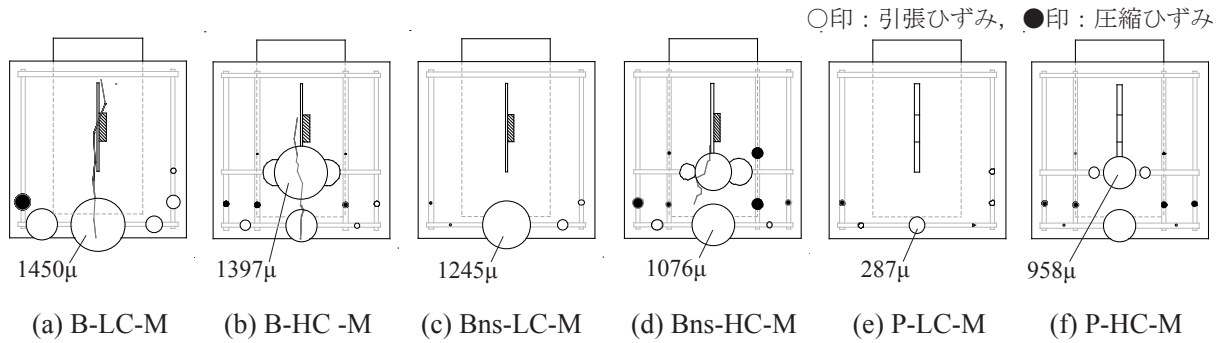


図 6.10 最大荷重時におけるコンクリート背面のひび割れ状況および上端鉄筋のひずみ分布

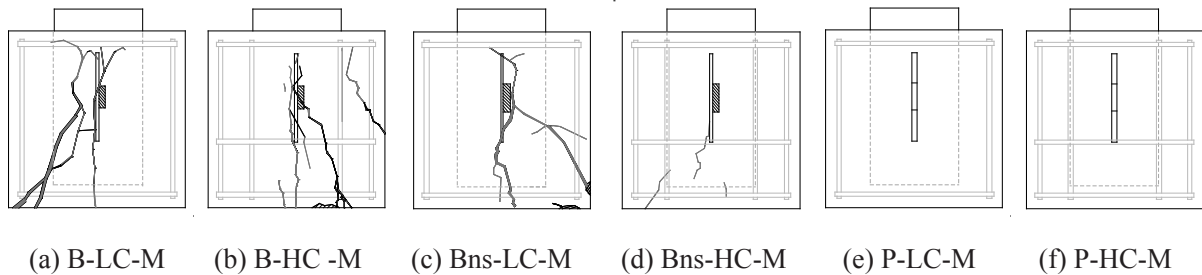


図 6.11 コンクリート背面の最終ひび割れ状況

コンクリートブロック背面中央部にはバーリング鋼板の長手方向に沿った微小なひび割れが生じていた。ただし、その最大ひび割れ幅は、いずれも 0.2mm 以下であった。最終ひび割れは、TypeB・Bns とともに鉄筋量が少ない方が顕著であった。また、H 形鋼のフランジ部を材軸方向にウェブ厚に沿って切断し、コンクリート正面のひび割れについても確認したところ、背面と同様に鉄筋量が少ない方に顕著なひび割れが認められた。

一方、TypeP 試験体のコンクリート背面には、鉄筋量に関係なく実験終了時まで目視で確認できるようなひび割れは見られなかった。よって、本実験における PBL は、コンクリート内部の鉄筋およびかぶりコンクリートによって、骨材の噛み合いによる押し広げる力に伴うひび割れを拘束できる条件であったといえる。

(2) 上端鉄筋のひずみ度分布

図 6.11 に示す上端鉄筋のひずみ分布は、ゲージ貼付位置のひずみ値を円の大きさに対応させ、白塗り (○印) を引張、黒塗り (●印) を圧縮として表している。いずれの試験体にも共通して、縦筋よりも横筋に生じたひずみの方が大きく、ひずみゲージを貼付した位置における全ての横筋には引張ひずみが生じていた。特に、横筋の中央部にひずみが集中しており、そのひずみ値は鉄筋量に関係なく TypeB・Bns・P 試験体の順に高いことがわかる。また、最大耐力時のひずみは、いずれの鉄筋も引張試験で得られた上降伏点のひずみ ($\epsilon_y=1900\mu$) に達しておらず、ほぼ弾性状態にある。

以上の結果より、ずれ止め鋼板の長手方向（作用せん断力）に対して直行方向に配置された横筋は、コンクリートの割裂ひび割れを抑制する効果が極めて高いといえ、一方、平行に並ぶ縦筋によるずれ止め鋼板の応力伝達への寄与は、横筋に比べ小さいことがわかった。

(3) 上端横補強鉄筋のひずみ挙動

次に、最大耐力時に最も大きなひずみ値を示した上端の横筋中央部のひずみ挙動について考察する。ここでは、単調荷重を受けた各試験体の横筋の荷重-ひずみ関係を図 6.12 に示す。

最大耐力 Q_{max} の 1/3 までは、ずれ止め鋼板および鉄筋量の違いに関係なく、ほとんどひずみが生じていない。この時点までのずれ変位は、いずれの試験体も 0.1mm 以下であることも確認で

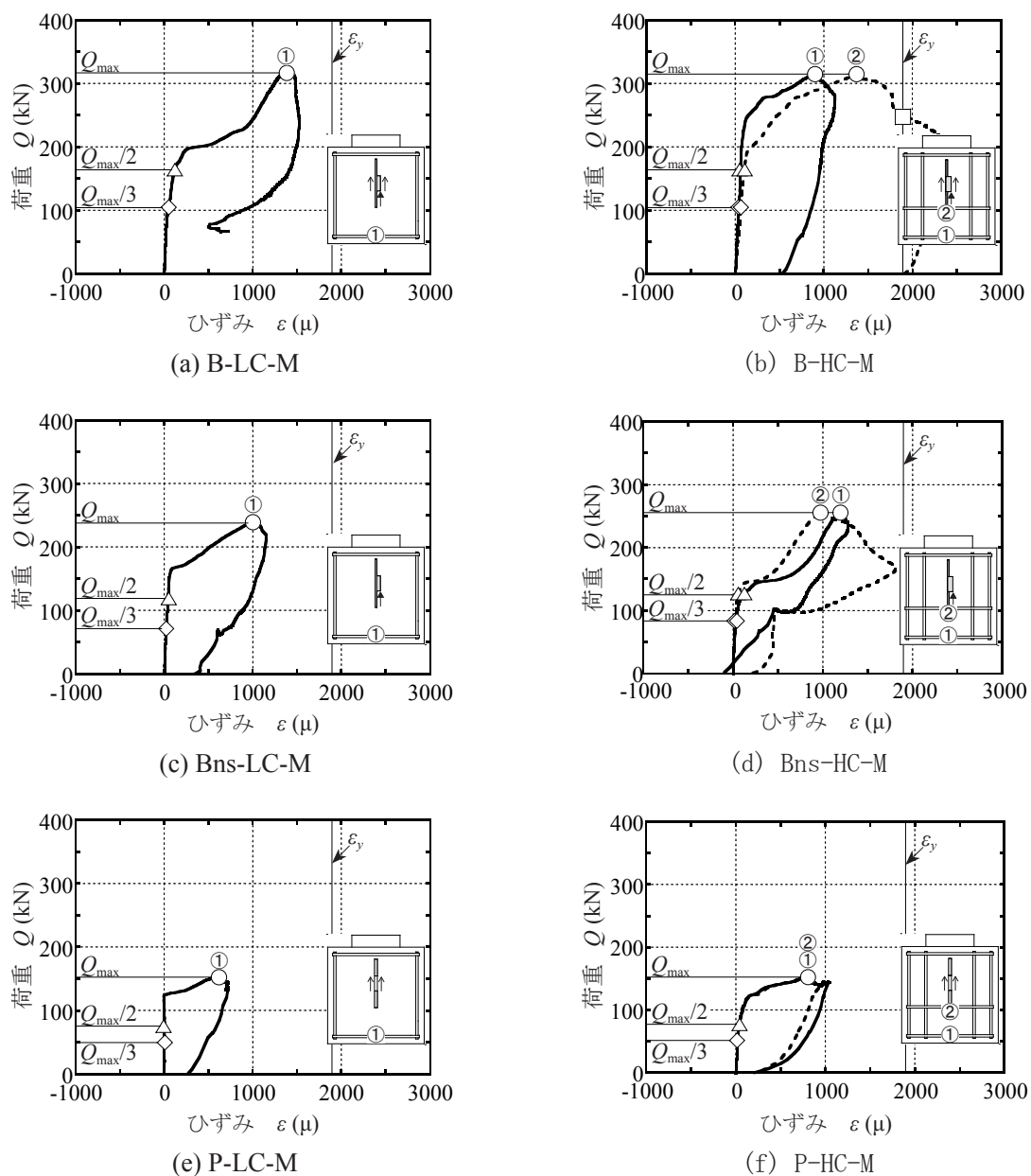


図 6.12 上端の横補強鉄筋中央部のひずみ挙動

きるため、ずれ止め鋼板の抵抗力は、コンクリート界面の接着（粘着）作用に大きく起因していたといえる。言い換えると、接着作用が消失するまで鉄筋には応力が作用しない。

最大耐力 Q_{max} の 1/2 を越えたあたりからは、いずれの試験体もひずみが増大しており、これは図 6.9 に示したずれ挙動の剛性低下に対応している。したがって、鋼板とコンクリート界面の付着は、接着（粘着）作用から摩擦作用に移行したと考えられる。

P-HC-M 試験体（PBL）の横筋①と②のひずみ挙動は、実験終了時までほとんど差が見られず、ともに弾性状態にある。一方、B-HC-M 試験体および Bns-HC-M 試験体それぞれの横筋①と②のひずみは、最大耐力 Q_{max} の 1/2 までほぼ同じ挙動を示すが、その後に変化が現れる。すなわち、これは、鉄筋のひずみに差が現れるあたりから、バーリング突起部の支圧力によりコンクリート内部にひび割れが発生したものと推測できる。

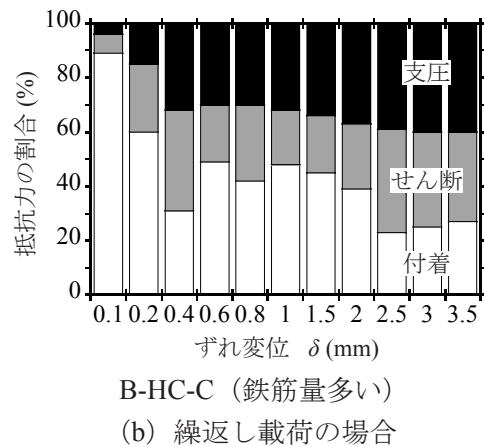
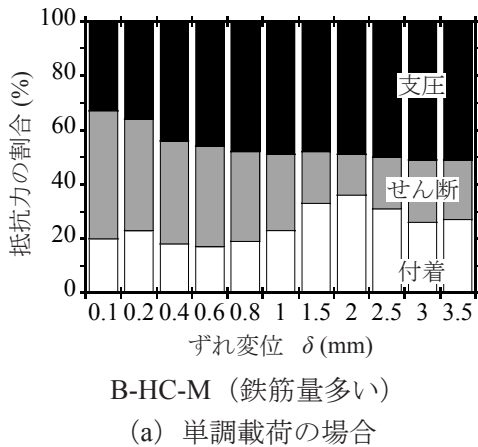
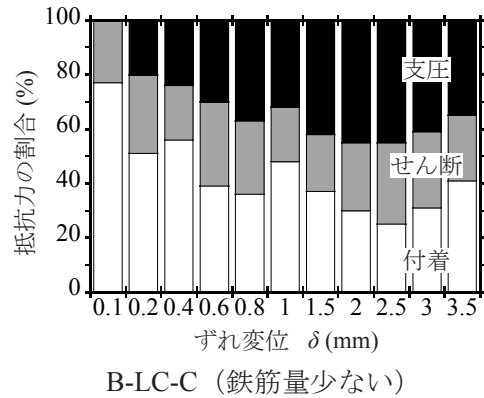
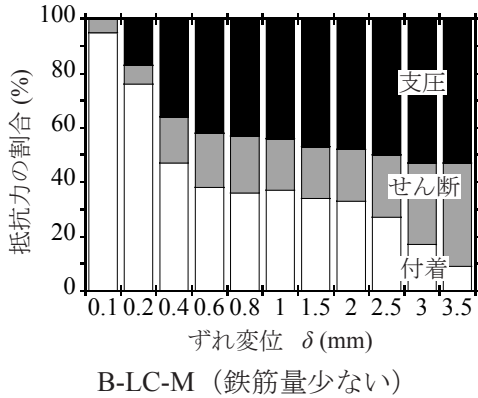
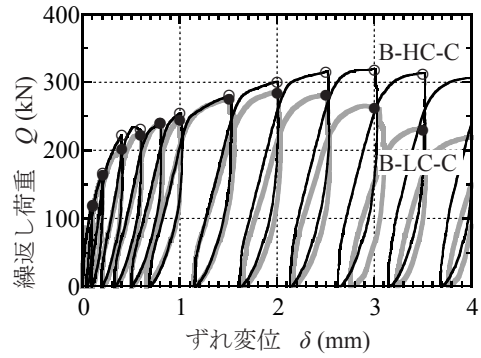
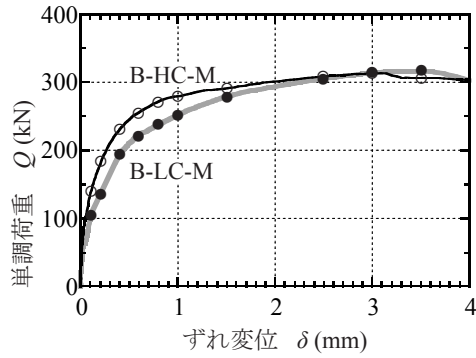
鉄筋量が少ない B-LC-M 試験体（バーリングコネクタ）の横筋①は、実験終了後まで降伏ひずみに達しておらず、最大耐力発揮後のひずみは減少する傾向が見られる。一方、鉄筋量が多い B-HC-M 試験体の横筋①は同様の挙動を示すが、バーリングの位置に近い横筋②は、最大耐力後の $Q=247\text{kN}$ 時（図 6.12(b) の □ 印）に降伏ひずみに達しており、図 6.9 に示したずれ挙動の耐力劣化勾配が変化する点 ($\delta=8.32\text{mm}$) に対応している。また、その後も引張ひずみが増大していることから、バーリング突起部による支圧応力は、鉄筋によりうまく分散されたため、鉄筋量が少ない B-LC-M 試験体よりもずれ変形性能に優れていたものと説明できる。

以上のことから、本実験条件における鉄筋は、最大耐力発揮時までの鋼とコンクリート間のずれ挙動に与える影響は少なく、その後の耐力低下の劣化勾配を抑制するための効果の方が大きいといえる。

6.3.3 各伝達要素の抵抗力の割合

鉄筋がバーリング鋼板の応力伝達要素（支圧力・二面せん断力・付着力）の割合に及ぼした影響について考察する。その割合の求め方は、第 5 章に従い、図 6.9 に示した TypeB・Bns・P 試験体の各荷重 - ずれ変位関係より、TypeB 試験体のずれ変位に対応する TypeBns・P 試験体の荷重をそれぞれを足し引きして評価し、支圧力 (=B-P)、せん断力 (=B-Bns)、付着力 (=Bns+P-B) を求める。この方法により求めた各伝達要素の抵抗力に対応したバーリングコネクタの応力伝達の推移を図 6.13 に示す。

図 6.13 より、支圧力の割合は鉄筋量に関係なく、ずれ変位が大きくなるにつれて増加し、最大耐力あたり ($\delta \doteq 0.3\text{mm}$) はほぼ一定の割合を維持している。また、最大耐力前後の支圧力は、全体の約 40～50% を占めており、その割合は、繰返し載荷時に比べ単調載荷時の方がやや大きい傾向が見られる。また、最大耐力時において単調せん断力を受けた支圧抵抗の割合は、第 5 章の結果と同程度であった。



(a) 単調荷重の場合

(b) 繰返し荷重の場合

図 6.13 バーリングシアコネクタの抵抗力の推移

せん断力と付着力の割合は、一方が大きくなるともう一方は小さくなる関係にあり、支圧力の推移に比べ若干変動が大きい。図 6.13 のずれ変位 0.1mm より、B-HC-M 試験体を除くその他の付着力は、全体の 70% 以上を占めているのに対し、B-HC-M 試験体の付着力は全体の 20% 程度であることから、自然付着による接着作用は、ばらつきが大きいことが示唆される。ただし、ずれ変位 0.1mm 時のせん断力は、B-LC-M 試験体を上回っており、接着作用による付着力が期待できない場合には、バーリング突起の支圧作用が初期の段階から有効に機能するといえる。一方で、ずれ変位 0.1mm 時以降の付着力は、接着（粘着）作用から摩擦作用に移行する段階にある。摩擦作用に移行した後において、鉄筋量が少ない試験体の付着力は、ずれ変位が進行すると減少す

る傾向が確認できる。これは、孔周辺の骨材の噛み合い機構に起因するコンクリート内の鉄筋による接触圧が摩擦力に影響を及ぼしていたと推測できるが、最大せん断耐力に及ぼす影響は極めて小さい。

§ 6.4 貫通鉄筋がずれ挙動に及ぼす拘束効果に関する考察

貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体から得られたずれ止めの力学的特性値を表 6.8 に示す。また、荷重 Q - ずれ変位 δ 関係を図 6.14 に示す。なお、ここで取り扱う荷重は、コンクリートブロック 1 つあたりに作用したせん断力を意味する。

6.4.1 荷重 - ずれ変位関係

(1) バーリングシアコネクタと孔あき鋼板ジベルの比較

単調載荷を受けるバーリングコネクタおよび PBL の貫通鉄筋の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係を図 6.14(a), (b) にそれぞれ示す。

図 6.14(a) より、バーリングコネクタの場合、B1-M と Bb1-M のずれ挙動は、バーリング孔に鉄筋を通して、実験終了時までほとんど有意差は見られない。表 6.8 より、貫通鉄筋のある Bb1 に対する貫通鉄筋のない B1 の初期剛性 K_s は約 0.92 ~ 1.47 倍の範囲にある。また、貫通鉄筋を有することで、最大耐力は約 1.03 ~ 1.09 倍の範囲にあることから、貫通鉄筋がバーリングコネクタ（単数）の初期剛性と耐力に及ぼす影響は少ないといえる。また、貫通鉄筋の有無に関

表 6.8 貫通鉄筋の拘束効果を対象としたずれ止めの力学的特性

試験体	Q_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	Q_y (kN)	δ_y (mm)	Q_y/Q_{max}	${}_qK_s$ (kN/mm)	${}_\delta K_s$ (kN/mm)
B1-M1	320	6.91	170	0.36	0.53	644	755
B1-M2	314	3.53	177	0.35	0.56	690	798
B _b 1-M1	341	5.20	166	0.25	0.49	1050	1110
B _b 1-M2	324	7.63	108	0.18	0.33	617	738
B2-300-M	547	3.86	310	0.25	0.57	1976	1940
B _b 2-300-M	583	10.2	302	0.28	0.52	1678	1760
B2-150-M	577	3.14	302	0.33	0.52	1275	1480
B _b 2-150-M	593	4.16	306	0.31	0.52	1472	1690
B2-150-C	547	2.51	261	0.24	0.48	1835	1840
B _b 2-150-C	577	2.51	293	0.30	0.51	1522	1780
P1-M	155	1.56	103	0.15	0.66	1820	873
P _b 1-M	191	19.6	126	0.20	0.66	1199	973

Q_{max} : 最大せん断耐力 (コンクリートブロック1つあたりの最大荷重), δ_{max} : Q_{max} 時のずれ変位,
 Q_y : 降伏耐力 (${}_qK_s$ を用いた0.1mmオフセット値), δ_y : Q_y 時のずれ変位,
 ${}_qK_s$: $Q_{max}/3$ 荷重点の初期割線剛性, ${}_\delta K_s$: ずれ変位0.1mm時の初期割線剛性

係なく、最大耐力時のずれ変位は同程度であり、かつ、ずれ変位 10mm 時の荷重は最大耐力の 90%以上を保持していることから、バーリング周囲の横方向鉄筋と H 形鋼フランジによってコンクリートの拘束効果が十分に発揮されていたと考えられる。

一方、PBL は、図 6.14(b) より、貫通鉄筋を有することで、耐力およびずれ変形性能の向上が図れていることがわかる。貫通鉄筋のない P1-M は、ずれ変位 1.11mm で最大耐力に到達し、その後、緩やかに耐力が低下するのに対し、貫通鉄筋のある Pb1-M は、ずれ変位 1.11mm まで P1-M とほぼ変わらないずれ挙動を示すが、その後も耐力は増加し、ずれ変位 19.6mm 時に最大耐力を発揮した。また、PBL は貫通鉄筋を有することで、最大耐力は 1.23 倍の増加が確認できる。よって、本実験条件においても、貫通鉄筋を有する PBL は、孔部分のコンクリートのせん断破壊面における骨材の噛み合い作用に起因する押し広げ力¹⁾に貫通鉄筋が抵抗することでずれ変形能力の向上が図れ、さらに、貫通鉄筋のダウエル（ダボ）効果による抵抗力が発揮されたものと考えられる。また、貫通鉄筋を PBL の孔中央部ではなく孔内面に接触させて配置しても、ずれ止め特性上問題ないことを確認できた。

(2) バーリング数とバーリング加工間隔の影響

単調荷重を受けるバーリング数 2 個の場合、貫通鉄筋を有することで、バーリングコネクタ

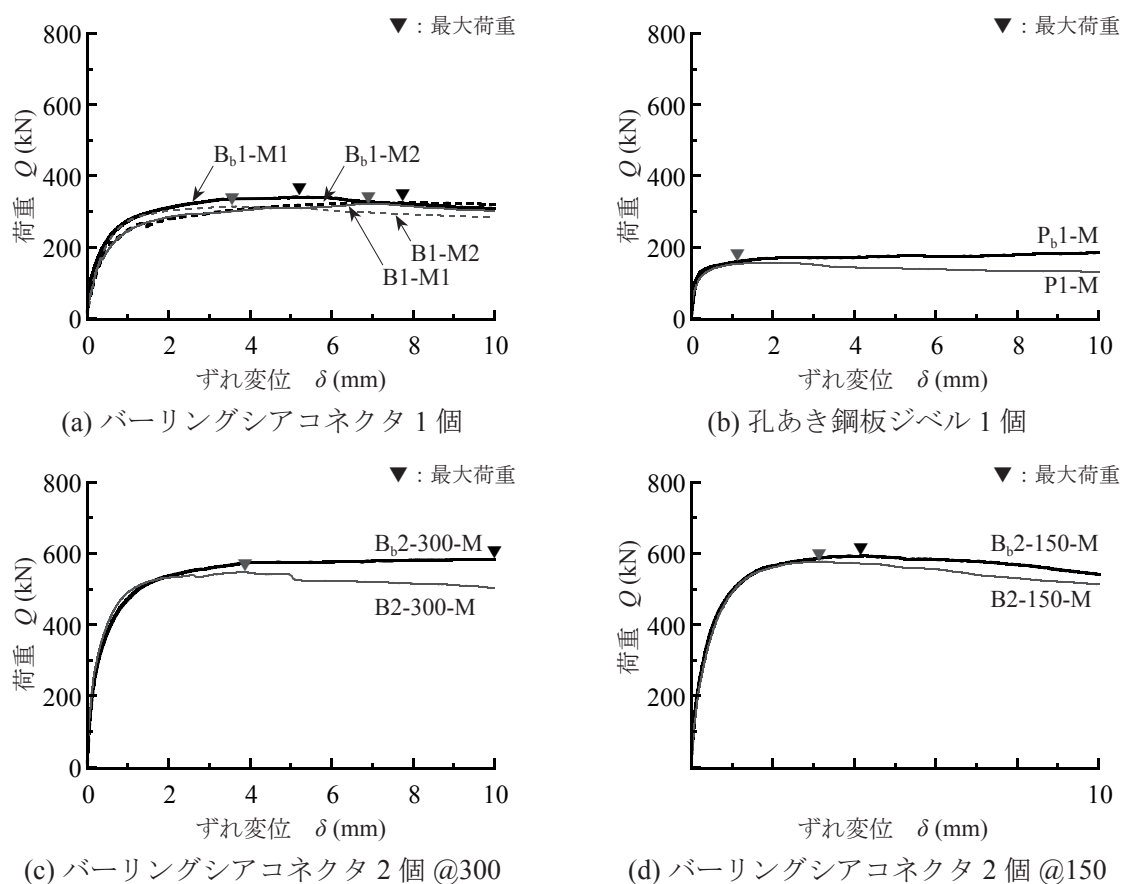


図 6.14 貫通鉄筋の有無を比較した単調荷重 - ずれ変位関係

の最大耐力は、バーリング間隔 300mm は約 1.06 倍、間隔 150mm は約 1.03 倍の増加が見られ、バーリング 1 個の場合と同程度である。最大耐力時のずれ変位は、バーリング間隔 300mm は 2.64 倍、間隔 150mm は 1.32 倍の増加が確認できる。また、図 6.14(c), (d) より、最大耐力発揮後は貫通鉄筋がある方が耐力劣化勾配が小さくなり、ずれ変位 10mm 時の荷重は、バーリング間隔 300mm の場合は貫通鉄筋の有無に関係なく、間隔 150mm の場合は貫通鉄筋を有することで、最大耐力の 90%以上を保持できており、これはバーリング 1 個の場合と同様の特性が認められる。

以上のことから、貫通鉄筋 D10 がバーリングコネクタ 1 個あたりの最大耐力に寄与する割合は、バーリング数に関係なく、1 割未満と小さいことがわかった。むしろ複数のバーリングを用いる場合の貫通鉄筋 D10 は、耐力よりもずれ変形性能の改善に寄与する効果の方が高いといえる。

(3) 繰返し载荷の影響

繰返し载荷を受けるバーリングコネクタの貫通鉄筋の有無を比較した荷重 - ずれ変位関係を図 6.15(a), (b) に示す。貫通鉄筋のある B_b2-150-C と貫通鉄筋のない B2-150-C のずれ挙動は、ずれ変位 0.6mm 程度までは有意差が見られないが、その後は、貫通鉄筋がある場合の方が貫通鉄筋のない場合に比べて、同じずれ変位時の耐力は高い。また、貫通鉄筋を有することで、最大耐力は 1.05 倍の増加が見られ、これは、単調载荷を受ける場合と同程度であることから、繰返しせん断力を受ける場合においても貫通鉄筋が耐力に寄与する効果は同程度であったことがわかる。一方、貫通鉄筋のない繰返し载荷を受けた B2-150-C の最大耐力は、単調载荷を受けた B2-150-M に比べ 5.2% 程度の耐力低下が見られる。これは、繰返しせん断力が作用することでバーリング周囲の内部ひび割れによりコンクリートの軟化が進展することが耐力低下の要因と考えられるが、バーリング孔内に貫通鉄筋を配置した B_b2-150-M の最大耐力は B2-150-M と同程度となる。しかし、B_b2-150-C の最大耐力発揮時のずれ変位は、B2-150-C と同程度であり、単調载荷を受ける場合に比べ早期に最大耐力に到達していることから、貫通鉄筋が最大耐力に寄与した増加分は、骨材の噛み合い作用によるものでなく、ダウエル（ダボ）効果によるものと考えられる。最大耐力

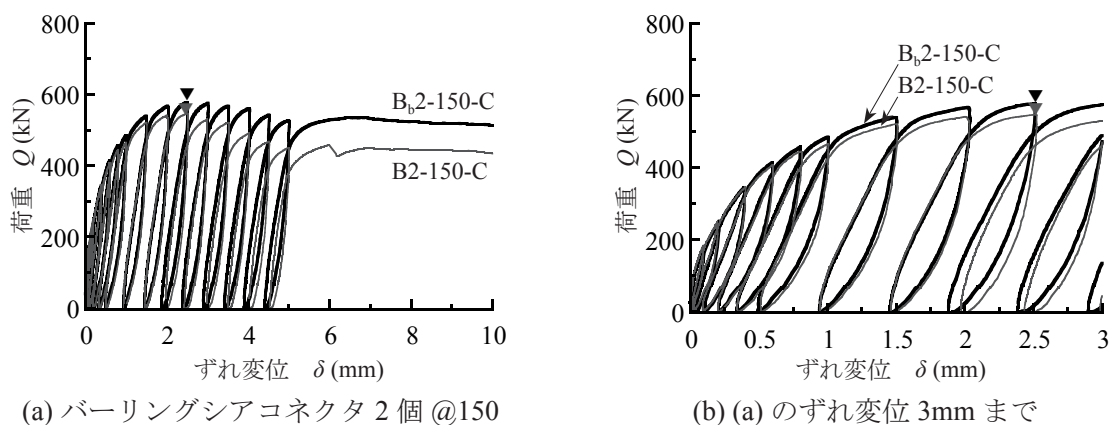


図 6.15 貫通鉄筋の有無を比較した繰返し荷重 - ずれ変位関係

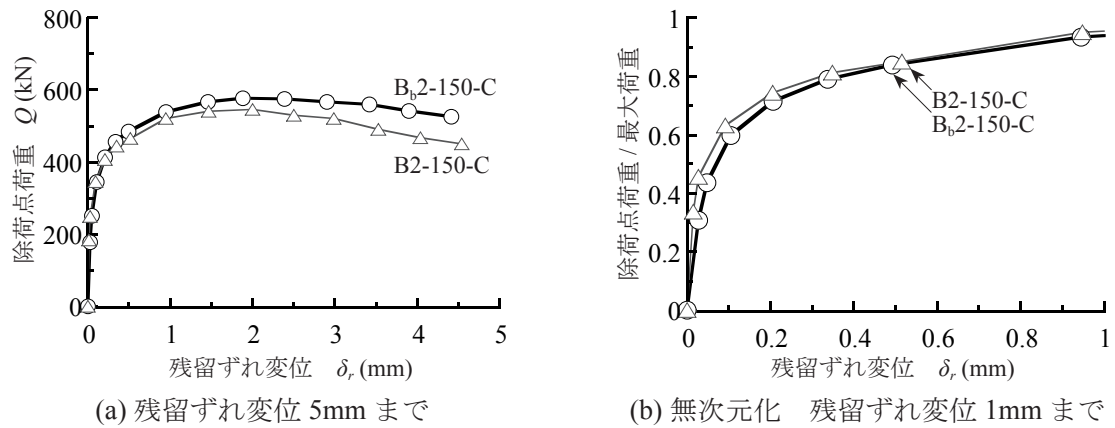


図 6.16 貫通鉄筋の有無を比較した除荷点荷重 - 残留ずれ変位関係

到達後においては、いずれの試験体もずれ変位の増加に伴い耐力が緩やかに低下していく挙動が見られるが、貫通鉄筋がある場合の方が、高い耐力を保持していることが確認できる。

次に、各サイクルの徐荷点荷重と徐荷後の残留ずれ変位の関係を図 6.16(a) に示す。B_b2-150-C と B2-150-C のせん断耐力は、残留ずれ変位 3.0mm までの差は 1 割以下であり、3.0mm 以降の残留ずれ変位で有意差が見られる。

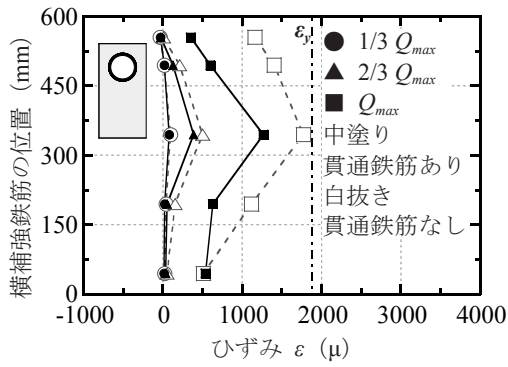
ところで、土木学会の複合示方書⁷⁾では、PBL の残留ずれが急激に大きくならない点として、残留ずれ変位 0.1mm 程度を基準値とし、この場合の徐荷前のせん断耐力を最大せん断耐力の 33% としており、これを使用性の照査に用いるものとしている。そこで、図 6.16(a) の縦軸を各試験体の最大荷重で除したものを図 6.16(b) に示す。本実験で得られたバーリングコネクタの残留ずれ変位 0.1mm 時の荷重は、貫通鉄筋の有無に関係なく、最大耐力に対して約 61% (平均) であり、バーリングコネクタの最大耐力に対する残留ずれ変位 0.1mm 程度の耐力の割合は PBL の約 2 倍程度であることから、バーリングコネクタの優位性が確認できる。

6.4.2 横補強鉄筋および貫通鉄筋のひずみ性状

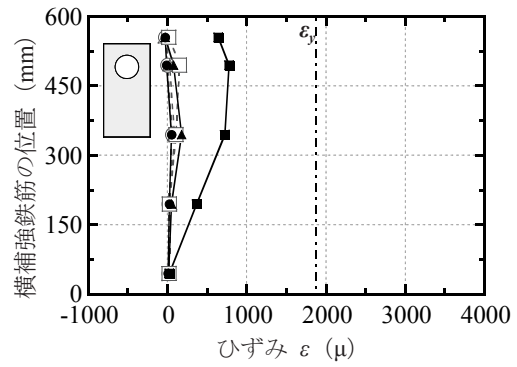
第 5 章では、コンクリート内部の上端の横補強鉄筋は、バーリング突起部の支圧作用に伴うコンクリートのひび割れ幅の進展を抑制し、バーリングコネクタの耐力およびずれ変形性能の改善に与える効果が大きいことを示した。そこで、本研究では、単調載荷を受けた試験体を比較対象とし、貫通鉄筋および上端の横補強鉄筋がバーリングコネクタの応力伝達に及ぼした影響について検討する。

(1) 横補強鉄筋のひずみ分布

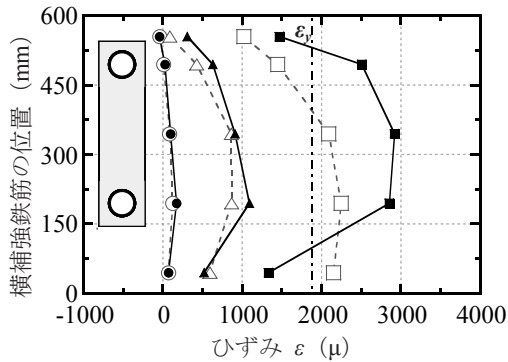
図 6.17 に、 $1/3Q_{max}$ (○印)、 $2/3Q_{max}$ (△印)、 Q_{max} (□印) 時の上端の横補強鉄筋中央部のひずみ分布を示す。図中の白抜きのプロットが貫通鉄筋なし、中塗りのプロットが貫通鉄筋ありをそれぞれ表しており、また、引張試験で得られた鉄筋の上降伏点のひずみ ϵ_y を一点鎖線で示してい



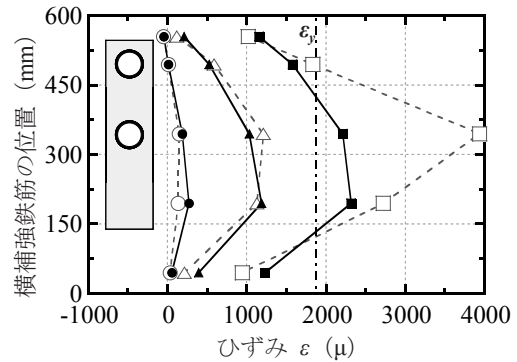
(a) バーリングシアコネクタ 1 個



(b) 孔あき鋼板ジベル 1 個



(c) バーリングシアコネクタ 2 個 @300



(d) バーリングシアコネクタ 2 個 @150

図 6.17 貫通鉄筋有無を比較した上端横補強鉄筋のひずみ分布

る。2/3 Q_{max} 時までは、いずれの比較も貫通鉄筋の有無に関係なく、同位置にある横補強同程度の引張ひずみが生じている。貫通鉄筋による有意差は Q_{max} 時に見られ、そのひずみは上から 3 番目の鉄筋が相対的に最も大きい。また、図 6.17(c), (d) より、バーリング数が 1 個から 2 個に増えることで、バーリングに近い位置の横補強鉄筋は、貫通鉄筋の有無に関係なく、いずれも降伏ひずみに達していることが確認できる。

一方、図 6.17(b) より、貫通鉄筋のない PBL の横補強鉄筋には、最大耐力時までほとんどひずみが生じていないのに対し、孔内に鉄筋を貫通させると、横補強鉄筋のひずみが増加する傾向が見られる。これは、貫通鉄筋のダウエル作用による抵抗からコンクリートを介して横補強鉄筋に伝達されているものと考えられる。

(2) 貫通鉄筋のひずみ挙動

次に、貫通鉄筋のずれ止め鋼板中央部から両側それぞれ 25mm の位置での荷重と軸ひずみおよび曲げひずみの関係の一例をそれぞれ図 6.18 に示す。縦軸の荷重は、最大荷重で徐して無次元化している。ここでは、バーリングコネクタ B₀1-M (バーリングコネクタ 1 個) を示している。また、バーリングコネクタは、突起がある側を実線、突起がない側を破線で表している。図より、貫通鉄筋には、軸ひずみと曲げひずみが生じていることが認められる。いずれのひずみも、最大荷重

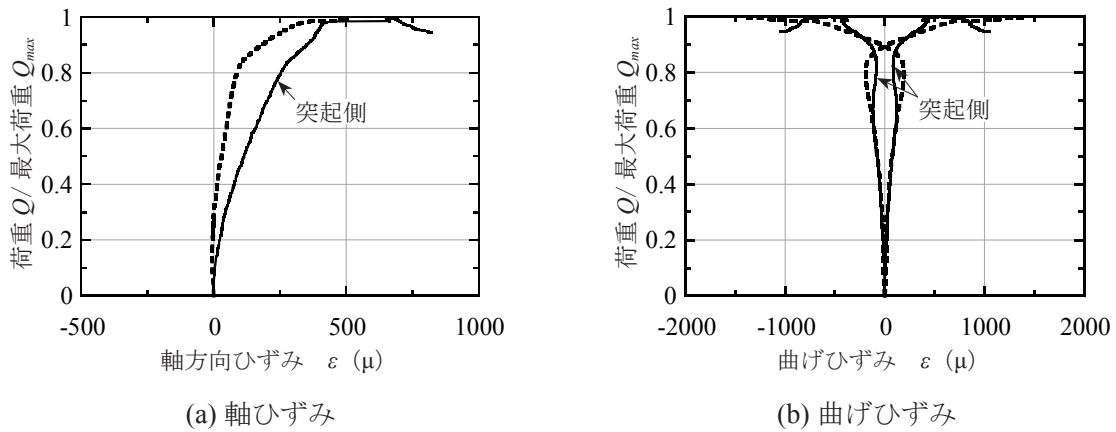


図 6.18 パーリングシアコネクタ 1 個の貫通鉄筋のひずみ挙動



写真 6.1 貫通鉄筋を有するパーリングシアコネクタの破壊状況

の 8 割あたりから急激に増加している。また、曲げひずみは、正負のひずみが反転する現象が見られることから、ダウエル作用により、貫通鉄筋には局部的な曲げ変形が生じていると推測でき、実験終了後の破壊状況からも鉄筋の曲げ変形が確認できた（写真 6.1）。最大耐力発揮時の軸ひずみは、 $300 \sim 600\mu$ 程度であり、これは鉄筋 D10 の降伏引張軸力の約 21 ～ 42% に相当する。一方で、貫通鉄筋を有する PBL の最大耐力発揮時の軸ひずみは概ね $300 \sim 500\mu$ 程度であることが報告されており¹⁾、パーリングコネクタに用いた貫通鉄筋による拘束効果も PBL と同程度であることが示唆される。

鈴木らは、鉄筋に作用する引張力が鉄筋のダウエル作用に及ぼす影響を実験的に検討しており、鉄筋に小さな引張力が生じててもダウエル耐力の低下が生じるとの報告がある⁹⁾。したがって、本実験結果においても、貫通鉄筋の軸方向には引張ひずみが生じていることから、この特性が、パー

リングコネクタの耐力増加にあまり寄与しなかった一因であると考えられる。

§ 6.5 バーリングシアコネクタのせん断耐力評価式の妥当性

バーリングコネクタの最大せん断耐力は、貫通鉄筋 D10 のダウエル作用および骨材の噛み合い作用による抵抗力は無視し、第 4 章で提案した図 6.19 の抵抗機構に基づく (6.1) 式により、PBL¹⁰⁾ のせん断強度 q_s (6.2) 式とブロックジベル⁷⁾ のせん断強度 q_c (6.3) 式の単純和で評価し、耐力式の妥当性を検証する。ただし、鋼板とコンクリート界面の摩擦力は、(6.2) 式に含まれている。

$${}_B Q_u = q_s + q_c \quad (6.1)$$

$$q_s = \alpha \cdot \pi d_p^2 / 4 \cdot \sigma_B \cdot 2 \quad (6.2)$$

ここに、 α : 実験定数 (Leonhardt¹⁰⁾ の場合: $\alpha=1.08$), d_p : バーリング径 (バーリング突起部先端の孔径), σ_B : コンクリートシリンダーの圧縮強度

$$q_c = A_p \cdot f_b \quad (6.3)$$

ここに、 A_p : バーリング突起部の投影面積 ($= (d_p + 2t) \cdot h_f$), d_p : バーリング径, h_f : 突起高さ, f_b : コンクリートの支圧強度 ($= \sigma_B \cdot \sqrt{A_c / A_p}$), σ_B : コンクリートシリンダーの圧縮強度, 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 : コンクリートの有効幅係数 (複合示方書⁷⁾ の場合: $\beta=2.0$), t_c : コンクリートブロックの厚さ

6.5.1 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした実験結果との比較

(6.1) 式による最大耐力の計算値と実験値の比較を表 6.9 に示す。なお、(6.2) 式の実験定数は 1.08¹⁰⁾, (6.3) 式のコンクリートの有効幅係数は 2.0⁷⁾ を用いている。計算値は実験値に対して 0.91 ~ 1.02 の範囲にあり、鉄筋量や載荷条件の違いに関係なく、良好に対応している。また、RC 規準⁶⁾

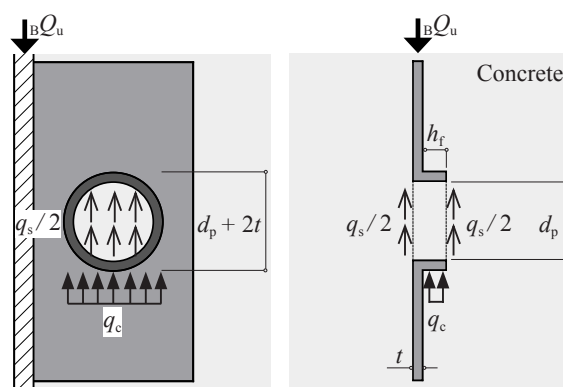


図 6.19 バーリングシアコネクタの抵抗機構

表 6.9 横補強鉄筋の拘束効果を対象とした試験体の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 / 計算値	備考
B-LC-M	317	314	1.01	鉄筋量 少
B-LC-C	286		0.91	
B-HC-M	314		1.00	鉄筋量 多
B-HC-C	319		1.02	

における床スラブの最小鉄筋量を満足していれば、繰返しせん断力を受ける場合においても、計算値は実験値を安全側に精度良く評価できる。

バーリングコネクタの抵抗力は、細分すれば支圧力・二面せん断力・摩擦力に分類できるが、鋼板 1 枚あたりに加工されるバーリング数が増えると、支圧力と二面せん断力は増加するのに対し、摩擦力は鋼板とコンクリートとが接触する表面積が小さくなり減少する。つまり、バーリング鋼板に生じる抵抗力の総和に摩擦作用が占める割合は小さくなる。また、バーリング円孔側面の二面せん断抵抗は、骨材同士が噛み合う機構が働くため、孔周辺の鋼板とコンクリート界面に微少な隙間が発生することで摩擦力が作用しない領域が生じることが懸念される。また、摩擦力は、鋼板面の状態によっても変動を受けることになるため、適切に考慮しなければならない。

以上のことから、バーリングコネクタの最大耐力は、第 4 章で提案した (6.1) 式に基づき、鋼板とコンクリートの接触面積の適用範囲を定め、摩擦力を含んだ見かけの二面せん断力と支圧力の単純和で評価することが妥当であると考えられる。

6.5.2 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした実験結果との比較

(6.1) 式による最大耐力の計算値と実験値の比較を表 6.10 に示す。なお、(6.2) 式の実験定数は 1.08^{10} 、(6.3) 式のコンクリートの有効幅係数は 2.0^7 を用いている。バーリングコネクタの計算値は実験値に対して、1 個の場合には $0.96 \sim 1.04$ の範囲にあり、貫通鉄筋の有無に関係なく、良好に評価できる。一方、2 個の場合には $0.84 \sim 0.91$ の範囲にあり、特に貫通鉄筋のない場合

表 6.10 貫通鉄筋の拘束効果を対象とした試験体の実験値と計算値の比較

試験体	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値/計算値	備考
B1-M1	320	327	0.98	
B1-M2	314		0.96	
B _b 1-M1	341		1.04	貫通鉄筋 有
B _b 1-M2	324		0.99	貫通鉄筋 有
B2-300-M	547	654	0.84	
B _b 2-300-M	583		0.89	貫通鉄筋 有
B2-150-M	577		0.88	
B _b 2-150-M	593		0.91	貫通鉄筋 有
B2-150-C	547		0.84	
B _b 2-150-C	577		0.88	貫通鉄筋 有

の方がやや過大評価となるが、これは、横方向鉄筋が降伏に至り、拘束効果が減少したことが要因である。したがって、バーリング孔内に貫通鉄筋を配置しても、バーリング突起とコンクリートの接触による支圧伝達によって生じるコンクリートのひび割れを抑制する効果は小さいといえるため、耐力低下を改善するには、上端の横補強鉄筋を密に配置するあるいは、鉄筋径を増大する方が有効であると考えられる。一方で、第5章で述べたように、バーリング数が3個であっても、1個あたりの最大せん断耐力の低下は、2個の場合と同様に1割程度であったことから、(6.1)式を適切に低減すれば特に問題とならない。

§ 6.6 結論

バーリングシアコネクタ（以下、バーリングコネクタ）および孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）のコンクリートとのずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果を検討するために押抜きせん断実験を行った。本実験で得られた知見を以下にまとめる。

横補強鉄筋の拘束効果に関して

- 1) バーリングコネクタおよびPBLの最大せん断耐力は、RC規準⁷⁾のスラブ配筋を満足していれば、繰返しせん断力が作用する場合においても、単調載荷と同等以上のせん断耐力およびずれ変形性能が期待できる。また、バーリングコネクタの最大せん断耐力の実験値は、鉄筋量に関係なく、第4章で提案した耐力評価式による計算値と良好に対応した。
- 2) バーリングコネクタおよびPBLの鋼板とコンクリート界面の接着作用が消失するまでは、鉄筋に応力はほとんど生じない。したがって、鋼板とコンクリート間のずれ変位が0.1mm程度までは、鉄筋によるコンクリートの拘束効果がずれ挙動に及ぼす影響はなく、初期のずれ剛性は、鋼板の自然付着の接着作用による影響を強く受ける。
- 3) バーリングコネクタに用いた横補強鉄筋（作用せん断力に対して直行方向に配置された上端鉄筋）は、バーリング突起部の支圧力に対するせん断耐力およびずれ変形性能の改善に与える効果が大きい。特に、繰返しせん断力が作用する場合に有効である。
- 4) PBLは、孔に貫通鉄筋を有さなくても、コンクリートの割裂ひび割れを抑制できるように鉄筋を配置すれば、最大せん断耐力まで高いずれ剛性を発揮し、さらにそれ以降も耐力は低下することなく一定の耐力を保持できる。また、それらの鉄筋は、実験終了時まで弾性状態にあった。

貫通鉄筋の拘束効果に関して

- 5) バーリングシアコネクタの孔内に配置した貫通鉄筋D10は、初期のずれ剛性には寄与しない。
- 6) 貫通鉄筋D10を有するバーリングコネクタ1個あたりの最大せん断耐力は、貫通鉄筋を有さ

ない場合に対して、個数に関係なく、約 1.03 ～ 1.09 倍の増加を示した。一方、最大せん断耐力時のずれ変位は、バーリング数が 1 個の場合は貫通鉄筋の有無に関係なく同程度であったが、バーリング数が 2 個の場合は貫通鉄筋を有することで、約 1.32 ～ 2.64 倍の増加を示し、その後のずれ変形性能の改善にも寄与する。

- 7) 孔あき鋼板ジベルの孔内に配置した貫通鉄筋 D10 は、初期のずれ剛性には寄与しないが、耐力およびずれ変形性能の改善に与える効果は大きい。
- 8) 貫通鉄筋をバーリングコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの孔中央部でなく、孔内面に接触させて配置しても、ずれ止め特性上問題ない。
- 9) 第 4 章で提案したバーリングコネクタの最大せん断耐力評価式による計算値は、実験値に対して、1 個場合は約 0.96 ～ 1.04 の範囲にあり、貫通鉄筋の有無に関係なく良好に評価できる。一方、2 個の場合は約 0.84 ～ 0.91 の範囲にあり、やや過大評価となる。これはバーリングが複数個になると、貫通鉄筋の有無に関わらず上端の横補強筋の一部が降伏に至っており、鉄筋によるコンクリートの拘束効果が低下したことが要因である。

第 6 章の参考文献

- 1) 土木学会：複合構造レポート 10 複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦，2014.8
- 2) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，第 1 版，2011.2
- 3) 平陽兵：鋼コンクリートを一体化する孔あき鋼板ジベルの耐力評価式に関する最近の研究，コンクリート工学，Vol.42 No.3，pp.61-67，2004.3
- 4) 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，JSSC テクニカルレポート，No.35，1996.11
- 5) Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, pp.110-113, 2009.4
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，第 8 版，2010.2
- 7) 土木学会：2009 年制定 複合構造標準示方書，2009.12
- 8) 田中照久，堺純一，河野昭彦：バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルのコンクリートとのずれ挙動に及ぼす鉄筋の拘束効果に関する実験的研究，九州大学大学院人間環境学研究院紀要，第 26 号，pp.91-100，2014.7
- 9) 鈴木基行，中村泰介，堀内信，尾坂芳夫：軸方向鉄筋のダウエル作用に及ぼす引張力の影響に関する実験的研究，土木学会論文集，No.426，pp.159-166，1991.2
- 10) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund- Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987

第7章 バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁の 曲げ性状ならびにずれ止め効果

§ 7.1 序

鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブ（以下、床スラブ）から成る合成梁は、両者の一体化を図るためにずれ止めによる機械的な抵抗が不可欠となる。日本建築学会の各種合成構造設計指針・同解説（以下、合成指針）¹⁾や限界状態設計指針・同解説（以下、LSD 指針）²⁾では、ずれ止めには頭付きスタッド（以下、スタッド）を用いることが規定されている。スタッドは、曲げ剛性が低いため、初期状態から“ずれ”を伴いながら鋼とコンクリートとの間のせん断力を伝達する特性をもつ一方で、十分な塑性（ずれ）変形能力があることから、建築構造の合成梁に使用する際のスタッドのせん断耐力は、終局せん断耐力を基準としている。しかしながら、第1章でも述べたように、梁のスパン内に所用本数のスタッドを配置できないといった問題や疲労強度に影響を与えるような多数回の繰返し荷重または大きな衝撃荷重の作用する梁への適用は認められていない^{1),2)}。よって、このような荷重条件ならびに応力集中や剛性不足が起こるような箇所においては、スタッドと比べて、剛性の高い孔あき鋼板ジベル³⁾（以下、PBL）や高いせん断耐力も有するバーリングシアコネクタ⁴⁾（以下、バーリングコネクタ）を用いることが有用であると考えられる。

第4章から第6章では、建築構造の合成梁にバーリングコネクタおよびPBLの適用を目指すため、文献5), 6)に準用した押抜きせん断試験を行い、ずれ止めの力学的特性に及ぼす諸条件の影響について検討した。一方で、第3章では、超高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立梁と床スラブから成る合成梁のせん断曲げ試験（以下、曲げ試験）を行い、PBLのずれ止め効果を検証し、第2章で押抜きせん断実験により提案したせん断耐力式の妥当性を検討した。しかしながら、しかしながら、建築構造を対象とした、PBLの一般的なH形鋼梁への適用については未だ検討されておらず、土木構造物の合成桁においても、PBLの実験数^{例えば7),8),9)}はスタッドに比べて極めて少ない。また、バーリングコネクタについては、押抜きせん断実験による要素試験以外の実験は皆無である。

そこで、本章は、バーリングコネクタおよびPBLの適用可能性について検討するための基礎資料を得るために、ずれ止めの種類と個数を実験変数とした合成梁の曲げ試験を行った。本章では、各種ずれ止めの力学的特性の違いが単調荷重を受ける合成梁の弾塑性曲げ性状に及ぼす影響を考察するとともに、押抜き試験と梁の曲げ試験で得られたずれ止めの破壊状況およびせん断耐力について述べる。

§ 7.2 合成梁のせん断曲げ実験

7.2.1 実験計画

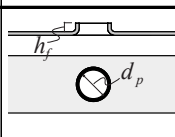
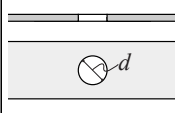
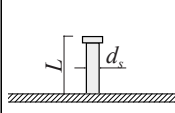
本研究は、ずれ止めの力学的特性の違いが合成梁の弾塑性性状に及ぼす影響を把握することを目的としているため、合成梁試験体は、ずれ止めのせん断耐力によって曲げ耐力が支配される不完全合成梁を対象とする。また、ずれ止めの対象は、高剛性・高耐力が期待できるバーリングコネクタおよび剛なずれ止めの代表例であるPBLとし、これに柔なずれ止めとの比較用として建築・土木分野で多用されているスタッドを加えた計3種類とする（表7.1）。以下、本研究で対象とした合成梁およびずれ止めの選定条件について述べる。

(1) 鉄骨梁と床スラブの選定

合成梁試験体の形状寸法を図7.1に示す。H形鋼梁の断面寸法は、合成指針¹⁾に記載されている実大小梁の設計例と同じH-350x175x7x11とする。また、床スラブは、幅600mm、厚さ150mmとし、デッキプレートは使用しない等厚な断面とする。梁のせん断スパン（最大モーメント点から0モーメント点）の区間 L_s は、1500mmとする。また、合成梁試験体は、両端単純支持を想定し、床スラブが圧縮となる曲げモーメントを受ける条件とする。

鉄骨梁の鋼種はSS400材、床スラブのコンクリート設計基準強度 F_c は 21N/mm^2 を想定してい

表 7.1 ずれ止めの種類

ずれ止め	形状・寸法 (単位: mm)
バーリング シアコネクタ	 鋼板厚さ t 6 バーリング径 d_p 50 突起高さ h_f 15
孔あき鋼板 ジベル	 鋼板厚さ t 12 孔径 d 50
頭付き スタッド	 軸径 d_s 22φ 呼び長さ L 100

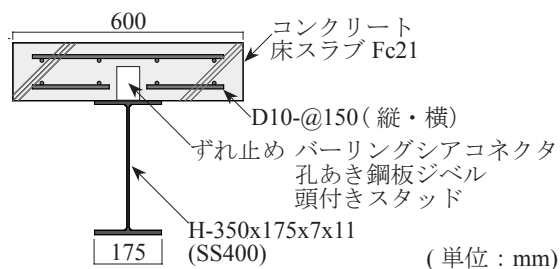


図 7.1 合成梁試験体断面の形状寸法

るが、試設計では材料の実強度⁴⁾を考慮し、鋼材の降伏点 σ_y は 270N/mm^2 、コンクリートの圧縮強度 σ_c は 27N/mm^2 を用いることとする。

(2) ずれ止めの選定

ずれ止めの設計用せん断耐力 q_s は、「ずれ止めの終局せん断耐力を基準とする方法」と「ずれ止め部分の“ずれ”に対して限界値を規定し、ずれ量が限界に達したときのずれ止めに作用するせん断力を基準とする方法」の2つの考え方がある¹⁾が、ここでは、合成指針¹⁾に従い、前者により定める。バーリングコネクタとPBLのせん断耐力については、建築構造への適用が考慮された耐力算定式は未だ確立されていないため、文献4)の押抜き試験によって得られた最大耐力値をそれぞれ用いた。また、スタッドのせん断耐力は、合成指針¹⁾に規定されているFisherら¹⁰⁾が提案した実験式より算定した。

各種ずれ止めの形状寸法を表7.1に示す。バーリングコネクタとPBLの設置された鋼板の高さおよびスタッドの高さは、床スラブの厚さと鉄筋のかぶり厚を考慮し、いずれも 100mm とする。

PBLは、鋼板厚さ 12mm 、孔径 50mm とする。なお、土木学会の複合構造標準示方書¹¹⁾において、PBLの板厚 12mm は、最小厚さの標準とされている。また、孔径の選定は、コンクリートの充填性やこれまでの実績も踏まえ、円孔内のコンクリートの支圧応力に対して十分な強度を有し、コンクリートの二面せん断破壊を起こすのに十分なものとした。バーリングコネクタは、文献4)の研究成果を考慮し、鋼板厚さ 6mm 、突起高さ 15mm とし、バーリング径はPBLの孔径と同じ 50mm を選び、バーリング突起が取り付く効果を確認する。スタッドの軸径は 22ϕ とする。スタッドの長さ L と軸径 d_s の比 L/d_s は 4.55 となり、これは、合成指針¹⁾で規定されている $L/d_s \geq 4.0$ を満たす条件である。一般に、建築分野の合成梁に用いられるスタッドの軸径は、 $16\phi \sim 19\phi$ が多いようであるが、ここでは、PBL1つあたりのせん断耐力と同程度となるよう定めた。

(3) ずれ止めの個数と配置間隔

鉄骨梁と床スラブの合成作用によって相互間に生じる全水平せん断力 Q_h は、合成指針¹⁾に従い、ずれ止めのみで負担するように設計する。合成梁試験体に用いる各種ずれ止めの所要個数は、全水平せん断力 Q_h をずれ止め1つあたりのせん断耐力 q_s で除して算定する。また、ずれ止めの配置は、梁のスパン全体にわたって一列に等間隔とする。

合成梁の終局状態における全水平せん断力 Q_h は、断面応力のつり合いによって断面全体の圧縮合力 C と引張合力 T の大きさは等しくなることから、床スラブの有効圧縮耐力 C と鉄骨梁全断面の降伏引張耐力 T のうち、小さなほうをとる。一般に、床スラブの有効幅は大きいので、 C に比べ T の方が小さくなる傾向にあり、スラブ幅 600mm とした本合成梁においても、全水平せん断力 Q_h は、 T により決定され、 1700kN となった。

不完全合成梁におけるずれ止め数 n_f の選定については、合成指針¹⁾の下限値に合わせるために、完全合成梁（合成梁断面が全塑性モーメントを発揮する）に必要な最小数 n_p の半分（合成率 n_f/n_p

表 7.2 合成梁試験体の諸元

No.	ずれ止め	試験体名	ずれ止め1つあたりのせん断耐力 q_s (kN)	水平せん断力 Q_h (kN)	合成率 r n_f / n_p	所要個数 n_r $\geq Q_h \cdot r / q_s$	間隔 p (mm) $\leq L_s / n_r$
1	バーリング	B250	289 ⁽⁴⁾	1700	1.0	6	250
2	シアコネクタ	B500			0.5	3	500
3	孔あき鋼板ジベル	P250	152 ⁽⁴⁾		0.5	6	250
4	頭付きスタッド	S250	154		0.5	6	250

n_f : 合成梁のせん断スパン(荷重点除く)に配置するずれ止め数 n_p : 完全合成梁に必要なずれ止め数

$n_p=0.50$) 程度となる条件を基準とした。

試設計により求めた結果を表 7.2 にまとめて示す。合成率を 0.5 程度としたずれ止めの配置間隔は、バーリング @500・PBL@250・スタッド @250 であり、試験体名は、それぞれ B500・P250・S250 と呼ぶ。これらの試験体は、梁のせん断スパン(最大モーメント点から 0 モーメント点)区間に配置したずれ止めのせん断耐力の総和が同程度であり、ずれ止めの力学的特性の違いを考察する。また、バーリングコネクタについては、合成率が 1.0 を下回る程度の B250 試験体 (バーリング @250) も併せて準備することとし、B500 試験体との比較より個数の影響、P250 試験体 (孔 @250) との比較より孔にバーリングが取り付け効果について検討する。

以上の条件に基づき、各種ずれ止めを用いた不完全合成梁の曲げ試験と押抜き試験を行うこととする。

7.2.2 押抜きせん断実験によるずれ止めの力学的特性

合成梁の曲げ試験による各種ずれ止めの性能を検討するに先立ち、これを模した押抜き試験を行い、ずれ止めの力学的特性および破壊状況を把握する。

(1) 実験概要

ずれ止めの実験変数を表 7.3、形状寸法を図 7.2 に示す。実験変数は、ずれ止めの種類(3 種)・数(2 種)であり、試験体数は各 1 体の計 6 体である。ずれ止め数は 1 つと 2 つをとり、2 つの配置間隔は全て 250mm とし、バーリングコネクタ (B2) と PBL (P2) は、1 枚の鋼板の長手方向 (400mm) に加工している (図 7.2)。

押抜き試験体の形状寸法は、図 7.3 に示すように H 形鋼の両フランジ面に合成梁試験体 (図 7.1) の床スラブを想定したコンクリートブロック (厚 150mm、幅 600mm) をずれ止めを介して取り付けたものであり、文献 5)、6) を準用し設計した。なお、バーリングコネクタと PBL の鋼板は H 形鋼フランジのウェブ芯上に連続隅肉溶接、スタッドはアーク溶接で取り付けている。鉄筋は D10 (SD295A) を使用し、床スラブの配筋を考慮している (縦・横 @150)。ただし、横方向の下端筋は、ずれ止め間を通していない。また、コンクリートブロックは、合成梁の打設条件に合わせるため、図 7.3 に示す方向より打ち込んでいる。

本実験は、合成梁試験体に用いるずれ止めの力学的特性を把握することを目的としていることから、コンクリートと接触するH形鋼フランジ面には付着を切るためグリースを塗布し、また、バーリング鋼板と孔あき鋼板の下端部には発泡材を配置し支圧の影響を除去している（図7.3）. 試験体に用いたコンクリートは、呼び強度 21N/mm^2 、粗骨材の最大寸法 20mm であり、材料特性を表7.4に示す. また、ずれ止めとスラブ筋の機械的性質を表7.5に示す.

荷重方法は、図7.4のようにH形鋼フランジ頭部のピンを介して荷重を単調に載荷し、鋼材と

表 7.3 押抜き試験体一覧と実験結果

No.	試験体名	ずれ止め	個数	間隔 p (mm)	最大せん断耐力 Q_{max} (kN)	Q_{max} 時のずれ変位 δ_{max} (mm)	破壊形式
1	B1	バーリング シアコネクタ	1	-	280	2.63	コンクリートの せん断破壊と支圧破壊
2	B2		2	250	486	2.40	
3	P1	孔あき鋼板ジベル	1	-	134	1.58	コンクリートの せん断破壊
4	P2		2	250	213	3.17	
5	S1	頭付きスタッド	1	-	173	7.23	コンクリートの 支圧破壊
6	S2		2	250	257	10.1	

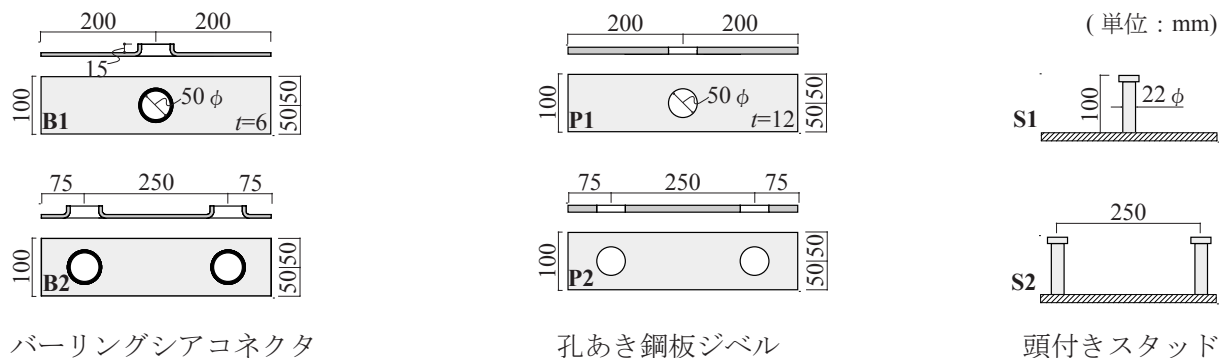


図 7.2 押抜き試験体のずれ止めの形状寸法

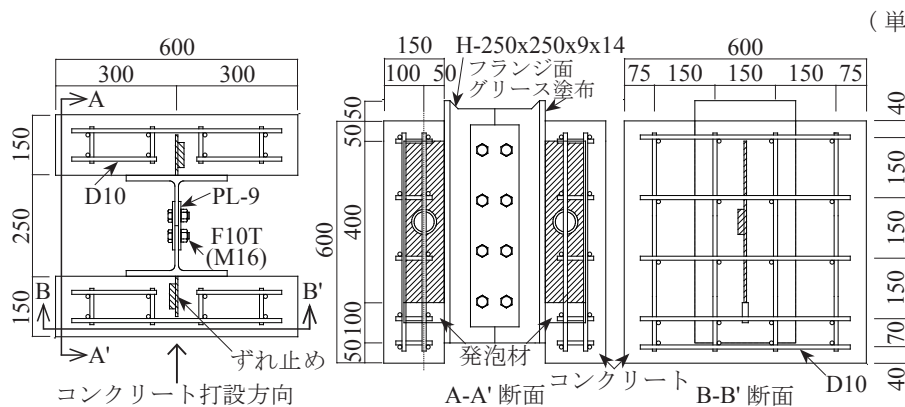


図 7.3 押抜き試験体の形状寸法

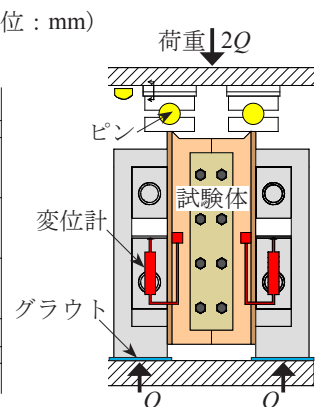


図 7.4 荷重方法

表 7.4 コンクリートの材料試験結果

種類	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
普通	30.1	3.31	2.48×10 ⁴

表 7.5 ずれ止めと鉄筋の機械的性質

種類	(mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
バーリング鋼板 (SS400)	板厚 6	287	389	2.13×10 ⁵
孔あき鋼板 (SS400)	板厚 12	277	446	2.06×10 ⁵
頭付きスタッド (SWRCH16A)	軸径 22 φ	399	461	-
異形棒鋼 (SD295A)	D10	348	490	1.95×10 ⁵

コンクリート間の相対ずれ変位が 20mm に達した時点で終了とした。なお、H 形鋼とコンクリートブロックの分離を防ぐための開き止め治具は設けていない。

H 形鋼とコンクリートブロック間のずれは、ずれ止め中央と同じ高さに設置した変位計を用いて計測する。実験結果より、左右ブロックのずれ変位の測定の違いは、1 割に満たない僅かな差であったため、本研究のずれ変位は平均値で評価する。

(2) 実験結果

各試験体の荷重 - ずれ変位関係を図 7.5、各種ずれ止めの最大せん断耐力 Q_{max} 、最大耐力時のずれ変位 δ_{max} および実験終了後の破壊状況を表 7.3 に示す。ずれ止めの破壊形式は、写真 7.1 に示すとおりで、いずれもコンクリートの破壊に起因するものであった。また、いずれの試験体も、開き止めの治具を設けていなかったが、H 形鋼とコンクリートブロックが完全に分離することはなかった。

表 7.3 より、ずれ止め 1 つを設けた試験体の最大せん断耐力を比較すると、バーリングコネクタは PBL の約 2.1 倍、スタッドの約 1.6 倍であった。

ずれ止め数が 1 つから 2 つに増えることで、バーリングコネクタ、PBL およびスタッドの最大せん断耐力は、それぞれ約 1.74 倍、1.60 倍、1.49 倍の増加が見られた。言い換えると、いずれの試験体も個数が増えることで、1 つあたりの最大せん断耐力は低下する傾向にある。また、スタッドの S1 試験体は、合成指針に従い求めた終局せん断耐力の計算値 q_c と良く対応しているが、S2 試験体は、危険側の評価となる。スタッド 1 本あたりの耐力低下要因については特定できないが、個数が増えることで、最大耐力発揮後も一定の耐力を保持しながら“ずれ”が進行していく特性が見られた。一方で、バーリングコネクタおよび PBL は、鋼板とコンクリート界面の摩擦作用による抵抗力¹²⁾を除外して評価すると、それぞれ約 1.90 倍、1.95 倍となる。第 5 章では、

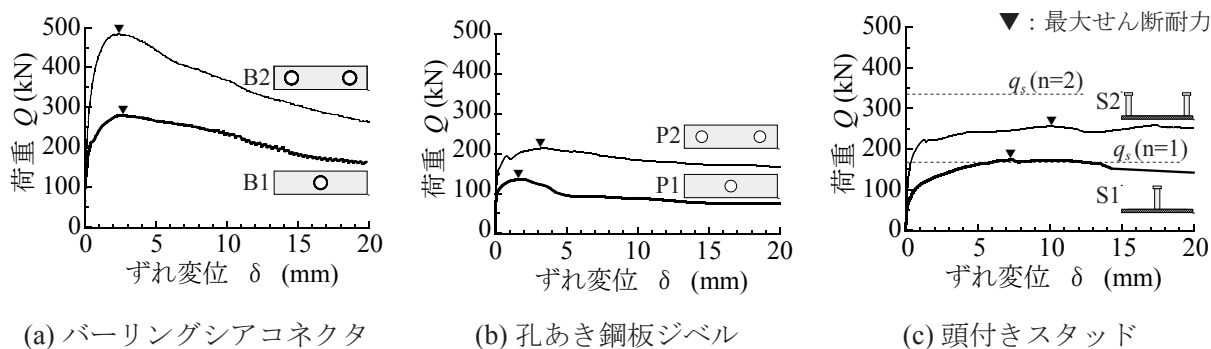


図 7.5 押抜きせん断試験の荷重 - ずれ変位関係



写真 7.1 押抜きせん断試験で観察された各種ずれ止めの破壊状況

本章と同一の押抜き試験体を対象とし、バーリングコネクタおよびPBLの応力伝達機構を分類し、支圧力・二面せん断力・摩擦力（自然付着による接着作用が消失した後に働く滑動に対する摩擦作用）の割合について述べた。また、鋼板1枚あたりに2つのバーリングが加工された間隔の影響について検討し、2つの中心間隔が100～300mmの範囲では、最大荷重時まで同様のずれ挙動を示した。したがって、本研究では、合成梁のB500試験体に対応するバーリング間隔500mmの押抜き試験体は準備していないが、加工間隔が大きくなる分には、バーリングの支圧抵抗機構に及ぼす影響はないと考えられる。

図7.5のずれ挙動より、バーリングコネクタおよびPBLは剛なずれ止め、スタッドは柔なずれ止めに分類されることが本実験結果からも確認できる。また、コンクリートの破壊に起因するずれ止めは、鉄筋によってコンクリートのひび割れを抑制できれば、鋼とコンクリートが分離するような現象は避けられるため、異種材料間の応力伝達機構を完全に失うといった事態は免れる。一方で、スタッド軸部のせん断破断によって曲げ耐力が決定する合成梁においては、急激に耐力が低下したとの実験報告があり¹³⁾、設計上注意が必要であろう。

以上の結果より、次節の合成梁試験体に用いる各種ずれ止めのせん断耐力の評価については、B2, P2, S2試験体でそれぞれ得られた最大せん断耐力 Q_{max} の半分を1つ分とみなし、また、バーリングコネクタとPBLは、第5章で示した鋼板とコンクリートの界面に生じる摩擦強度を考慮して評価することとする。

7.2.3 試験体

各種ずれ止めを用いた合成梁試験体は、7.2節で選定したものと同一条件である(図7.1,表7.1)。また、実験変数は、表7.2に示したとおりで、試験体数は計4体である。バーリングを用いた試験体は配置間隔250mmと500mmをそれぞれB250、B500と呼び、PBLはP250、スタッドはS250と呼ぶ。試験体全景の一例としてB250を図7.6に示す。

本研究は、鉄骨梁のフランジとコンクリート界面の接着(粘着)作用に起因する付着力が合成梁の曲げ挙動に及ぼす影響についても把握するため、上フランジ面には特別な処理は行っていない。また、バーリングコネクタとPBLの鋼板の両端部は、コンクリートと離れる方向に“ずれ”が生じるため、発泡材や空隙を設ける処理を行っていない。

鉄骨梁の鋼種はSS400であり、引張試験で得られた機械的性質を表7.6に示す。また、床スラブに用いるコンクリートおよび鉄筋の諸元は、押抜き試験体と同じである。使用コンクリートの材料試験結果は表7.7に示すとおりである。なお、ずれ止めおよび鉄筋は、押抜き試験体と同一の材料を用いている(表7.5)。押抜き試験および材料試験の結果を用いた各試験体の合成率 r は、括弧内のとおりで、B250(0.96)・B500(0.60)・P250(0.44)・S250(0.51)となった。

7.2.4 実験方法

載荷方法は図7.6に示すように、試験体両端を単純支持とし、2線集中荷重による等曲げ区間を有する正曲げ単調載荷(床スラブに圧縮力が作用する曲げ試験)とする。変位計は、図7.6中の矢印の位置に設置し、梁のたわみ量 δ_b 、床スラブとH形鋼上フランジ間の相対ずれ量 δ_s および浮き上がり量 δ_e を計測する。梁の回転角 θ は、荷重点のたわみ $_{L_2}\delta_b$ と $_{R_2}\delta_b$ の平均値をせん断スパン $L_s=1500\text{mm}$ で除した値で評価する(図7.8)。なお、たわみ $_{LR3}\delta_b$ と $_{LR4}\delta_b$ 間で評価した回転角も同程度の値であった。また、合成梁断面の応力状態を把握するために、床スラブのコンクリート上面、材軸方向の鉄筋およびH形鋼にひずみゲージを貼付している。

表7.6 鋼材(鉄骨梁)の機械的性質

部位 (mm)		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
H形鋼梁	フランジ厚 11	274	452	2.11×10 ⁵
	ウェブ厚 7	327	475	2.03×10 ⁵

表7.7 コンクリート(床スラブ)の材料試験結果

種類	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
普通	30.8	3.91	2.61×10 ⁴

§ 7.3 実験結果と考察

各試験体の荷重 - たわみ関係を比較したものを図 7.7 に示す. また, 試験体それぞれの荷重 - たわみ関係, 荷重 - ずれ関係および荷重 - 浮き上がり関係を図 7.8 に示す. 荷重 - たわみ関係の横軸は, 試験体中央部で計測された $c_l\delta_b$ の変位であり, 参考に回転角 θ も併せて記載している. 荷重 - ずれ関係の横軸は, 試験体の両端部で計測された鉄骨梁と床スラブとの相対的なずれ変位 $s\delta_s$ を表す. 荷重 - 浮き上がり関係の横軸は, 支点位置で計測された鉄骨梁上フランジと床スラブ界面の剥離を表す.

図 7.8 の荷重 - たわみ関係には, 合成梁と純鉄骨梁の弾性剛性 ($c_BK_b \cdot s_BK_b$), 降伏耐力 ($c_BP_y \cdot s_BP_y$) および終局耐力 ($c_BP_u \cdot s_BP_u$) の計算値を示している. なお, 合成梁の計算値は, 合成指針¹⁾ および LSD 指針²⁾ に従い求めた.

合成梁の弾性剛性計算値 c_BK_b は, 実験で得られた計測結果より, 鉄骨梁と床スラブとの“ずれ”を無視し, 床スラブの有効幅は全幅 600mm とした梁理論により求めた. バーリングコネクタおよび PBL の鉄骨梁は, 鋼板が H 形鋼上フランジのウェブ芯上に連続して隅肉溶接で取り付けて一体化されている. これらのバーリング加工および孔あき加工された断面の中立軸は, 床スラブが取り付く前においては, ウェブ中央部からそれぞれ 16mm, 20mm 程度上に位置し, 断面 2 次モーメントは, 鋼板が取り付けられない場合に比べ, 約 1.18 倍, 1.12 倍の増加が計算上認められる.

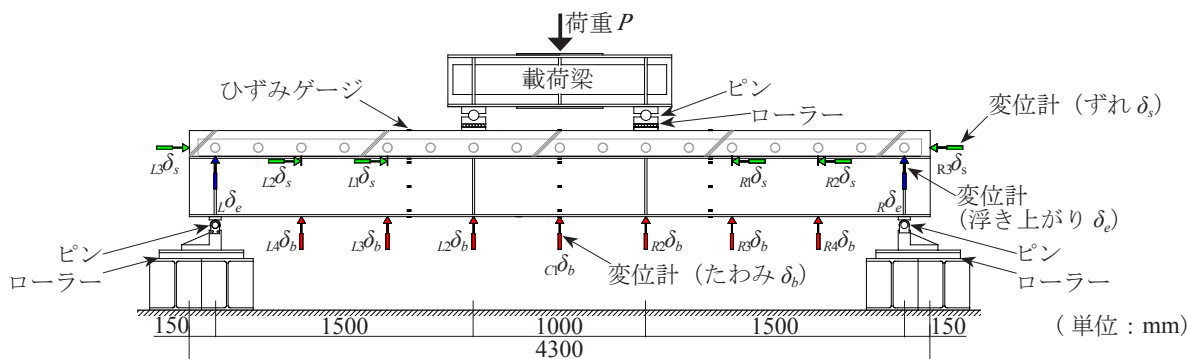


図 7.6 合成梁試験体の荷重方法と計測位置

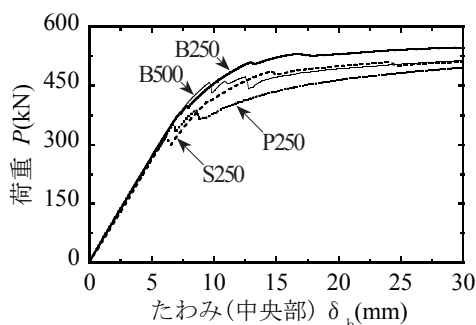


図 7.7 荷重 - たわみ関係の比較

一方で、床スラブが取り付けいた後の断面2次モーメントは、約1.07倍、1.05倍の増加となるが、実験で得られた初期の曲げ剛性は、スタッドを用いたS250試験体と同程度であることが確認されたため、図7.8に示す合成梁と純鉄骨梁の弾性剛性計算値は、ずれ止めを考慮していない。

合成梁の降伏曲げ耐力 ${}_{CB}P_y$ および終局曲げ耐力 ${}_{CB}P_u$ の計算値は、押抜き試験結果による各種ずれ止めの最大せん断耐力(表7.9の ${}_{p}Q_u$ 参照)を用いて求めた。

図7.8中の▷印は、試験体の両端部において鉄骨梁と床スラブ間の“ずれ”が急変するとともに荷重が一度低下した直前の点(以下、ずれ急変点)である。これは、荷重-ずれ関係より確認した。○印は、試験体の中央部においてH形鋼の下フランジが材料試験で得られた降伏ひずみ ${}_{y}\epsilon_y$ に達した点(以下、降伏点)である。また、□印は、床スラブのコンクリート上面が最大圧縮強度発揮時の圧縮ひずみ ϵ_{θ} に達した点(以下、圧壊点)を示している。これらは、試験体に貼付したひずみゲージで計測された値より確認した。

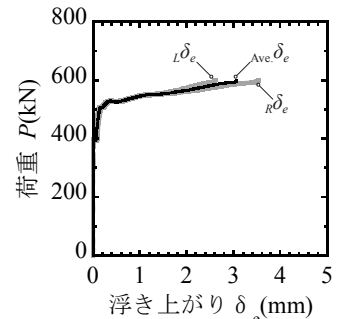
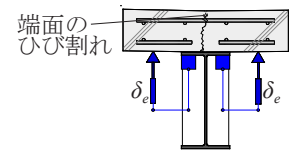
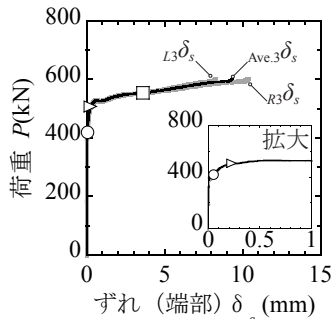
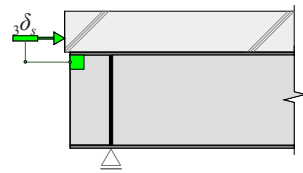
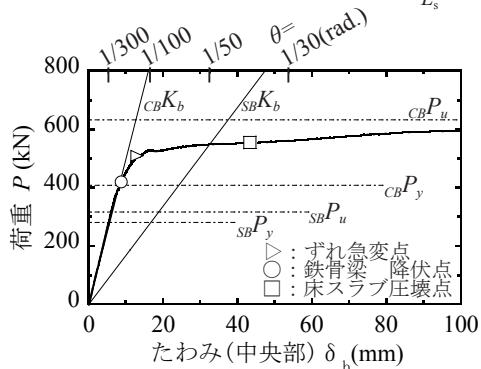
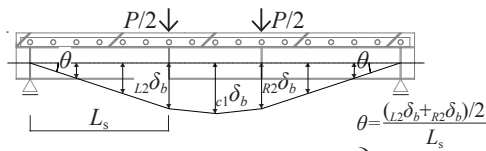
7.3.1 荷重-変形関係

図7.7より、初期の曲げ剛性は、ずれ止めの種類・数に関係なく、同等であった。また、完全合成梁として求めた弾性剛性計算値 ${}_{CB}K_b$ と実験値の初期剛性は、良好に対応している。これは、図7.8の荷重-ずれ関係より、ずれ止めの種類によらず、“ずれ”はほとんど生じていないことから、H形鋼上フランジと床スラブのセメント硬化体との間の接着作用による付着力に起因しており、その後、ずれ急変点(▷印)あるいは降伏点(○印)が現れることで、初期剛性の低下が見られた(図7.8)。また、合成梁の降伏耐力計算値は、いずれの試験体もH形鋼下フランジ(スパン中央部)の引張降伏ひずみに達した点(○印)とほぼ一致した。

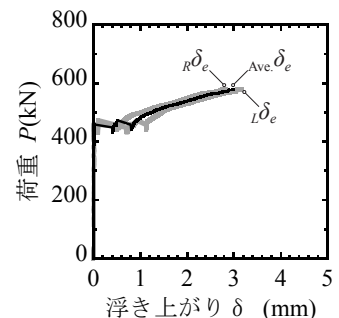
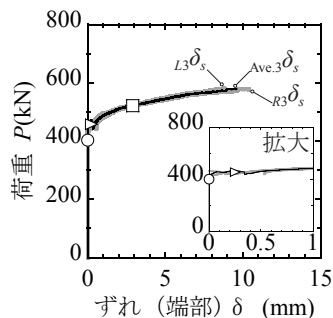
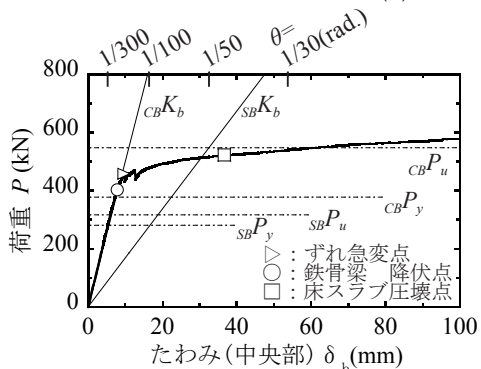
P250およびS250試験体は、たわみ量5.0mm($\theta \doteq 1/300$ rad.)を越えるあたりで、接着作用が消失(付着破壊)することで異種材料間にずれおよび浮き上がりが生じると同時に、荷重は一度低下した。すなわち、これは、鉄骨梁と床スラブ界面の付着力とずれ止めによる機械的抵抗力が同程度であったと考えられる。その後、ずれ止めの機械的抵抗が支配的となり、荷重は再び増加し、下フランジが引張降伏した。

一方、B250およびB500試験体は、バーリング数に関係なく、接着作用が消失しても挙動に変化は見られず、いずれも“ずれ”が急増する前に下フランジの降伏が認められた。よって、これは、第4章の押抜き試験結果でも述べたように、合成梁の曲げ試験においても、バーリングコネクタ(突起)は、異種材料間の接着作用消失後における剛性低下(ずれ)を抑制する効果を確認できたといえる。その後は、バーリング数が少ない順に“ずれ”が生じるとともに曲げ剛性の低下が見られた。

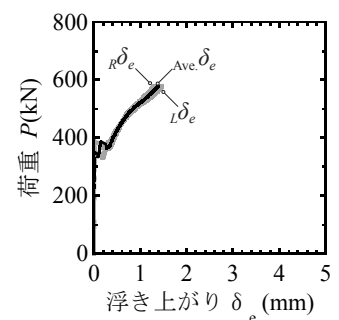
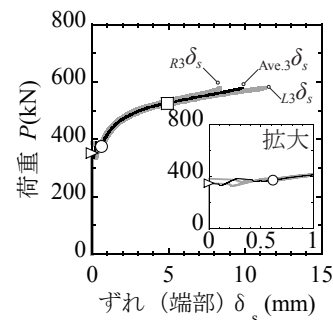
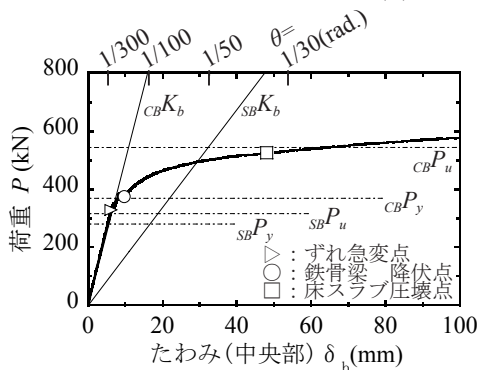
たわみ量15.0mm($\theta \doteq 1/100$ rad.)以降は、全ての試験体において、“たわみ”、“ずれ”および“浮き上がり”の増加を伴いながら荷重は緩やかに増加する傾向を示した。また、コンクリートの圧



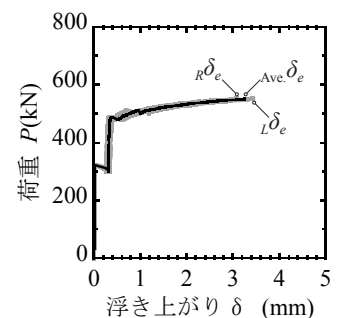
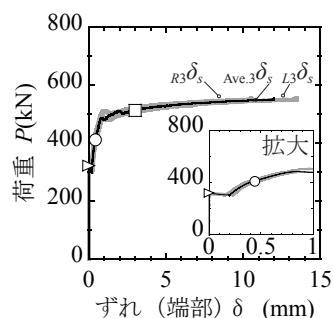
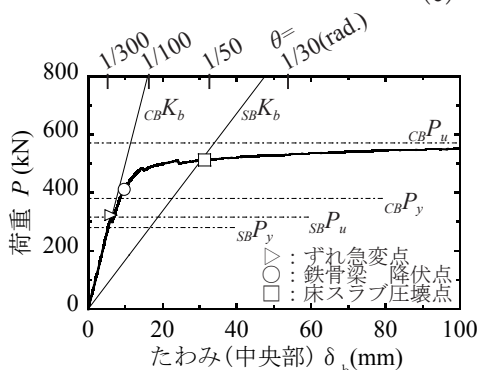
(a) バーリングシアコネクタ B250



(b) バーリングシアコネクタ B500



(c) 孔あき鋼板ジベル P250



(d) 頭付きスタッド P250

図 7.8 各試験体の荷重 - 変形関係 (左から, たわみ・ずれ・浮き上がり)

壊点（○印）は、いずれの試験体もたわみ量 30～50mm の範囲にあったが挙動に変化は見られなかった。その後、試験装置の限界であるたわみ量 120mm（大変形）まで載荷したが顕著な荷重低下は認められず、鉄骨梁の上フランジは、床スラブによって拘束され、局部座屈や横座屈現象は起こらず、下フランジおよびウェブがひずみ硬化域に入ったため、大変形時まで安定した曲げ性能を発揮した。したがって、最大耐力については確認できなかったが、B500 と P250 試験体は終局耐力計算値を上回る結果が見られた。

以上のことから、剛なずれ止めに分類されるバーリングコネクタと PBL を用いた合成梁は、軸径 22 φ のスタッドを用いたものと同様以上の曲げ性能を発揮できたといえる。また、前節の押抜き試験結果からも確認できたように、バーリングコネクタは、PBL やスタッドと比べ、高いせん断耐力を有し、さらに初期のずれ剛性も高いことから、これまで設計上困難であった荷重条件においても鋼とコンクリートの一体化すなわち合成効果が期待できるものと考えられる。

7.3.2 破壊性状

(1) 鉄骨梁と床スラブの破壊状況

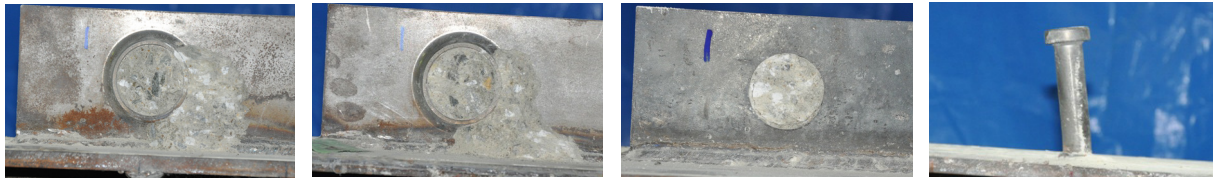
外観からわかる合成梁の損傷は、いずれの試験体も鉄骨梁の横座屈や局部座屈現象は見られず、等曲げ区間の床スラブの曲げひび割れと軽微な圧壊、端部の床スラブと鉄骨梁間の剥離および床スラブ端面中央部のひび割れであった。

土木分野において、藤井ら⁷⁾の PBL を用いた合成桁の曲げ試験では、コンクリート上面に孔あき鋼板に沿ったひび割れが生じていたとの報告がある。また、PBL は骨材の噛み合いによって孔周辺のコンクリートを押し広げる力が作用し、これが上述のひび割れを誘発すると指摘されている¹²⁾。本実験結果では、このようなひび割れは見られなかったことから、床スラブのコンクリートかぶり厚や鉄筋量は十分であったといえる。

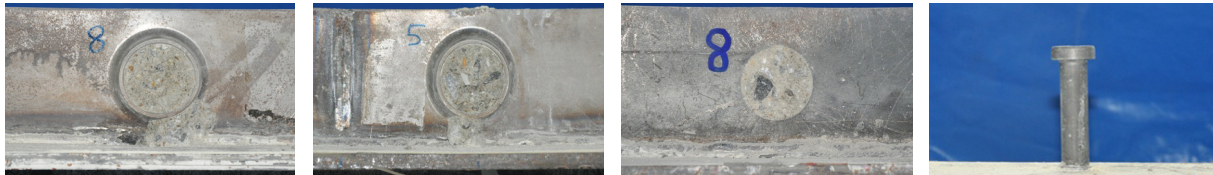
(2) ずれ止めの破壊状況

実験終了後、各試験体の床スラブを H 形鋼フランジの縁に沿って長手方向に切断し、コンクリート内部のひび割れ状況を確認した上で、残りのコンクリートをはつり、ずれ止めの破壊状況を観察した。全ての試験体において、せん断スパン区間と等曲げ区間では明確な違いが見られた。その破壊状況の一例を写真 7.2 に示す。

せん断スパン区間（載荷点直下のずれ止めも含む）に配置された各種ずれ止めの破壊は、いずれも押抜き試験で見られた破壊形式（写真 7.1）と同様であった。一方、等曲げ区間にあるバーリングと PBL は、孔内にコンクリートが詰まっている状態にあったが、骨材同士が噛みあった痕跡（粗骨材がせん断破壊した様子）は見られず、鋼板に局部座屈は生じていなかった。また、スタッドの変形も認められなかった。すなわち、床スラブと鉄骨梁の間に作用した水平せん断力に対する機械的な抵抗は、荷重点から支点の区間に配置したずれ止め数によって評価できること



せん断スパン区間（荷重点から支持点の区間）



等曲げ区間（荷重点を除く载荷区間）

(a) B250

(b) B500

(c) P250

(d) S250

写真 7.2 梁の曲げ試験で観察された各種ずれ止めの破壊状況

を示唆している。

7.3.3 ひずみ性状

(1) 合成梁断面と床スラブ上面のひずみ度分布

スパン中央部におけるコンクリート床スラブ上面および合成梁断面のひずみ度分布をそれぞれ図 7.9, 図 7.10 に示す。ひずみは, 回転角 $1/300 \cdot 1/150 \cdot 1/100 \cdot 1/50(\text{rad.})$ 時をプロットしたものである。図 7.9 より, コンクリート上面のひずみは, 最大圧縮強度時のひずみ ($\epsilon_{\theta_0} = -2033\mu$) に達する前までは, ずれ止めの種類に関係なく, スラブ幅全体にほぼ一様な圧縮ひずみが生じていることから, 図 7.10 に示すコンクリート上面および縦方向鉄筋のひずみは, それぞれ平均値で表している。

図 7.10 より, 回転角 $1/150(\text{rad.})$ までは, いずれの試験体も合成断面として概ね平面保持が成立し, その中立軸は上フランジ付近にある。また, 回転角 $1/150(\text{rad.})$ 以降は, 鉄骨梁の降伏, 異種材料間のずれ・剥離およびコンクリートの曲げひび割れによる影響を受け, 平面保持が徐々に成り立たなくなる傾向が見られるが, 回転角 $1/50(\text{rad.})$ 以上の変形を生じさせても, バーリングコネクタ (B250・B500) と PBL (P250) は, スタッド (S250) とほぼ同様のひずみ分布を有していることがわかる。よって, このことからバーリングコネクタおよび PBL は, スタッドと同様に鉄骨梁と床スラブを繋ぐずれ止めとして機能したといえる。

(2) 鉄骨梁の上フランジと床スラブの下端鉄筋のひずみ挙動

次に, 鉄骨梁の上フランジと床スラブの下端鉄筋の弾性域における荷重 - ひずみ関係を図 7.11 に示す。B250 と B500 試験体の上フランジ (F- 実線) は, いずれも荷重が約 400kN まではほと

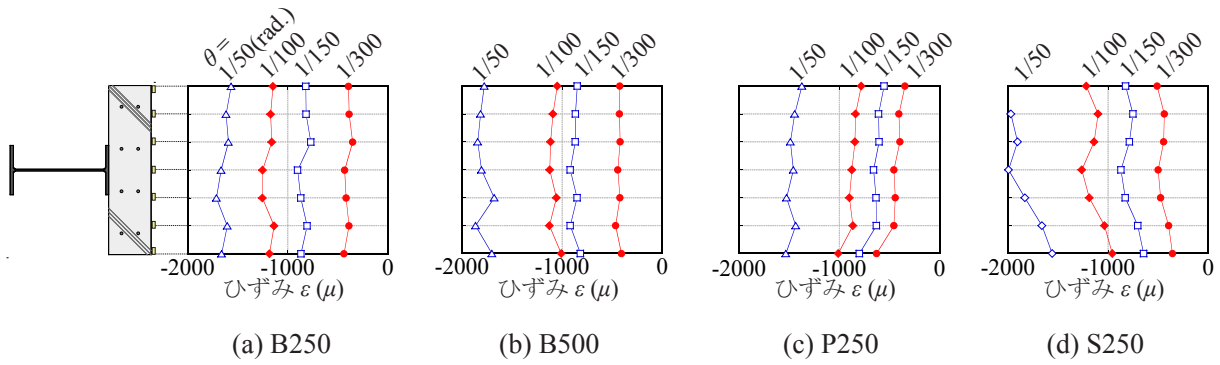


図 7.9 コンクリート床スラブ上面のひずみ分布 (スパン中央部)

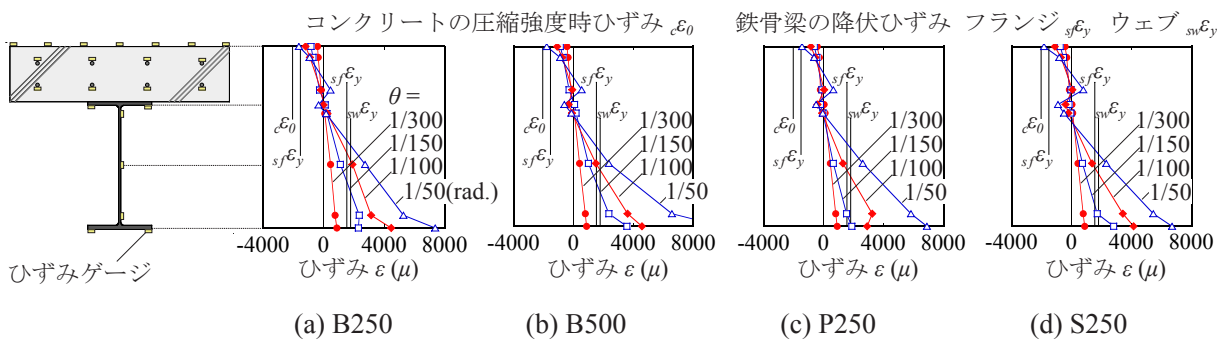


図 7.10 合成梁断面のひずみ分布 (スパン中央部)

んどひずみが生じておらず、鉄骨梁の下フランジが降伏するあたりからひずみが引張側に増加するが、その後、引張ひずみから圧縮ひずみに変化すると同時に、下端鉄筋 (B- 破線) は、圧縮ひずみから引張ひずみへと移行している。一方、P250 と S250 試験体は、いずれも荷重が約 300kN を超えたあたりで、鉄骨梁上フランジと床スラブ界面の付着破壊により荷重が一度低下し、下端鉄筋の圧縮ひずみは急激に減少するが、再び荷重の増加とともに、ひずみも最初とほぼ同じ傾きを保ったまま圧縮側に増加していることから、ずれ止めによる応力伝達が行われたものと考えられる。また、その後は、B250 と B500 試験体と同様の現象が見られ、下フランジが降伏に達した。以上のことから、このひずみが急変 (反転) する現象は、鉄骨梁と床スラブ界面の“ずれ”が急増する荷重とよく対応していることから、せん断スパン区間に設置されたずれ止めの全てあるいは一部が破壊に至ったと考えられる。

一方、図 7.8 の荷重 - ずれ関係より、載荷を終了した時 ($c_f \delta_b = 120\text{mm}$) の鉄骨梁と床スラブとの間のずれは、いずれの試験体も 10mm を超えており、押抜き試験で得られた最大耐力時のずれよりも大きかったが、過大な“ずれ”に伴う耐力低下は認められなかった。これは、押抜き試験のずれ挙動 (図 7.5) からわかるように、各種ずれ止めは最大せん断耐力発揮後もせん断抵抗力を完全に失うわけではないため、完全合成梁と重ね梁の中間的な挙動を示したといえるであろう。

§ 7.4 合成梁におけるずれ止めのせん断耐力評価法

合成梁の曲げ試験で得られた各種ずれ止めの水平せん断抵抗力を推測し、押抜き試験の最大せん断耐力との関係について考察する。しかしながら、前節で述べたように、いずれの試験体も鉄骨梁と床スラブ間の“ずれ”に伴う明確な耐力低下は見られなかったことから、ずれ止めに作用した水平せん断力を求めることは容易でない。そこで、本研究では、図7.11のひずみ挙動において、鉄骨梁上フランジが引張ひずみから圧縮ひずみに急変（反転）した点（図中×印）をずれ止めが破壊した点（以下、ずれ止め破壊点）とみなし、せん断スパン区間に配置したずれ止めに作用した水平せん断力を推定する。断面の応力分布は、応力の乱れが少ない等曲げ区間中央部のひずみゲージの値より算出し、合成梁に用いた1つあたりのずれ止めのせん断耐力を評価する。

7.4.1 ずれ止めに作用した水平せん断力

スパン中央部断面のひずみ計測位置ならびにずれ止め破壊点のひずみ分布を図7.12(a),(b)に示す。梁断面は、いずれの試験体も概ね平面保持が成り立っていることが確認できる。したがって、合成梁断面の応力分布は、図7.12(c)のようになる。コンクリートの応力算出は、材料非線形を考慮し、材料試験で得られた応力-ひずみ関係を用いる。また、鋼材は表7.6の値を用い、鉄骨断面のフィレット、床スラブ内の鉄筋およびバーリングコネクタとPBLの鋼板は無視する。

各試験体の断面応力を示した表7.8からわかるとおり、床スラブの圧縮合力 C は鉄骨梁の引張合力 T よりも1割程度大きい値を示す試験体も見られるが、 C と T の大きさはほぼ相等しいことが確認できる。そこで、合成梁の各種ずれ止めに作用した水平せん断力は、ひずみ分布から算定した圧縮合力 C と引張合力 T のいずれか小さい方に等しいと仮定した結果（図7.13）、いずれの試験体も鉄骨梁の引張合力となった。次に、作用水平せん断力 ${}_bQ_h (=T)$ は、荷重点から支点間に配置されたずれ止めが均等に負担したものとみなす。このように考えた理由は、前節で述べた各種ずれ止めの破壊状況（写真7.3）ならびに床スラブと鉄骨梁の界面に生じたずれ変位の推移（図7.14）より判断した。ここで、図7.14の横軸は計測位置、縦軸は荷重50～550kNの範囲を50kN毎にプロットしたずれ変位を示している。ただし、荷重点の“ずれ”は計測していない。梁のせ

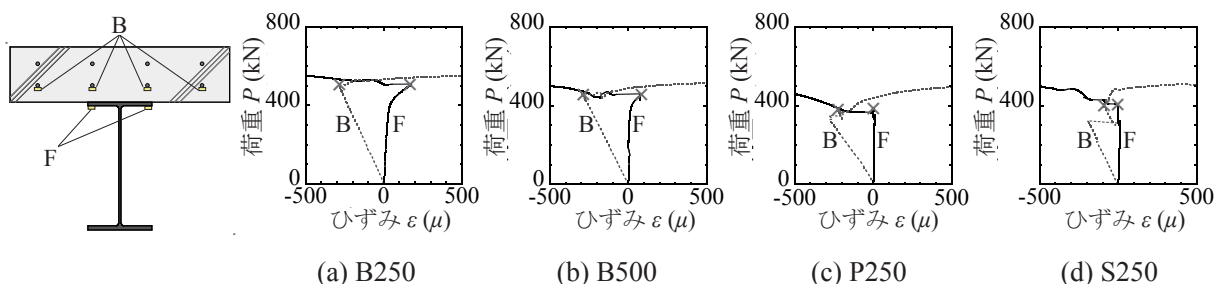


図 7.11 鉄骨梁上フランジと床スラブ下端鉄筋の荷重 - ひずみ関係（スパン中央部）

断面スパン区間における異種材料間の相対的なずれは、荷重が増すごとに荷重点から離れた位置の方がやや大きくなる傾向にあるが、ずれ止め破壊点の荷重時においては、いずれの試験体も計測位置に関係なく、同程度のずれが生じていたことがわかる。したがって、合成梁に用いたずれ止め1つあたりのせん断耐力 bq_s は、第3章と同様に、作用水平せん断力 bQ_h をせん断スパン区間に配置したずれ止め数 n で除して評価することとした。

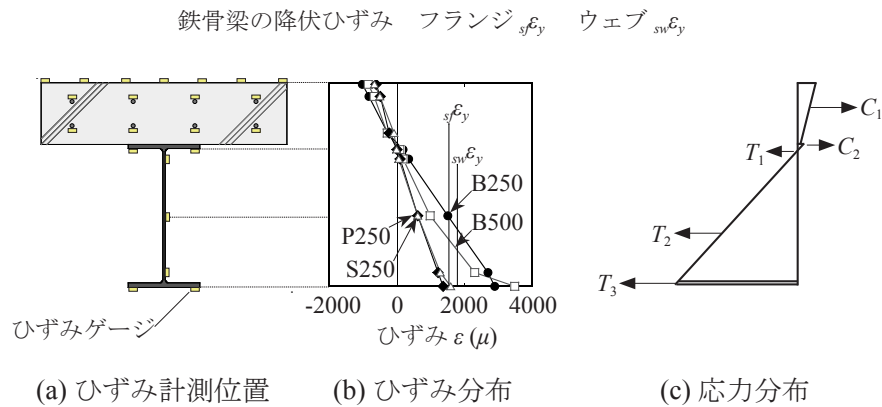


図 7.12 ずれ止め破壊点のひずみ分布と応力分布

表 7.8 ずれ止め破壊点の断面応力

試験体名		B250	B500	P250	S250
荷重	P (kN)	508	460	387	409
たわみ量 (中央部)	δ (mm)	12.9	10.9	8.5	9.5
圧縮合力 C (kN)		1273	1075	886	945
引張合力 T (kN)		1138	1002	754	908
作用水平せん断力 bQ_h (kN) = $\min(C, T)$		1138	1002	754	908

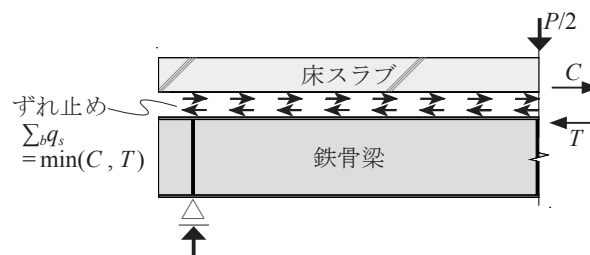


図 7.13 鉄骨梁と床スラブ界面に作用する水平せん断力

7.4.2 押抜きせん断実験によるずれ止めのせん断耐力の妥当性

合成梁の曲げ試験結果から推定した各種ずれ止め1つあたりに作用した水平せん断力 bq_s と押抜き試験結果の pQ_u の比較を表7.9に示す。B250とB500試験体の bq_s の pQ_u に対する比は、それぞれ0.66(0.74), 0.93(1.14)となった。P250試験体は0.96(1.29), S250試験体は1.01となった。なお、括弧内の数値は、 pQ_u からバーリングコネクタおよびPBLの鋼板とコンクリート界面の摩擦強度を除いた結果を示している。

B250を除く試験体では、押抜き試験で得られた各種ずれ止めのせん断耐力は、同一条件の合成梁の曲げ試験によるずれ止め破壊点の作用水平せん断力と良好に対応している。また、B500とP250試験体は、鋼板とコンクリート界面の摩擦強度を除外した押抜き試験結果 pQ_u は、曲げ試験結果 bq_s を安全側に評価できる。

一方、B250試験体は、押抜き試験結果を下回る結果が見られる。すなわち、本論で定めたずれ止め破壊点におけるバーリングコネクタのせん断抵抗力は、押抜き試験で得られた最大せん断耐力の約66%程度であったことを意味する。この時に鉄骨梁と床スラブ界面に生じていたずれ δ_s は、平均して0.3mm程度であった。この“ずれ”に対応するB2押抜き試験体(図7.5参照)のバーリングコネクタ1つあたりが負担していたせん断力は約150kNであり、表7.9の結果($bq_s=163\text{kN}$)と良い対応を示す。しかしながら、その後は、試験体の端部では、図7.8の荷重-浮き上がりの関係より、鉄骨梁と床スラブ間の浮き上がり(写真7.3参照)が急増するとともに、床スラブ端

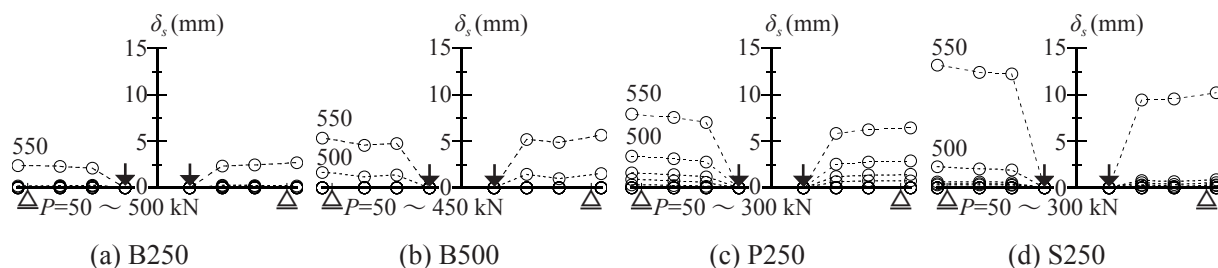


図 7.14 鉄骨梁と床スラブ間に生じたずれの推移

表 7.9 合成梁の曲げ試験と押抜き試験で得られた各種ずれ止めのせん断耐力の比較

試験体名	B250	B500	P250	S250
作用水平せん断力 bQ_h (kN)	1138	1002	754	908
ずれ止め数 n	7	4	7	7
$bq_s=bQ_h/n$ (kN) ^{*1}	163	251	108	130
pQ_u (kN) ^{*2}	247	269	112	129
bq_s/pQ_u	0.66	0.93	0.96	1.01

※1：曲げ試験のずれ止め1つあたりに作用した水平せん断力

※2：押抜き試験のずれ止め1つあたりの最大せん断耐力

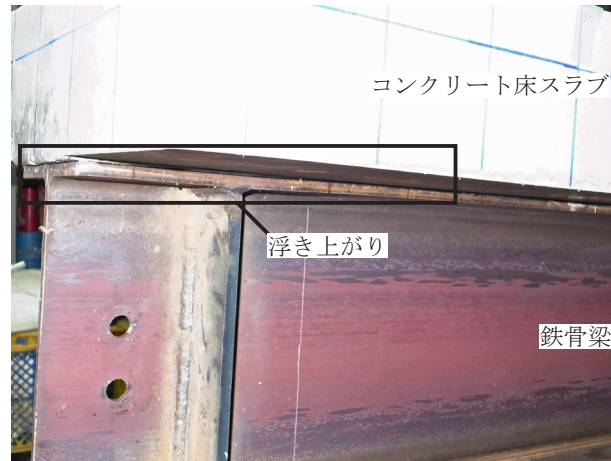


写真 7.3 実験終了後における支持端部での床スラブの浮き上がり

面の中央部にひび割れが生じ始めたことで、バーリング孔周辺のコンクリートの拘束力が低下したため、押抜き試験による最大せん断耐力 pQ_u を発揮できなかったものと考えられる。

§ 7.5 結論

本論では、バーリングシアコネクタ、孔あき鋼板ジベルおよび頭付きスタッドを用いた合成梁の曲げ試験と押抜き試験を行い、ずれ止めの力学的特性の違いが梁の弾塑性曲げ性状に及ぼす影響について比較考察した。また、鉄骨梁と床スラブ間の応力伝達ならびに破壊性状を把握し、ずれ止めのせん断耐力について検討した。実験範囲内で得られた知見を以下に要約する。

- 1) 剛なずれ止めに分類されるバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁は、頭付きスタッド 22 φ を用いたものと同程度以上の曲げ性能を発揮した。
- 2) 合成梁の初期の曲げ剛性は、鉄骨梁上フランジとコンクリート床スラブのセメント硬化体との間の接着（粘着）作用による付着力が有効に機能したため、ずれ止めの種類・個数に関係なく、同程度となることを示した。また、異種材料間のずれを無視し、一体化断面として梁理論より求めた弾性剛性計算値は、実験値と良好に対応した。
- 3) 各種ずれ止めを用いた合成梁の降伏曲げ耐力計算値は、いずれも鉄骨梁下フランジが引張降伏した時の荷重とほぼ一致した。
- 4) 合成梁の曲げ試験のせん断スパン（最大モーメント点から 0 モーメント点）区間で観察された各種ずれ止めの破壊形式は、押抜き試験と同程度であった。

5) 合成率 0.5 程度の不完全合成梁の曲げ挙動において、鉄骨梁上フランジの引張ひずみが圧縮ひずみに急変（反転）する現象が見られた点の各種ずれ止めに作用した水平せん断力は、押抜き試験で得られた最大せん断耐力と良好に対応した。また、鉄骨梁と床スラブ界面の浮き上がり（剥離）および床スラブ端面のひび割れの現象が生じると、押抜き試験の最大せん断耐力を十分に発揮できないことを示唆することを示した。

第 7 章の参考文献

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，第 2 版，2010.11
- 2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，第 3 版，2010.2
- 3) Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton und Stahlbetonbau, 82 Heft 12, pp.325-331, 1987
- 4) 田中照久，堺純一，河野昭彦：バーリング加工を活用した新しい機械的ずれ止めの開発，日本建築学会構造系論文集，Vol.78 No.694, pp.2237-2246, 2013.12
- 5) 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，JSSC テクニカルレポート，No.35, 1996.11
- 6) Eurocode4 : Design of composite steel and concrete structures Part1-1 : General rules for buildings, 2009.4
- 7) 藤井堅，有吉考文，藤村伸智：孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動，構造工学論文集，Vol.47A, pp.1381-1390, 2001.3
- 8) 平陽兵，古市耕輔，吉田健太郎，河野哲也：孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23 No.1, pp.703-708, 2001
- 9) 岩崎初美，藤井堅，豊田正，深田和宏：合成桁における孔あき鋼板ジベルのずれ挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.51A, pp.1483-1491, 2005.3
- 10) Fisher, J.W. et al. : Shear Strength of Stud Connectors in Light-Weight and Normal-Weight Concrete ; A.I.S.C., Eng. J., April.1971
- 11) 土木学会：2009 年制定 複合構造標準示方書，2009.12
- 12) 田中照久，堺純一，河野昭彦：鋼材とコンクリートを繋ぐバーリングシアコネクタの抵抗機構と配置間隔の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.35 No.2, pp.1237-1242, 2013
- 13) 井上一朗，金成垠，五十嵐定義：合成ばりの弾性剛性と終局曲げ耐力に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第 344 号，pp.68-80, 1984.10

第8章 総括

§ 8.1 総括

本研究は、鋼材とコンクリートの接合に用いるずれ止めの設計法の現状の把握と課題の解決に対する一手段として、孔あき鋼板ジベルの抵抗機構を応用した、生産性・施工性の合理化ならびに高剛性・高耐力を有する2つの新しいずれ止めを開発するとともに、その設計法を確立することを目的としたものである。第一のずれ止めは、近年開発された超高強度鋼材に対する孔あき鋼板ジベルの適用である。超高強度鋼材は溶接や塑性加工によって靱性が低下するため、これらを避けなければならない。そこで、母材に直接孔をあけただけの孔あき鋼板ジベルを考案した。このずれ止めは、超高強度鋼に見合った高いせん断耐力を確保する必要があり、そのために孔に高強度モルタル製円柱体を配置した。これは従来にない方法であり、「高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル」と称する。第二のずれ止めは、一般的な鋼材に幅広く対応できるもので、孔あき鋼板ジベルの孔に突起をつけた新しい形式である。突起による支圧抵抗でせん断耐力が大幅に増大するのが特徴である。突起はバーリングプレスによって容易に製作できる。そこで、本ずれ止めを「バーリングシアコネクタ」と称する。

本論文では、提案する2つのずれ止めについて、それぞれ押抜きせん断実験による基礎研究ならびに合成梁のせん断曲げ実験による応用研究を行い、それぞれについて、十分なずれ止め効果があることを実証するとともに、鋼とコンクリートの応力伝達機構について考察し、せん断耐力の評価式を提案した。本研究を通して得られた知見は、各章末の結論にまとめて記しているため、ここではその詳細を省き、主な結論を2つのずれ止めに分けて以下に要約する。

第2章および第3章から得られた「高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベル」に関する結論は以下のとおりである。

- (1) 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力を増加するには、板厚・孔径・コンクリート強度を増大しなければ不可能とされてきたが、本ずれ止めは、鋼板孔に高強度モルタル円柱を配置するだけで、耐力の大幅な向上が図れる。
- (2) 孔あき鋼板ジベルは、鋼とコンクリート界面の接着（粘着）作用が消失する際に生じる“ずれ”を頭付きスタッドの半分程度に抑制できる。さらに、孔あき鋼板ジベルの最大荷重は頭付きスタッドの1/3程度の“ずれ”で発揮できる。また、これらの特性は、高強度モルタル

を用いた孔あき鋼板ジベルも同様であり、剛なずれ止めに分類できる。

- (3) 土木分野で検討されていない孔径 50mm に対し鋼板厚さ 10mm および 6mm を用いた孔あき鋼板ジベルの破壊形式を調べた結果と文献調査結果より、孔径と板厚の比が 5.0 以上であればコンクリートの二面せん断破壊、5.0 未満であればコンクリートの支圧破壊に概ね分類できる。また、この破壊形式は高強度モルタル円柱を用いた孔あき鋼板ジベルも同様な傾向が見られる。
- (4) 土木学会の複合構造標準示方書では、孔あき鋼板ジベルに用いる鋼板厚さの最小を 12mm と規定しているが、それ以下であっても鋼とコンクリートの応力伝達は期待できる。
- (5) 孔あき鋼板ジベルは、円孔のコンクリート破壊面の粗骨材による凸凹の噛み合い作用に起因し、かい離現象が誘発され、最大せん断耐力のばらつきが大きくなる。このばらつきは、高強度モルタル円柱を用いることで改善でき、安定した応力伝達性能が得られる。ただし、コンクリートを横拘束し、かい離現象が抑制できれば、信頼性の高いずれ止め特性が得られる。
- (6) Leonhardt らが提案した孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式は、コンクリートの拘束効果が期待できなければ、実験値を 2 倍程度過大に評価してしまい危険側の評価となる。一方で、Leonhardt らの考えに基づき提案した修正式を用いれば、実験値を良好に評価できる。
- (7) 近年開発された弾性設計・非溶接接合を前提とした超高強度鋼材乾式組立梁と鉄筋コンクリートスラブを、溶接を必要としない方法で孔あき鋼板ジベルにより一体化できる合成梁を考案した。また、鋼板孔に高強度モルタル円柱を配置すれば、孔数を大幅に減らすことができる。せん断スパン内に必要な孔数をあけることができない場合は特に有効である。
- (8) 合成梁に取り付けた孔あき鋼板ジベルに作用するせん断力は、高強度モルタル円柱の有無に関係なく、押抜きせん断実験により提案した耐力評価式で予測可能である。

第 4 章～第 7 章から得られた「バーリングシアコネクタ」に関する結論は以下のとおりである。

- (9) バーリングシアコネクタの最大せん断耐力は、土木学会の複合構造標準示方書で推奨されている孔あき鋼板ジベルの板厚の半分で、最大で 2 倍以上の増加が認められる。また、軸径 13 φ・22 φ の頭付きスタッドの最大せん断耐力に比べ、約 1.6 倍～2.67 倍の耐力を有する。一方、孔あき鋼板ジベルは、板厚を増大しても耐力増加を期待できない条件があることを示し、コンクリート内の鉄筋が十分配置されていれば、Leonhardt らが提案した耐力評価式で実験値を概ね評価できることを確認した。
- (10) バーリングシアコネクタの破壊形式は、バーリング円孔側面のコンクリートの二面せん断破壊とバーリング突起部によるコンクリートの支圧破壊が混合した形式である。
- (11) 破壊形式により検討した抵抗機構に基づき提案したバーリングシアコネクタの最大せん断耐力評価式は、実験値を精度良く評価できる。

- (12) 第4章の研究成果より、第5章以降のバーリングシアコネクタの形状寸法は、鋼板厚さ6mm、バーリング内径50φmm、バーリング突起高さ15mmを標準として用いることとした。
- (13) バーリングシアコネクタの応力伝達要素は、二面せん断作用・支圧作用・付着作用・摩擦作用であることを示すとともに、各伝達要素の荷重-ずれ変位関係を詳細に分類し、これらの抵抗力の割合を明らかにした。また、鋼板1枚あたりに加工されるバーリング数が1個から2個に増えても、付着作用・摩擦作用を考慮すれば、1個あたりの荷重-ずれ変位関係はほぼ一致することが明らかとなった。これは、孔あき鋼板ジベルの場合も同様であり、土木学会の2009年制定複合構造標準示方書で推奨されている孔間隔の範囲外においても、個数の単純和で耐力を評価できることを示した。
- (14) 鋼板1枚あたりに加工されるバーリング相互の間隔は、100mm～500mmの範囲であれば、初期のずれ剛性および最大せん断耐力に影響を及ぼすことはない。
- (15) 繰返しせん断力を受けるバーリングシアコネクタの残留ずれ変位は0.1mm程度で急変することが確認でき、この残留ずれに対応した降伏せん断耐力評価法を提案した。これは、鋼コンクリート部材および接合部が弾性を保つための指標になると考えられる。
- (16) 作用せん断力に対して直交方向に配置される横補強鉄筋は、バーリングシアコネクタの支圧応力に伴うコンクリートの割裂ひび割れを抑制でき、せん断耐力およびずれ変形性能の改善に寄与する。これは特に繰返しせん断力が作用する場合に有効である。
- (17) バーリングシアコネクタの鋼板孔に配置した貫通鉄筋D10は、耐力よりもずれ変形性能の向上に寄与する効果の方が大きい。また、その効果は、バーリング数が単数よりも複数の方が有効である。
- (18) 貫通鉄筋をバーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの孔中央部でなく孔内面に接触させて配置しても、ずれ止め特性上問題ない。
- (19) バーリングが複数個になると、1個あたりの最大せん断耐力は1割程度低下する。これは、貫通鉄筋の有無に関わらず横補強筋の一部が早期に降伏し、鉄筋によるコンクリートの拘束効果が低下することが要因であるが、鉄筋を適切配置すれば、十分なずれ変形性能を有するため設計上問題ない。
- (20) バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた合成梁は、現行のずれ止め設計法によって設計でき、軸径22φの頭付きスタッドを用いた場合と同等以上の曲げ性能が期待できるため、建築構造の合成梁への適用は十分に可能である。また、合成梁に用いたずれ止めに作用するせん断力は、押抜きせん断実験によって検討したせん断耐力と良好に一致する。

本研究で提案した2つのずれ止めは、2014年8月に土木学会から刊行された「複合構造レポー

ト 10 「複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦」に孔あき鋼板ジベルを応用したずれ止めとして紹介され、建築分野に限らず土木分野においても注目されている。

高強度モルタル円柱を予め孔あき鋼板の孔に配置するだけの方法は、その後も複数の研究者らに踏襲され、高強度繊維補強モルタル円柱、円形鋼管およびモルタル充填円形鋼管等を孔に挿入するずれ止めが提案され、土木構造物を対象とした開発研究およびその実用化が進められている。したがって、本研究の斬新なアイデアが取り入れられ、新しいずれ止めとして大きな発展を遂げている。

一方、プレス加工技術を活用したバーリングシアコネクタは、剛性および耐力を大幅に向上させることができ、かつ生産性・施工性に優れ、実用化が十分に期待できることから、特許出願（特願 2012-151625）を行った。また、国立研究開発法人 科学技術振興機構（JST）の国際特許出願支援制度に採択され、米国および中国の特許出願（PCT/JP2013/068238）を完了した。2014年度には、F 工場建築の鉄骨梁と鉄筋コンクリート床スラブの接合に本ずれ止めが採用され、実用新案第 1 号が誕生した。これに続き、M 学校建築に採用されることが決まっている。さらに、O 社との共同研究により、本ずれ止めを活用した鋼コンクリート接合工法の開発に着手することになった。

以上のことから、本研究で提案した 2 つの新しいずれ止めは、非常に独創的かつ革新的なものであり、今後の鋼コンクリート合成構造の発展が期待できるとともに、経済波及効果をもたらすものとする。引き続き、次節で示す「今後の研究課題」を解決していくとともに、鋼とコンクリートの応力伝達に基づく力学的に合理的なずれ止め設計法の確立を目指すことを考えている。

§ 8.2 今後の研究課題

本研究で提案した新しいずれ止めを鋼コンクリート合成構造の接合部に幅広く活用していくためには、以下の項目についての検討が今後必要であると考えている。

(1) ずれ止め鋼板に生じる付着強度の評価法

第 5 章で述べたように、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鋼板とコンクリート界面には、付着力（自然付着による接着作用、接着作用消失後に働く滑動に対する摩擦作用）が存在する。本研究で提案したせん断耐力式は、この付着力を含んだ評価となっている。したがって、本評価式を設計式としてそのまま適用するには、ずれ止め鋼板全体の表面積に対す

る孔面積の割合を制限し、最低限の付着強度を保証する必要がある。一方で、付着力を設計式に含めない考えは、安全側の評価となるため、その場合は、本評価式において付着強度に見合った耐力を低減する係数を取り入れる必要がある。

(2) コンクリートの材料特性

本研究によるコンクリートの圧縮強度は、呼び強度 21N/mm^2 に対し実強度 $27.2 \sim 34.8\text{N/mm}^2$ の範囲を使用したものである。したがって、本研究で提案したずれ止めのせん断耐力評価式は、普通コンクリートへの適用に限定される。今日、鋼コンクリート合成構造は多様化傾向にあることから、従来のずれ止めも含めて、高強度コンクリートや繊維補強コンクリートへの適用拡大についての検討が必要である。

(3) 繰返し性状の検証

本研究は、単調および片振りの繰返しの押抜きせん断実験に基づき、ずれ止めの力学的特性を検証した。また、第3章および第7章で述べた合成梁のせん断曲げ実験は、コンクリート床スラブが圧縮側となる場合の曲げ性状ならびにずれ止め効果について検証した。一般に地震時において、鋼とコンクリートのずれ止めは、両振りの繰返しせん断力を受けることになるため、正負交番繰返し載荷実験による検証が必要である。

謝辞

本論文の研究の遂行とまとめに際して、多くの方々にご指導とご協力を頂きました。

九州大学教授の河野昭彦先生には、研究のまとめに際し終始懇切丁寧なご指導を賜りました。筆者が初めて学会発表を行った際に、初めてご質問して下さったのが河野昭彦先生でした。当時の質問内容は鮮明に覚えており、現在の自分の研究に対する取り組みに大きな影響を与えてくださいました。また、平成25年4月より、博士後期課程の指導教官（本論文審査の主査）を引き受けてくださいました。ここに心より感謝し、深くお礼申し上げます。

福岡大学教授の堺純一先生には、筆者が助手に就いた平成19年4月に本論文の出発点となった「鋼とコンクリートのずれ止め」に関する研究テーマを与えてくださいました。先生には、今日に至るまで研究の全般にわたりご指導を賜り、本論文審査の副査を引き受けてくださいました。また、九州大学教授の蜷川利彦先生および神野達夫先生には、副査として、本論文の審査に際し、貴重なご指導およびご教示を頂きました。ここに心から感謝の意を表します。

福岡大学教授の木村潤一先生には、学生時代の講義・ゼミなどを通して、構造力学・鋼構造についてご教示頂きました。また、学部卒業後の平成19年4月より、福岡大学で研究の場を与えて頂き、今日に至るまで主に鋼構造に関する研究に従事させて頂きました。さらに、筆者が携わってきた種々の実験計画についての的確なご助言とご指摘を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

元福岡大学教授の江崎文也先生には、学生時代に講義を通して、鉄筋コンクリート構造・構造設計についてご教示頂きました。また、その後は、主に鉄筋コンクリート部材と鋼部材から成る混合構造に関する研究に従事させて頂きました。先生がご退職された後も、たびたび心温まる激励のお言葉を頂戴いたしました。ここに深く感謝の意を表します。

福岡大学教授の稲田達夫先生、高山峯夫先生、助教の倉富洋先生、森田慶子先生、李文聰先生を始めとする工学部建築学科の諸先生方から、常日頃より心温まる励ましのお言葉を頂くとともに、研究環境の整備にご支援を頂きました。また、福岡大学名誉教授の椎葉大和先生、教授の古賀一八先生、助教の本田悟先生には、試験体製作にあたりコンクリート材料に関する貴重なご助言を頂戴いたしました。さらに、元福岡大学教育技術職員の平國久雄氏には、本研究の実験を行うに際して多大なご協力を頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、建築構造技術研究会を通して九州大学名誉教授の松井千秋先生を始めとする会員の方々、鋼構造研究交流会を通して日本建築総合試験所副理事長（当時：京都大学教授）の井上一朗先生、北九州市立大学教授の津田恵吾先生、長崎大学教授（当時：広島工業

大学)の玉井宏章先生,北九州市立大学准教授の城戸將江先生,九州大学准教授の松尾真太朗先生ならびに九州地区夏期合同ゼミを通して有明工業高等専門学校教授の上原修一先生,大分大学教授の井上正文先生,同大学教授の菊池健児先生,同大学助教の田中圭先生,元九州工業大学教授の毛井崇博先生,崇城大学准教授(当時:大分大学助教)の黒木正幸先生,長崎大学教授(当時:九州大学准教授)の中原浩之先生から大変有益なご助言を賜りましたことに深くお礼申し上げます。また,日本建築学会構造委員会鋼コンクリート合成構造運営委員会主査である大阪大学教授の倉本洋先生,合成構造規準国際標準化検討小委員会主査である日本大学教授の藤本利彦先生,鋼・コンクリート機械的ずれ止め小委員会主査である鹿島建設技術研究所の福元敏之先生ならびに土木学会複合構造委員会複合構造ずれ止めの性能評価法に関する調査研究小委員会主査である宇都宮大学教授の中島章典先生を始めとする多くの諸先生方から暖かい励ましのお言葉を頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

九州大学の土器紀代子氏には,論文審査の事務手続き等で大変お世話になりました。ここに,厚くお礼申し上げます。

本論文の実験遂行と結果の整理には,福岡大学の卒論生,修論生の多くの方々のご協力を得ました。第2章では荒木拳氏(現鹿島建設),山田善隆氏(現鹿島建設),山崎菜美氏(現パナソニックホームエンジニアリング)の協力を得ました。第3章では梅崎正吉氏(現大林組),山下祐樹氏(現竹中工務店),寺内聡史氏(現北洋建設)の協力を得ました。第4章では古賀卓氏(現鹿島建設),塩川直人氏(現直方市役所)の協力を得ました。第5章では則松一揮氏(現鹿島建設),池田祥平氏(現大林組),田原正博氏(現大和ハウス工業)の協力を得ました。第6章では椎葉千晶氏(現竹中工務店),中村匡宏氏(現大林組),日高遼氏(現鹿島建設)の協力を得ました。第7章では高野太輔氏(現高野建設),ヨウトウ氏(現熊本大学大学院)の協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。

実験を実施するにあたり試験体製作にご協力頂きました日鉄住金ステンレス株式会社(当時:新日本製鐵株式会社)の志村保美氏,松井工業株式会社の松井隆明氏および伊豫永プレス工業株式会社の伊豫永一郎氏に感謝の意を表しますとともに,本研究で研究成果を引用させて頂きました参考文献の著者の方々に対し深く敬意を表します。なお,実験費の多くは,平成19年度~20年度科学研究費補助金(基盤研究(C)課題番号19560586研究代表者:堺純一)「省力化と高耐震性を目指した鋼・コンクリート合成骨組の開発」,平成20年度日本鋼構造協会研究助成(研究代表者:田中照久)「高強度鋼材を用いたリユース型合成梁の開発」および平成25年度~27年度科学研究費補助金(若手研究(B)課題番号25820274,研究代表者:田中照久)「鋼材とコンクリートを繋ぐ革新的なずれ止めの開発とその合理的設計手法の確立」によりました。

最後に,博士後期課程(社会人ドクター)に進学し本論文をまとめるにあたり,見守ってくれた父と母,陰ながら支えてくれた妻に感謝します。