

鉄筋コンクリート構造における
接合面の応力伝達に関する研究

平成5年11月

岡本 晴彦

目次

第1章 序論	1
1.1 研究目的	1
1.2 研究概要	3
1.3 関連発表論文	8
第2章 直交鉄筋を有する接合面のせん断強度	14
2.1 概説	14
2.2 せん断摩擦理論に関する既往の研究	15
2.2.1 せん断摩擦理論に関する既往の研究の概要	15
2.2.2 せん断摩擦理論におけるコンクリート強度の扱われ方	17
2.2.3 せん断摩擦理論に関する今後の必要な研究	19
2.3 高強度材料を用いる場合の接合面のせん断耐力に関する実験的研究	21
2.3.1 目的	21
2.3.2 実験計画	21
2.3.3 試験体	22
2.3.4 実験結果と考察	23
2.4 本章のまとめ	30
第3章 プレストレス導入による圧着接合	57
3.1 概説	57
3.2 研究目的	59
3.2.1 主要な既往研究	59
3.2.2 研究目的	60
3.3 鉄筋コンクリート造柱・梁圧着接合面のせん断力伝達性状	62
3.3.1 目的と実験計画	62
3.3.2 実験方法	62
3.3.3 実験結果および考察	62
3.3.4 本節の実験結果のまとめ	64
3.4 鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合 －接合面におけるせん断力伝達－	65
3.4.1 目的と実験計画	65

3. 4. 2	実験方法	65
3. 4. 3	実験結果および考察	66
3. 4. 4	本節の実験結果のまとめ	67
3. 5	鋼管コンクリート柱・鉄筋コンクリートフラットスラブ圧着接合	
	－水平力を受ける架構の力学性状－	69
3. 5. 1	目的	69
3. 5. 2	試験体	69
3. 5. 3	加力・計測方法	70
3. 5. 4	実験結果および考察	70
3. 5. 5	本節の実験結果のまとめ	73
3. 6	本章のまとめ	74
第4章	鉄筋コンクリート型接合による接合部の設計方法	101
4. 1	概説	101
4. 2	研究計画	103
4. 2. 1	接合部の考案	103
4. 2. 2	実験計画	104
4. 3	一面せん断実験	107
4. 3. 1	目的	107
4. 3. 2	実験方法	107
4. 3. 3	実験結果および考察	107
4. 3. 4	接合面のせん断強度算定式	109
4. 4	二面せん断実験	111
4. 4. 1	目的	111
4. 4. 2	実験方法	111
4. 4. 3	実験結果および考察	111
4. 5	曲げせん断実験	114
4. 5. 1	目的	114
4. 5. 2	実験方法	114
4. 5. 3	実験結果および考察	114
4. 5. 4	本節の実験結果のまとめ	115
4. 6	本章のまとめ	116

第5章 鋼ブラケット接合	-----	130
5.1 概説	-----	130
5.2 シアプレートによるせん断力伝達に対する定量的評価	-----	131
5.2.1 シアプレート・コンクリート接合部のせん断実験	-----	131
5.2.2 シアプレートによるせん断力伝達耐力の評価方法	-----	133
5.3 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合におけるせん断力伝達	-----	135
5.3.1 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合部の 載荷実験	-----	135
5.3.2 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合部の せん断力伝達耐力の評価方法	-----	136
5.4 本章のまとめ	-----	139
 第6章 鋼板コンクリート合成壁構造	-----	154
6.1 概説	-----	154
6.2 スタッド溶接された薄鋼板とコンクリート間のせん断力伝達	-----	155
6.2.1 研究目的	-----	155
6.2.2 実験方法	-----	155
6.2.3 実験結果	-----	157
6.2.4 考察	-----	157
6.2.5 本節のまとめ	-----	159
6.3 鋼板コンクリート合成壁	-----	160
6.3.1 研究目的	-----	160
6.3.2 実験方法	-----	160
6.3.3 実験結果	-----	160
6.3.4 考察	-----	161
6.3.5 本節のまとめ	-----	163
6.4 本章のまとめ	-----	164
 第7章 結論	-----	183
 あとがき	-----	191

第1章 序論

1.1 研究目的

本論文は各種の部材の接合方法によるコンクリート系構造物の接合面並びにプレキャスト鉄筋コンクリート構造における部材の接合面における力の伝達に関する力学的性状についての著者の研究をまとめたものである。接合面に作用する力として、一般に、曲げモーメント、せん断力、軸方向力がある。本論文は、特にせん断力の伝達に関する事項を主な研究対象とする。

一般に、コンクリート系の構造としては、鉄筋コンクリート構造、プレストレストコンクリート構造並びに鉄骨鉄筋コンクリート構造や鉄骨コンクリート構造、鋼管コンクリート構造等の合成構造がある。これらのコンクリート系構造架構を構築するひとつの施工方法として、プレキャストコンクリート構法があり、これもプレキャストコンクリート構造として構造種別のうちに挙げられる。プレキャストコンクリート構造を力学的に健全なものとして成立させる上での最重要点はプレキャストコンクリート部材どうし、あるいはプレキャストコンクリート部材と現場打ちコンクリート部材との接合部をどのように構成するかである。プレキャストコンクリート構造はコンクリート系構造の施工性の向上をもとより意図するものであるが、プレキャストコンクリート構造自体の施工性を接合部の設計が左右すると同時に、接合部がプレキャストコンクリート構造の構造性能の重要部分を決定する。さらに、コンクリート系構造躯体の種別としては、コンクリート系構造部材と異種類の構造部材を同一の架構内にて組み合わせる混合構造（例えば、柱を鉄筋コンクリート部材とし、梁を鉄骨部材とする。あるいは柱を鋼管コンクリートとし横架材を鉄筋コンクリートとする等がある。以下、これをコンクリート系混合構造と称する。）もある。

本研究は、このようなプレキャストコンクリート構造並びにコンクリート系混合構造の接合部を対象とし、部材どうし及び、部材と現場打ちコンクリートとの接合面における力の伝達、特にせん断力の伝達に関する力学上の諸問題の解決を行うことを意図している。

これらの問題には、各種の接合面に対して共通するものと、各々の接合面ごとの固有のものがある。

本研究の第一の目的は、このような種々の接合面に共通する問題として、せん断力伝達に関する既往の基礎的理論であるせん断摩擦理論の問題点を明確にし、その問題点の解決された新たな方法を提示することである。

本研究の第二の目的は、上記の各種の接合面について、未だ明確にされていない各々の接合面における固有の力学性状を明らかにし、その適切な現象のモデル化を考察すると共

に、設計法を提案することである。

1. 2 研究概要

本研究は著者が（株）竹中工務店において様々な機会に行ってきたコンクリート系構造における接合面の力の伝達に関する研究をまとめたものである。

以下に、研究概要を述べる。

表1. 1. 1は前節において述べた各種のコンクリート系構造における部材の接合方法を、接合をするための原理もしくは手段の観点から分類をしたものであり、大分類としては次の6項を挙げている。

- ① 鉄筋コンクリート（RC）型接合
- ② プレストレス導入による圧着接合
- ③ 鋼・コンクリート間の鋼材接合
- ④ 機械的接合
- ⑤ 溶接接合
- ⑥ 混合型接合

本論文では、これらのうち①、②、③の形式の接合を扱う。部材の材料としては「コンクリート部材とコンクリート部材」並びに「コンクリート部材と鋼部材」の接合について研究の対象とし、かつ、一部においては合成部材の部材内におけるコンクリートと鋼の間の力の伝達についても対象とする。上記①、②、③の接合の基本形状を図1. 1. 1～図1. 1. 3に示す。

第2章はせん断摩擦理論（Shear Friction Theory）に関するものである。

表1. 1. 1における「①鉄筋コンクリート（RC）型接合」はプレキャストコンクリート部材から突出する鉄筋を隣接する現場打ちコンクリート内に配する（以下、この鉄筋を接合鉄筋と称する）ことにより、部材間あるいは部材と接合部間の力の伝達を図るものである（図1. 1. 1参照）。また、「③鋼・コンクリート間の鋼材接合」は鋼板上に鋼板と直角方向に接合されたボルト等の鋼棒を隣接するコンクリート内に配することにより部材間のせん断力伝達を図るものである。せん断摩擦理論はこのような、面に直交する接合鉄筋を有する接合面のせん断力伝達に対する既往の代表的な基礎的理論である。

この理論は明快かつ単純な形式にまとめられており、従来より、国内外において構造物各部分の設計に有効に用いられてきた。しかしながら、この理論は今日まで常用されている通常の高さの強度を有するコンクリートと接合鉄筋を対象として組立てられたものである。従って、今後の建築構造の発展のための重要な需要として考えられる高強度材料を適用することには無理があると考えられる。

第2章においては、せん断摩擦理論について、既往の研究成果の適用限界と問題点を明らかにし、高強度材料を用いた実験を行ない、これにより今後の高強度材料の使用のために資すると同時に、せん断力伝達性状の真の姿をより明確にすることを図る。さらに、その成果に基づき、適用範囲の拡大されたせん断耐力の算定法として、適切な耐力算定式の表示方法を示している。

表1.1.1中には「②プレストレス導入による圧着接合」がある。これはPC鋼材を用いて予め接合面に与えられた圧縮力により生じる摩擦抵抗せん断力により接合面のせん断力伝達を図るものである(図1.1.2参照)。前記の「①鉄筋コンクリート型接合」の場合には、接合面に外力のせん断力が作用し、接合面に変形がおこることによってはじめて生じる接合鉄筋の引張力に抵抗機構が依存しているのに比べて、「プレストレス導入による圧着接合」では接合面に変形が生じる前から抵抗機構が存在する。その意味において、この接合法を積極的接合法と位置づけることができる。

第3章ではこのプレストレス導入による圧着接合に関する研究について述べる。

この接合方法は従来から主として、プレキャストプレストレスコンクリートラーメン構造における柱・梁接合面、柱・柱接合面等のコンクリート部材どうしの接合に有効に多用されてきた。しかし、現在一般に、用いられている設計法には、

- ④ 摩擦係数を決定するための実験資料の範囲が必ずしも十分ではない。
- ⑤ 繰返し交番載荷されるせん断力に対する接合面の挙動の把握が十分ではない。
- ⑥ 曲げモーメントとせん断力が同時に接合面に作用する時の複合効果に対する接合面の挙動の把握が必要である。

等の課題が残っている。

さらに、近年、求められるようになってきた建築構造として、柱が鋼管コンクリート造もしくは鉄骨造であり、水平部材が鉄筋コンクリート造フラットスラブであるというような混合構造がある。このような架構の柱・水平部材の接合へ圧着接合を適用することにより、接合面を剛接合とすることができること、また施工面における作業の省力化が得られること等の利点が得られることが予測できる。しかしながら、この部位への本方法の適用を図るためには、設計用の適切な摩擦係数の設定の他に、上記④、⑥の課題を明らかにする必要がある。

第3章の目的は、コンクリート部材どうしをモルタルをその中間に介在させて接合する方法並びにコンクリート部材と鋼部材とを同じくモルタルをその中間に介在させて接合する方法を対象として、④、⑥、⑥の課題を解決することにある。

そのため、この2種類の接合面を模擬した試験体に対して、接合面における圧縮応力分

布形状と繰返し載荷・単調載荷を実験変数とした一面せん断実験を行った。これを基に、上記の課題に対する検討結果を示している。

さらに、圧着接合された鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブから構成される架構を対象として、部分架構試験体について地震荷重模擬載荷実験を実施し、架構としての性状の把握を行った。

第4章においては、鉄筋コンクリート型接合について、この接合法における固有の課題の解決を図り、適切な設計方法を明らかにする。

プレキャストコンクリート構造においては構造性能上も、また、施工性の点からも部材間の接合部が最重要部分である。構法としてのプレキャストコンクリート構造の主要のねらいのひとつは施工の省力化であり、そのためには接合部が構造上、十分な性能を有するとともに、施工性の点からも優れている必要がある。しかしながら、現状におけるプレキャストコンクリート構造接合部は設計上、基本的に現場打ち鉄筋コンクリート構造と同等またはそれ以上の構造性能を有することを要求され、その結果として本来、プレキャストコンクリート構造が有すべき施工上の利点が十分に得られていない。

この課題についての解決を図るためには、接合部が有すべき構造上の必要性能を明確にし、その性能を充たした上で接合部を施工面からいって、合理的に省力化できるものとする必要がある。そのため、第4章においては、プレキャストコンクリート部材端部妻面から接合鉄筋が隣接する接合部内に突出することにより、せん断力の伝達を図る鉄筋コンクリート型接合において、接合鉄筋の突出方法を構造性能上と施工上の両面から優れたものとするための研究を実施することとした。そのため、この両面から事前に考案を行った接合部について一面せん断実験と二面せん断実験を行った。具体的な部位の対象としては、プレキャストコンクリート部材端部と現場打ち鉄骨鉄筋コンクリート梁の接合部とした。実験変数としては、接合鉄筋の突出長さや形状並びに接合面の処理方法を採用した。

実験結果に基づいて、この接合面におけるせん断耐力算定式を提示している。

第5章においては、表1.1.1に示す各種の部材接合方法の内、鋼とコンクリート間の鋼材接合に関する研究について述べる。この接合方法は鋼部材もしくは鋼部材の端部に設けられた鋼板とコンクリート間のせん断力伝達を図るものである。

これをさらに分類すると、

- ④ 鋼製シアプレート接合――鋼板上に帯板状に突起した鋼板を溶接し、この鋼帯板を接合部コンクリート内に打込むことにより、せん断力伝達を図る方法（図1.1.3(a)参照）

⑥ 鋼板・ボルト接合――鋼板上に設置されたボルト（アンカーボルト）を接合部コンクリート内に定着することにより、せん断力伝達を図る方法（図1.1.3（b）参照）

⑦ 鋼製シアプレート・ボルト併用型接合――④、⑥の併用型の方法（図1.1.3（c）参照）

また、これらをその構造要素の機能の面からは、鋼ブラケット接合と呼ぶことにする。

これらの接合法の内、鋼製シアプレート（以下、シアプレートと記す）接合についてはせん断力伝達に関する既往の研究は極めて少ない。また、シアプレートは単独に用いるよりも、アンカーボルトと併用して用いる方が適用可能範囲が広くなると考えられるもののこの両要素のせん断力伝達性状の複合効果は明らかではない。

そこで、第5章においては、まずシアプレートによるせん断力伝達性状に関する基礎資料を得るため、シアプレートを用いた部分モデル接合面に対して、一面せん断実験を行いシアプレートによるせん断耐力式を導いている。せん断耐力式の誘導に際しては、シアプレートの埋め込み深さと板厚の比、設置されるシアプレートの数とシアプレートの間隔を主たる影響因子とする実験を行った。

次に、シアプレートとアンカーボルトを併用した鋼ブラケットと鉄筋コンクリート部材の接合部試験体のせん断力載荷実験を行い、先に導いたシアプレートのせん断耐力式による耐力算定値とアンカーボルト部により生じる耐力との累加によりせん断耐力が表わされることを示している。

第6章においては、表1.1.1中の鋼板・アンカーボルト接合の一種である接合法を利用することによって合成構造を成立させる鋼・コンクリート合成構造に関する研究について述べる。

鋼板とコンクリート間において、鋼板に溶接されたスタッドを利用してせん断力伝達を行い、両者の一体化を図る方式の合成構造が可能と考えられる。この場合、機能上の要求から、鋼板の厚さはできるかぎり薄くし、また、スタッドもこれに応じて通常の場合よりも細径のものが望ましいことになる。本章においては、鋼板の厚さを4.5mm以下、スタッド径を $\phi 9$ mm以下とする場合を対象とし、このような薄鋼板と細径スタッドによる合成構造を成立させるために必要な次の事項を明確にした。

細径スタッドの溶接された薄鋼板とコンクリート間の接合面におけるせん断耐力評価式は明確にされていない。そこで、この部分に対する押抜きせん断実験を行い、これを基としてせん断耐力評価式を新たに示した。

さらに、面外荷重に対して、鋼板コンクリート構造を一体化された合成構造とするため

の必要スタッド量の設定方法を提示すると共に、この方法の妥当性を部材の曲げせん断実験により検証を行なっている。

第7章は以上の研究成果を要約して結論づけたものである。

1. 3 関連発表論文

第2章関連発表論文

1. 岡本晴彦 菅野俊介他 「プレキャスト部材と現場打コンクリートとの接合面のせん断耐力に関する研究」 日本建築学会大会学術講演梗概集、1990年、構造ⅡC、No. 21102, pp.539-540
2. 岡本晴彦 菅野俊介他 「プレキャスト部材と現場打コンクリートとの接合面のせん断耐力に関する研究－高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いる場合の実験的検討」 日本建築学会大会学術講演梗概集、1991年、構造ⅡC、No.21133, pp.679-680
3. 岡本晴彦 菅野俊介他 「プレキャスト部材と現場打コンクリートとの接合面のせん断耐力に関する研究－三角型コッターと高強度材料を用いる場合の実験的検討」 日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年、構造ⅡC、No.21300, pp.773-774

第3章関連発表論文

1. 岡本晴彦、平出亨他 「鋼管柱に接続されたフラットスラブの力学性状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.14, No.2, No.2128, pp.741-746, 1992
2. 岡本晴彦、村井和雄他 「圧着接合された鉄骨柱とRC部材との接合面におけるせん断伝達に関する実験的研」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年、構造ⅡC、No.21454, pp.1061-1062
3. 岡本晴彦、村井和雄 「プレキャストコンクリート柱・梁接合部の圧着接合に関する研究－接合面のせん断伝達に関する実験結果」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年、構造ⅡC、No.21455, pp.1063-1064

第4章 関連発表論文

1. 岡本晴彦、菅野俊介、宮内靖昌 「プレキャスト鉄筋コンクリート小梁端部の接合法に関する研究」 コンクリート工学年次論文報告集 12-2 No.2032、pp.203-208
1990
2. 岡本晴彦、菅野俊介、宮内靖昌他 「プレキャスト鉄筋コンクリート小梁端部の接合法に関する実験的研究（その1、実験概要および曲げせん断実験）」日本建築学会大会学術講演梗概集 C構造Ⅱ、pp171-172, No. 2838, 1989
3. 岡本晴彦、宮内靖昌、石井 修他 「プレキャスト鉄筋コンクリート小梁端部の接合法に関する実験的研究（その2、二面及び一面せん断実験）」日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造Ⅱ、pp.173-174, No.2839, 1989
4. 岡本晴彦、村井和雄、菅野俊介他 「プレキャスト鉄筋コンクリート小梁端部の接合法に関する実験的研究（その3、ガセットプレートを用いた接合部の実験）」日本建築学会大会学術講演梗概集C 構造Ⅱ、pp.515-516, No.21090、1990
5. 岡本晴彦、村井和雄、菅野俊介他 「プレキャスト鉄筋コンクリート小梁端部の接合法に関する実験的研究」 竹中技術研究報告、No.47, 1992

第5章 関連発表論文

1. 岡本晴彦他 「シアプレートとアンカーボルトを併用した鋼製ブラケットのせん断伝達に関する研究」 コンクリート工学論文集、第2巻、第1号、1991年1月、
pp.35-43

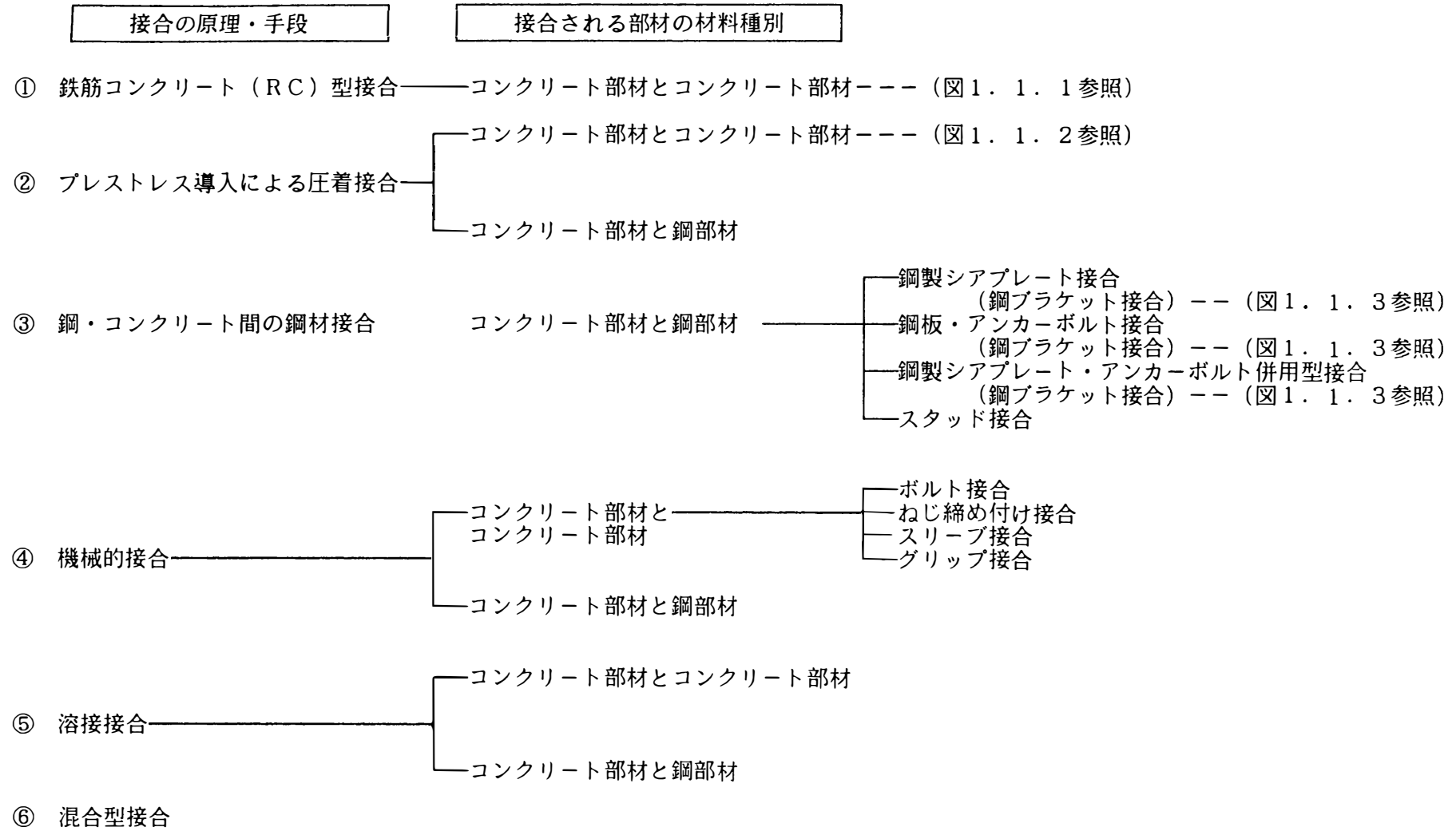
第6章 関連発表論文

1. 岡本晴彦、斉藤勝彦他 「鋼板コンクリートサイロ壁体に関する実験的研究（その1 細径スタッドの引張およびせん断試験）」日本建築学会大会学術講演梗概集、C

構造Ⅱ No.21445、pp.1449-1450、1988

2. 岡本晴彦、斉藤勝彦他 「鋼板コンクリートサイロ壁体に関する実験的研究（その2
部材実験） 日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ No.21446
pp.1451-1452、1988

表 1.1.1 コンクリート系構造における部材の接合方法の分類



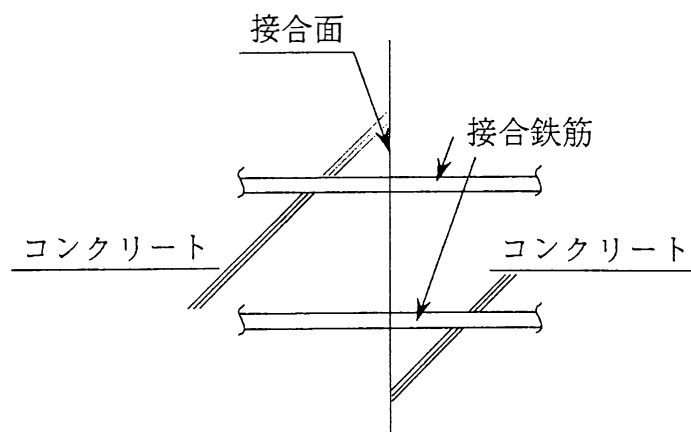


図 1.1.1 鉄筋コンクリート型接合

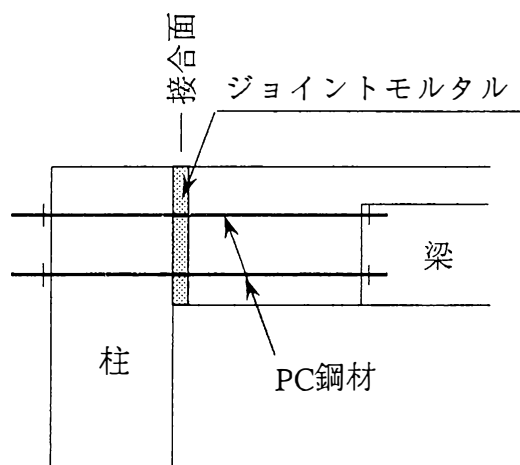
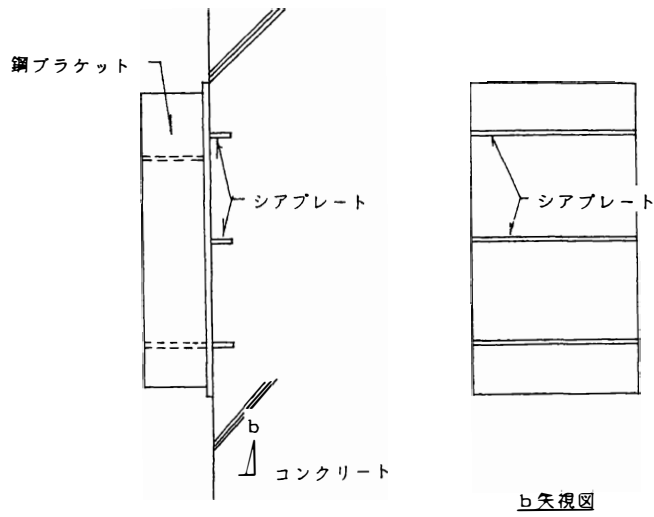
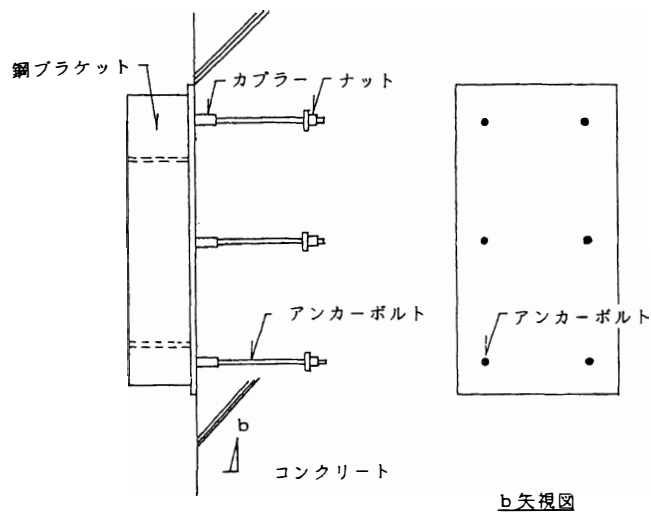


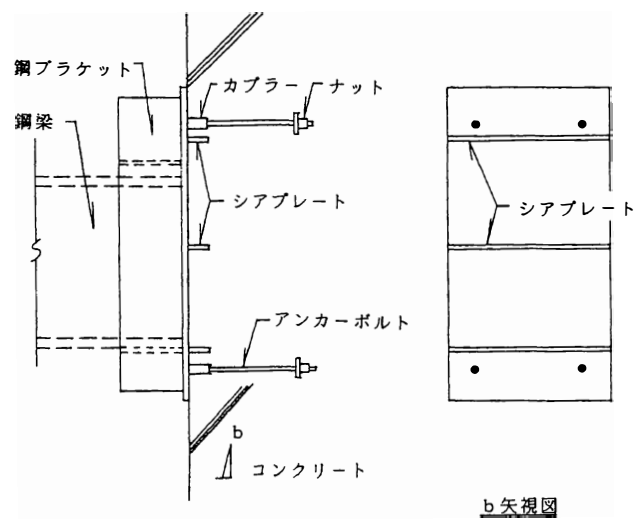
図 1.1.2 プレストレス導入による圧着接合 (例)



(a) 鋼製シアプレート接合



(b) 鋼板・アンカーボルト接合



(c) 鋼製シアプレート・アンカーボルト併用型接合

図 1.1.3 鋼ブラケット接合

第2章 直交鉄筋を有する接合面のせん断強度

2.1 概説

本章では、せん断摩擦理論についての研究をとりまとめる。第1章表1.1.1における「①鉄筋コンクリート（RC）型接合」はプレキャストコンクリート部材から突出する鉄筋を隣接する現場打コンクリート内に配する（以下、この鉄筋を接合鉄筋と称する）ことにより、部材間または部材と接合部間のせん断力伝達を行うものである。また、「③鋼・コンクリート間の鋼材接合」の場合には、鋼板上に接合された鋼棒を隣接するコンクリート内に配することにより鋼とコンクリート間のせん断力伝達を行うものである。

せん断摩擦理論はこのような、面に直交する接合鉄筋を有する接合面のせん断力伝達に対する既往の代表的な基礎的理論である。

この理論は、従来より、国内外において構造物のせん断力伝達に対する設計に有効に用いられてきた。しかしながら、この理論は今まで常用されてきた通常の高さの強度の鉄筋とコンクリートを対象として組立てられたものである。従って、今後の需要が増大する高強度材料を適用することには無理がある。

本章の目的は、せん断力伝達性状の真の姿をより明確にし、高強度材料についても適用のできるせん断耐力の算定法として、適切な耐力算定式の表示方法を示すことである。

本章の構成を以下に示す。

2.2節では、せん断摩擦理論に関する既往の研究を概括し、基本的にはそれらはコンクリート強度を影響因子として採りあげていないことを具体的に示す。また、コンクリート強度を影響因子として扱っている少ない研究に対して問題点の抽出を行う。これを踏まえ、せん断摩擦挙動に対して明らかにすべき項目を示す。

2.3節では直交鉄筋を有するコンクリート部材接合面のせん断力伝達性状をコンクリートと鉄筋の強度との関係から明らかにするために行った一面せん断実験結果について考察する。これに基づいて、降伏強度が 8000kgf/cm^2 以下の高強度の接合鉄筋並びに圧縮強度が 800kgf/cm^2 以下の高強度コンクリートをも対象とするせん断摩擦耐力式を導く。

2.4節では本章の研究成果をまとめて示す。

2.2 せん断摩擦理論に関する既往の研究

2.2.1 せん断摩擦理論に関する既往の研究の概要

鉄筋コンクリート部材間におけるせん断力伝達に関する挙動を扱った既往の理論としてせん断摩擦理論がある。

せん断摩擦理論に関する初めての論文はBirkeland とMast¹⁾によって1960年代に発表された。その後、この問題に関する数多くの論文が発表されている。

既往のせん断摩擦理論の概要を以下に記す。

打継がれたコンクリートの接合面においてせん断力が伝達される場合、せん断力の作用方向に滑り変位 (slippage) が生じると共に接合面が粗であれば、せん断力の作用方向と直交方向に分離変位 (Separation) が生じる (図 2.2.1 参照)。既往のせん断摩擦理論によると、この分離変位により、接合面を横切る接合鉄筋に引張力が発生し、この引張力と釣合う大きさの圧縮力が接合面と直交方向に作用し、これによって、摩擦せん断抵抗力が生じるとされた。かつ、接合面におけるせん断耐力を算定するためには、鉄筋の引張力は引張降伏力に到達しているものとして扱われてきた。

以上から、接合面のせん断耐力は次式により示される。

$$V_u = A_{vf} f_y \tan \alpha \quad \text{--- (2.2.1)}$$

上式を、せん断面の面積で除して

$$v_u = p_v \cdot f_y \tan \alpha \quad \text{--- (2.2.2)}$$

ここに、 V_u : 接合面のせん断耐力

A_{vf} : 接合鉄筋の断面積

f_y : 接合鉄筋の降伏強度

p_v : 接合鉄筋の鉄筋比

α : コンクリート面の傾き角 (図-2.2.1参照)

あるいは

$$v_u = \mu \cdot p_v \cdot f_y$$

μ : 接合面の摩擦係数

μ もしくは $\tan \alpha$ の値は、コンクリートの骨材の種類並びに界面の凹凸の状態に依存するものであって、例えば ACI Building Code⁶⁾ においては表 2.2.1 に示すように各種の条件に応じた値を推奨している。

さらに、従来の研究では、接合面に作用する圧縮力が鉄筋で与えられようと外力によって与えられようと耐力への影響は変わりはないとされ、(2.2.2) 式は次式のように一般化されている。

$$v_u = (p_v \cdot f_y + \sigma_n) \tan \alpha \quad \text{--- (2.2.3)}$$

σ_n : 接合面に直交方向に外部から与えられる圧縮応力

($p_v \cdot f_y + \sigma_n$) の値が高い場合、圧縮力が極めて大となり、破壊は接合面においてではなく、その近傍のコンクリート部分に生じる。この理由から、普通骨材コンクリートに対して PCI Design Handbook ⁷⁾ では v_u 値を次式で制限することを奨励している。

$$v_u < 0.3 f_c' \quad \text{--- (2.2.4)}$$

f_c' : コンクリートの圧縮強度

一方、Mattock は耐力式の中に粘着力 (Cohesion) を表わすものとして、定数項を導入し次式のようにせん断摩擦式を修正した。⁴⁾ この式は実験によるせん断耐力の平均値を与えるものとして導かれている。

$$v_u = 28 + 0.8 (p_v \cdot f_y + \sigma_n), (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{--- (2.2.5)}$$

物理的な観点からは、(2.2.5) 式は図 2.2.2 に示すひびわれモデルに対応するとされている。ここではひびわれ面の粗さとしては全体的粗さ (General roughness) と局部的粗さ (Local roughness) があり、粘着力の項はひびわれ面における局部的粗さによる効果を反映すると考えられている。

以上の研究はいずれも接合面に作用する力はせん断力のみである場合についてせん断力伝達を調べたものである。しかし、現実の構造物においては、部材間の接合面にせん断力のみが作用する場合は少なく、一般にはせん断力と曲げモーメントが同時に作用する。従って、曲げモーメントの作用下における接合面のせん断力伝達強度を明らかにすることは重要な課題のひとつである。これについて、Mattock は図 2.2.3 に示す試験体と加力方法を用いた実験結果に基づいて、せん断面に、せん断面の曲げ終局モーメント以下の曲げモーメントが作用する場合、曲げモーメントの作用することによって、せん断力伝達強度が低下することはないことを示した。⁵⁾

また、上述の研究は単調加力実験に基づいたものである。これに対し、Mattock は地震荷重を受ける接合面の設計のために、既往の単調加力実験によって得られたせん断耐力式をどのように修正すべきかに関する実験研究を行った。¹⁵⁾ 実験では、はじめに、接合面のせん断耐力予測値の 0.5 倍のせん断力を繰返し加力における最大せん断力とし、その後、経験最大せん断力の 1.08 倍のせん断力を繰返し加力における最大せん断力としつつ荷重を漸増させる正負交番繰返し加力履歴が採用された。各繰返し加力における繰返し数は 5 ~ 10 回とされた。実験結果から、Mattock は、粗面において打継がれた接合面の正負繰返し荷重に対するせん断力伝達強度は単調加力の場合の強度の 0.8 倍であると提言した。

2. 2. 2 せん断摩擦理論におけるコンクリート強度の扱われ方

(1) 既往の研究成果におけるコンクリート強度の扱われ方

前節で記した既往のせん断摩擦理論においては、この理論が提唱されてから近年に至るまでコンクリート強度は打継面のせん断強度に影響を与えないものとして扱われてきた。

これに対し、せん断摩擦耐力はコンクリート強度の影響を受けるものとして扱われるべきであることをJ. Walravenが提唱した。⁸⁾ その研究の概要を以下に示す。

Walravenは、静的なせん断力を受ける梁のひびわれを横切って伝わる力の挙動に関する研究⁹⁾の延長から、せん断摩擦機構に関するモデルとして、前述の図2. 2. 1, 2. 2. 2に示すものとは異なる図2. 2. 4のモデルを採用した。

図2. 2. 4のモデルにおいては、ひびわれを横切る力は、ひびわれ面に埋め込まれている骨材粒子と、それとは反対側のひびわれ面上のマトリクスとの間の無数の接触領域で伝達されるものとして扱われる。せん断力と垂直方向力が作用すると、マトリクスは局所的に変形し、接触領域において垂直応力 σ とせん断応力 τ とが伝達される。このモデルによると、せん断耐力が発揮される時に、マトリクスの強度が重要な役目を演じることになる。マトリクスの強度はコンクリートの品質に依存するゆえ、円柱圧縮強度のような、コンクリートの品質に依存する何らかの物理量がせん断摩擦耐力算定式に含まれることが必然であると考えた。

さらに、せん断摩擦耐力式(2. 2. 3)、(2. 2. 5)においてコンクリートの強度が含まれていない理由は、式の作成に用いられた試験体のコンクリート強度が狭い範囲内すなわち、ほとんどすべての試験体のコンクリート強度が2900から4300psi(200 ~ 300kgf/cm²)の間であったためにコンクリート強度による影響は実験結果のばらつきの中に隠れたためとみなした。この考えに基づき、Walravenは彼自身並びにA.H. Mattockによるpush-off型一面せん断実験結果^{2), 10), 11), 12)}に対して統計的方法により耐力式の誘導を行った。計88体の試験体の実験データが用いられた。コンクリートの圧縮強度(立方体試験体強度) f_{cc}' は200 ~ 820kgf/cm²の範囲であった。また、試験体はすべて一体打ちされた後、せん断力の加力面に予め割裂荷重を載荷し、ひびわれを発生させた後にせん断力を載荷したものである(以下、このような試験体をpre-crack型試験体と記す)。Walravenによるせん断摩擦耐力式は次式である。

$$v_u = C_1 (p_v \cdot f_y)^{C_2} \quad (\text{N/mm}^2) \text{-----} (2.2.6a)$$

$$\text{ここに、} C_1 = 0.822 f_{cc}'^{0.406}$$

$$C_2 = 0.159 f_{cc}'^{0.303}$$

f_{cc}' : コンクリートの立方体試験体圧縮強度

または、

$$v_u = C_3 (p_v \cdot f_y \cdot 0.0981)^{C_4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{--- (2.2.6b)}$$

ここに、 $C_3 = 3.26 f_{cc}'^{0.406}$

$$C_4 = 0.0787 f_{cc}'^{0.303}$$

さらに、統計的検討から (2.2.6a) 式または (2.2.6b) 式の5%下限式は耐力低減係数 $\phi = 0.82$ を乗ずることにより得られる。

$$v_{u,L} = \phi \cdot v_u \quad \text{--- (2.2.6c)}$$

$$\phi = 0.82$$

v_u は (2.2.6a) 式または (2.2.6b) 式による。

Walravenはこの提案式 (2.2.6c) と他の既往の提案式を実験値に対する適合度について比較している。文献2)、10)、11)、12)における実験データを検証用の実験値とし、次の二式を比較用の式とした。

PCI Design Handbook 式 :

$$v_{u,L} = \phi \cdot 1.4 p_v \cdot f_y \quad \text{--- (2.2.7)}$$

$$\phi = 0.85$$

Mattock 式

$$v_{u,L} = \phi \{28 + 0.8 (p_v \cdot f_y + \sigma_n)\}, (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{--- (2.2.5)}$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{かつ} \quad p_v \cdot f_y \geq 14 \text{kgf/cm}^2$$

図2.2.5に上記の3式による算定値を実験値と比較して示す。Walravenはこの検討結果に基づいて、コンクリート強度 f_c' が $170 < f_c' < 700 \text{kgf/cm}^2$ の範囲において、また、鉄筋量 $p_v \cdot f_y$ が $3.5 < p_v \cdot f_y < 155 \text{kgf/cm}^2$ の範囲において、提案式 (2.2.6c) を他の2式より、ばらつきが少なく、実験値とよく一致するものとしている。

一方、A.H.Mattockの提案した耐力式 (2.2.5) は約 280kgf/cm^2 のコンクリート圧縮強度の試験体を中心とした実験データに基づくものであった。しかし、彼はその後、 420kgf/cm^2 のコンクリート圧縮強度の試験体に対して実験を行い、1976年に次式を耐力式として作成した。¹³⁾ 但し、彼は、当時は、この式の形が設計実務には不向きなものと考え、この式を広く公表したのは1988年に至ってからである。

$$v_u = 0.467 f_c'^{0.545} + 0.8 (p_v \cdot f_y + \sigma_n), (\text{N/mm}^2) \\ \leq 0.3 f_c' \quad \text{--- (2.2.8a)}$$

または、

$$v_u = 1.34 f_c'^{0.545} + 0.8 (p_v \cdot f_y + \sigma_n), (\text{kgf/cm}^2) \\ \leq 0.3 f_c' \quad \text{--- (2.2.8b)}$$

図2.2.6は文献¹⁴⁾の実験データと (2.2.8) 式の算定値を比較したものである。¹³⁾ 試験体は圧縮強度の平均値が 419kgf/cm^2 の普通コンクリートを用い、pre-crack

型のものである。Mattock は (2. 2. 8) 式による算定値は実験値とよく一致していると述べている。

Mattock は (2. 2. 8) 式の物理的な根拠として次の様に述べている。

――第1項はひびわれ面における粗面がせん断されることに対する抵抗を反映し、第2項は滑りに対する摩擦抵抗を反映している。粗面がせん断されることに対する抵抗はコンクリート強度の影響を含む項により表わされるべきである。

せん断摩擦耐力に対してコンクリート強度の影響を含めて提案された耐力算定式は、現在では以上の二つのみである。

(2) せん断摩擦耐力に与えるコンクリート強度の影響評価に関する既往の研究の問題点

a) J. Walravenの研究に対して

図2. 2. 4に示されるせん断摩擦機構に関するモデルは実態に近いものである可能性が高い。しかし、彼によって提唱されたせん断摩擦耐力式(2. 2. 6)はそのモデルとは別に、実験結果に対して統計的手法を適用して導かれたものである。研究の対象とされた試験体数は88体であり、そのうちの55体の実験結果から式が誘導されている。式の適合性の検証として残りの33体の実験結果を含めた検討がなされているが統計的手法によって得た式を検証するためとしては、式の誘導に使用しなかった試験体のデータ数が十分とは言い難い。実験試験体のパラメータと共に今後の検討が必要である。

b) A. H. Mattockの研究に対して

A. H. Mattockのコンクリート強度による影響を含めたせん断力伝達耐力算定式は式の誘導の基となっている実験データ数が極めて少なく、8体のみである。また、コンクリート圧縮強度の範囲も 420kgf/cm^2 までであって充分ではない。より広いパラメータの下での実験データとの比較検証が必要であるが、それについてはなされていない。

2. 2. 3 せん断摩擦理論に関する今後の必要な研究

前項までに記したせん断摩擦理論に関する既往の研究を踏まえ、今後さらに著者が必要と考える研究の項目を記す。

① コンクリート強度とせん断力伝達耐力の関係

前述のように、従来、一般に容認されてきたせん断摩擦耐力式はコンクリート強度による影響を含めていない。また、J. Walravenおよび、A. H. Mattockの提案によるコンク

リート強度による影響を含めた耐力式は実験値との適合性に対する検討が十分に為されていない。

特に、今後の建築構造の発展のための需要の一としてコンクリート圧縮強度が600～1200kgf/cm²程度の高強度コンクリートの使用が増加すると考えられる。この範囲の強度のコンクリートに対するせん断摩擦耐力の検討は全く不十分である。

② 最大耐力時における接合鉄筋の応力評価

既往のせん断摩擦理論では、接合面におけるせん断耐力を算定する際、接合鉄筋は引張降伏応力に到達しているものとして扱われてきた。しかし、従来、実施されてきた関連の実験においては最大耐力時における接合鉄筋の応力に対する検討は殆ど為されていない。

さらに、①と同様の理由により、降伏強度が6000～8000kgf/cm²程度の高強度鉄筋の建築構造への今後の利用が予測される。既往のせん断摩擦耐力式の基となっている実験資料には、当然ながらこのような高強度鉄筋の使用は含まれていない。従って、3000～4000kgf/cm²程度の通常多用されている降伏強度の接合鉄筋の最大耐力時における引張応力の評価の妥当性と共に、高強度鉄筋を用いる場合に対しても新たな検討が要求される。

③ せん断面の表面状態とせん断力伝達耐力の関係の評価

既往のせん断摩擦耐力式の誘導の基となっている実験において、用いられた試験体はいわゆるpre-crack型のものである。すなわち、これは一体打ちされたコンクリートに割裂荷重を載荷してひびわれを発生させ、その後そのひびわれ面に沿ってせん断力の載荷を行ったものである。このようにして作製された面が現実のコンクリートの打継面の状態を適切に反映されているものであるかどうかについて著者は疑問を持つ。

さらに、コンクリート打継面の実際の表面状態は凹凸の程度と形状が様々であって、それらの個々に応じた適切な摩擦係数値を設定する必要がある。

④ せん断摩擦耐力に対する合理的な式の表示方法

今まで述べたところから明らかなように、既往のせん断摩擦耐力式は使用範囲が限定されたものであり、今後はより広い範囲に適用できる式を作成する必要がある。そのためには、現象の本質に対して一層深い考察を加え、耐力式を現象が適切に反映されたものとするためにはどのような表示にすべきかについて研究することが求められる。

2. 3 高強度材料を用いる場合の接合面のせん断耐力に関する実験的研究

2. 3. 1 目的

コンクリート部材接合面のせん断力伝達性状とコンクリート強度、鉄筋降伏強度および接合面の処理方法の関係を実験により明らかにすることを目的とする。

特に、コンクリートと鉄筋の双方に関して、高強度の材料を用いる場合のせん断耐力を含めた性状を検討する。これによって、従来の研究では、必ずしも陽に現れていなかったせん断力伝達に関する本質的な性状を検討し、主として次の諸項目を明確にすることとする。

- ① せん断摩擦耐力に及ぼすコンクリート強度の影響
- ② 最大耐力時における接合鉄筋の応力評価
- ③ せん断摩擦耐力に対する合理的な式の表示方法

2. 3. 2 実験計画

試験体図を図2. 3. 1に示す。試験体は一面せん断型である。コンクリートは二度に分けて打設され、その打継面を加力時におけるせん断力の加力面とした。

実験は3シリーズから成る。試験体の種類を表2. 3. 1(a)～(c)に示す。

(1) 実験のパラメーター

a) 材料の強度

コンクリートの公称圧縮強度は、240、500、800kgf/cm²とした。接合鉄筋としては公称降伏強度 f_y が3000、6000、8000kgf/cm²のものを用い、さらに一部の試験体には f_y が13000kgf/cm²のP C鋼棒も用いた。

b) 打継面の状態

打継面の状態としては、コンクリート打設後、硬化の途中にワイヤブラシにて目荒しをしたもの(以下、「目荒し」と記す)、断面が直角型のコッター(以下、「コッター」もしくは「直角型コッター」と記す)、断面が三角型のコッター、打継ぎを設けずに試験体を一体としてコンクリート打設した後、せん断加力試験直前にせん断面に割裂荷重を載荷することにより、人為的にひびわれを発生させたもの(「予めひびわれ」と記す)、合板型枠による表面仕上げのもの(「平滑」と記す)の5種類とした。

さらに、比較用試験体として打継面の無い一体打ちのものを用意した。

ワイヤブラシにて目荒しをする場合の凹凸の目標値は5mmとした。直角型及び三角型コッターの図を図2. 3. 1に示す。三角型コッターは、コッターの深さを5～

20mmと浅くし、打継面に数多くの凹凸が生じるようにした。また、凹凸面のせん断面に対する角度は45度とした。

これらの打継面（接合面）の内、「目荒し」、「三角型コッター」並びに「予めひびわれ」は工学的に連続的な粗面であり、「直角型コッター」は断続的な凹凸の面である。連続的な粗面の内、「目荒し」をシリーズⅡにおいて、また、「三角型コッター」をシリーズⅢにおいて主として扱うこととする。

「目荒し」処理による粗さの程度はばらつきが生じやすく、これが実験結果のばらつきとなる可能性もある。一方、「三角型コッター」の場合には、粗さのばらつきは生じない。本実験で「三角型コッター」を表面処理方法のひとつとして採用するのはこれが粗さのばらつきの無い連続的粗面であることと、表面処理に関する施工性にも優れているためである。

せん断面に直交する方向の垂直応力は二体（No.C24・0,C60・0）にのみ5kgf/cm²の圧縮応力を与え、他は0とした。

接合鉄筋に用いた異形鉄筋の径は13mmと10mmである。

（2） 加力と測定方法

図2.3.3に示す加力装置により、接合面に一方向せん断力を加力した。

せん断面におけるせん断力の方向の滑り変位（Slippage）、および、これと直交方向の分離変位（Separation）を電気式変位計により測定した。変位計の設置方法は図2.3.4に示すとおりである。また、接合面近傍の接合鉄筋の歪をワイヤストレインゲージにより測定した。

2.3.3 試験体

（1） 使用材料

a) コンクリート

普通セメント、碎石（最大粒径20mm）、海砂および砕砂を用いた。配合表を表2.3.2に示す。強度試験結果を表2.3.3に示す。

b) 鉄筋

使用した鉄筋の引張試験結果を表2.3.4に示す。

（2） 試験体の製作

コンクリートの打設方向を図2.3.2に示す。打継ぎを設ける試験体の製作においては、図の先打ち部のコンクリート打設後、材令約7日で後打ち部のコンクリートの打設を行った。

3. 4 実験結果と考察

(1) 実験結果の概要

主要実験結果の一覧として最大耐力時のせん断応力、滑り変位、接合鉄筋の歪等を表2. 3. 5に示す。試験体の最終ひびわれ状況を図2. 3. 5に示す。

(2) せん断力と変位の関係

せん断力とせん断面における滑り変位 (Slippage) の関係を図2. 3. 6に示す。

(3) 材料強度と最大せん断応力の関係

実験から得られたコンクリート圧縮強度と最大せん断応力の関係を図2. 3. 7

(a), (b), (c) に示す。

図2. 3. 7 (a) (実験Series I) は降伏強度 f_y が 3730kgf/cm^2 の接合鉄筋に対して圧縮強度が約 260kgf/cm^2 、並びに 490kgf/cm^2 のコンクリートを用いた場合の結果を示す。接合面の状態としては「平滑」、「目荒し」、「コッター」および「予めひびわれ」のものと比較用の一体打ちのものがある。

接合面に「予めひびわれ」を入れた場合と一体打ちの場合には、コンクリート圧縮強度が 260kgf/cm^2 から 490kgf/cm^2 に上昇するのに伴って、最大せん断応力は約50%の上昇を示した。また、接合面の処理方法を「目荒し」並びに「コッター」とした場合には、このコンクリート強度の上昇に伴い、最大せん断応力は約26%上昇した。また当然ながら「平滑」接合面の場合にはコンクリート強度の上昇に伴う最大せん断応力の上昇は生じていない。

図2. 3. 7 (b) (実験Series II) は接合面の処理方法を「目荒し」とした場合についてコンクリート圧縮強度を約 $230, 580, 900\text{kgf/cm}^2$ と変化させた場合の最大せん断応力を示すものである。

この場合、コンクリート圧縮強度が 230kgf/cm^2 から 580kgf/cm^2 へ上昇するとともに最大せん断応力は上昇し、例えば径 10mm 、降伏強度 $f_y \cong 6000\text{kgf/cm}^2$ の接合鉄筋を用い、 $p_v f_y = 57\text{kgf/cm}^2$ の場合には後者の場合の最大せん断応力は前者の場合の1.6倍となる。しかし、コンクリート圧縮強度が約 900kgf/cm^2 の場合には圧縮強度が 580kgf/cm^2 の場合と比べ、最大せん断応力の上昇は一部を除いて生じていない。また、図から接合鉄筋の径と本数並びにコンクリートの圧縮強度が同一であれば、鉄筋の降伏強度の上昇と共に最大せん断応力は上昇するが、 $p_v f_y$ と最大せん断応力の関係は線形ではないことが示されている。

図2. 3. 7 (c) (Series III) は深さ 5mm の三角型コッターを接合面に設けた試験体9体の場合についてコンクリート圧縮強度と最大せん断応力の関係を示したもの

である。試験体の鉄筋径（D10mm）と鉄筋量はすべて同一である。

この場合、コンクリート圧縮強度が250kgf/cm²から800kgf/cm²に変化するのに伴って最大せん断応力は50～60%程度上昇している。但しコンクリート圧縮強度が約550kgf/cm²から800kgf/cm²に変化する間においては、接合鉄筋の降伏強度が3800kgf/cm²の場合は最大せん断応力は上昇せず、降伏強度がこれより高い5900並びに8300kgf/cm²の場合に上昇を示している。

コンクリート圧縮強度が約550kgf/cm²から800kgf/cm²に変化する間においては、コンクリート圧縮強度の上昇に伴う最大せん断応力の上昇の割合は、これ以下の圧縮強度の領域の場合よりも小さい。

以上から、コンクリート圧縮強度と最大せん断応力の関係を粗面接合面（Rough Joint,ここでは三角型コッターを含める）の場合についてまとめると、コンクリート圧縮強度が約200kgf/cm²から900kgf/cm²の範囲において、コンクリート圧縮強度の上昇と共に最大せん断応力は上昇を示すと言える。また、コンクリート圧縮強度の上昇に伴う最大せん断応力の上昇は、接合鉄筋比が同一であれば、接合鉄筋の降伏応力度が高いほど顕著に表われる傾向がある。すなわち、コンクリート圧縮強度の高いことをせん断力伝達耐力の向上に効率よく寄与させるためには、コンクリート強度に見合う $p_v \cdot f_y$ 値が必要になるものと考えられる。

(4) 最大耐力時の接合鉄筋の歪

図2.3.8にはSeries Iの場合について、コンクリート圧縮強度と最大耐力時の接合鉄筋の歪の関係を示す。また、図2.3.9(a), (b)には各々Series II, IIIにおける最大耐力時の接合鉄筋の歪とその降伏歪の関係をコンクリート圧縮強度をパラメーターとして示す。

接合鉄筋の歪は試験体の接合面において鉄筋の対面に貼付された2枚のワイヤストレーンゲージによる測定値の平均値を示すものである。

これら三つの図に共通して次の事項が指摘できる。

最大耐力の発現時において、一部を除き、接合鉄筋は降伏歪に達していない。また鉄筋の降伏強度が同一の場合でも、コンクリート圧縮強度の増大と共に最大耐力時の鉄筋歪は上昇する（但し、打継面が平滑面並びに直角型コッターの場合を除く）。

以上の他に、図2.3.9(a)(Series II)からは次のことが指摘できる。

コンクリート圧縮強度が500kgf/cm²から900kgf/cm²に上昇しても、これに伴う最大耐力時の鉄筋歪の上昇は見られない。これはこのシリーズにおいてはこの間のコンクリート強度の上昇に伴う最大耐力の上昇が生じていないことと対応している。この場合、打継面の処理方法としてはワイヤブラシによる目荒しの方法によっており、この

処理法により生じる粗面の程度のばらつきがこの主要の原因となった可能性が高い。

図2.3.9(a)(Series II)と同(b)((Series III)に共通する事項として次のことが指摘できる。

鉄筋の降伏歪 ϵ_y が高くなるほど最大耐力時の鉄筋歪 ϵ_o も高くなり両者間にはほぼ線形の関係がある。但し、鉄筋の降伏歪が高くなるほど ϵ_o/ϵ_y 比は低くなる。かつ、同一の降伏強度の鉄筋に対してはコンクリート圧縮強度が高くなるほど ϵ_o/ϵ_y 比は上昇する傾向がある。

(5) 最大耐力時の分離変位及び滑り変位

適切な耐力表示式を導くための考察の一環として、最大耐力時の接合面における分離変位(せん断力と直交方向の変位、Separation)と滑り変位(せん断力と同一方向の変位、Slippage)について実験結果の検討をする。

深さが5mmの三角型コッターの場合について、コンクリート圧縮強度と最大耐力時の分離変位の関係を図2.3.10に、また最大耐力時の滑り変位との関係を図2.3.11に示す。接合面の処理方法がこの方法の場合には、形成される粗面の程度についての試験体間のばらつきが無いいため、接合面における変位を検討するのに適しているものと考えられる。

最大耐力時の分離変位、滑り変位共にコンクリート圧縮強度の変化による影響を受けず、接合鉄筋の降伏強度が高くなるほど、分離変位と滑り変位の値が大となる傾向が示されている。従って、コンクリートの圧縮強度が高くなるほど接合面のせん断耐力が高くなるが、それに対応して最大耐力時の分離もしくは滑り変位が大となることは無いことがわかる。

(6) 既往の耐力算定式による算定値と実験値の比較

本項においては、せん断面における既往のせん断耐力算定式の適合性を検討することを目的として、既往の耐力算定式による算定値と著者による本実験結果との比較を行う。

既往の耐力算定値として次の3式を対象とする。

① A.H.Mattock による提案式 その1⁴⁾ (以下、Mattock A式と記す。)

$$\tau_u = 28 + 0.8 p_v \cdot f_y \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{かつ、} \quad \leq 0.3 f_c' \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{また、} \quad p_v \cdot f_y \geq 14 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

② A.H.Mattock による提案式 その2¹³⁾ (以下、Mattock B式と記す。)

$$\tau_u = 1.34 f_c' \cdot 0.54^5 + 0.8 (p_v \cdot f_y + \sigma_n) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$
$$\leq 0.3 f_c' \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

③ J.Walravenによる提案式⁸⁾

$$\tau_u = C_3 (p_v \cdot f_y \cdot 0.0981)^{C_4} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{ここに、} C_3 = 3.26 f_{cc}' \cdot 0.406$$

$$C_4 = 0.078 f_{cc}' \cdot 0.303$$

τ_u : 最大せん断応力

σ_n : せん断面に作用するせん断面と直交方向の垂直応力

(符号は圧縮応力を正とする。)

f_c' : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

f_{cc}' : コンクリートの立方供試体圧縮強度

上式のうち、Mattock A 式は実用上広く知られているせん断摩擦耐力式の代表として、また、Mattock B 式とWalraven式はコンクリート強度の影響を取り入れたものとして検討対象に採用したものである。

図2.3.12(a), (b)に鉄筋量 $p_v \cdot f_y$ と最大せん断応力の関係についての実験値とMattock A,B 式による算定値とを比較して示す。また、Mattock A,B 式とWalraven式による算定値と実験値の比較を表2.3.6に示す。

ここでは、これらの耐力式が対象としている連続的な粗面接合面を有する試験体(すなわち、目荒し処理、三角型コッター、「予めひびわれ発生」の接合面の場合)についての検討を示す。

算定値のうち、Mattock A 式とMattock B 式はコンクリート圧縮強度が240kgf/cm²前後である場合には同値を示す。

実験SeriesIIの場合においては、コンクリート強度の影響を含めたB 式はその圧縮強度が500 ~ 600kgf/cm²の場合に実験値と良い一致を示し、計算値と実験値の差は実験値の10%程度となっている。しかしながら、コンクリート圧縮強度が800 ~ 900kgf/cm²に対しては、計算値はほぼ実験値よりも30~50%も過大値を示し、適用が困難となる。実験SeriesIIIの場合には、Mattock A 式とMattock B 式は接合鉄筋の降伏強度が4000kgf/cm²程度以下の場合において、計算値と実験値の差は実験値の20%以内となっている。しかしながら、両式ともに鉄筋の降伏強度が6000kgf/cm²以上で、かつ

コンクリート圧縮強度が240kgf/cm²程度の比較的低強度コンクリートの場合には計算値は実験値よりも約35%ほども過大な値となっている。

以上の検討は、既往の耐力算定式はコンクリート並びに接合鉄筋の強度が従来、常用されていた範囲を逸脱する高いものである場合には適用が困難になること、またそのような高強度材料に対しては、コンクリートと接合鉄筋の強度の組合わせを考慮した耐力式が必要となる可能性があることを示している。

(7) 合理的なせん断摩擦耐力算定式の表示方法の提示

a) 合理的なせん断摩擦耐力算定式の表示

前節までの検討結果を踏えて、既往の算定式の場合よりもせん断摩擦機構の実現象に近づいたものであり、同時に従来の場合よりも高強度の材料に対しても適合性の良い耐力算定式の表示方法の提示を行う。

算定式の提示に際する基本方針として次項を設定する。

- ① 最大せん断応力はコンクリートの強度に依存する。コンクリートの圧縮強度が高いほど、接合面のせん断耐力は上昇する。
- ② 接合面においてせん断応力がその最大耐力に達する時点において、接合鉄筋の応力は必ずしもその降伏強度に達していない。
- ③ 最大せん断応力は接合面の粗さの程度に依存する。

以上から、接合面の最大せん断応力は、任意のコンクリートの圧縮強度に対して、

$$(\tau_u/F_c) \text{ と } \beta \cdot (p_v \cdot f_y/F_c)$$

ここに、 τ_u :接合面の最大せん断応力

F_c :コンクリートの圧縮強度

p_v :接合鉄筋の鉄筋比

f_y :接合鉄筋の降伏強度

の関係により表示できるものとする。

ここで、 β は接合鉄筋の降伏強度の高さとその有効度、並びに接合面の粗さに依存する係数であり、実験結果に基づいて決定する。

前(4)項において述べたように、実験結果では、最大耐力時において一般に接合鉄筋の応力はその降伏強度に達していない。これは、接合面におけるせん断力伝達がせん断摩擦にすべてを依存しているのではなく、一部は鉄筋のダボ作用によっているためである。多くの場合、接合鉄筋の応力が降伏強度に達する前において、接合面のコンクリートの局所的な破壊が生じていると考えられる。係数 β は、このような挙動

を耐力算定式に反映させるために設定するものである。

b) せん断摩擦耐力式と係数 β の決定

係数 β の決定を、ここではまず、工学的には一様に連続的な粗面であると考えられかつ、接合面の粗さの程度のばらつきが無く、従ってこれによる実験結果の変動が少ない三角型コッターの接合面の場合について行う。図 2.3.13 は (τ_u/F_c) と $(p_v \cdot f_y/F_c)$ の関係について実験値を示したものである。両者の関係を数式表示するためには、

$$\tau_u/F_c = \beta \sqrt{p_v \cdot f_y/F_c} \text{-----} (2.3.1)$$

とすることが実験値との適合性が良い。上式の右辺に根号を用いるのは、本実験並びに既往の実験結果において、鉄筋量 $p_v \cdot f_y$ 値の増大と共に $p_v \cdot f_y$ 値の耐力へ及ぼす影響度合が減少することを反映したものである。

接合面が深さ 5mm の三角型コッターの場合について、この数式表示に対し、実験値から回帰計算により係数 β を求めると次のようになる。

接合鉄筋の降伏強度 $f_y=3840\text{kgf/cm}^2$ のとき、 $\beta=0.459$

$f_y=5940\text{kgf/cm}^2$ のとき、 $\beta=0.393$

$f_y=8320\text{kgf/cm}^2$ のとき、 $\beta=0.353$

図 2.3.13 にはこのようにして求めた式 (2.3.1) による曲線を併せて示す。本算定式と実験値とは良く適合していることが図から明らかであり、またこのことはせん断摩擦耐力算定式として本式の表示方法が適切なものであることを示している。また、図 2.3.14 は係数 β と接合鉄筋の降伏強度の関係を表わしたものである。これから、 β と鉄筋の降伏強度間には線形の関係があることがわかり、回帰直線を求めると次式となる。

$$\beta = -2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546 \text{-----} (2.3.2)$$

但し、 $f_y: \text{kgf/cm}^2$

これより、(2.3.1) 式は次式により表示できる。

$$\tau_u/F_c = (-2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546) \sqrt{p_v \cdot f_y/F_c} \text{-----} (2.3.3)$$

但し、 $f_y, F_c: \text{kgf/cm}^2$

あるいは、

$$\tau_v = (-2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546) \sqrt{\rho_v \cdot f_y \cdot F_c} \text{ ----- (2.3.4)}$$

但し、 f_y, F_c : kgf/cm²

ここに、(2.3.3)、(2.3.4)式の適用範囲として、コンクリートの圧縮強度は、200～800kgf/cm²、接合鉄筋の降伏強度は、3000～8000kgf/cm²とする。

かつ、 τ_v/F_c の制限としては、既往の研究成果（例えば、文献7）に基づき、次式とする。

$$\tau_v/F_c < 0.3 \text{ ----- (2.3.5)}$$

耐力算定式(2.3.1)、(2.3.3)、あるいは(2.3.4)は接合面と直交方向の圧縮応力もしくは引張応力が作用しない場合のものであり、これが作用する場合に対しては、別途の検討が必要である。

従来は、高強度材料の適用をも含めた接合面のせん断耐力算定方法は不十分なものであった。これに対して、以上に提示したせん断摩擦耐力評価方法は設計上に有効なものとなる。

2. 4 本章のまとめ

本章においては、せん断摩擦機構に関する既往の研究の問題点の分析を行い、これを踏まえて、コンクリート並びに接合鉄筋の強度が従来の研究において扱われていない範囲の高強度材料の場合を含めた試験体によって鉄筋コンクリート部材接合面の一面せん断実験を行った。実験結果に基づき、既往の研究の問題点の解決を図った。

各章毎に得られた成果を以下に列挙する。

2. 2節では、せん断摩擦理論に関する既往の主要研究について概括し、これらはせん断摩擦耐力をコンクリートの強度に依存しないものとして捉えていることを述べた。続いて、コンクリートの強度との関連においてせん断摩擦耐力算定式を提示している数少ない研究として、J. WalravenとA. H. Mattockの研究について述べると共に、その適合性が不十分であることを指摘した。

さらに、これらを含め、今後明らかにすべき項目としてつぎの事項を掲げた。

- ① コンクリート強度とせん断力伝達耐力の関係
- ② 最大耐力時における接合鉄筋の応力評価
- ③ せん断面の表面状態とせん断力伝達耐力の関係
- ④ せん断摩擦耐力に対する合理的な式の表示方法

2. 3節では、2. 2節の内容を踏まえて、接合鉄筋が横切るコンクリート部材接合面のせん断力伝達性状を、コンクリート強度並びに鉄筋降伏強度との関係から明らかにするために行った実験結果の考察を述べた。この実験では、コンクリートと鉄筋の双方に関して従来、多用されているものよりも高強度の材料を用いる場合の性状を検討することを主眼とし、これによって、既往の研究では必ずしも明確にされていなかったせん断力伝達に関する本質的な現象を検討し、主として上記の①、②、③、④の項目を明確にすることを意図した。

実験において対象とした材料の強度は、コンクリートの圧縮強度が約 $240\sim 800\text{kgf/cm}^2$ であり、接合鉄筋の降伏強度が約 $3400\sim 8000\text{kgf/cm}^2$ である。

本章における研究から、新たに明確になった事項は次のとおりである。

- (1) せん断力伝達耐力はコンクリートの強度に依存する。

コンクリート強度の指標としてその圧縮強度を採ると、コンクリート圧縮強度が高いほど、せん断力伝達耐力は上昇する。

- (2) 従来のせん断摩擦理論における、最大耐力時に接合鉄筋が降伏しているという

仮定は、一般には成立しない。

(3) 降伏強度が6000kgf/cm² 程度以上の高い降伏強度の鉄筋を接合鉄筋として用いる場合には、前記の傾向は更に顕著になる。すなわち鉄筋の降伏強度が高いほど、最大耐力時における鉄筋応力の降伏応力に対する比率は低下する。

(4) コンクリートの圧縮強度が高いほど、最大耐力時の鉄筋応力はその降伏強度へ近づく。

(5) 工学的に同一範囲の降伏強度を有する接合鉄筋を用い、かつ、接合面の表面処理状態が同じならば、接合面における最大せん断応力 τ_u は、任意のコンクリート強度の場合について、

$$\tau_u/F_c = p_v \cdot f_y/F_c$$

の関係により表示することができる。

接合鉄筋の降伏強度と接合面の表面処理状態が異なる場合に対しては、係数 β を用いて、

$$\tau_u/F_c = \beta \cdot p_v \cdot f_y/F_c$$

の関係により表示することができる。

ここに、 F_c :コンクリートの圧縮強度

p_v, f_y :接合鉄筋の鉄筋比と降伏強度

β :接合鉄筋の降伏強度の高さとその有効度並びに接合面の表面処理状態により決定される係数であり、実験から求める。

(6) せん断摩擦耐力表示式

以上の成果に立脚し、任意の圧縮強度のコンクリートと任意の降伏強度の接合鉄筋に対して、せん断摩擦耐力表示式として次式を提示する。

$$\tau_u/F_c = \beta \sqrt{p_v \cdot f_y/F_c} \quad \text{----- (2.3.1)}$$

β と鉄筋の降伏強度間には線形の関係があり、接合面の処理方法が深さ5mm の三角型コッターの場合については、係数 β は次式により表示できる。

$$\beta = -2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546 \quad \text{----- (2.3.2)}$$

但し、 f_y :kgf/cm²

従って、(2.3.1)式は次式により表示できる。

$$\tau_u/F_c = (-2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546) \sqrt{p_v \cdot f_y / F_c} \text{ ---- (2.3.3)}$$

但し、 f_y, F_c :kgf/cm²

あるいは、

$$\tau_u = (-2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546) \sqrt{p_v \cdot f_y \cdot F_c} \text{ ----- (2.3.4)}$$

但し、 f_y, F_c :kgf/cm²

ここに、(2.3.3)、(2.3.4)式の適用範囲として、コンクリートの圧縮強度は、200～800kgf/cm²、また、接合鉄筋の降伏強度は、3000～8000kgf/cm²とする。かつ、 τ_u/F_c は次式の範囲とする。

$$\tau_u/F_c < 0.3 \text{ ----- (2.3.5)}$$

高強度材料の適用をも含めた接合面のせん断耐力算定方法は従来は不十分なものであった。これに対して以上に提示したせん断摩擦耐力評価方法は設計上に有効なものとなる。

第2章 関連引用文献

- 1) P.W.Birkeland, H.W.Birkeland, "Connections in Precast Concrete Constructions", ACI Journal, V.13, No.3, March 1966, pp.345-368.
- 2) J.A.Hofbeck, I.O.Ibrahim, A.H.Mattock, "Shear Transfer in Reinforced Concrete" ACI Journal, V.66, No.2, February 1969, pp.119-128.
- 3) A.H.Mattock, N.M.Hawkins, "Research on Shear Transfer in Reinforced Concrete" PCI Journal, V.17, No.2, March-April 1972, pp.55-75.
- 4) A.H.Mattock, "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane", ACI Special Publication 42, Shear in Reinforced Concrete, ACI, Detroit, Michigan, 1974, pp.17-42.
- 5) A.H.Mattock, L.Johal, H.C.Chow, "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting across the Shear Plane", PCI Journal, V.20, No.4, July-August 1975, pp.76-93.
- 6) ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)", American Concrete Institute, 1989.
- 7) PCI Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete, Third Edition, Prestressed Concrete Institute, 1985.
- 8) J.Walraven, J.Frenay, A.Pruijssers, "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members", PCI Journal, Jan./Feb., 1987, pp.66-84.
- 9) J.Walraven, "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock", Journal of the Structural Division, ASCE, V.11, Nov., 1981, pp.2245-2270.
- 10) J.Walraven, H.W.Reinhardt, "Theory and Experiments on the Mechanical Behavior of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading", Heron, V.26, No.1, 1981.
- 11) A.F.Pruijssers, L.G.Liqui, "Shear Transfer Across a Crack in Concrete Subjected to Repeated Loading-Experimental Results", Part 1, Stevin Report 5-85-12, 178pp.
- 12) J.Frenay, "Shear Transfer Across a Single Crack in Reinforced Concrete under Sustained Loading, Part 1, Experiments" Stevin Report, 5-85-5, 1985, 114pp.
- 13) Comments by A.H.Mattock, "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members by J.Walraven, J.

Frenay, A.Pruijssers", PCI Journal, Jan./Feb., 1988.

- 14) A.H. Mattock, "Shear Transfer Under Monotonic Loading, Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times", Report SM76-3, Department of Civil Engineering, University of Washington.
- 15) A.H. Mattock, "Cyclic Shear Transfer and Type of Interface", ASCE, Vol.107, No.ST10, October, 1981, pp.1945-1964.

表 2.2.1 摩擦係数 μ ($\tan \alpha$) 値に関する推奨値

Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-89)

接合面の状態	μ
一体打ちされたコンクリート	1.4 λ
コンクリートと粗面の硬化コンクリート	1.0 λ
意図的に粗面とされていない硬化コンクリートに打設されたコンクリート	0.6 λ
スタッドや鉄筋により圧延鋼材に接合されたコンクリート	0.7 λ

注：(1) 本表の μ は次式による。

$$V_n = A_{v_f} f_y \mu$$

V_n :せん断力

A_{v_f} :接合鉄筋の断面積

f_y :接合鉄筋の降伏強度

(2) λ :普通コンクリートの場合に、1.0

軽量細骨材コンクリートの場合に、0.85

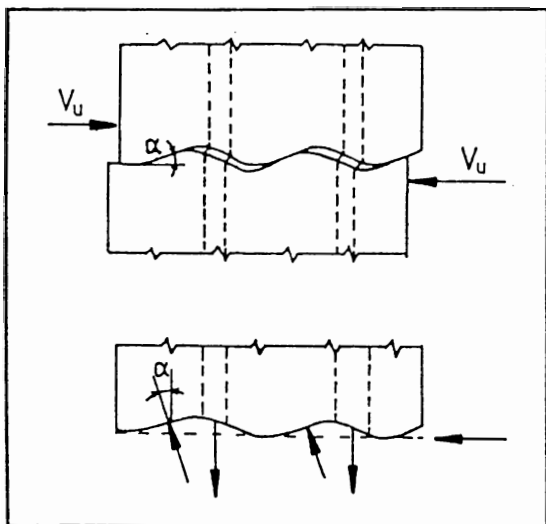


図 2.2.1 ひびわれ幅の拡張を示すせん断摩擦機構 (文献 8 より引用)

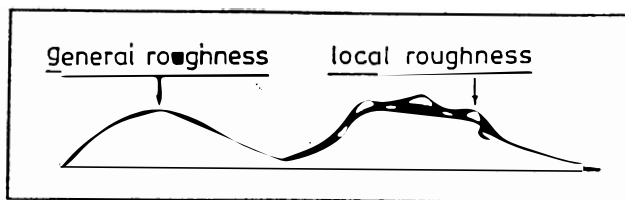


図 2.2.2 ひびわれ面における全体的粗さ (General roughness) と局部的粗さ (Local roughness) (文献 4 より引用)

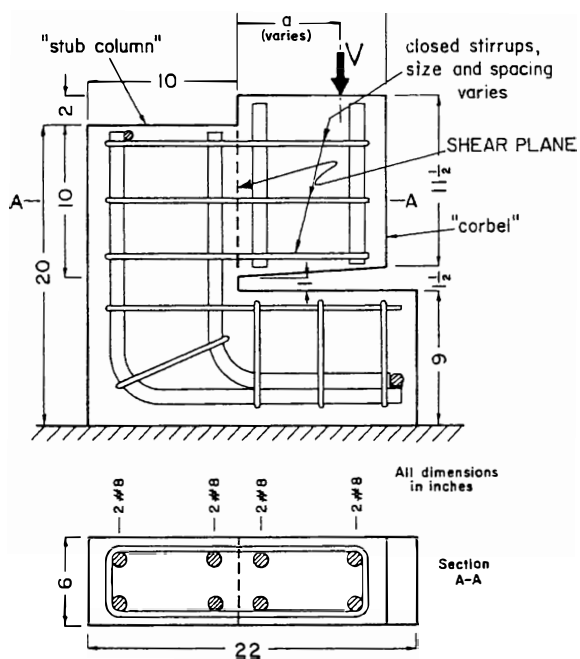


図 2.2.3 Mattock によるせん断力と曲げモーメントの複合加力実験用試験体 (文献 5 より引用)

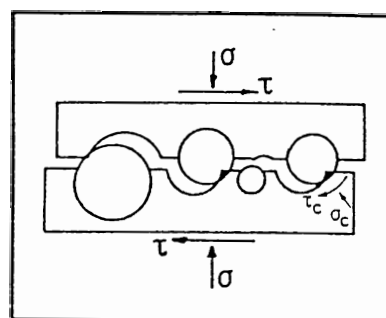


図 2.2.4 ひびわれ表面間の応力伝達 (文献 8 より引用)

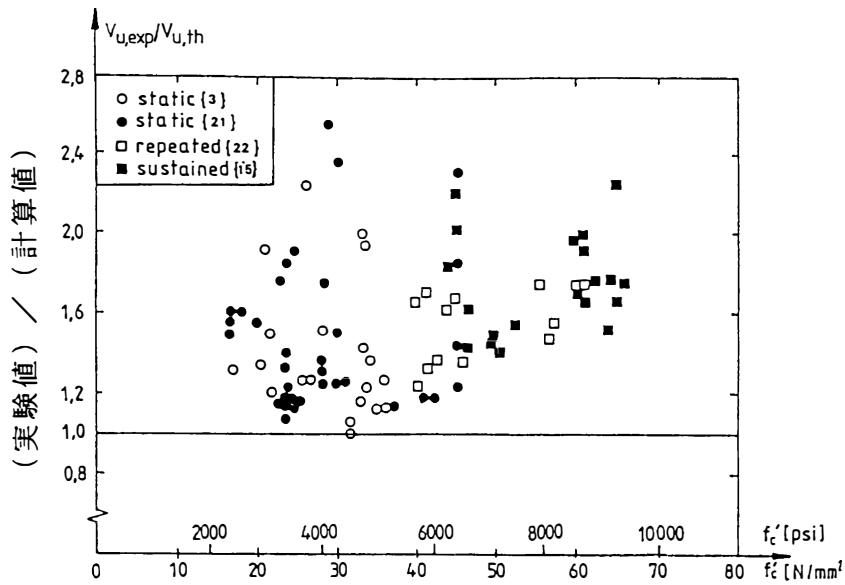


図 2.2.5 (a) 最大せん断応力実験値と計算値の比較

計算値：PCI Design Handbook 式⁷⁾ (2.2.7) 式

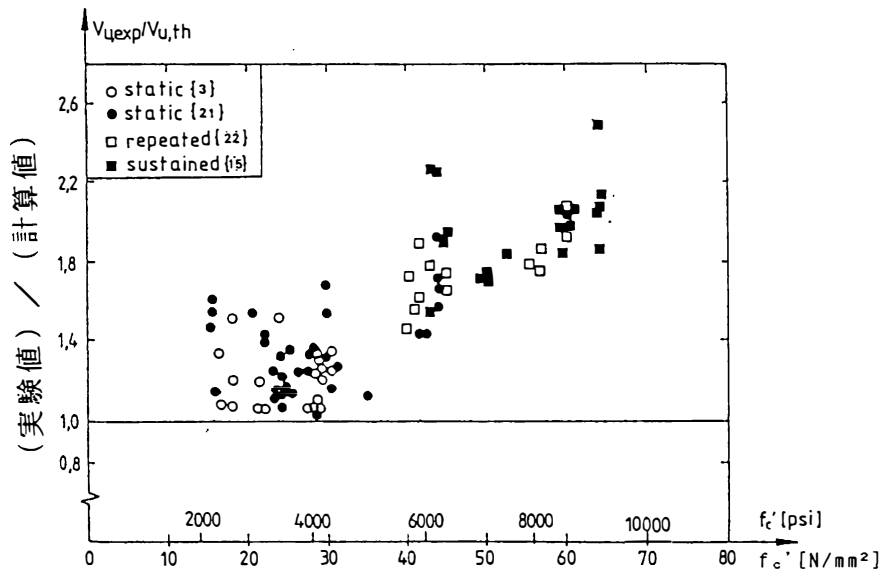


図 2.2.5 (b) 最大せん断応力実験値と計算値の比較

計算値：A.H.Mattock 提案式 (2.2.5) 式

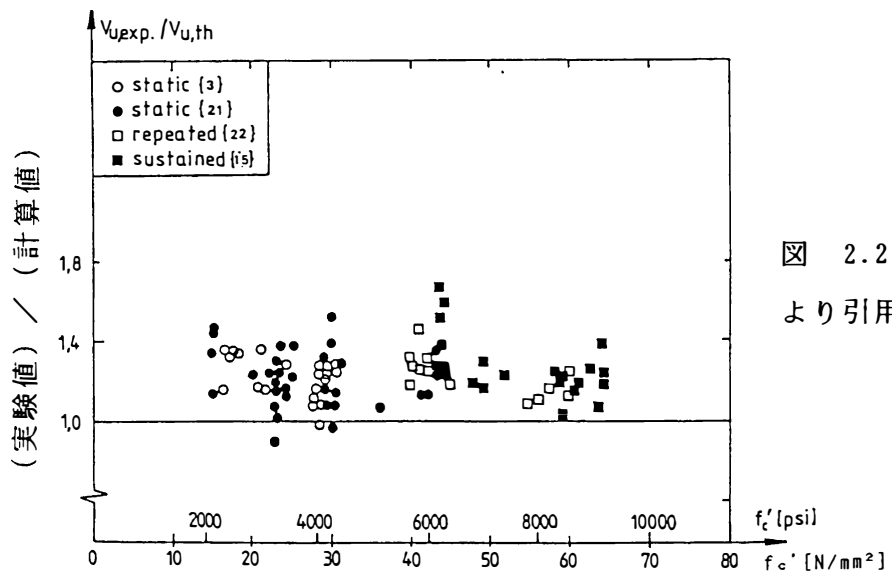


図 2.2.5 (c) 最大せん断応力実験値と計算値の比較

計算値：J.Walraven 提案式 (2.2.6) 式

図 2.2.5 は文献 8
より引用

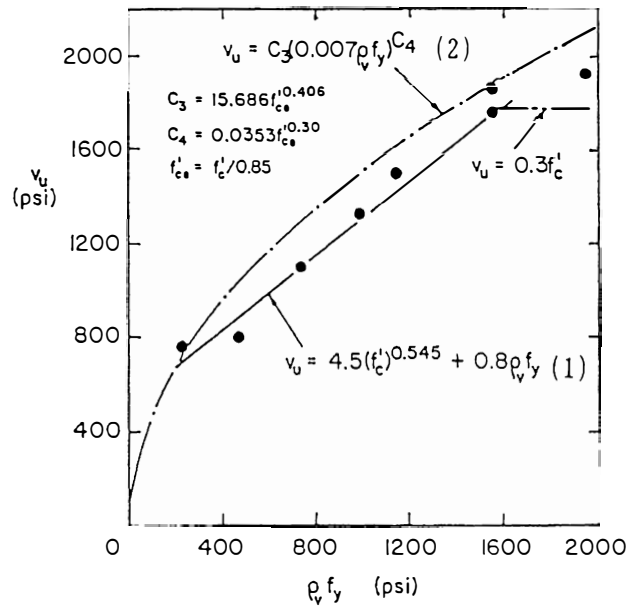
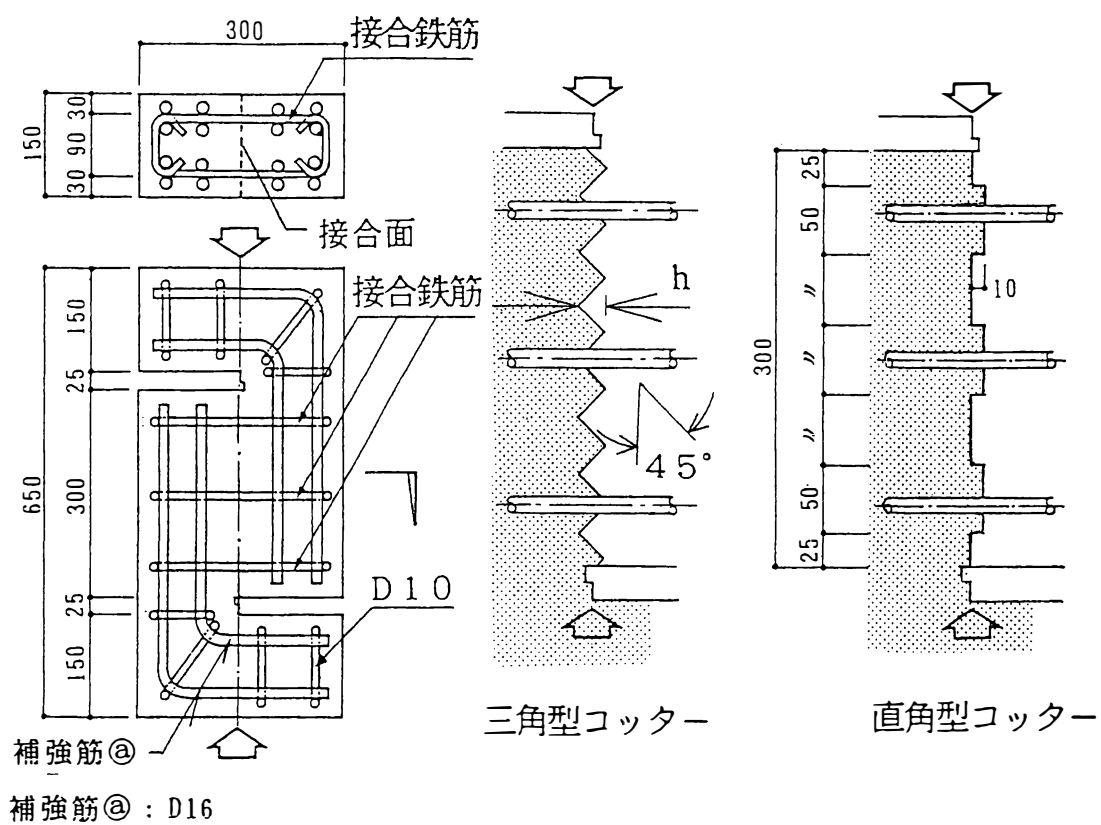


図 2.2.6 最大せん断応力実験値と計算値の比較
 計算値：A.H.Mattock 提案式(2.2.8)式
 (本図は文献13より引用)

注：図中の式の単位はpsiである。

kgf, cm系単位では、式(1)は本文の
 式(2.2.8b)に、また、式(2)は式(2.2.6b)
 となる。



但し、以下の試験体については異形PC鋼棒（ウルボン）φ13
 (Series III) 5T2-610-6 5T2-610-8 5T5-610-6 5T5-610-8
 5T8-610-6 5T8-610-8

図2.3.1 試験体図

表2.3.1(a) 試験体表 シリーズ I

試験体 No.		打継面の 状態	結合鉄筋				軸応力 σ_n (kgf/cm ²)
コンクリート公称圧縮強度 F_c (kgf/cm ²)			配筋	種別	鉄筋比 p_v	$p_v \cdot f_y$ (kgf/cm ²)	
240	500						
① C24・0	⑨ C60・0	コッター (C)	なし	—	0	0	5
② C24L3	⑩ C60L3	コッター (C)	6-D10	SD30	0.00951	37.0	0
③ N24H3	⑪ N60H3	無処理(平滑)(N)	6-D13	SD30	0.0169	63.2	
④ W24H3	⑫ W60H3	目荒し (W)					
⑤ C24H3	⑬ C60H3	コッター (C)					
⑥ P24H3	⑭ P60H3	予めひびわれ (P)					
⑦ M24H3	⑮ M60H3	一体打 (M)					
⑧ C24H6	⑯ C60H6	コッター (C)	6-D10	SD60	0.00951	58.0	

表2.3.1(b) 試験体表 シリーズ II

試験体No.	コンクリート設計基準 強度 (kgf/cm ²)			打継面 の状態	結合鉄筋	
	240	500	800		配筋	種別
4A) W2-613-3	○			目荒し	6-D13	SD30
20) W8-613-3			○	目荒し		
21) C8-613-3			○	コッター		
22) P8-613-3			○	予めひびわれ		
23) M8-613-3			○	一体打ち		
24) W2-610-6	○			目荒し	6-D10	SD60
25) W5-610-3		○		目荒し		SD30
26) W5-610-6		○		目荒し		SD60
27) W5-610-8		○		目荒し		SD80
28) W8-610-3			○	目荒し		SD30
29) W8-610-6			○	目荒し		SD60
30) W8-610-8			○	目荒し		SD80
31) W5-611-13		○		目荒し		6-φ11 ウルボン
32) W8-611-13			○	目荒し		

表2.3.1(c) 試験体表 シリーズ III

試験体 No.	コンクリート 設計基 準強度 kgf/cm ²	接合面の状態		接合鉄筋	
		種別	ツッカーの 深さ h mm	配筋	公称降伏 強度 kgf/cm ²
4B) W2-613-3	240	目荒し	—	6-D13	3000
40) 5T2-610-3		三角型ツッカー	5	6-D10	3000
41) 5T2-610-6					6000
42) 5T2-610-8					8000
43) 5T5-610-3	3000				
44) 5T5-610-6	500				6000
45) 5T5-610-8	8000				
46) 5T8-610-3	800				3000
47) 5T8-610-6					6000
48) 5T8-610-8		8000			
49) 10T5-610-3	500	目荒し	10	6-D10	3000
50) 20T5-610-3			20		
51) W5-610-3			—		
52) C5-610-3			直角型ツッカー		

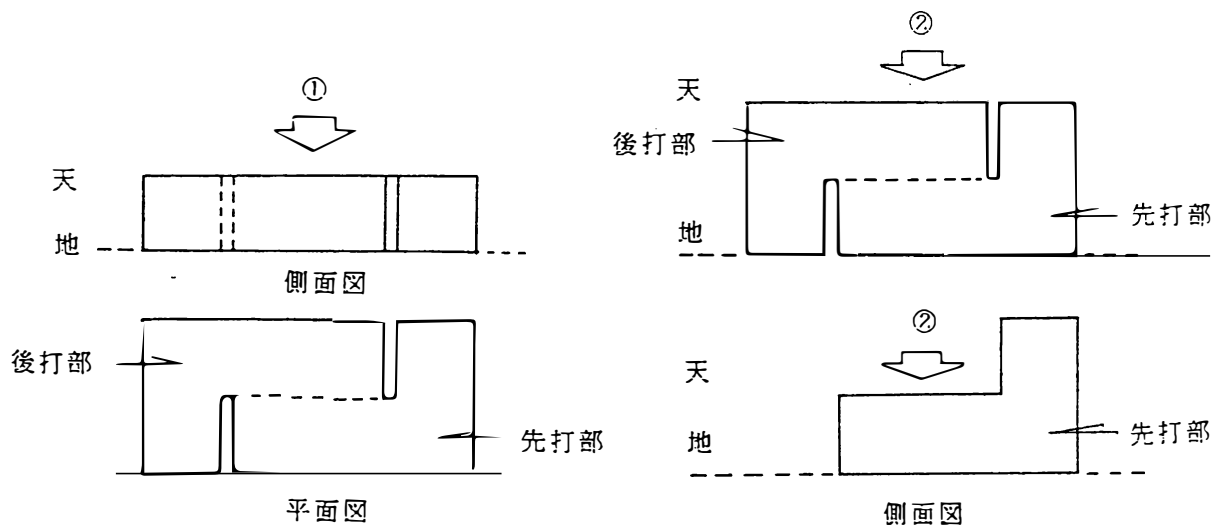
表2.3.2 コンクリートの配合

Series II, III

呼び強度 Fc kgf/cm ²	スラブ S ϕ cm	W/C %	S/a %	水 W kgf/m ³	セメント C kgf/m ³	細骨材 S kgf/m ³	粗骨材 G kgf/m ³	混和剤 kgf/m ³
240	18	64	47.2	190	297	817	932	ポリスNo.70 2.97
500	21	33	44.3	180	545	711	910	2000WH 5.995
800	21	20	30.3	170	850 内割#85	410	960	2000WH 17.425

注：1) a = S + G

- 2) 細骨材：本島産海砂、横尾山産砕砂
粗骨材：横尾山産砕石、最大粒径20mm
- 3) セメント：普通セメント



打設方向 ②：打継面をワイヤブラシ処理する場合

①：上記以外

図2.3.2 コンクリートの打設方向

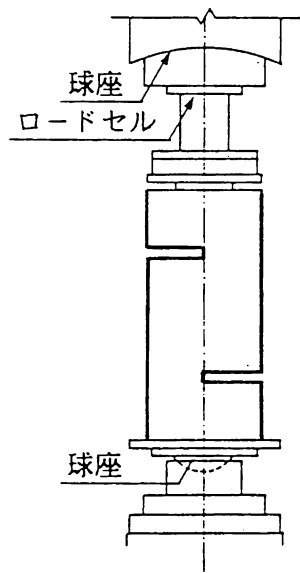


図2.3.3(a) 加力装置

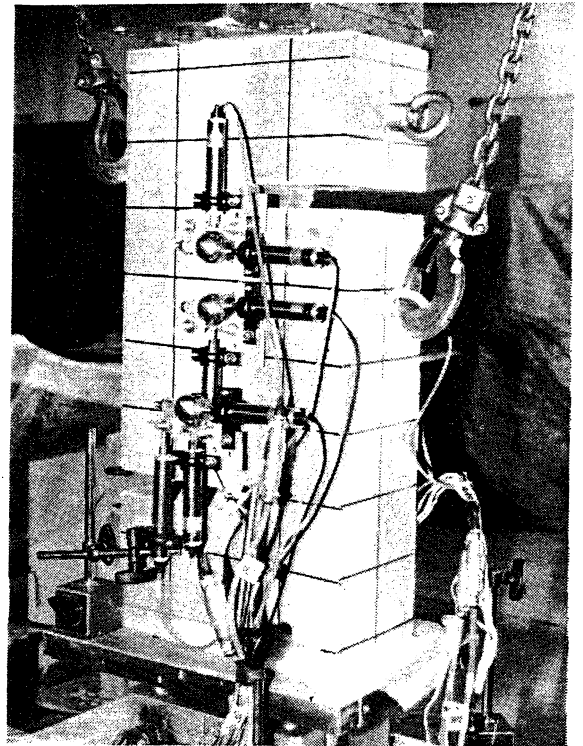


図2.3.3(b) 実験状況

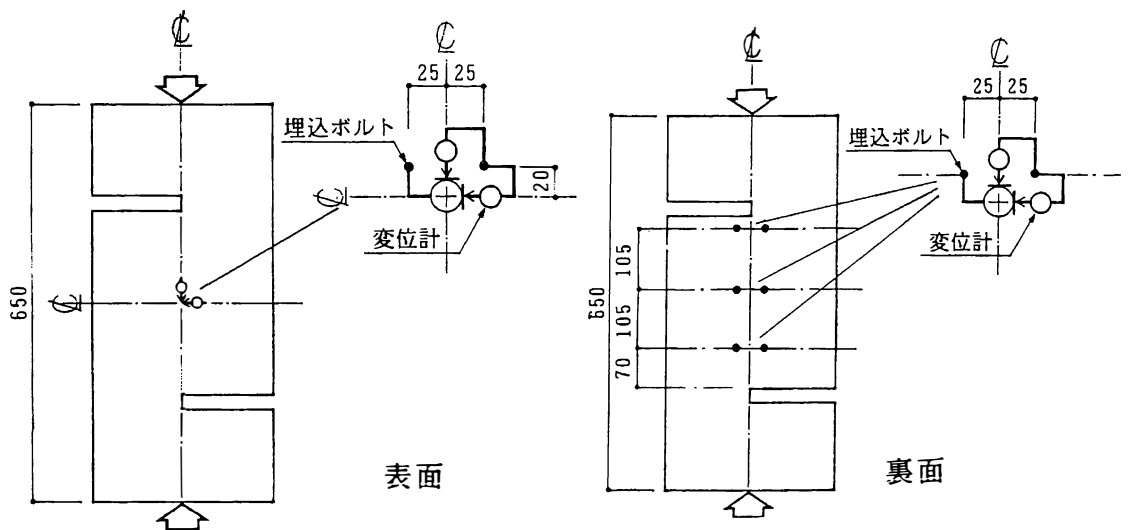


図2.3.4 変位計設置位置

表2.3.3 コンクリートの強度試験結果

(a) Series I

公称 圧縮強度 Fc(kgf/cm ²)	圧縮強度 Fc (kgf/cm ²)		弾性係数 E _{1/3} (10 ⁵ kg/cm ²)		割裂強度 Ft (kgf/cm ²)	
	先打部	後打部	先打部	後打部	先打部	後打部
240	266	256	2.70	2.68	25.5	21.6
500	531	456	3.70	3.36	39.7	32.0

注. 一体打試験体のコンクリートは「先打部」のものと同じ。粗骨材：砕石

(b) Series II

設計基準 強度 (kgf/cm ²)	圧縮強度 Fc (kgf/cm ²)		弾性係数 E _{1/3} (10 ⁵ kg/cm ²)		割裂強度 Ft (kgf/cm ²)	
	先打部	後打部	先打部	後打部	先打部	後打部
240	252	206	2.69	2.65	22.6	23.3
500	569	587	3.61	3.60	38.5	40.8
800	945	856	4.16	4.17	48.7	42.7

注. 一体打試験体のコンクリートは「先打部」のものと同じ。

(c) Series III

設計基準 強度	圧縮強度 σ _b (kgf/cm ²)		弾性係数 E _{1/3} (10 ⁵ kgf/cm ²)		割裂強度 f _t (kgf/cm ²)	
	先打部	後打部	先打部	後打部	先打部	後打部
240	238	265	2.66	2.57	24.5	26.7
500	554	556	3.33	3.50	44.0	46.8
800	814	784	3.76	3.70	58.5	54.7

表2.3.4 鉄筋の強度試験結果

(a) Series I

径 (mm)	鋼材種別	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	降伏歪 (10 ⁻⁶)	伸び (%)
D10	SD30	3895	5411	1923	25.0
D10	SD60	6094	6963	2940	21.3
D13	SD30	3731	5319	1892	27.8
D16	SD30	3970	5927	2195	23.1

(b) Series II

径 (mm)	鋼材種別	降伏強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	降伏歪 10 ⁻⁶	伸び %	ヤング率 10 ⁶ kgf/cm ²	備考
D10	SD30	3370	4690	2050	14.9	1.73	A
D10	SD60	5980	6440	3260	11.9	1.85	B
D10	SD80	8110	8610	4460	7.9	1.78	B
D13	SD30	3190	4490	1880	15.3	1.76	A
D16	SD35	3440	5210	2150	11.4	1.62	A
D19		3480	5080	2030	16.6	1.76	A
Φ11	異形 PC鋼棒	13600*	13700	7450	6.2	1.83	C

*0.2%永久歪相当応力

注: A; 降伏強度 引張強度 伸び --- 歪ゲージなしのテストピース
 B; 降伏強度 引張強度 伸び --- 歪ゲージなしのテストピースと同ありのもの
 C; 降伏強度 引張強度 伸び --- 歪ゲージありのテストピース
 との平均値

(c) Series III

径 (mm)	鋼材種別	降伏強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	降伏歪 (10 ⁻⁶)	伸び (%)	ヤング率 10 ⁶ kg/cm ²
D10	SD295A	3840	5360	2060	18.2	1.87
	特注 異形鉄筋	5940	6590	3010	13.3	1.98
		8320	8790	4180	9.4	1.99
D13	SD295A	3150	4750	1690	19.5	1.86

表2.3.5(a) 主要実験結果一覧

Series I

試験体 No.	最大耐力時実験値					最大せん断 応力計算値 (Walraven 式) $\tau_{u,cal}$ (kgf/cm ²)	最大せん断 応力 (実験値) / (計算値)
	せん断力 Q_u (t)	せん断応力 τ_u (kgf/cm ²)	ずれ変位 δ_v (mm)	分離変位 δ_H (mm)	鉄筋の歪 ϵ / ϵ_y		
①C24・0	12.2	27.0	-0.020	0.047	—	—	—
②C24L3	24.2	53.7	0.464	0.354	0.883	58.2	0.92
③N24H3	22.0	48.9	0.493	0.244	0.648	74.0	0.66
④W24H3	30.1	66.8	0.165	0.180	0.608	74.0	0.90
⑤C24H3	29.4	65.3	0.325	0.331	0.688	74.5	0.88
⑥P24H3	30.9	79.2	0.403	0.326	0.680	80.4	0.99
⑦M24H3	32.8	72.8	0.001	0.055	0.638	75.6	0.96
⑧C24H6	25.8	57.3	0.433	0.368	0.563	71.7	0.80
⑨C60・0	14.9	33.0	0.166	0.491	—	—	—
⑩C60L3	31.3	69.4	0.213	0.266	0.840	85.9	0.81
⑪N60H3	15.4	34.0	0.560	0.160	0.373	117.0	0.29
⑫W60H3	37.8	84.0	0.200	0.273	0.789	117.0	0.72
⑬C60H3	38.3	85.0	0.203	0.237	0.694	117.0	0.73
⑭P60H3	48.1	123.0	0.334	0.467	0.943	133.0	0.92
⑮M60H3	47.3	105.0	0.157	0.359	0.980	122.0	0.86
⑯C60H6	32.7	72.6	0.248	0.316	0.634	112.0	0.65

Series II

試験体 No.	最大耐力時実験値					
	せん断力 Q_u (tonf)	せん断応力 τ_u (kgf/cm ²)	ずれ変位 δ_v (mm)	分離変位 δ_H (mm)	鉄筋の歪	
					ϵ (10 ⁻⁶)	ϵ / ϵ_y
4A) W2-613-3	23.4	51.9	0.204	0.253	748	0.398
20) W8-613-3	40.0	88.9	0.215	0.240	2052	1.09
21) C8-613-3	56.2	124.9	0.186	0.328	1685	0.896
22) P8-613-3	25.2	64.5	0.555	0.132	900	0.479
23) M8-613-3	68.3	151.8	0.161	0.457	4101	2.18
24) W2-610-6	22.2	49.2	0.341	0.527	1282	0.393
25) W5-610-3	30.4	67.4	0.368	0.365	2507	1.22
26) W5-610-6	35.6	79.1	0.335	0.379	2282	0.700
27) W5-610-8	35.5	78.9	0.664	0.646	3070	0.688
28) W8-610-3	25.9	57.6	0.166	0.175	1822	0.889
29) W8-610-6	28.6	63.4	0.512	0.382	2261	0.694
30) W8-610-8	34.0	75.6	0.743	0.462	2604	0.584
31) W5-611-13	37.6	83.6	0.303	0.369	1636	0.220
32) W8-611-13	37.6	83.4	1.493	0.837	2421	0.325

ϵ : 鉄筋の歪 , ϵ_y : 鉄筋の降伏歪

表2.3.5 (b) 主要実験結果一覧

Series III

試験体 No.	最大耐力時実験値					
	せん断力 Q_u (tonf)	せん断応力 τ_u (kgf/cm ²)	ずれ変位 δ_v (mm)	分離変位 δ_H (mm)	鉄筋の歪	
					ϵ (10 ⁻⁶)	ϵ_o / ϵ_y
4B) W2-613-3	25.3	56.2	0.292	0.302	1030	0.610
40) 5T2-610-3	21.0	46.6	0.388	0.352	1770	0.859
41) 5T2-610-6	20.6	45.7	0.772	0.516	1920	0.636
42) 5T2-610-8	22.0	48.8	1.523	0.662	2840	0.679
43) 5T5-610-3	30.6	68.0	0.364	0.411	2100	1.02
44) 5T5-610-6	32.7	72.7	0.504	0.493	2300	0.765
45) 5T5-610-8	35.8	79.4	0.508	0.509	2710	0.647
46) 5T8-610-3	30.0	66.6	0.354	0.352	2120	1.03
47) 5T8-610-6	37.5	83.3	0.566	0.602	2810	0.933
48) 5T8-610-8	37.9	84.2	0.867	0.728	3240	0.775
49) 10T5-610-3	31.3	69.4	0.583	0.542	2150	1.05
50) 20T5-610-3	34.1	75.7	0.308	0.467	2140	1.04
51) W5-610-3	27.3	60.7	0.204	0.243	1940	0.943
52) C5-610-3	32.9	73.1	0.178	0.272	2040	0.989

注：鉄筋の歪は3段の接合鉄筋のもの内、最大値を示し、
かつ表裏の歪ゲージの値の平均値である。

表 2.3.6 最大耐力に関する実験値と計算値の比較

(a) Series I

試験体 No.	最大せん断応力 実験値 τ_u (kgf/cm ²)	最大せん断応力計算値					
		Mattock A 式		Mattock B 式		Walraven 式	
		計算値 (kgf/cm ²)	(実験値) (計算値)	計算値 (kgf/cm ²)	(実験値) (計算値)	計算値 (kgf/cm ²)	(実験値) (計算値)
④W24H3	66.8	76.5	0.87	76.5	0.87	74.0	0.90
⑥P24H3	79.2	78.3	1.01	78.3	1.01	80.4	0.99
⑩W60H3	84.0	78.7	1.07	90.1	0.93	117.0	0.72
⑭P60H3	123.0	86.5	1.42	99.4	1.24	133.0	0.92

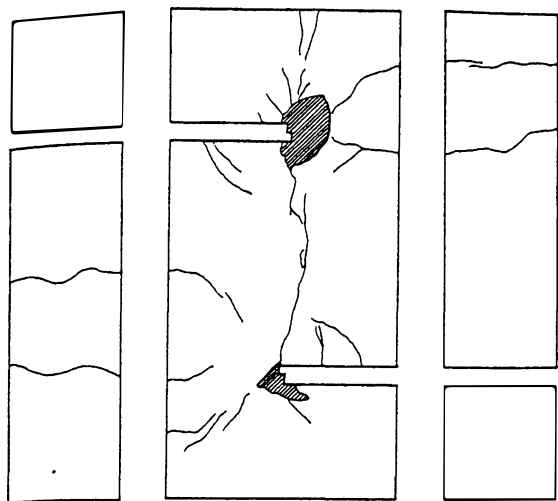
(b) Series II

試験体 No.	実験値 せん断力 εQ_u (tonf)	最大せん断力 計 算 値					
		Mattock A 式		Mattock B 式		Walraven 式	
		せん断力 cQ (tonf)	(実) (計) $\varepsilon Q_u / cQ$	せん断力 cQ (tonf)	(実) (計) $\varepsilon Q_u / cQ$	せん断力 cQ (tonf)	(実) (計) $\varepsilon Q_u / cQ$
4A) W2-613-3	23.4	30.9	0.76	30.9	0.76	29.0	0.81
20) W8-613-3	40.0	32.1	1.25	44.1	0.91	73.4	0.54
21) C8-613-3	56.2						
22) P8-613-3	25.2	30.4	0.83	41.0	0.61	69.4	0.36
23) W8-613-3	68.3						
24) W2-610-6	22.2	30.9	0.72	30.9	0.72	29.7	0.75
25) W5-610-3	30.4	24.2	1.26	30.9	0.98	39.7	0.76
26) W5-610-6	35.6	33.1	1.07	39.8	0.89	54.9	0.65
27) W5-610-8	35.5	40.4	0.88	41.0	0.87	65.7	0.54
28) W8-610-3	25.9	24.2	1.07	36.2	0.72	52.2	0.50
29) W8-610-6	28.6	33.1	0.86	45.0	0.63	75.6	0.38
30) W8-610-8	34.0	40.4	0.84	52.2	0.65	92.3	0.37
31) W5-611-13	37.6	71.6	0.53	77.9	0.48	99.9	0.38
32) W8-611-13	37.6	71.6	0.52	83.7	0.45	150.0	0.25

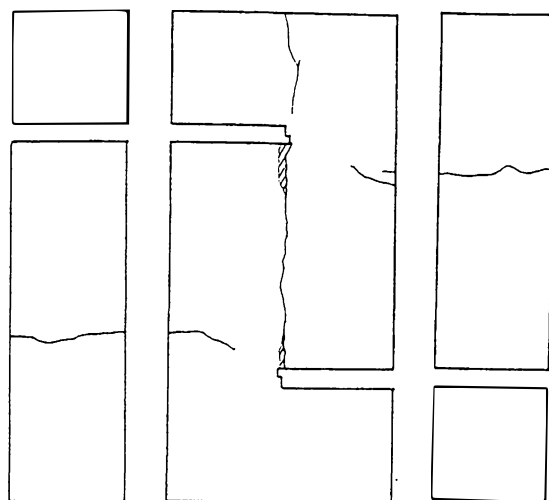
注：計算値の空欄は、試験体の接合面の処理方法が計算式の対象外のものである。

(c) Series III

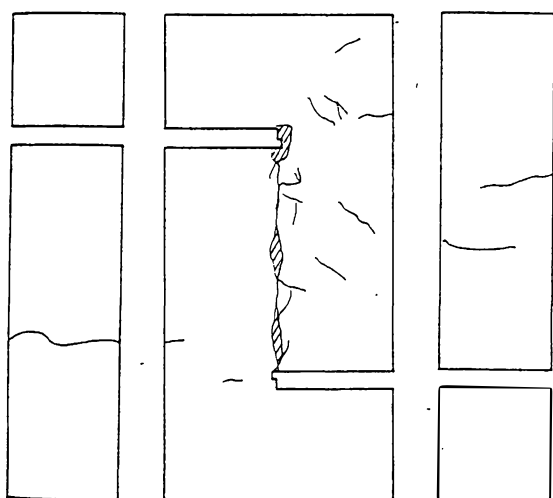
試験体 No.	最大せん断応力				
	実験値 $\varepsilon \tau_u$ (kgf/cm ²)	計算値 Mattock (A) 式		計算値 Mattock (B) 式	
		$c\tau_1$ (kgf/cm ²)	実/計	$c\tau_2$ (kgf/cm ²)	実/計
4B) W2-613-3	56.2	70.8	0.79	70.0	0.80
40) 5T2-610-3	46.6	57.3	0.81	56.5	0.83
41) 5T2-610-6	45.7	73.3	0.62	72.5	0.63
42) 5T2-610-8	48.8	75.6	0.65	75.6	0.65
43) 5T5-610-3	68.0	57.3	1.19	71.2	0.96
44) 5T5-610-6	72.7	73.3	0.99	87.2	0.83
45) 5T5-610-8	79.4	91.5	0.87	105.0	0.76
46) 5T8-610-3	66.6	57.3	1.16	80.5	0.83
47) 5T8-610-6	83.3	73.3	1.14	96.5	0.86
48) 5T8-610-8	84.2	91.5	0.92	115.0	0.73
49) 10T5-610-3	69.4	57.3	1.21	71.2	0.98
50) 20T5-610-3	75.7	57.3	1.32	71.2	1.06
51) W5-610-3	60.7	57.3	1.06	71.2	0.85
52) C5-610-3	73.1	—	—	—	—



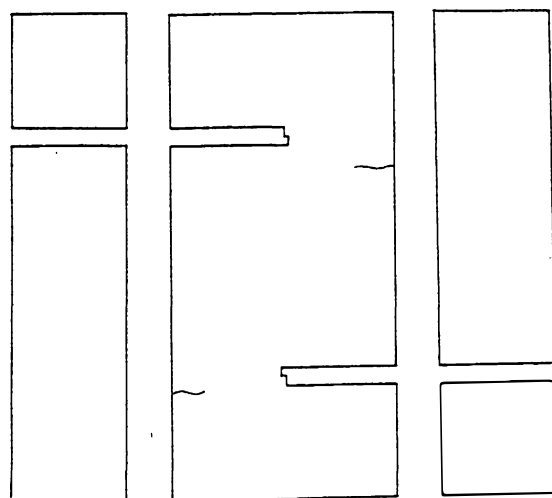
試験体名 ④ W2-613-3



試験体名 ⑧ W8-613-3



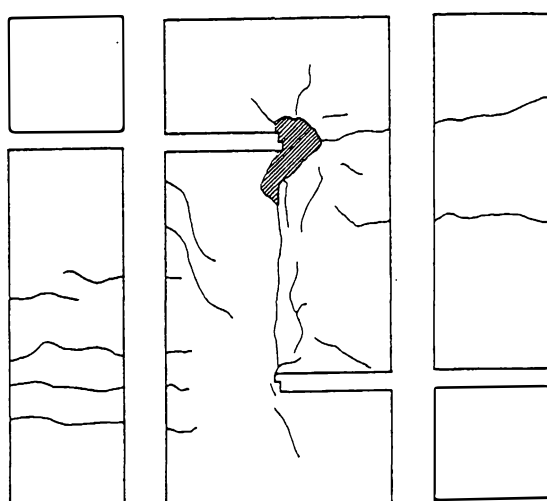
試験体名 ⑧ C8-613-3



試験体名 ⑧ P8-613-3

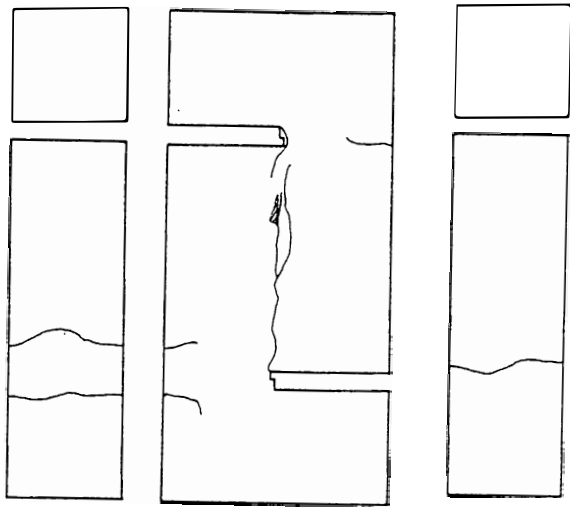


試験体名 ⑧ M8-613-3

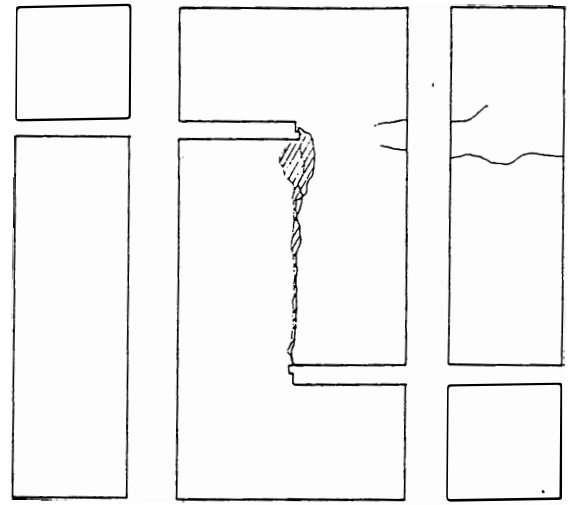


試験体名 ⑧ W2-610-6

☒ 2.3.5(a) 最終ひびわれ状況 (シリーズII)



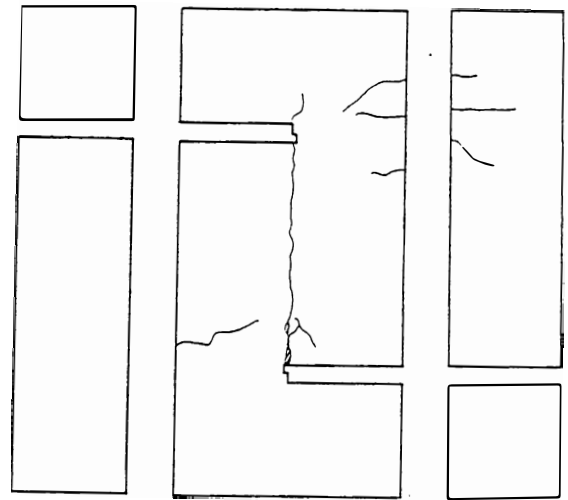
試験体名 ⑬ W5-610-3



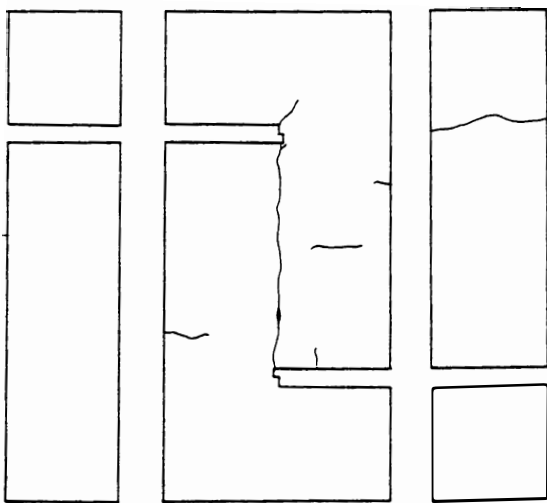
試験体名 ⑭ W5-610-6



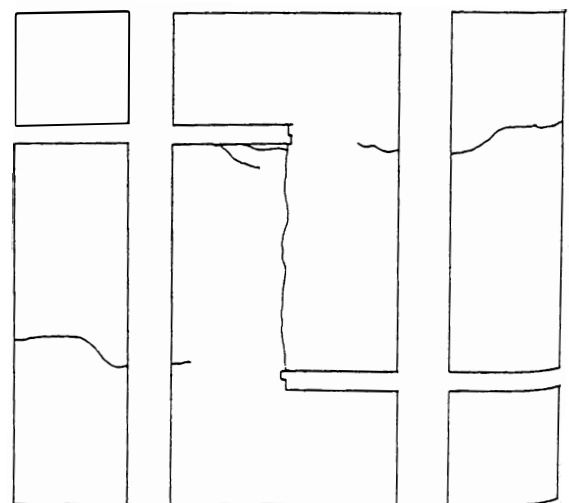
試験体名 ⑮ W5-610-8



試験体名 ⑯ W8-610-3

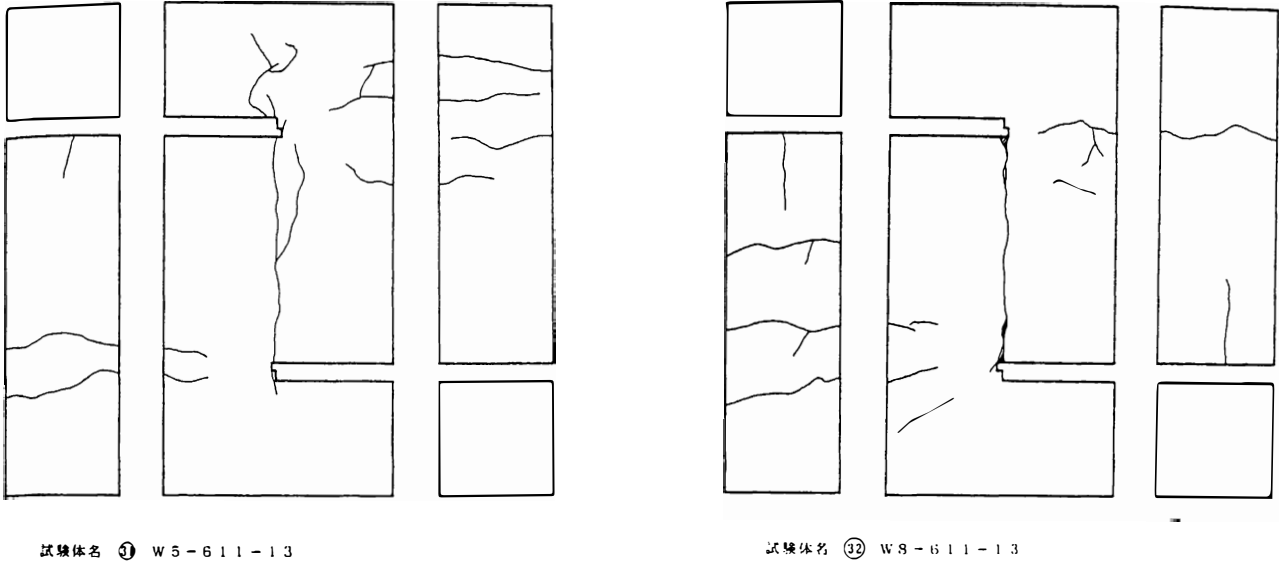


試験体名 ⑰ W8-610-6



試験体名 ⑱ W8-610-8

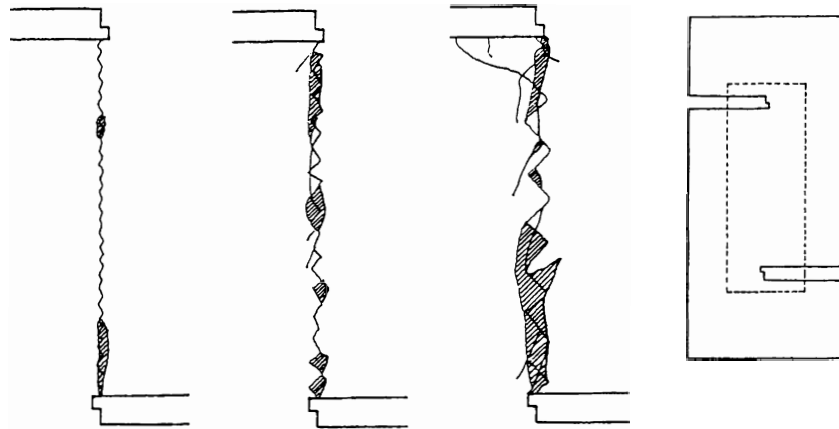
図 2.3.5(b) 最終ひびわれ状況 (シリーズII)



試験体名 ① W5-611-13

試験体名 ② W8-611-13

図 2.3.5(c) 最終ひびわれ状況 (シリーズII)



$h = 5 \text{ mm}$

$h = 10 \text{ mm}$

$h = 20 \text{ mm}$

④ 5T5-610-3

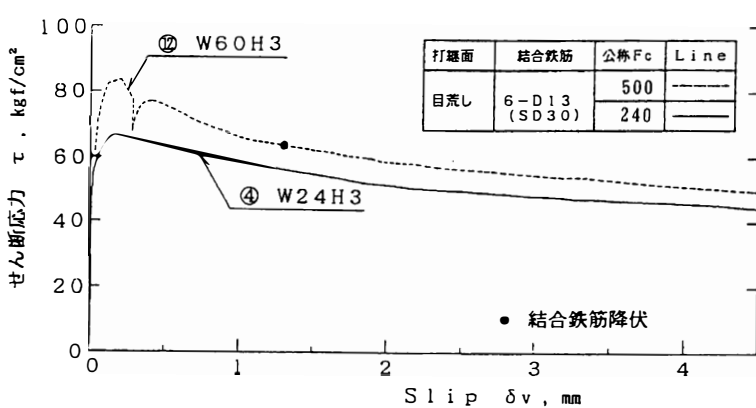
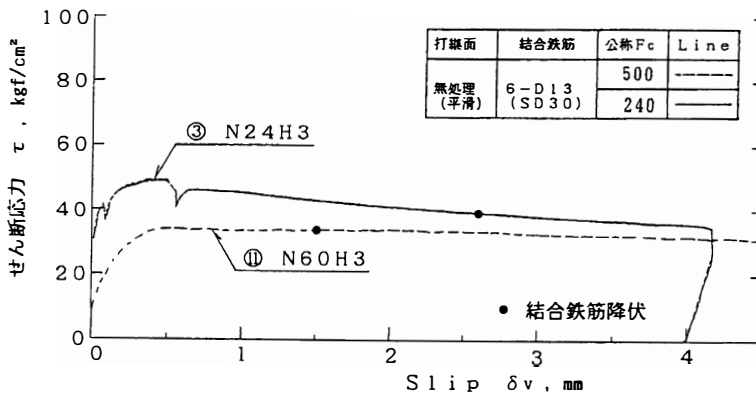
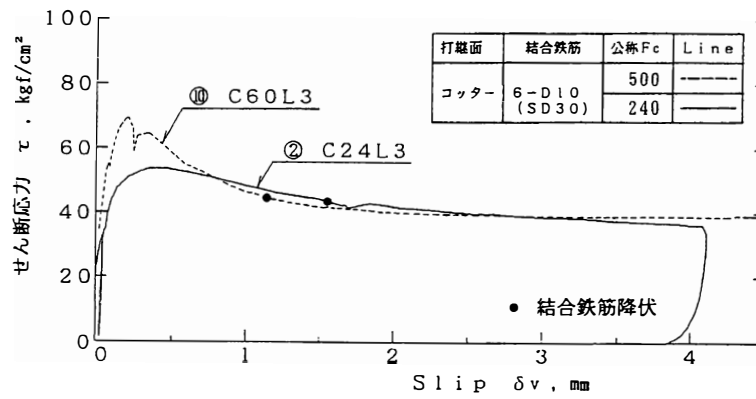
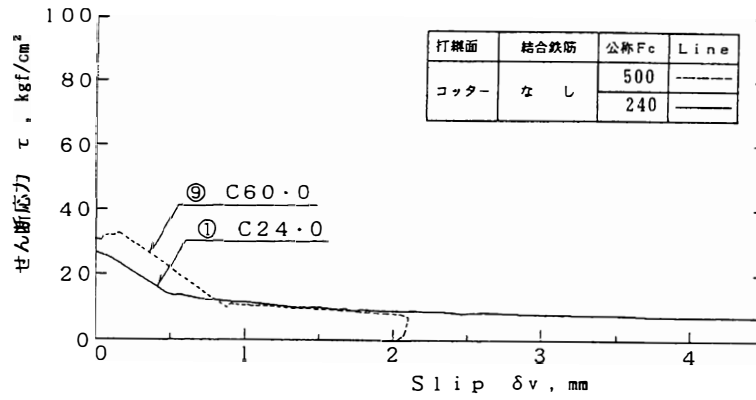
④ 10T5-610-3

⑤ 20T5-610-3

三角型コッター 公称 $F_c = 500 \text{ kgf/cm}^2$

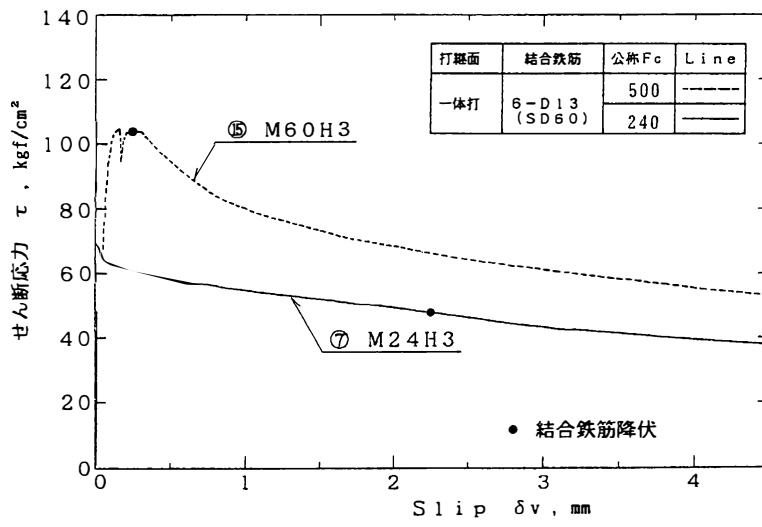
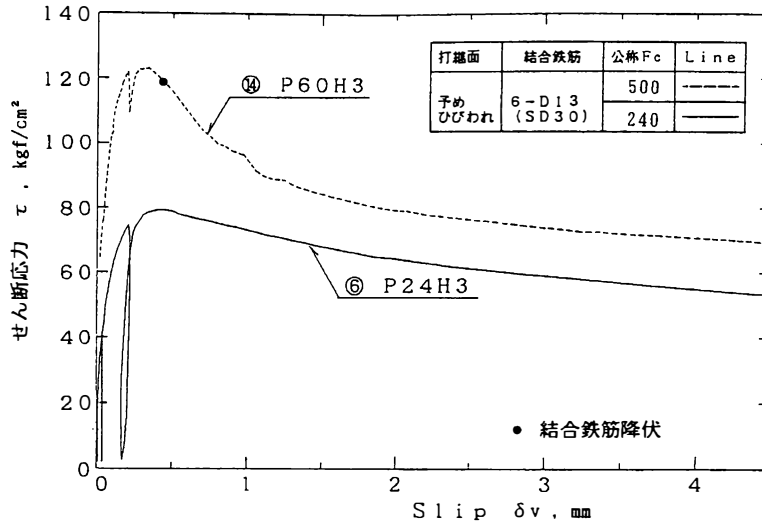
接合鉄筋 6-D10 公称 $\sigma_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$

図 2.3.5(d) 最終ひびわれ状況 (シリーズIII)



A) Series I

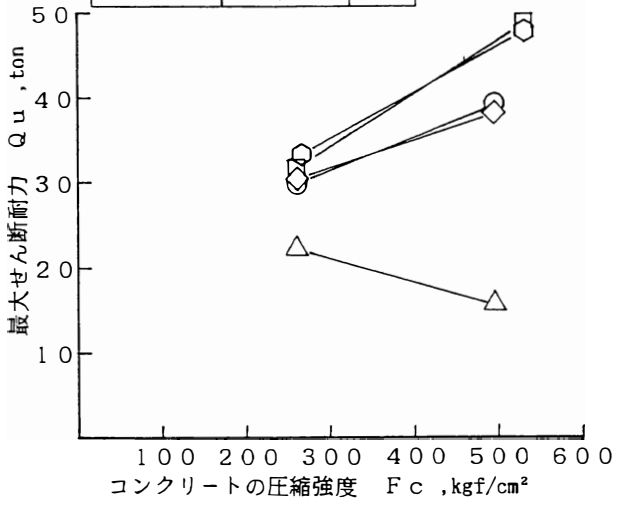
☒ 2.3.6(a) せん断力と滑り変位の関係



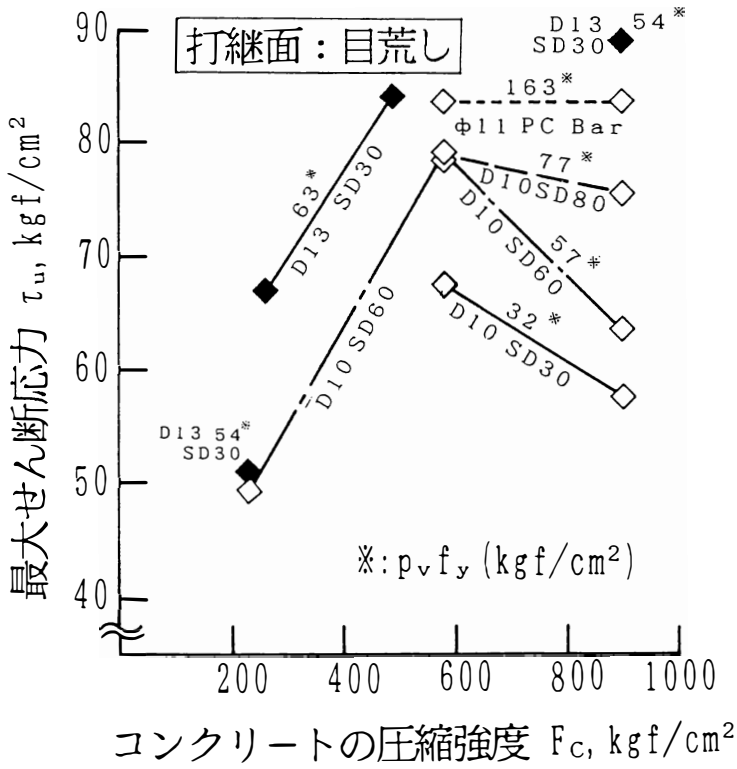
B) Series I (続)

図 2.3.6 (b) せん断力と滑り変位の関係

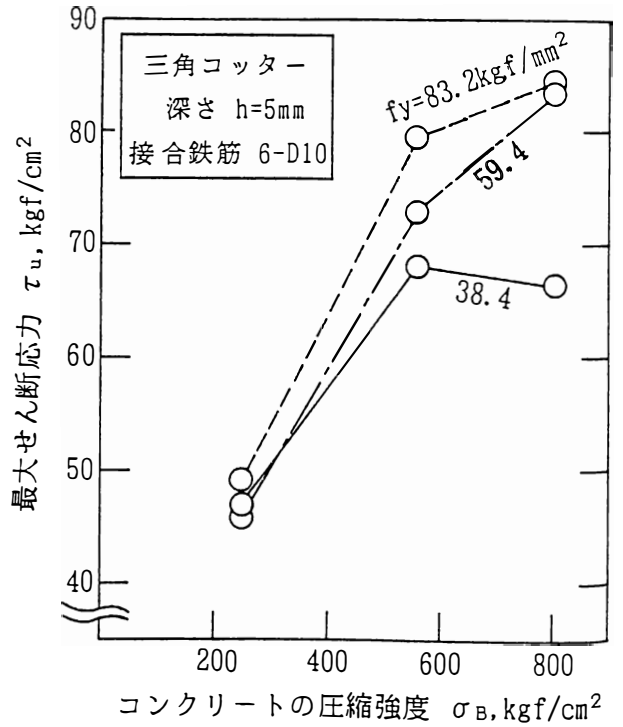
結合鉄筋	接合面	
6-D13 (SD30)	平滑	△
	目荒し	◇
	コッター	○
	予めびわれ	□
	一体打	○



(a) Series I



(b) Series II 打継面：目荒し処理



(c) Series III

打継面：三角型コッター（深さ h=5mm）

図2.3.7 コンクリートの圧縮強度と最大耐力の関係

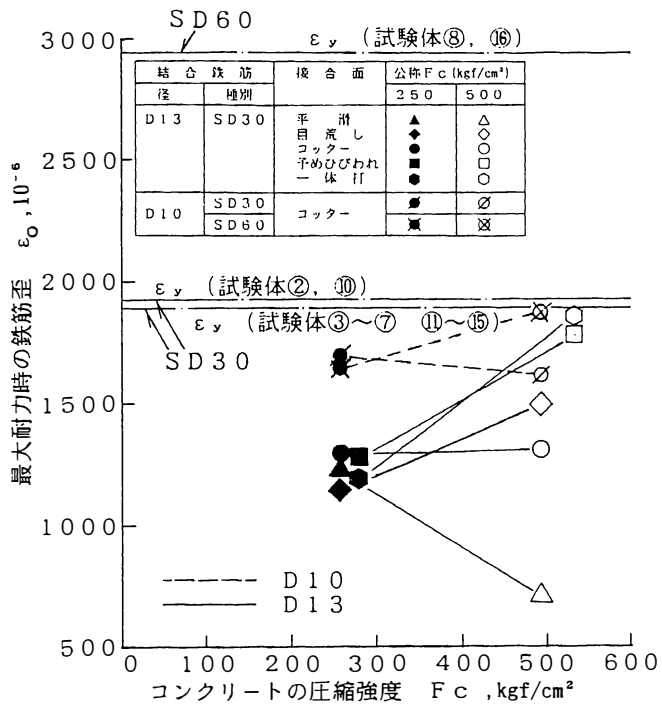


図2.3.8 コンクリートの圧縮強度と最大耐力時鉄筋歪の関係
Series I

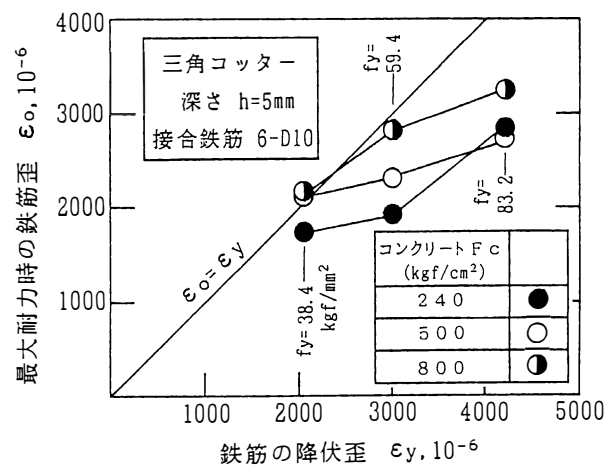


図2.3.9(b) 鉄筋の降伏歪と最大耐力時鉄筋歪の関係
Series III 打継面：三角型コッター (深さ h=5mm)

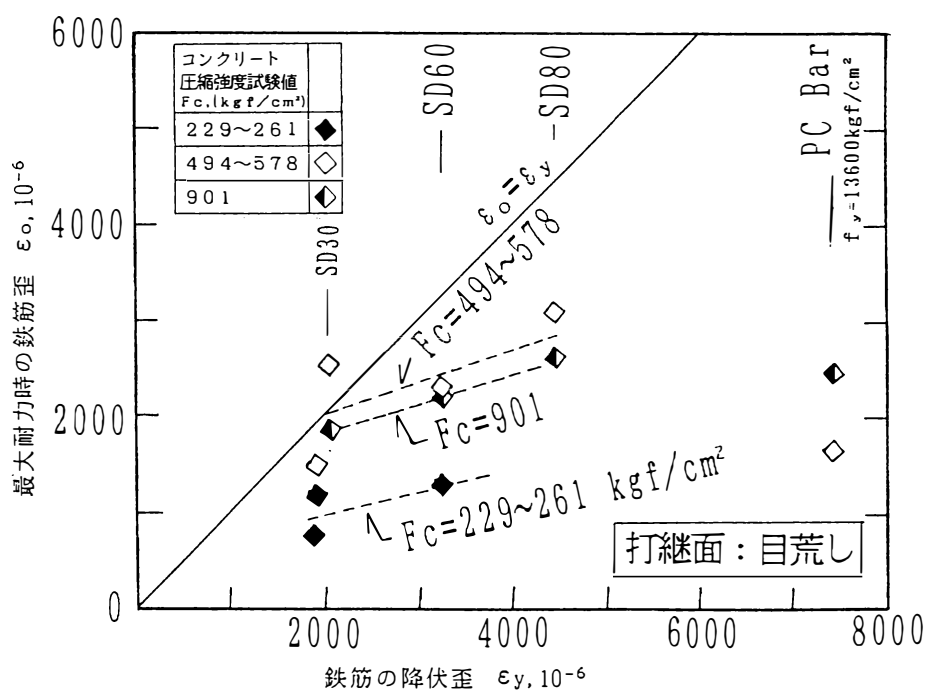


図2.3.9(a) 鉄筋の降伏歪と最大耐力時鉄筋歪の関係
Series II 打継面：目荒し処理

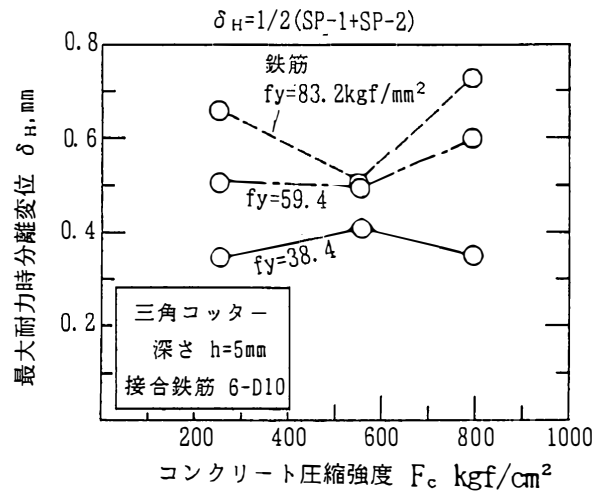


図 2.3.10 コンクリート圧縮強度と最大耐力時分離変位の関係

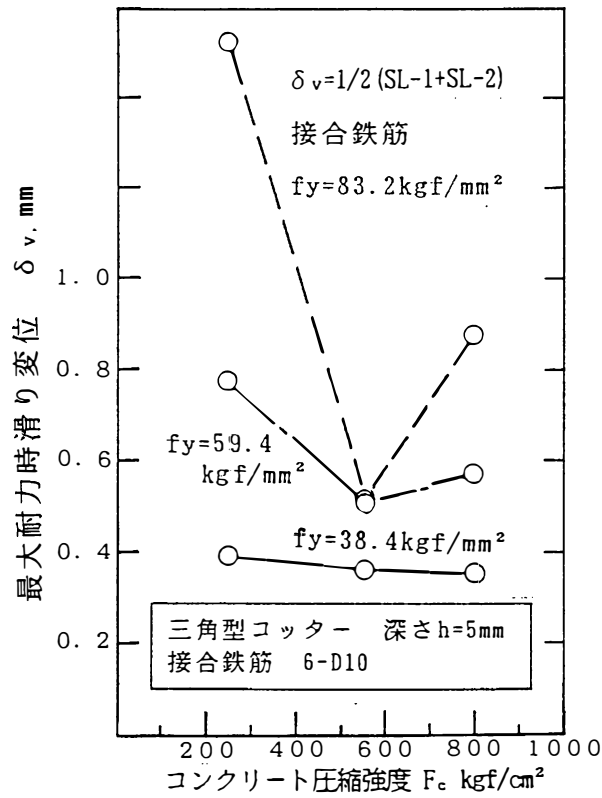


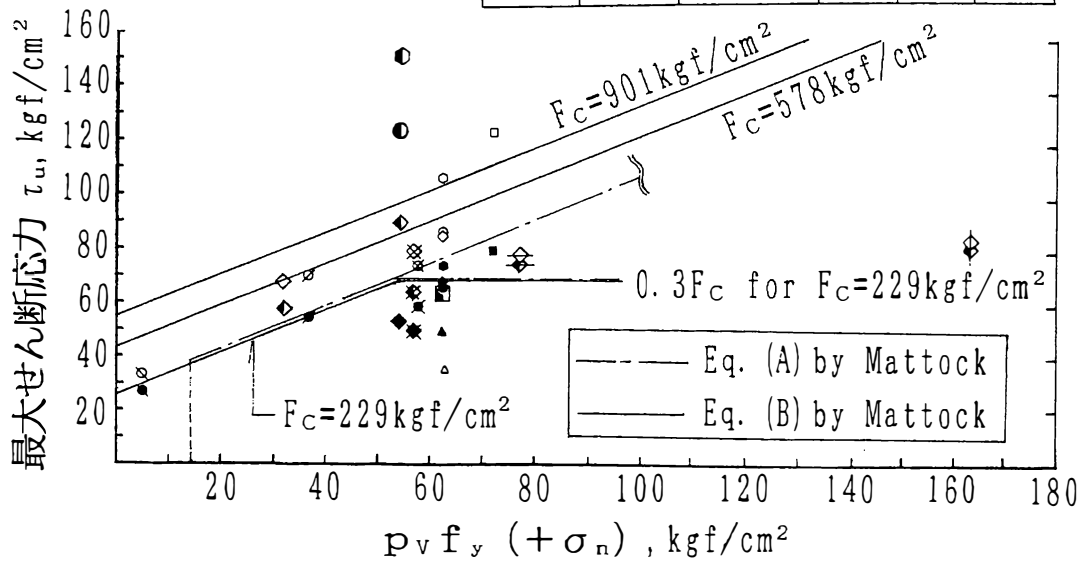
図 2.3.11 コンクリート圧縮強度と最大耐力時滑り変位の関係

Series I

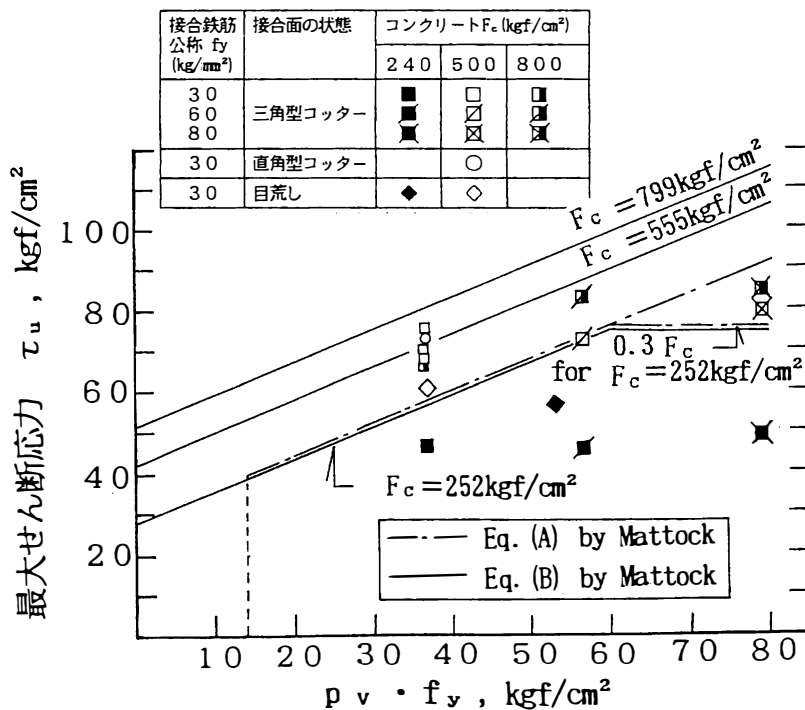
結合鉄筋		接合面	公称 F_c (kgf/cm ²)	
径	種別		250	500
D13	SD30	平滑 目コッター 予めひびわれ 一体打	▲	△
			●	○
			■	□
			●	○
D10	SD30	コッター	●	○
	SD60		■	□
なし			●	○

Series II

結合鉄筋		接合面	公称 F_c (kgf/cm ²)		
径	種別		250	500	800
D13	SD30	コッター 予めひびわれ 一体打			●
D13	SD30	目荒し			○
D10	SD30		◆	◇	◇
	SD60		★	⊗	⊗
	SD80			◇	◇
U11	異形 PC鋼棒		◇	◇	



(a) Series I, II



(b) Series III

図 2.3.12 鉄筋量 $p_v \cdot f_y$ と最大せん断応力の関係

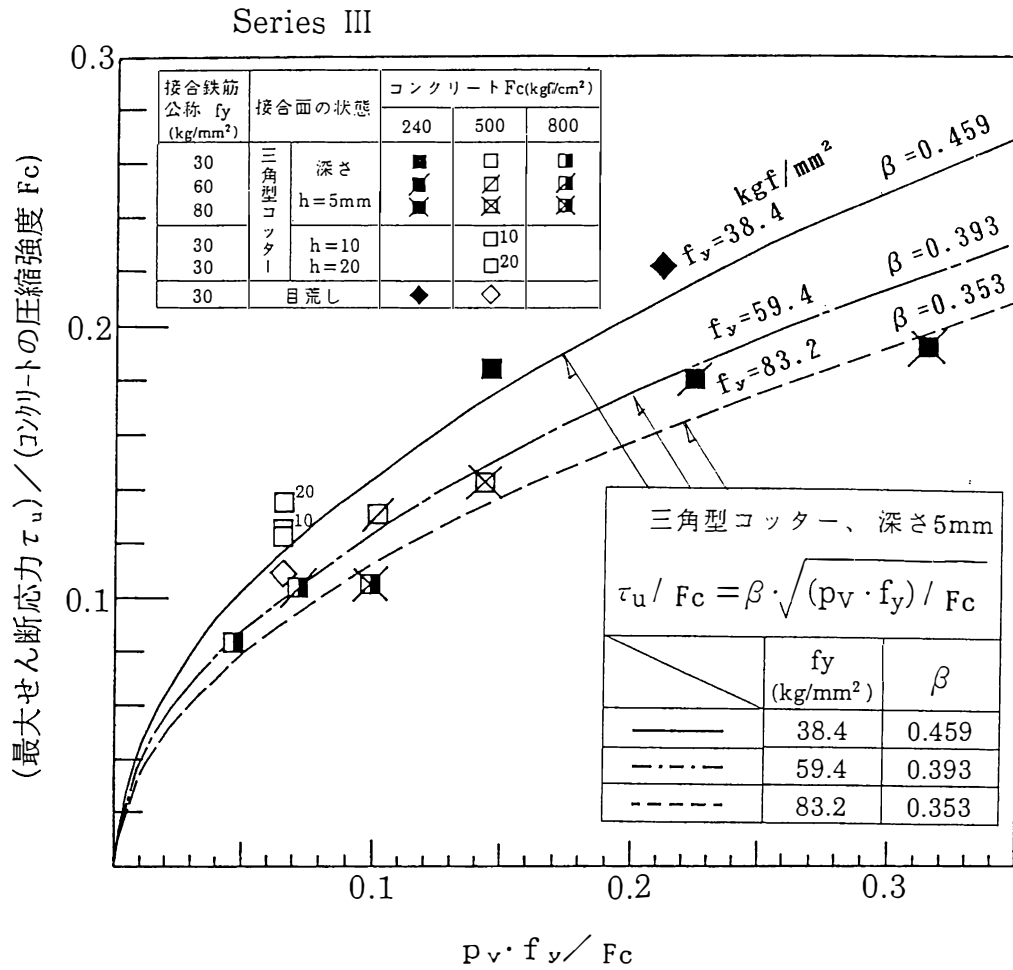


図 2.3.13 $p_v \cdot f_y / F_c$ と τ_u / F_c の関係

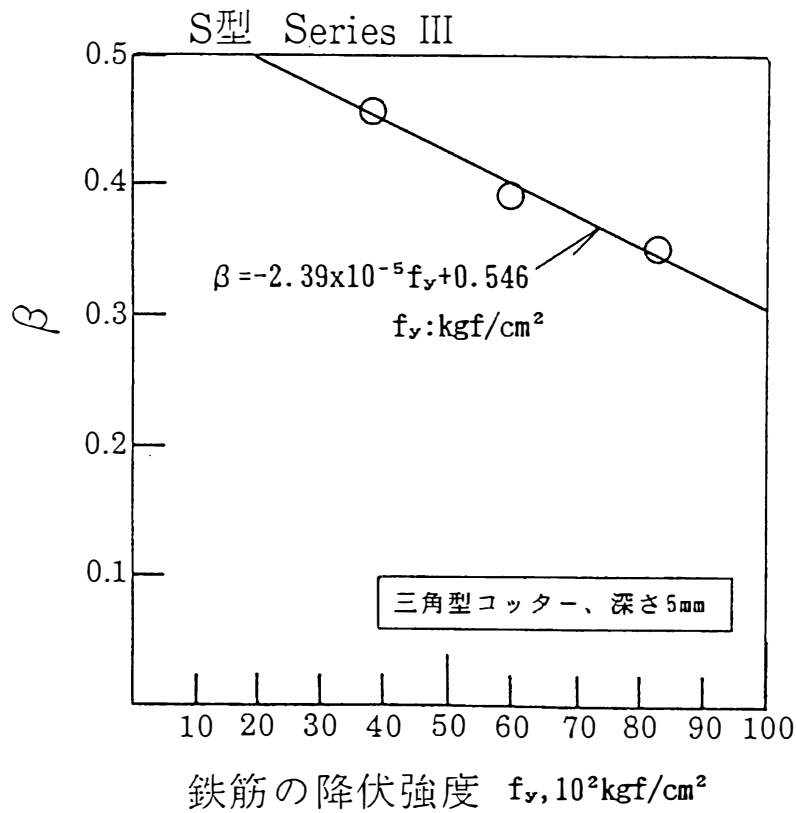


図 2.3.14 接合鉄筋の降伏強度と β の関係

第3章 プレストレス導入による圧着接合

3.1 概説

構造部材相互を接合し、せん断力の伝達を図る方法として、「プレストレス導入による圧着接合」がある。これはPC鋼材を用いて予め接合面に与えられた圧縮力に対応する接合面の摩擦抵抗により接合面のせん断力伝達を図るものである。「鉄筋コンクリート型接合」の場合には、外力のせん断力が作用して接合面に変形がおこることによりはじめて生じる接合鉄筋の引張力に抵抗機構が依存しているのに比べて、「プレストレス導入による圧着接合」では接合面に変形が生じる前から抵抗機構が存在する。その意味において、この接合法を積極的接合法と位置づけることができる。

圧着接合は従来から主として、プレキャストプレストレストコンクリートラーメン構造における柱・梁接合面、柱・柱接合面等のコンクリート部材どうしの接合に有効に使用されてきた。しかし、現在用いられている設計法には、

- ㊸ 摩擦係数を決定するための実験資料が必ずしも十分ではない。
- ㊹ 繰返し交番荷重されるせん断力に対する接合面の挙動の把握が十分ではない。
- ㊺ 曲げモーメントとせん断力が同時に接合面に作用する時の、それらの複合効果に対する把握が必要である。

等の課題が残っている。

さらに、近年、需要の増加しつつある建築構造形式として、柱が鋼管コンクリート造で水平部材が鉄筋コンクリート造というような混合構造がある。このような架構の柱・水平部材の接合に圧着接合を適用することにより、接合面を剛接合とすることができる。また、設計法が具備されれば、水平部材内の鉄筋が柱内に貫通する必要がなくなると考えられ、施工面における作業の省力化が期待される。しかし、この部位へ圧着接合を適用するためには、設計用の適切な摩擦係数の設定の他に、上記㊹、㊺の課題を明らかにする必要がある。

本章に記す研究の目的は、コンクリート部材どうしをモルタルをその中間に介在させて接合する方法並びにコンクリート部材と鋼部材とを同じくモルタルをその中間に介在させて接合する方法を対象として、㊸、㊹、㊺の課題を解決することである。

そのため、この2種類の接合面を模擬した試験体に対して、接合面における圧縮応力分布形状と繰返し荷重・単調荷重を実験変数とした一面せん断実験を行い、上記の課題に対する検討を行う。

次に、圧着接合された鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブから構成される架構を対象として、部分架構試験体の地震荷重模擬荷重実験を実施し、架構として

の力学性状の把握と検討を行う。

3. 2 研究目的

3. 2. 1 主要な既往研究

プレストレス導入による圧着接合に関連する既往の研究のうち、主要なものについて概要を記す。

末永、石丸らは、S型試験体を用いたコンクリートどうしの接合面の一面せん断実験を行った。¹⁾ せん断面と直交方向に作用する圧縮応力の大きさを変化させた場合の接合面のせん断耐力を求めた結果、せん断耐力(τ_u)と圧縮応力(σ_n)の関係は線形であり、摩擦係数(μ)は σ_n が30kgf/cm²以下に対して、0.724としてよいとした。

但し、ここで、摩擦係数(μ)は

$$\mu = \tau_u / \sigma_n$$

である。

L.L.Jones は、PC鋼材が貫通するプレキャストコンクリート梁どうしの圧着接合面に純せん断に近い載荷実験を行った。²⁾ その結果、接合面の表面が平滑なコンクリートどうしである場合、摩擦係数 μ の最小値は0.391であるとした。また、モルタルが中間に介在するプレキャストコンクリート梁の圧着接合面においては、摩擦係数 μ の最小値は0.645であるとした。

Robert C.Brownは、プレキャストコンクリート大梁とプレキャストコンクリート柱の接合面にシアキーを設け、目地にグラウト注入を行った後にプレストレスを導入して圧着した圧着接合面のせん断性状を明らかにするために、二面せん断押抜き加力実験を行った。³⁾ 試験体の実験変数としてシアキーの数、接合面のグラウト目地の厚さ、プレストレスの大きさ、プレストレスの分布形状(一様および線形変化)を採用した。試験体数は28体である。実験結果から、接合面のせん断耐力算定式として、次式を提案した。

$$\tau_u / f_c = 0.16B / A_{c,r} + 0.66N_p / (A_{c,r} f_c) \text{ --- (3.2.1)}$$

ここに、

τ_u : 接合面の最大せん断応力

f_c : グラウトの圧縮強度

B : コンクリートシアキーの鉛直面内における全断面積

$A_{c,r}$: 接合面のコンクリートの面積

N_p : 接合面に作用するプレストレス力

また、上式の適用範囲として、下記を設定している。

① グラウト目地の厚さは2in. (5cm) 以下とする。

② グラウトの圧縮強度は4000psi (280kgf/cm²) 以上とする。

③ プレストレスの上限値は1000psi (70kgf/cm²)とする。

④ $B/A_{c,r}$ は0.2 ~0.5 の間とする。

さらに、実験結果から、プレストレス分布が接合面に沿って線形変化する場合でも、一様分布の場合と比べて、せん断強度に与える影響は明白には見られないとした。また、ACI Code⁴⁾, PCI Design Handbook⁵⁾ によるせん断摩擦に対する設計法は、グラウト注入圧着接合のシアキー接合面のせん断耐力を過小評価すると述べた。

K.H.Gerstle は二層のプレキャストコンクリート壁板が水平力を受ける時の水平接合面におけるせん断耐力に関する実験を行った。⁶⁾ 特に、接合面と直交方法の圧縮力が接合面に均等載荷される場合の実験結果と偏心載荷される場合のそれとの比較から、均等載荷される場合のせん断力載荷実験結果を偏心圧縮力作用下における接合面のせん断耐力の決定に用いることができることを示した。また、その場合、接合面の有効圧縮力は梁理論から求めてよいとした。さらに、摩擦係数 μ の値としては0.6が妥当であると、かつ、ACI Code⁴⁾における最大せん断応力の最大値800psi (56kgf/cm²) は小さ過ぎ、1500psi (105kgf/cm²) まで上げて安全であると述べた。

望月、榎谷らは壁式プレキャスト構造の接合部を対象として、ダボ効果と接合面に垂直な圧縮応力によるせん断摩擦効果を考慮したせん断耐力式を極限解析によって導いた。さらに、実験結果との対応を調べ、接合部のせん断耐力に対する設計式として、次式を提案した。⁷⁾

$$Q_u = 0.09A_c f_c + 1.28a_s \sqrt{\sigma_y f_c} + 0.54a_s \sigma_y + 0.84 \sigma_n A \quad (3.2.2)$$

ここに、

Q_u : せん断耐力

f_c : コンクリート (モルタル) の圧縮強度

A_c : コッターの断面積

A : 接合面の全断面積

a_s, σ_y : 接合鉄筋の断面積と降伏強度

σ_n : 接合面に作用する圧縮応力

3. 2. 2 研究目的

プレキャスト鉄筋コンクリート柱と同大梁の圧着接合に対しては、前節において示した既往の主要研究成果を踏まえた上で、今後に必要な研究課題として次の項目を設定する。

㊤ 適切な摩擦係数の値を明らかにする。

㊦ 繰返し交番載荷されるせん断力に対する接合面の挙動の把握を行う。

㊧ 曲げモーメントとせん断力が同時に接合面に作用する時の、それらの複合効果を明

らかにする。

一方向加力の下での摩擦係数を明らかにした研究成果はあるが、適切な摩擦係数値の決定は、①、③項の問題と関連するものであり、これらとの関連の下において摩擦係数値を明確にする必要がある。①については研究資料が極めて不足しており、また、③については近年、いくつかの研究成果が発表されてはいるが、十分とは言い難い。

さらに、柱を鋼管コンクリート造とし、水平部材を鉄筋コンクリート造とする混合構造における柱と水平部材との接合に関しては、一層、研究成果が不足している。

本章に記す研究は、上記の認識の上にたち、プレキャスト鉄筋コンクリート柱と同大梁間の圧着接合並びに、鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブ間の圧着接合について上記①、③、③の課題を明らかにすることを最終目的としている。

3. 3 鉄筋コンクリート造柱・梁圧着接合面のせん断力伝達性状

3. 3. 1 目的と実験計画

鉄筋コンクリート造の柱・梁圧着接合面のせん断力伝達性状を明らかにする目的で、柱と梁がジョイントモルタルを介して接合される接合部を対象として計画した接合面の部分モデル実験を行った。

実験変数は一方向単調載荷と正負交番繰返し載荷の載荷方法、接合面の表面処理方法並びに接合面における圧着応力分布形状である。

図3. 3. 1に試験体図を、表3. 3. 1に試験体表を示す。試験体の縮尺は実大である。ジョイントモルタルの厚さは一定値25mmとした。接合面コンクリートの表面形状は平滑面並びに三角型および直角型コッター（シアキー）を採用した。コッター部の形状寸法詳細を図3. 3. 1に示す。三角型コッターの深さは10mmであり、連続的な粗面の状態に近い。接合面を横切る鉄筋は無い。

接合面に与える圧着応力の大きさは、20, 40, 60kgf/cm²の3水準とした。また、2体の試験体については、圧着応力の合力作用位置を偏心させ、応力分布を線形変化させた（（偏心距離 e /全長 l ）=70mm/ 300mm）他は、圧着応力の分布は一様とした。

試験体の載荷履歴としては、一方向単調加力のもの、正負交番繰返し加力のものがある。

3. 3. 2 実験方法

（1） 使用材料

コンクリートとモルタルの使用材料と強度試験結果を表3. 3. 2に示す。

（2） 加力・測定方法

試験体のコンクリート部分を加力用の鋼製治具にアンボンドPC鋼棒により緊結した後、ジョイント部にモルタルを注入した。

加力装置を図3. 3. 2に、繰返し加力の場合の載荷履歴計画を図3. 3. 4に示す。せん断力の載荷中に、接合面と直交方向に作用する圧着力は油圧ジャッキにより一定の力を載荷した。接合面における滑り変位とこれと直交方向の分離変位を変位計により測定した。

図3. 3. 3に加力中の状況写真を示す。

3. 3. 3 実験結果および考察

表3. 3. 3に最大せん断応力に関する実験結果を、図3. 3. 5にせん断応力と相対

するコンクリート間の滑り変位の関係を示す。以下、接合面のせん断応力は接合面における平均せん断応力を表す。また、図3.3.6には試験体の最終破壊状況の例を、図3.3.7に圧着応力と最大せん断応力の関係を示す。

(1) 荷重履歴と最大せん断応力の関係

表3.3.4に荷重履歴と最大せん断応力に関する実験結果を示す。

荷重履歴以外が同一条件となる接合面が平滑および三角型コッターである3組、計6体の試験体について比較すると、2体の正負繰返し荷重試験体は各々、単調荷重のものより5～10%程最大せん断応力が上昇し、また、1体は単調加力の場合より約10%の低下を示した。このように、正負繰返し交番荷重を与えることが一方向単調荷重の場合と異なる影響を最大耐力に与えるか否かについては、明確な結果は生じていない。

但し、正負繰返し交番荷重の場合に、加力方向が正方向の加力下において最大耐力に達した後の負方向加力下の最大荷重は、正方向時の耐力と比し、3試験体共に5～20%程、低下した。従来の研究においては、この面の知見が不足であり、設計用の適的な摩擦係数値の設定において考慮すべき事項の一つである。

(2) 接合面における圧着応力分布形と最大せん断応力の関係

接合面の表面が平滑であるときの実験結果は次のとおりである。接合面における圧着応力分布形が線形変化する場合には、一様分布の場合と比べて、36% (P40CC) および17% (P40CM) の最大せん断応力の低下を示した。これは、R.C. Brown³⁾ 並びにK.H.Gerstle⁶⁾ の報告が、圧着応力の分布形は最大せん断応力に影響を与えないとしている(3.2.1節参照) ことと本実験結果は異なる。

(3) 最大せん断応力の評価式

図3.3.8に、荷重方法が一方向単調加力、圧着応力分布が一様、接合面の表面が平滑並びに三角型コッターの場合について、圧着応力(σ_n)と最大せん断応力(τ_u)の関係の実験値を示す。

a) 実験結果から得られる最大せん断応力評価式

実験結果では、圧着応力と最大せん断応力の関係は線形である。従って、両者の関係を

$$\tau_u = a\sigma_n + b, \quad (a, b \text{ は定数})$$

の形式により表示できる。

実験値から最大せん断応力と圧着応力の関係に関する回帰式を求めると次式となる。

平滑接合面に対して、

$$\tau_u = 0.88\sigma_n + 15 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{--- (3.3.1)}$$

但し、 $\sigma_n \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

三角型コッター接合面に対して、

$$\tau_u/f_c = 1.24 \sigma_n/f_c + 0.0701 \quad \text{--- (3.3.2)}$$

f_c : ジョイントモルタルの圧縮強度

但し、 $\sigma_n \geq 20 \text{kgf/cm}^2$ とする。

接合面が平滑接合面の場合には最大せん断応力はジョイントモルタルの強度の変化に依存する度合いが小さい。接合面が三角型コッターの場合には、最大せん断応力はジョイントモルタルの強度変化の影響を受ける。そのため、(3.3.1)式には f_c の項を含めない一方、(3.3.2)式には f_c の項を含めることとする。

また、実験において用いた材料の条件から、(3.3.1)、(3.3.2)式共に、式の適用範囲として、コンクリートとジョイントモルタルの圧縮強度は下記のとおりである。

コンクリート : 300 ~ 450 kgf/cm^2

ジョイントモルタル : 500 ~ 650 kgf/cm^2

上記2式はこの2種類の接合面の場合、摩擦係数値が0.88と1.24であることを示す。

b) 既往の最大せん断応力算定式と実験結果との比較

既往の代表的な最大せん断応力算定式として、R. C. Brown³⁾の式(3.2.1節参照)および望月他による式⁷⁾(3.2.1節参照)と本実験結果から得た最大せん断応力式との比較を図3.3.8に示す。図において両式の①および②式がそれぞれ平滑面と三角型コッター面の場合に対応する。

R. C. Brown 式による算定値は本実験結果に対して過小評価となっている。

望月式の場合、コンクリート圧縮強度が式の適用範囲外となるので参考として示したものであるが、算定値は実験結果を過小評価している。

さらに、コンクリート間にモルタルの介在する場合の摩擦係数値としてL. L. Jones²⁾により提示された0.645 並びにK. H. Gerstle⁶⁾により提示された0.6 と比し、本実験結果から得た摩擦係数値は大であった。

3.3.4 本節の実験結果のまとめ

鉄筋コンクリート造の柱・梁圧着接合面のせん断力伝達性状について、接合面の部分モデル実験を行い、載荷履歴、接合面の表面処理方法、圧着応力の分布形状との関係から、検討をした。正負交番繰返し加力並びに圧着応力の分布形状が接合面の最大せん断応力に与える影響について示した。実験結果から、最大せん断応力と圧着応力の関係を線形として扱えることと、最大せん断応力評価式を示した。また、既往の最大せん断応力算定式として代表的なR. C. Brown 式並びに望月式による算定値はいずれも実験値よりも小の値であった。

3. 4 鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合

－接合面におけるせん断力伝達－

3. 4. 1 目的と実験計画

鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合を直接の研究対象とした既往の研究は極めて少ない。本節では、鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとを、接合面において鉄筋が貫通することなくプレストレスによる圧着応力のみにより接合し、剛接合を得る接合法を研究の対象とする。図3. 4. 1にこの柱・フラットスラブ接合部の基本形状の一例とフラットスラブと柱間で伝達されるせん断力を示す。柱の外周に圧着接合用のPC鋼材が配され、柱とフラットスラブ間の接合面においてせん断力が伝達される。ここでは、この接合法による接合面のせん断力伝達性状を、接合面の実大部分モデルの一面せん断実験から、明らかにする。

実験変数としては、一方向単調載荷と正負交番繰返し載荷の載荷方法、接合面の表面処理方法並びに接合面における圧着応力分布形状とした。

図3. 4. 2に試験体図を、表3. 4. 1に試験体表を示す。ジョイントモルタルの厚さは一定値25mmとした。鋼管コンクリート柱の表面部分を模擬するものとして、厚さ30mmの鋼板を用いた。この鋼板の表面は軽く発錆させている。ジョイントモルタルとコンクリートとの接合面の表面形状は平滑（木製型板により形成）並びに直角型コッターの2種類とした。また、接合面にグラウトモルタルを施工せずに、コンクリート平滑面と鋼板とが直接圧着接合されるものも用意した。

接合面に与える圧着力は全試験体を通じて24tonfとし、接合面に対して一様分布（平均圧着応力 $\sigma_n=40\text{kgf/cm}^2$ ）のものと、圧着応力の合力作用位置を偏心させ、応力分布を接合面に沿って線形変化させた（（偏心距離 e /全長 $\ell=70\text{mm}/300\text{mm}$ ）ものがある。

載荷履歴としては、一方向単調載荷のものと正負交番繰返し載荷のものがある。

3. 4. 2 実験方法

(1) 使用材料

コンクリートとモルタルに関する使用材料と強度試験結果を表3. 4. 2に示す。

(2) 加力・測定方法

試験体のコンクリート部分を加力用の鋼製治具にアンボンドPC鋼棒により緊結（平均プレストレス $\sigma_c=40\text{kgf/cm}^2$ ）した後、試験部分の接合面にモルタルを注入した。

加力装置を図3. 4. 3に、繰返し加力の場合の載荷履歴計画を図3. 4. 4に示す。載荷試験中は、接合面圧着力は油圧ジャッキにより一定に保った。接合面にお

る鋼板とジョイントモルタル間および鋼板とコンクリート間の滑り変位とこれと直交方向の分離変位を変位計により測定した。

3. 4. 3 実験結果および考察

表 3. 4. 3 に主要な実験結果を、図 3. 4. 5 にせん断応力と滑り変位の関係を、また、図 3. 4. 6 に最終破壊状況を示す。

(1) ひびわれ発生状況

いずれの試験体も、図 3. 4. 6 に示すように、せん断力の加力方向における接合部分の端部にひびわれが生じ、その後、滑り変位が増大するに従って、この部分のジョイントモルタルとコンクリートが剥落した。

(2) 最大せん断応力と摩擦係数

a) 摩擦係数値の幅

摩擦係数 (μ) は (最大せん断力) / (圧着力) から計算される。本実験においては、実験変数による摩擦係数値の変動幅は小さく、表 3. 4. 3 に示したように 0.64 ~ 0.83 (平均 0.74) であった。

b) 载荷履歴による影響

载荷履歴以外の条件を同一とした 4 組の実験結果において、1 体の正負交番繰返し载荷試験体の最大せん断応力が対応する単調载荷のものよりも約 10% 程小さかった他は、正負交番繰返し载荷の場合、単調载荷の最大せん断応力と同じか、または、10 ~ 20% 大きい値を示した (表 3. 4. 3 参照)。

このように、本実験の条件の範囲においては、正負交番繰返し载荷を行っても、単調载荷の場合と比べて、最大せん断応力は低下していない。従って、本項で取り扱ったプレストレス圧着接合は極めて有用な剛接合法であると言える。

c) 接合面における圧着応力分布形による影響

ジョイントモルタルとコンクリートとの接合面が直角型コッターの場合について比較を行った。圧着応力分布形が線形変化する場合の方が 5 ~ 17% だけ最大せん断応力が大きかった。この差は実験のばらつきの範囲内と考えられ、圧着応力分布形による影響は顕著でない。

(3) せん断応力と滑り変位の関係

図 3. 4. 5 に (せん断力) / (最大せん断力) 比と滑り変位の関係を示す。

図の変位は鋼板とコンクリート間のせん断力载荷方向の相対滑り変位を示す。各試験体共に滑りは鋼板とモルタルまたは鋼板とコンクリート間に生じ、モルタルとコンクリート間には生じなかった。いずれの試験体も最大耐力に達した後は耐力低下が

生じたが、ある程度の耐力低下がおこった後は、ほぼ定常の耐力を保持しつつ滑り変位が増大した。ここで、耐力経過後に荷重がほぼ定常となったときの、保持荷重と最大耐力との差（すなわち、最大耐力からの低下荷重）の最大耐力に対する比を耐力低下率と呼ぶことにする。

図3.4.5(a)からわかるように、一方向単調載荷の場合、耐力低下率は、ジョイントモルタルの無いコンクリートとの平滑接合面の場合が最も小さく約10%であり、ジョイントモルタルの有る平滑接合面の場合が約20%、また、直角型コッターの場合が約30%である。

正負繰返し載荷における最大荷重経過後の耐力低下率（繰返し載荷における最大耐力に対して示す）は、モルタルの無い平滑接合面の場合が約10%（図3.4.5(c)参照）、モルタルの有る平滑接合面の場合が約20%（図3.4.5(c)参照）、直角型コッターの場合が25~40%である（図3.4.5(b)参照）。このように、単調載荷の場合と正負繰返し載荷の場合の双方において、最大荷重到達後の耐力低下の度合は接合面の表面状態に依存し、3種類の接合面の中において直角型コッターの場合が最も最大荷重後の耐力低下の度合いが大であった。従来、このような最大荷重後の耐力低下率は圧着接合部の設計において十分に考慮されていなかったが、これを考慮した上で、接合面のせん断耐力を確保するための設計用耐力低減係数と安全率を設定する必要がある。

(4) 最大せん断応力に関するコンクリートとコンクリートとの圧着接合の場合との比較

前節において述べたジョイントモルタルを介して接合されるコンクリートとコンクリート間の圧着接合の場合と本節に述べるコンクリートと鋼間の接合の場合とを最大せん断応力について比較する。接合面の状態が平滑で、平均圧着応力 $\sigma_n=40\text{kgf/cm}^2$ のとき、最も基本的な条件である圧着応力分布形状が一様で、単調加力の場合について記すと、コンクリート・鋼間接合の場合の最大せん断応力はコンクリート・コンクリート接合の場合の約50%であって、両者は大きく異なっている。これは、コンクリート・鋼間接合では、せん断力による滑りが鋼板とモルタル（またはコンクリート）間に生じていることと対応するものである。

3.4.4 本節の実験結果のまとめ

鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとを、接合面において鉄筋が貫通することなくプレストレスによる圧着応力のみにより接合し、剛接合接合部とする接合法を対象として、接合面のせん断力伝達性状を接合面の部分モデル実験により明らかにす

ることを目的とした実験を行った。

実験結果の検討から、摩擦係数値は0.64～0.83（平均0.74）であったこと、正負交番繰返し荷と単調荷による最大せん断応力への影響は生じないこと、また、圧着応力分布形による最大せん断応力への影響は明確でないことを明らかにした。

最大荷重到達後の耐力低下率は接合面の表面処理状態の種類に依存する。耐力低下率は接合面の表面が平滑である場合よりも、直角型コッターの方が大であり、25～40%であった。接合面のせん断耐力を確保するための設計用耐力低減係数と安全率の設定に際しては、この耐力低下率を考慮する必要がある。

3. 5 鋼管コンクリート柱・鉄筋コンクリートフラットスラブ圧着接合 －水平力を受ける架構の力学性状－

3. 5. 1 目的

プレストレス導入による鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合面の直接せん断性状については前節で明らかにした。本節では、本接合部を有する架構が地震時水平力を受ける時の挙動を明らかにするために、部分架構試験体の載荷実験を行い、接合部の安全性、健全性の検証を行った。

3. 5. 2 試験体

試験体の基本計画を表 3. 5. 1 に示す。

(1) 試験体の設計

試験体の形状を図 3. 5. 1 に、フラットスラブの配筋を図 3. 5. 2 に示す。試験体は架構の内柱とフラットスラブの接合部をモデル化したものである。柱は内部にコンクリートの充填された角型断面の鋼管コンクリート造である。フラットスラブは鉄筋コンクリート造であり、柱周辺には、厚さ 100mm の床板の下に厚さ 115mm の支板がある。この支板はプレキャスト造であって柱の周辺において四分割されている。支板内には柱の外側位置に P C 鋼棒があり、これを緊張することにより支板と鋼管コンクリート柱並びに分割されていた支板どうしが圧着接合される。その後、支板に支えられる形で上部の現場打ちコンクリートが打設される。鉄筋コンクリート水平部材から柱内部へ貫通する鋼材は無い。フラットスラブと柱間のせん断伝達は圧着接合による摩擦抵抗せん断力によるものとして設計を行う。

以上の構築方法は、水平部材内の鉄筋が柱内に貫通しないこと並びに支板部の型枠が不要となることにより施工上の省力化が期待できることから考案したものである。

(2) 試験体の作製

a) 使用材料

使用した材料の規格と試験結果を表 3. 5. 2 に示す。

b) 圧着力の導入

柱とフラットスラブを接合するための圧着力は次のように決定した。

柱とフラットスラブ間のせん断力伝達耐力 Q_{sT} は次式による。

$$Q_{sT} = \mu \cdot P_n$$

μ : 鋼とコンクリート間の摩擦係数

μ 値はここではばらつきに対する低減係数を大きくして 0.4 とする。

P_n : プレストレスによる圧着力

ここに、 Q_{sT} は次の2条件を充たすこととする。

① $Q_{sT} \geq (1.5x(G+P+1.5K))$ に相当するフラットスラブのせん断力)

② $Q_{sT} \geq 1.5x($ フラットスラブの曲げ降伏時せん断力)

G :固定荷重による断面力

P :積載荷重による断面力

K :地震力による断面力

G, P, K は試験体の設計に際し、そのプロトタイプとして扱った建物のものである。試験体の縮尺率は1/2.6であり、縮尺された試験体に対するこれらの断面力は次のとおりである。

$G+P$:長期設計荷重による柱・フラットスラブ間のせん断力 8.17tonf

K :地震時のフラットスラブのせん断力

左端 ; 0.685tonf 右端;0.611tonf

以上から圧着力が決定され、直径17mmPC鋼棒を2方向で4本用い、1本当たりの導入時緊張力は13.8tf(公称降伏引張力の64%)として与えた。また、PC鋼棒はシース内に挿入し、緊張力の導入後にセメントグラウトの注入を行った。

3.5.3 加力・計測方法

加力装置を図3.5.3に示す。スラブの長期鉛直相当荷重を一定載荷した状態の下で地震荷重を正負交番繰返し載荷した。鉛直荷重の載荷点は柱側面位置におけるせん断スパン比がプロトタイプのもので一致するように決定した。

層間変形角、スラブの鉛直方向変位を変位計により、鉄筋とPC鋼棒の歪をワイヤストレーンゲージにより測定した。

3.5.4 実験結果および考察

(1) 破壊に至る経過と破壊形式

主要な実験結果を表3.5.3に、柱せん断力と層間変形角の関係を図3.5.4に示す。

試験体の破壊に至る経過は次のとおりである。

層間変形角 $R=0.2 \times 10^{-2}$ にて曲げひびわれがスラブに生じた。 $R=0.7 \times 10^{-2}$ の時に支板端部の薄肉スラブとの境界位置においてスラブの上下軸方向主筋が降伏した。柱せん断力と層間変形角の関係における降伏は層間変形角が 1.0×10^{-2} の時に生じている。最

大耐力は $R=2.06 \times 10^{-2}$ の時に生じた。図3.5.5に最終破壊状態を示す。最終破壊形式は支板端部の降伏ヒンジ発生による曲げ破壊である。

鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブ間の滑り変位は最終状態に至るまで観察されなかった。

(2) じん性

最大耐力経過後に最大耐力の0.85にまで耐力が低下する時の変形角を限界変形角とすると、これは 2.7×10^{-2} である。また、その後の変形増大に伴う耐力低下も少なく、じん性の点から劣るところはない。

(3) 鋼材の歪分布

a) 鉄筋の歪

スラブ上端軸方向主筋の歪の材軸方向の分布を図3.5.6に示す。図から支板端部の部材厚の急変する位置において鉄筋の降伏が生じ、支板内部領域においては鉄筋の降伏は生じていないことが明らかである。

b) PC鋼棒の歪

スラブと柱を圧着接合しているPC鋼棒の歪の材軸方向の分布を図3.5.7に示す。また、柱せん断力とPC鋼棒の歪の関係を図3.5.8に示す。荷重の載荷に伴う歪変化は極めて少ない。試験体が最終状態に至るまでのPC鋼棒の歪変化は同図以外の測定点のものを含めて 100×10^{-6} (0.2tf/cm^2)以内であった。これは、支板端部位置においてスラブの軸方向鉄筋が降伏し、この位置に降伏ヒンジが発生したため、これより柱に近い領域においては、小さい変形のみが生じたためである。また、PC鋼棒の歪変化が小であったことは柱とスラブ間の圧着力が終始、ほぼ一定であり、安定したせん断力の伝達が保持されていたことを示す。

(4) 最大耐力の検討

支板端部位置におけるスラブの曲げ降伏耐力計算値を求め、実験における最大荷重時曲げモーメントと比較して、表3.5.4に示す。実験値は曲げ降伏耐力計算値よりも20%ほど大であり、最終破壊形式が支板端部における曲げ破壊であったことを裏付けるものである。

また、柱頭まわりのフラットスラブのせん断耐力計算値を求め、表3.5.4に示す。算定方法は狩野らによる方法に拠った⁸⁾ (同図の脚注参照)。計算結果は

$$V_u/V_o+M_u/M_o=0.347$$

となった。フラットスラブに鉛直荷重と逆対称モーメントを加えて、柱頭まわりにおいてパンチング破壊させた実験では上式の値がほぼ1になるとされている⁸⁾ことから本試験体の場合は、柱頭まわりのパンチング破壊に対しては、十分な余裕があったと

判定できる。

ここで、

V_u : 終局時における柱とフラットスラブ間の伝達鉛直力

M_u : 終局時における柱とフラットスラブ間の伝達モーメント

V_o : 鉛直力のみが伝達されるとき終局伝達鉛直力

M_o : モーメントのみが伝達されるとき終局伝達モーメント

(5) 接合面のせん断耐力

a) 接合面のせん断耐力と最大せん断力の比

(3) 節において示した様に、鋼管コンクリートとフラットスラブを圧着している P C 鋼棒の緊張力の荷重載荷中における変動は極めて小さかった。従って、柱・フラットスラブ架構が終局に至ったときにも載荷開始前の緊張力が保持されている。従って、架構の終局域においても接合面のせん断耐力は次式により評価できる。

$$Q_{sT} = \mu \cdot P_n \text{ --- (3.5.1)}$$

鋼とコンクリートまたはジョイントモルタル間の摩擦係数 μ 値としては、3.4 節の実験における最小値 0.64 を提案する。

この値に拠って、本実験における柱とフラットスラブ間の接合面のせん断耐力と実際に生じた最大せん断力の比 (α) を求めると、

$$\alpha = Q_{sT} / V_u = 35.3 \text{tf} / 17.9 \text{tf} = 2.0$$

ここで、 Q_{sT} : 接合面のせん断耐力

$$Q_{sT} = \mu \cdot P_n$$

$\mu = 0.64$ とする。

P_n : 導入緊張力の合力 (55.2tf)

V_u : 柱・フラットスラブ間の最大せん断力 (17.9tf)

となる。この値は、接合面のせん断耐力は試験体計画時に設定した値 ($\alpha = 1.5$) よりも大きく、要求安全度を十分に満たしていると言える。

b) 圧着接合と降伏ヒンジ位置の関係

従来、通常は柱と梁間の圧着接合を行うための P C 鋼材は、梁の曲げ引張鋼材としての役割をも果たしている。この場合、梁端部において P C 鋼材が降伏し、降伏ヒンジが発生した後においては、地震荷重による繰返し載荷後の除荷時に、P C 鋼材の緊張力が低下することが予測される。これは、柱・梁圧着接合法における残された課題の一つである。

一方、本実験研究において示したように、水平部材の降伏ヒンジを柱・梁接合面から離れた位置に発生させ、圧着接合用 P C 鋼材は接合面近傍にのみ設置する (図 3.

5. 9) ことにより、P C 鋼材は曲げ引張鋼材としては機能しなくなる。従って、繰返し載荷後においても安定した圧着力を確保することができる。

3. 5. 5 本節の実験結果のまとめ

鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとをプレストレス導入により圧着する接合法を対象として、本接合部を有する架構が地震時水平力を受ける時の力学的な挙動を実験結果に基づき検討を行った。

試験体の最終破壊形式は支板端部の断面厚さ急変部における降伏ヒンジ発生による曲げ破壊であったことを試験体の観察、歪測定結果及び各種耐力計算値から確認した。最大耐力経過後のじん性に劣るところはなかった。また、鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの接合面に滑り変位は発生しなかった。

圧着用 P C 鋼棒の緊張力は降伏ヒンジ発生による影響を受けず、その変動値は極めて小さかった。

降伏ヒンジ発生位置を、地震荷重載荷中に圧着用 P C 鋼棒の緊張力が変化しない位置に設定することにより、接合面の安定した圧着力を保持することができる。従って、この場合、架構の終局域においても、圧着力による接合面のせん断耐力 Q_{sT} は次式により評価できる。

$$Q_{sT} = \mu \cdot P_n$$

P_n : 地震荷重載荷前における P C 鋼棒の緊張力

鋼とコンクリートまたはジョイントモルタル間の摩擦係数 μ 値としては、3. 4 節の実験における最小値 0.64 を提案する。

3. 6 本章のまとめ

本章において得られた成果をまとめると以下のようになる。

3. 3節では、接合面にモルタルが介在する鉄筋コンクリート造の柱・梁圧着接合面のせん断力伝達性状を、接合面の一面せん断型モデル実験に基づいて調べ、以下の事項が明らかになった。

- (1) 正負交番繰返し载荷による一方向単調载荷からの接合面のせん断耐力の低下は見られない。
- (2) 接合面の表面が平滑であるとき、接合面の圧着応力分布が線形変化する場合には一様分布の場合よりも、最大せん断応力は低下する。本実験結果では、前者の最大せん断応力は後者のものより約20～30%程低下した。
- (3) 最大せん断応力 (τ_u) 評価式は

$$\tau_u = a\sigma_n + b,$$

a, b: 定数 σ_n : 圧着応力

で表示できる。

実験値から最大せん断応力と圧着応力の関係に関する以下の回帰式を得た。

平滑接合面に対して、

$$\tau_u = 0.88\sigma_n + 15 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{--- (3.3.1)}$$

但し、 $\sigma_n \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

三角型コッター接合面に対して、

$$\tau_u/f_c = 1.24\sigma_n/f_c + 0.0701 \quad \text{--- (3.3.2)}$$

但し、 $\sigma_n \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

f_c : ジョイントモルタルの圧縮強度

式の適用範囲

- コンクリートとジョイントモルタルの圧縮強度
 - ・ コンクリート: 300 ~ 450 kgf/cm²
 - ・ ジョイントモルタル: 500 ~ 650 kgf/cm²
- ジョイントモルタルの厚さ: 25mm程度

既往の最大せん断応力算定式として代表的なR.C. Brown 式並びに望月式による算定値はいずれも実験値よりも小の値を示した。さらに、本実験から得た摩擦係数値は従来より設計用の値設定の基とされている0.6 ~ 0.645 よりも高い値である。

3. 4節では、界面にモルタルが介在する鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラ

ットスラブとの圧着接合のせん断力伝達性状を、接合面の一面せん断型モデル実験に基づいて調べ、以下の事項が明らかになった。

(1) 摩擦係数 μ を (摩擦係数 μ) = (最大せん断力 Q_{ST}) / (圧着力 P_n) とすると、 μ の値は 0.64~0.83 (平均 0.74) の範囲であった。

(2) 正負交番繰返し载荷による一方向単調载荷からの接合面のせん断耐力の低下は見られない。

(3) モルタルとコンクリートとの接合面が直角型コッターのとき、圧着応力分布形が一樣の場合と線形変化の場合との間に、最大せん断応力に与える影響は顕著でない。

(4) 最大荷重到達後の耐力低下率は接合面の表面処理状態に依存する。

最大荷重到達後の耐力低下率は、接合面の表面が平滑の場合よりも、直角型コッターの場合の方が大であり、25~40% であった。

接合面のせん断耐力を確保するための設計用耐力低減係数と安全率の設定に対しては、最大荷重到達後の耐力低下率を考慮する必要がある。

3.5 節では界面にモルタルが介在する鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合を研究対象として、本接合部を有する架構が地震時水平力を受ける時の力学的挙動を実験的に調べた。これによって、以下の事項が明らかになった。

(1) 本試験体の場合の最終破壊形式は曲げ破壊であり、耐力、じん性共に問題は無かった。

(2) 水平部材の降伏ヒンジを柱・梁接合面から離れた位置に発生させ、かつ圧着接合用 P C 鋼材は接合面近傍にのみ設置することにより、P C 鋼材は曲げ引張鋼材としては機能しなくなる。従って、地震荷重による繰返し载荷後の終局域においても P C 鋼材の緊張力の低下は無く、安定した圧着力を確保することができる。

(3) 前項の場合、架構の終局域における圧着力による接合面のせん断耐力 Q_{ST} は次式により評価できる。

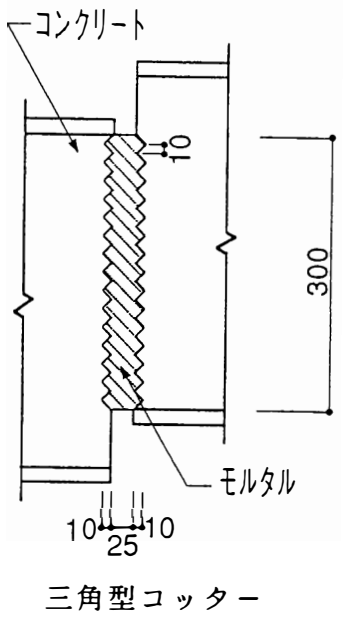
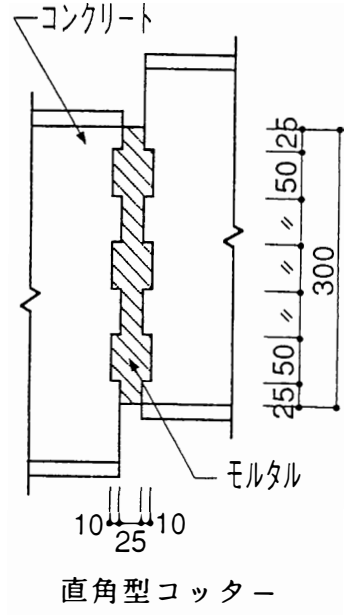
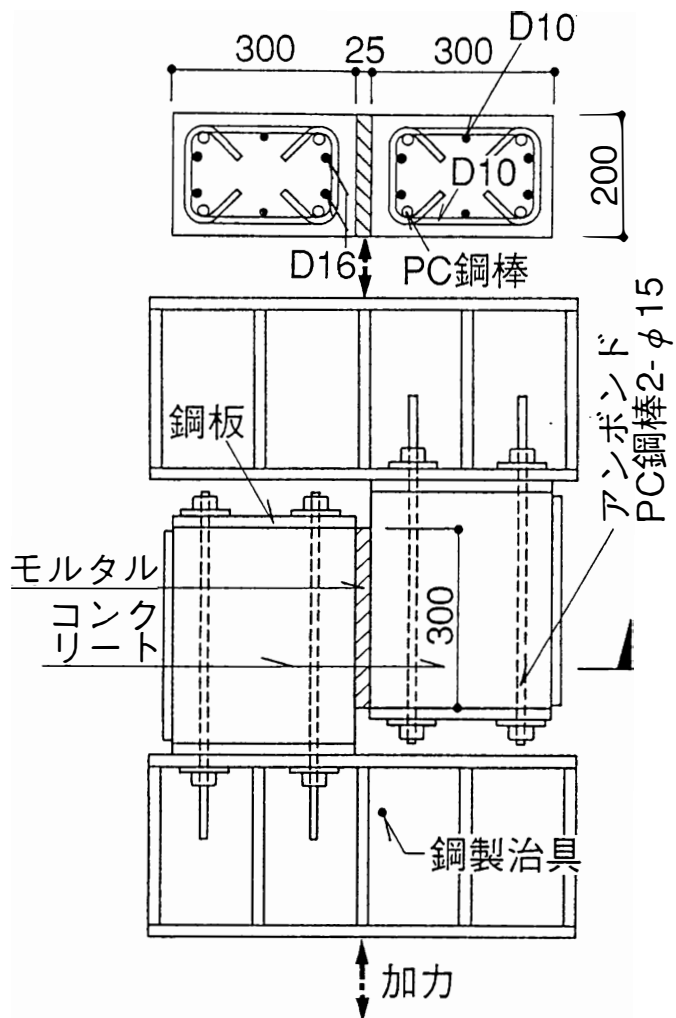
$$Q_{ST} = \mu \cdot P_n$$

P_n : 地震荷重载荷前における P C 鋼棒の緊張力

鋼とコンクリートまたはジョイントモルタル間の摩擦係数 μ 値としては、3.4 節の実験における最小値 0.64 を提案する。

第3章関連引用文献

- 1) 末永保美、石丸麟太郎 ” 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造構面の力学的挙動に関する基礎的研究 その3 改良型ドライジョイントを用いた壁柱脚部の水平せん断力の伝達機構に関する基礎的研究”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1972. No. 2449、pp.1247~1248.
- 2) L.L.Jones, "Shear Tests on Joints between Precast Post-tensioned Units", *Magazines of Concrete Research*, Vol.11, No.31, March 1959. pp.25~30
- 3) Robert C.Brown et.al. "Shear Transfer Behavior of Post-Tensioned Grouted Shear key Connectiones in Precast Concrete-Framed Structures", *ACI Structural Journal*, Jan.-Feb. 1990, pp.53~59
- 4) ACI Committee 318, "Building Code Requirments for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit, 1983, 111pp.
- 5) PCI Design Handbook, 2nd Edition, Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1978, pp.5~7
- 6) K.H.Gerstle et.al. "Shear Strength of Horizontal Wall Panel Joints", *PCI Journal*, July-August, 1990.
- 7) 望月 重、横谷栄次、永坂具也 ” 壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐カ-ダウエル効果および圧縮拘束力を考慮した場合”、日本建築学会構造系論文報告集、第424号、1991年 6月、pp.11 ~22
- 8) 日本建築学会、” 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、11条 フラットスラブ解説”、1982年



接合面の表面

図 3.3.1 試験体図

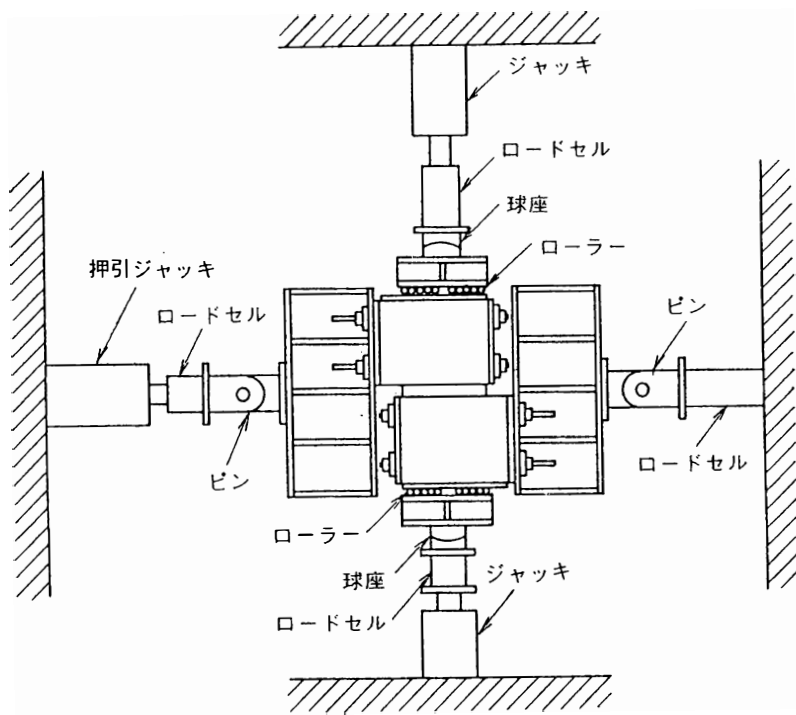


図 3.3.2 加力装置

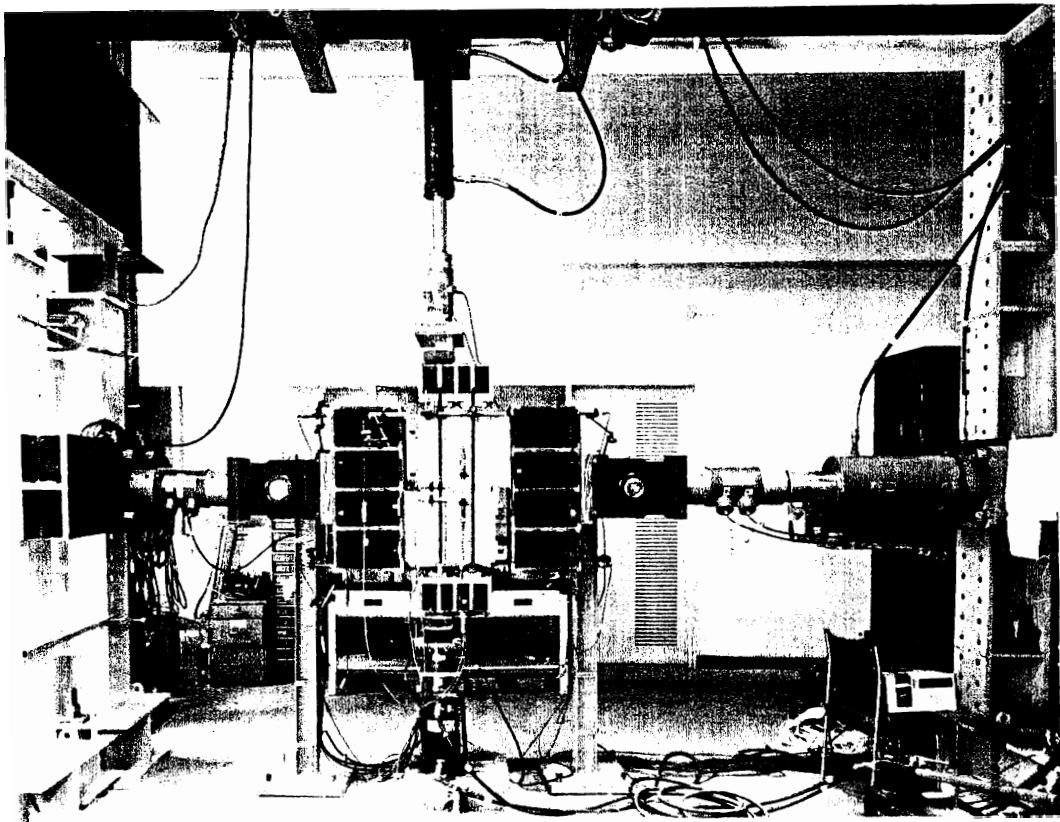


図 3.3.3 実験状況

表 3.3.1 試験体表

試験体 No.	接合面の形状	圧着応力 (kgf/cm ²)	圧着応力分布形	載荷 : 単調 / 繰返し
P 2 0 U M	平滑	2 0	一様	単調
P 4 0 U C		4 0		
P 4 0 C C		4 0	変動	繰返し
P 4 0 U M		4 0	一様	
P 4 0 C M		4 0	変動	単調
P 6 0 U M		6 0	一様	
T C 2 0 U M	三角形コッター	2 0	一様	単調
T C 4 0 U C		4 0		繰返し
T C 4 0 U M		4 0		単調
T C 6 0 U M		6 0		
R C 4 0 U M	直角形コッター	4 0		

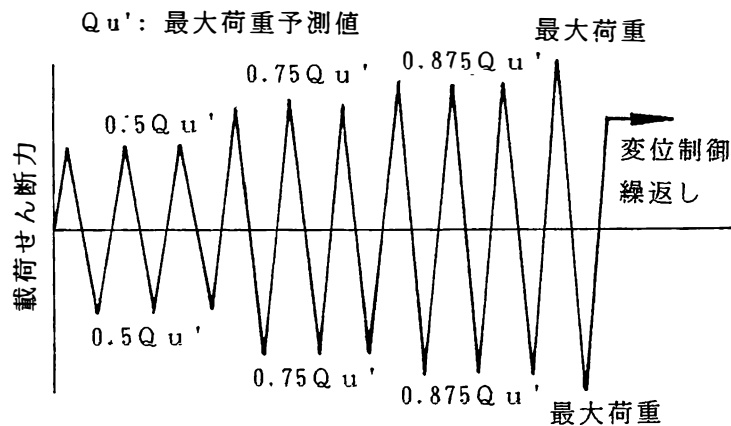


図 3.3.4 載荷履歴計画 (繰返し加力の場合)

表 3.3.2 コンクリートとモルタルの強度試験結果

	圧縮強度 kgf/cm ²	弾性係数 E _{1/3} 10 ⁵ kgf/cm ²	割裂強度 kgf/cm ²
コンクリート	387	2.73	34.3
モルタル	612	2.26	31.8

コンクリート : セメントの種類 : 普通セメント
 粗骨材 : 最大粒径 20 mm, 碎石
 細骨材 : 海砂および砕砂
 モルタル : 無収縮モルタル

表 3.3.3 主要実験結果一覧

試験体 No.	最大耐力時		
	せん断力 Q (tonf)	せん断 応力 τ (kgf/cm ²)	滑り変位* δ_{sl} (mm)
P20UM	19.9	33.1	0.038
P40UC	33.4 -26.6	55.6 -44.3	0.276
P40CC	21.5 -20.5	35.8 -34.2	0.206
P40UM	29.8	49.6	0.010
P40CM	24.7	41.1	0.060
P60UM	41.0	68.3	0.186
TC20UM	40.9	68.2	0.362
TC40UC	57.3 (-47.9)	95.5 (-79.8)	0.360
TC40UM	54.7	91.2	0.678
TC60UM	70.6	117.6	0.428
RC40UM	50.6	84.3	0.528

* 相対するコンクリート間の滑り変位

表 3.3.4 載荷履歴と最大せん断応力の関係

接合面	圧着応力 分布形	最大せん断応力 (kgf/cm ²)		②/①
		① 単調加力 $m\tau_{max}$	*②正負 繰返加力 $c\tau_{max}$	$\frac{c\tau_{max}}{m\tau_{max}}$
平滑	一様	P40UM 49.6	P40UC 55.6 (-44.3)	1.12 (0.89)
	変動	P40CM 41.1	P40CC 35.8 (-34.2)	0.87 (0.83)
三角型 コッター	一様	TC40UM 91.2	TC40UC 95.5 (-79.8)	1.05 (0.88)

- 1) 圧着応力 $\sigma_n = 40\text{kgf/cm}^2$
 2) * () 内は負方向時

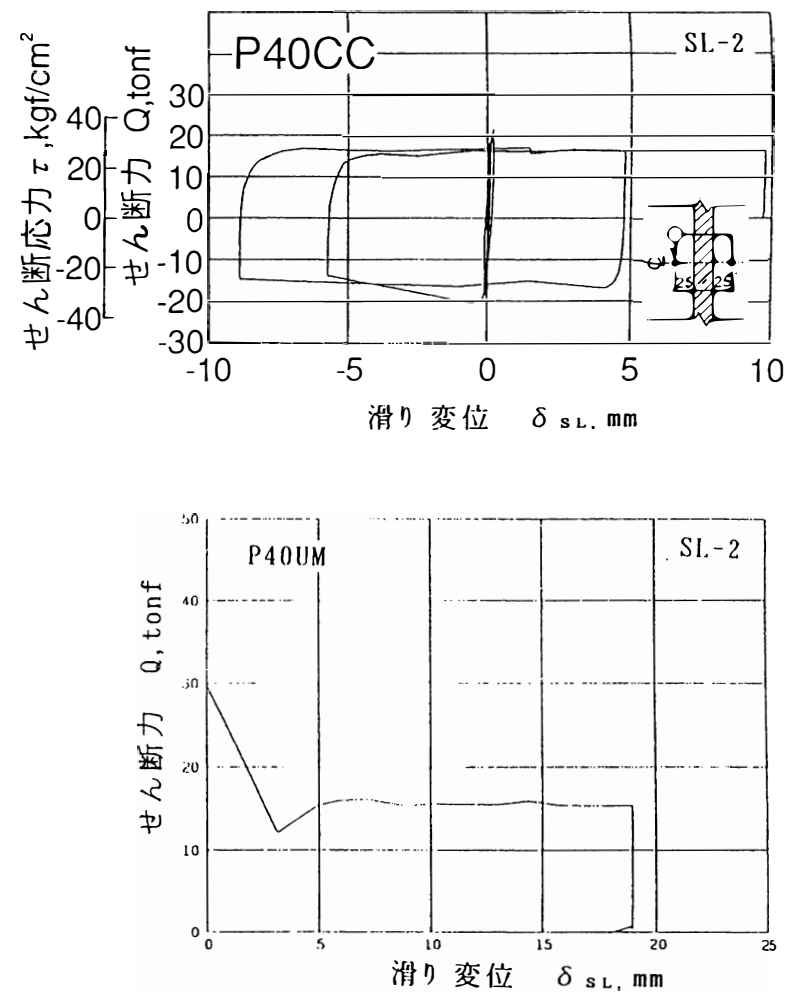
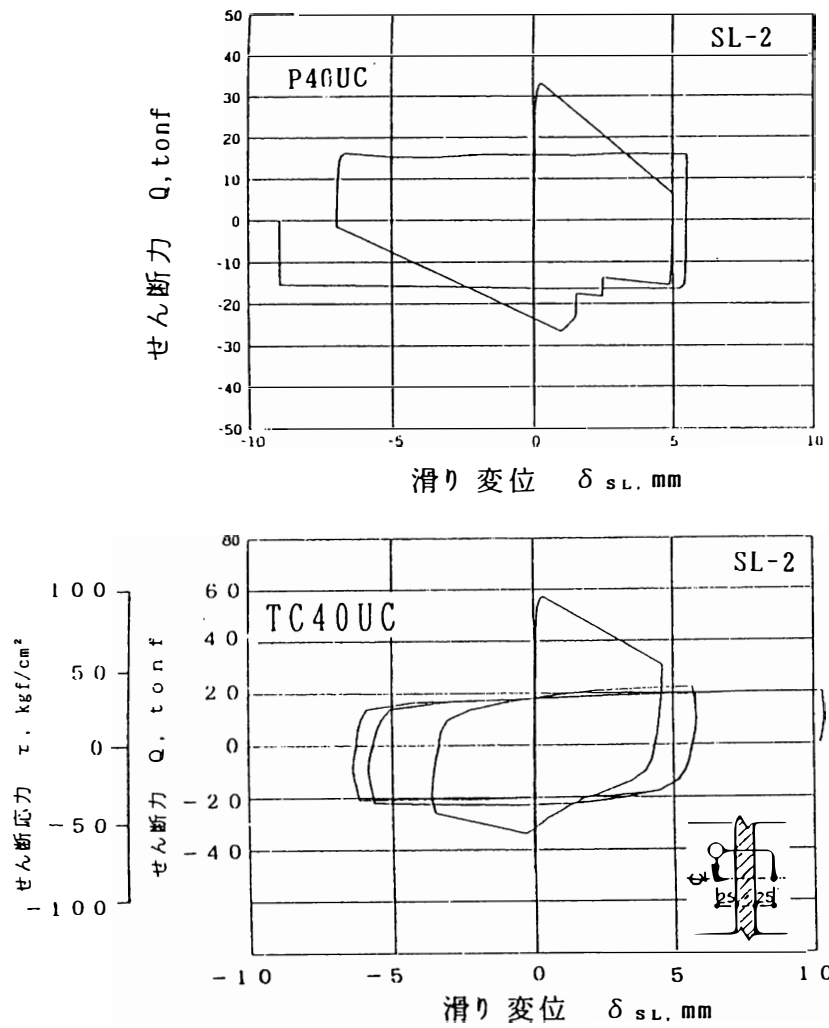
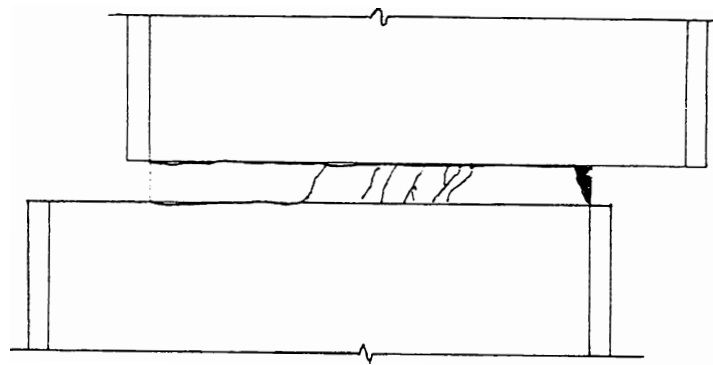
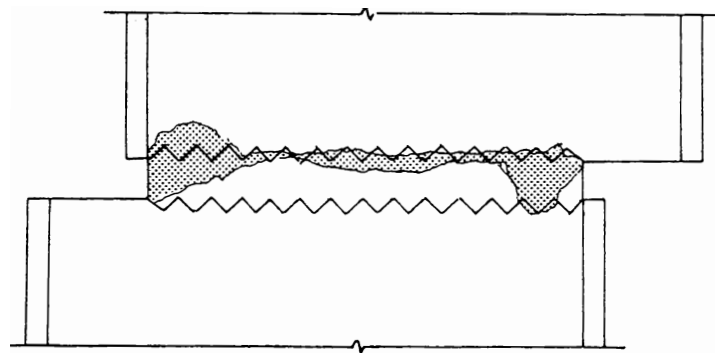


図 3.3.5

せん断応力と滑り変位の関係



試験体No. P40UC



試験体No. TC40UC

図 3.3.6 最終破壊状況

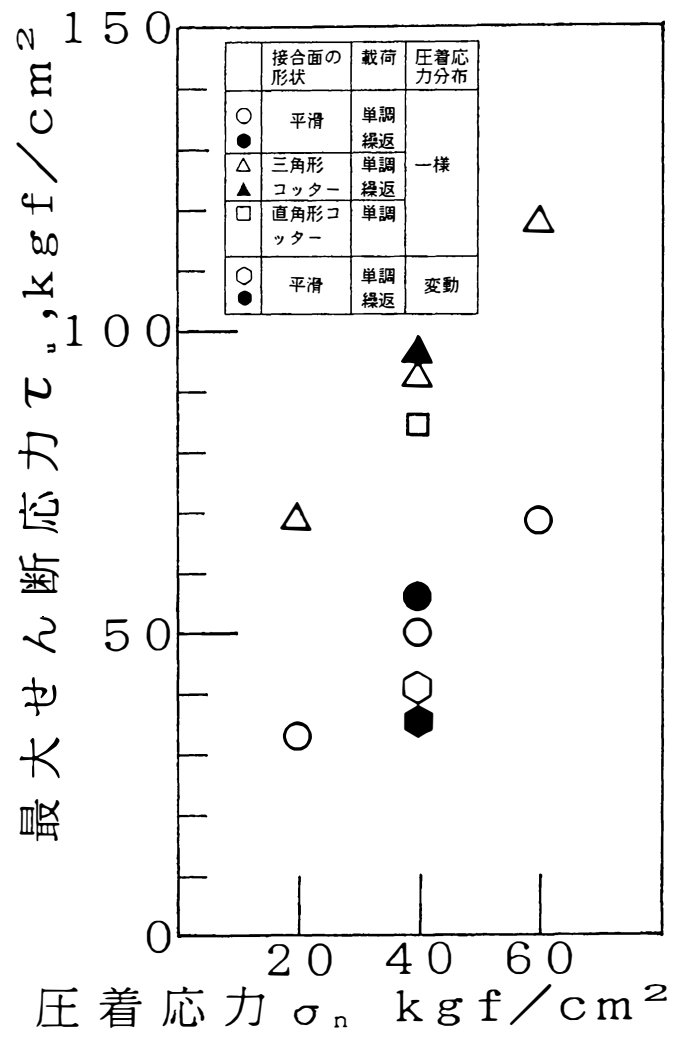


図 3.3.7 圧着応力と最大せん断応力の関係

望月式 $Q_u = 0.09A_c f_c + 1.28a_s \sqrt{\sigma_y f_c} + 0.54a_s \sigma_y + 0.84\sigma_n A$

Q_u : せん断耐力

f_c : コンクリート (モルタル) の圧縮強度

A_c : コッターの断面積

A : 接合面の全断面積

a_s, σ_y : 接合鉄筋の断面積と降伏強度

σ_n : 接合面に作用する圧縮応力

---	<ul style="list-style-type: none"> ・回帰式① 平滑面 $\tau = 0.88\sigma_n + 15 \text{ kgf/cm}^2$ ・R. C. Brown式① ・望月・楨谷式① 	$\lambda = 0$ 1)
—	<ul style="list-style-type: none"> ・回帰式② 三角形コッター $\tau/f_c = 1.24\sigma_n/f_c + 0.0701$ ・R. C. Brown式② ・望月・楨谷式② 	

1) $f_c = 612 \text{ kgf/cm}^2$ (モルタル圧縮強度)

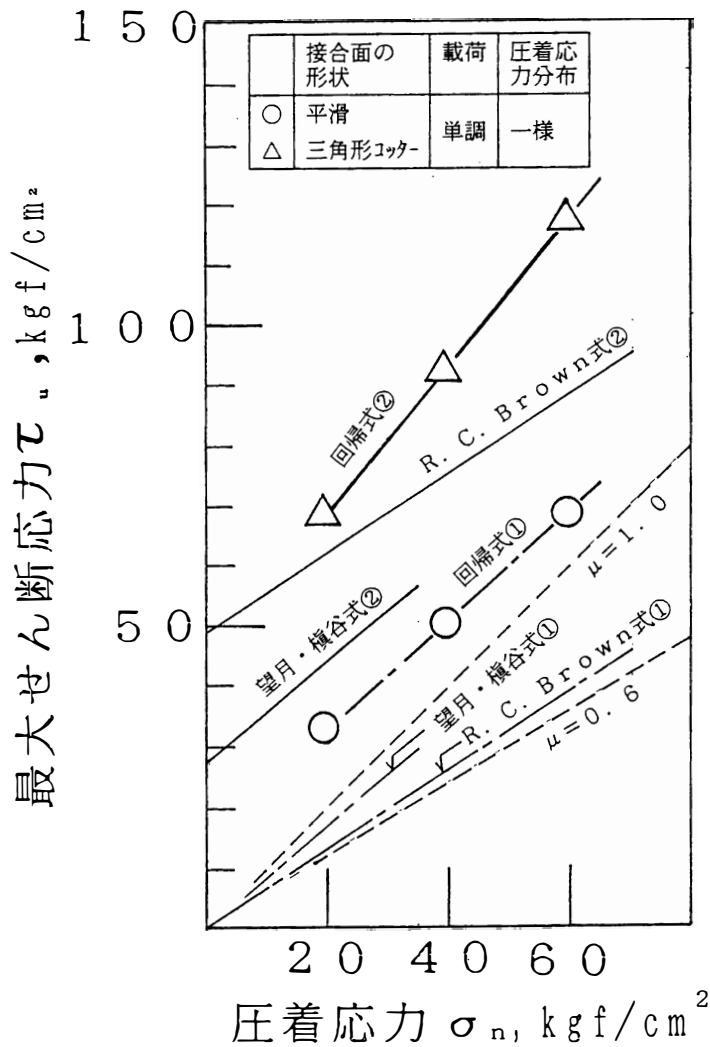
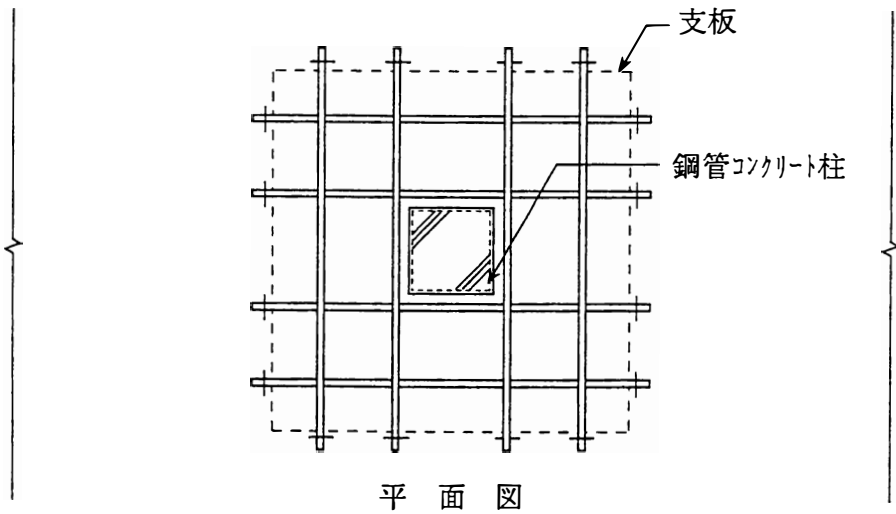
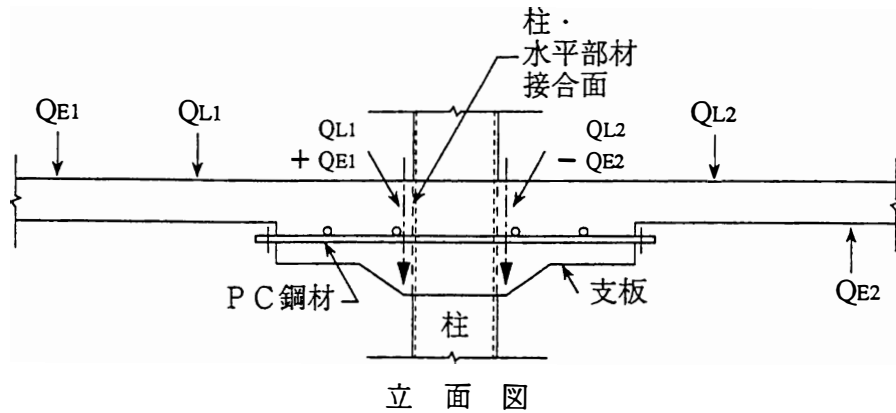


図 3.3.8 圧着応力と最大せん断応力の関係 (最大せん断応力算定式)



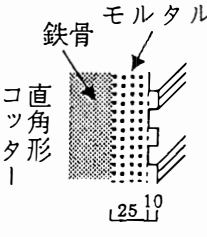
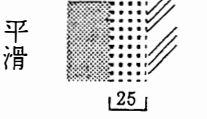
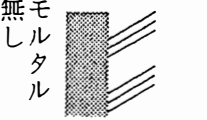


QL_1, QL_2 : 長期荷重によるせん断力
 QE_1, QE_2 : 地震荷重によるせん断力

図 3.4.1

圧着接合による鋼管コンクリート柱・鉄筋コンクリートフラットスラブ
 接合部の例

表 3.4.1 試験体表

試験体名	接合面形状	接合面圧着応力分布		加力方法
		 一様分布	 変動分布	
SMC1		●		単調載荷
SMC2			●	繰返し載荷
SMC3		●		繰返し載荷
SMC4			●	単調載荷
SMP1		●		単調載荷
SMP2		●		繰返し載荷
SC1		●		単調載荷
SC2		●		繰返し載荷

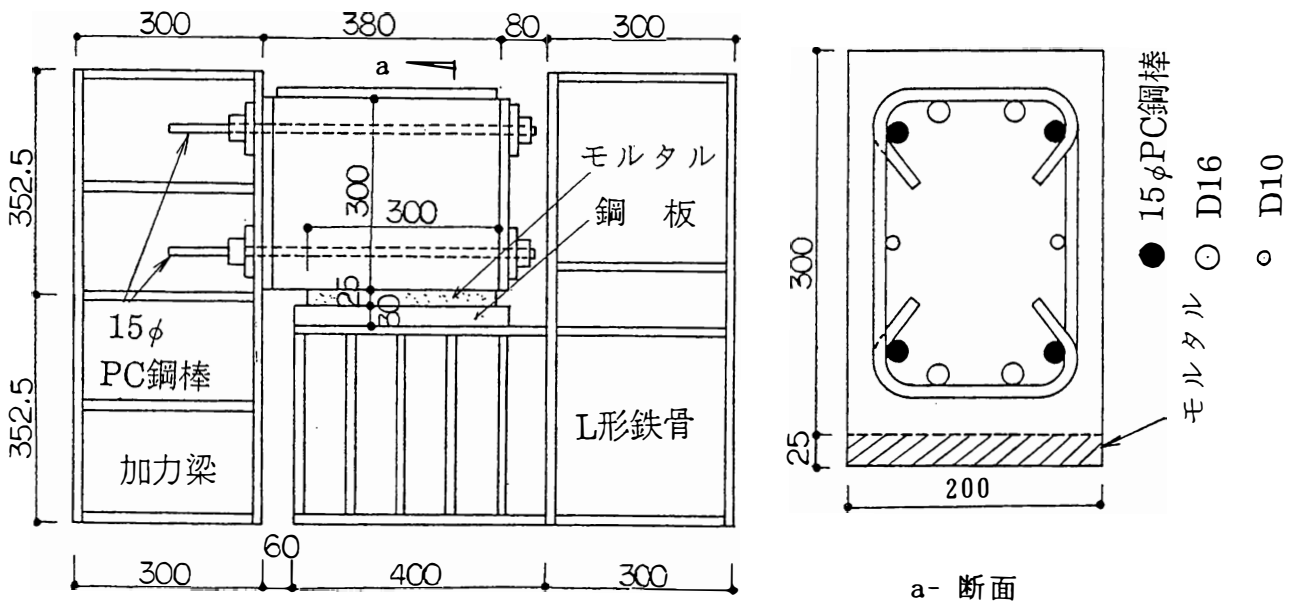
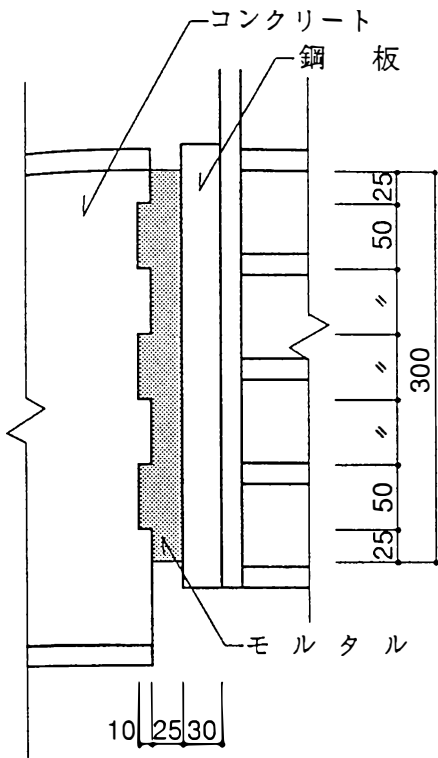


図 3.4.2 (a) 試験体図



接合面の形状－直角型コッター

図 3.4.2 (b) 試験体図

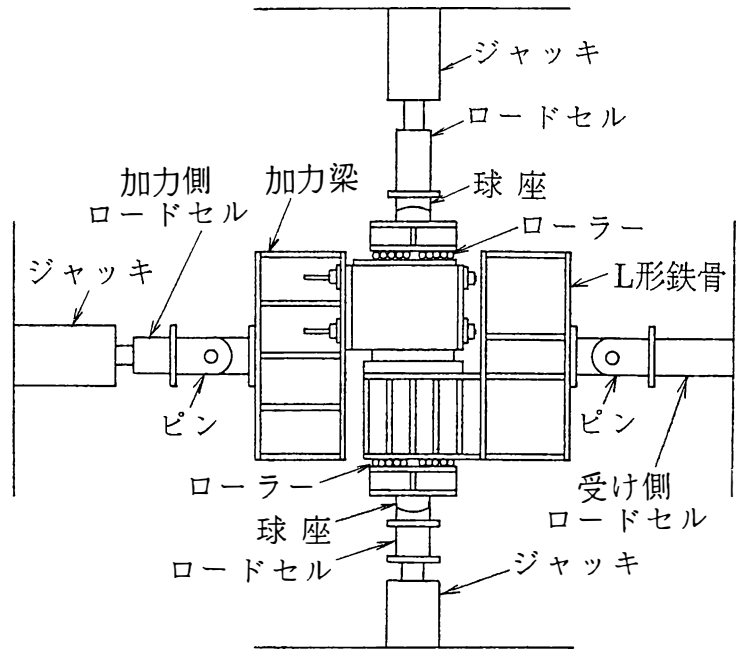


図 3.4.3 加力装置

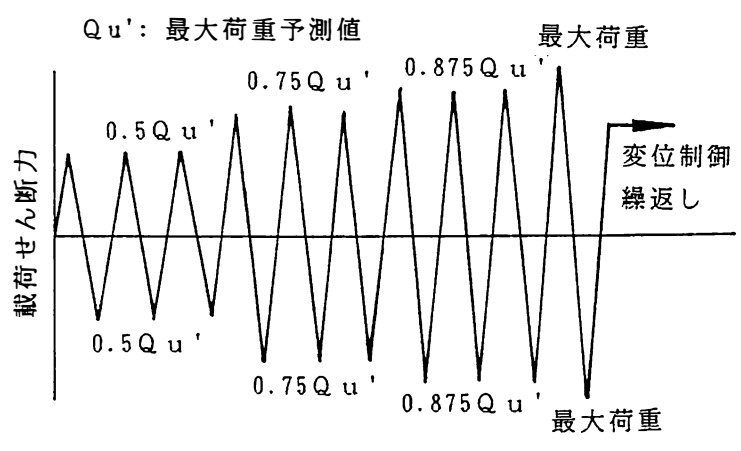


図 3.4.4 載荷履歴計画
(繰返し加力の場合)

表 3.4.2 コンクリートとモルタルの強度試験結果 (kgf/cm²)

種類	圧縮強度	弾性係数*1 ($\times 10^5$)	割裂強度
コンクリート	344	2.65	30.7
モルタル	638	2.39	37.0

*1 弾性係数は1/3強度時の割線剛性

表 3.4.3 主要実験結果一覧

試験体名	圧着応力分布	加力方法	最大せん断力 (tf)	最大せん断応力 (kgf/cm ²)	摩擦係数 (μ)
SMC1	一様	単調	17.1	28.5	0.71
SMC2	変動	繰返	18.1	30.2	0.75
SMC3	一様	繰返	17.2	28.7	0.72
SMC4	変動	単調	20.0	33.3	0.83
SMP1	一様	単調	15.3	25.5	0.64
SMP2	一様	繰返	18.4	30.7	0.77
SC1	一様	単調	16.9	28.2	0.70
SC2	一様	繰返	18.5	30.8	0.77

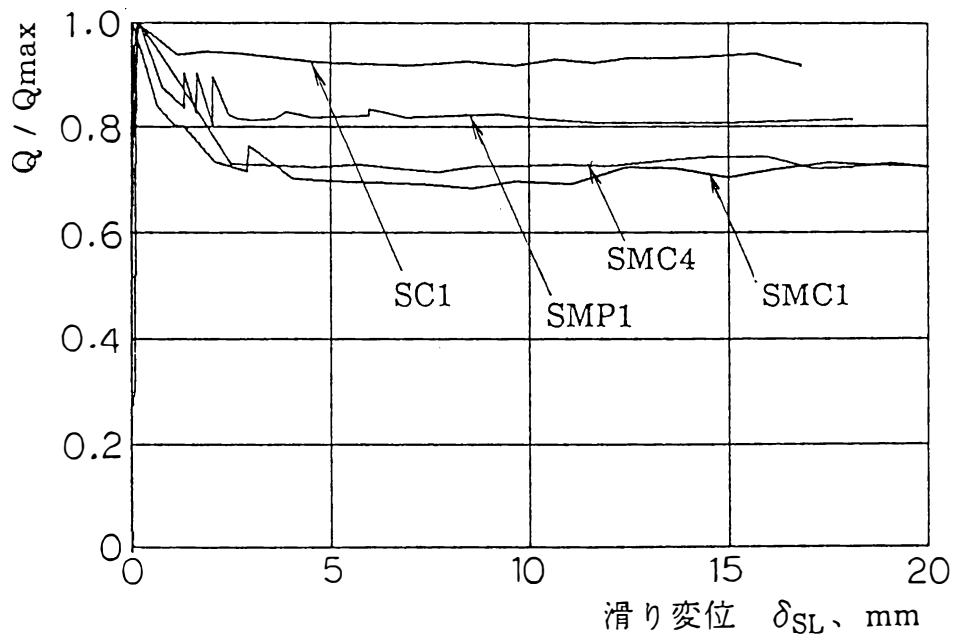


図 3.4.5(a) せん断応力と滑り変位の関係 (一方向単調加力)

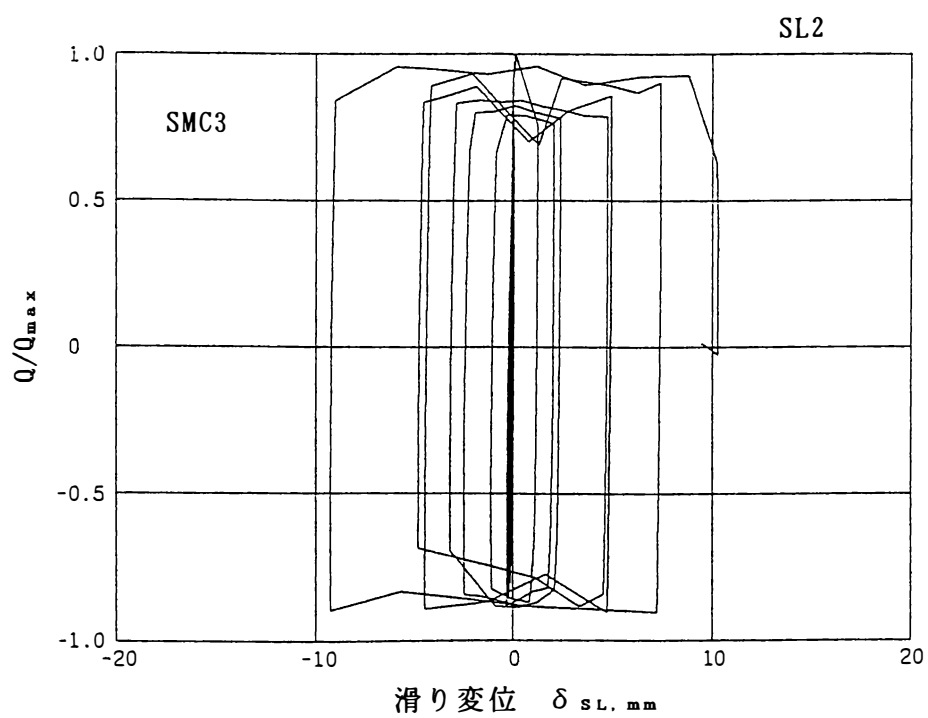
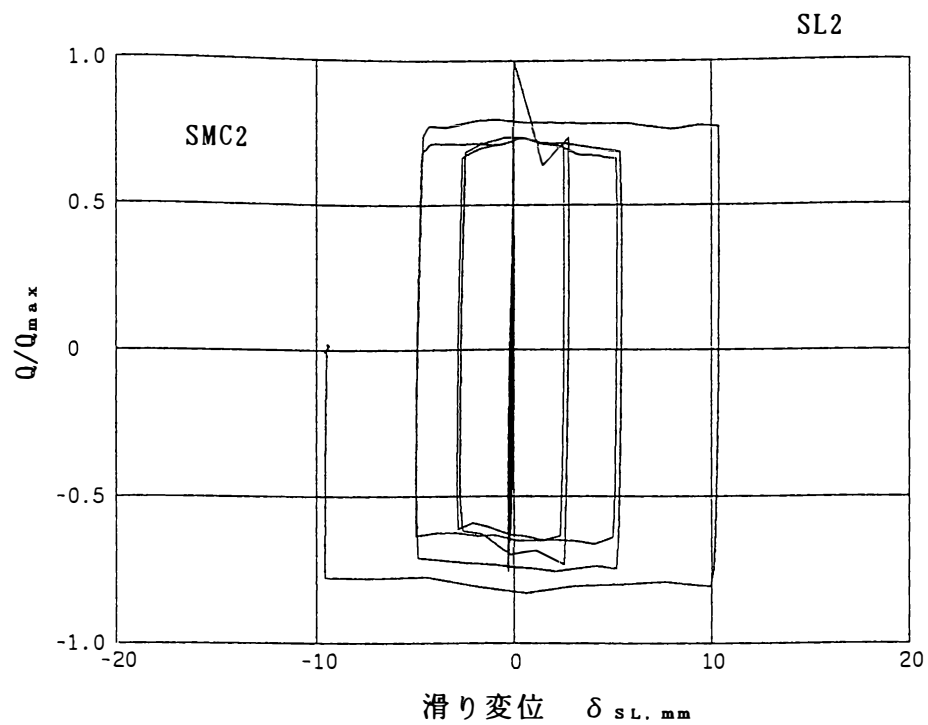


図 3.4.5(b) せん断応力と滑り変位の関係 (正負交番繰返し載荷)

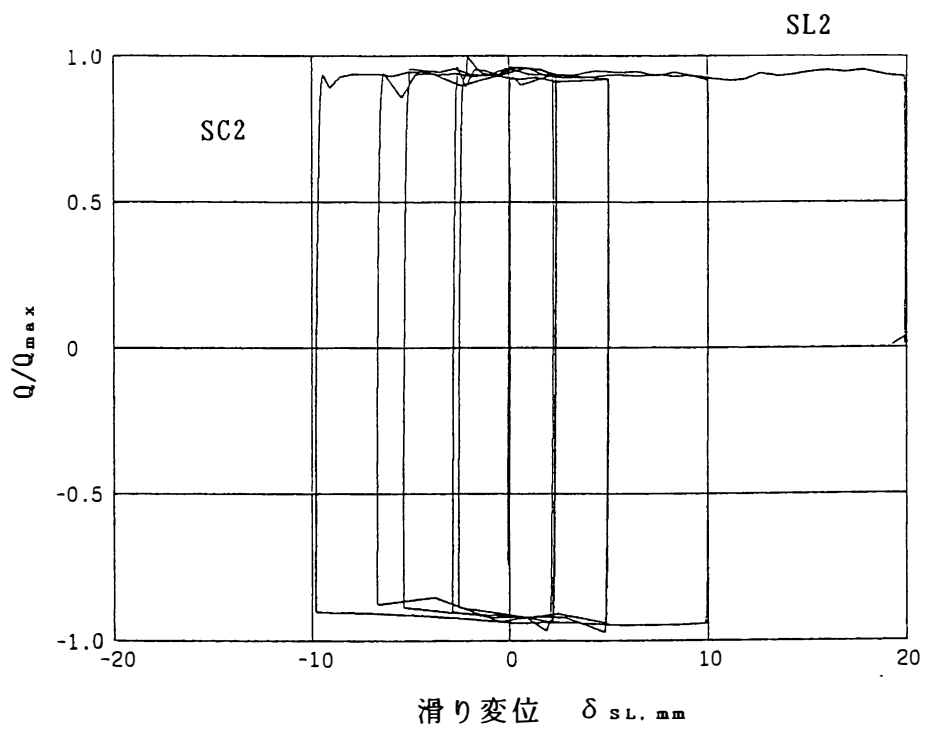
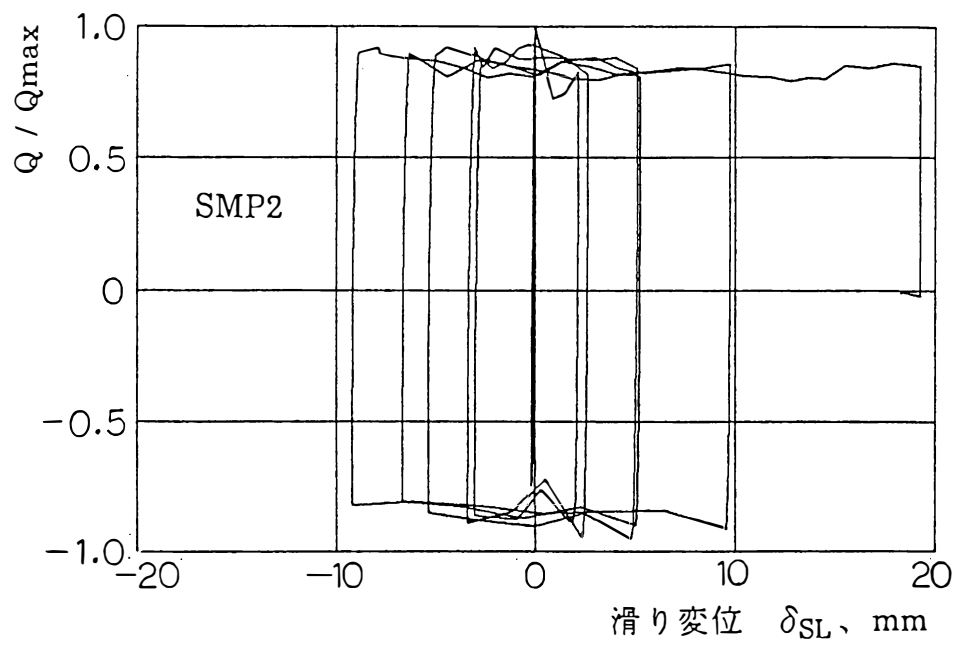


図 3.4.5(c) せん断応力と滑り変位の関係 (正負交番繰返し載荷)

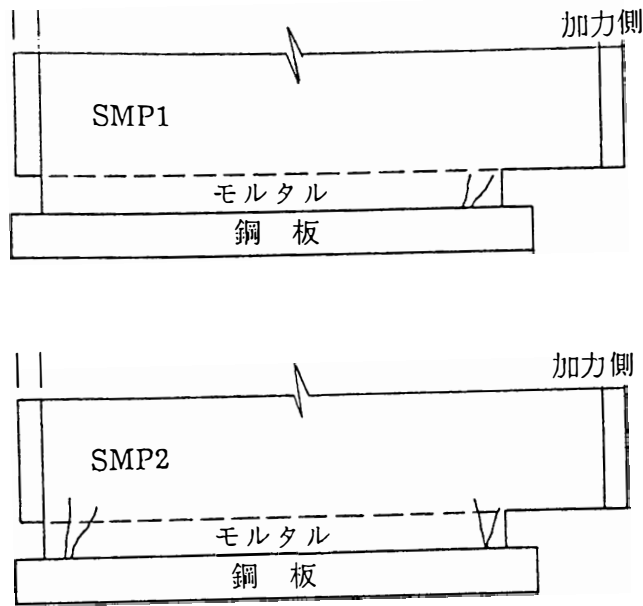
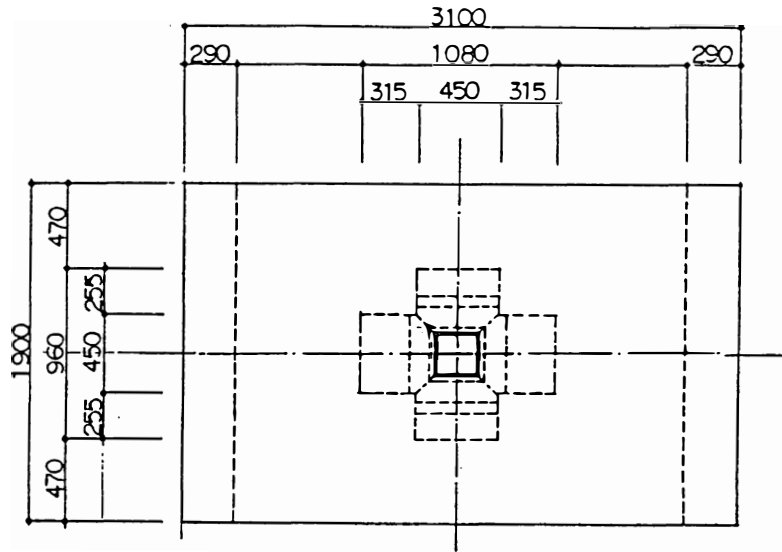


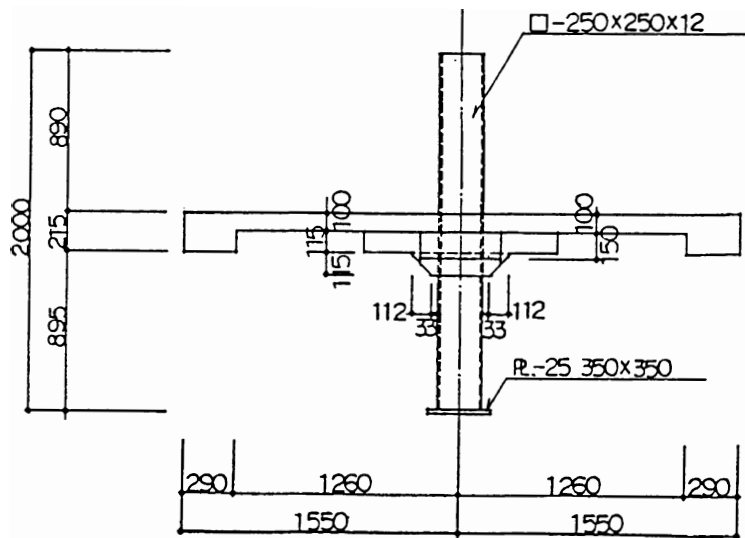
図 3.4.6 最終破壊状況

表 3.5.1 試験体の基本計画

試験体 No.	対象部位	載荷方法
IS-1P	内柱	鉛直荷重 一定の下に 地震力漸増

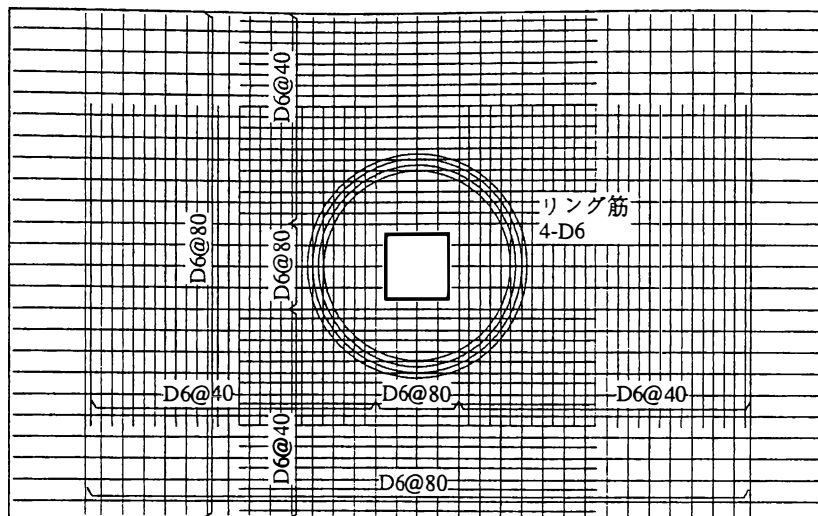


平面図

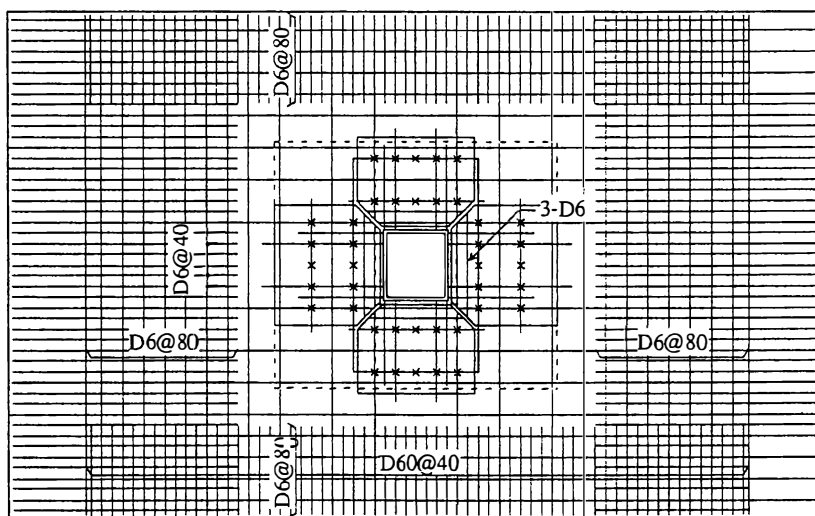


立面図

図 3.5.1(a) 試験体形状図

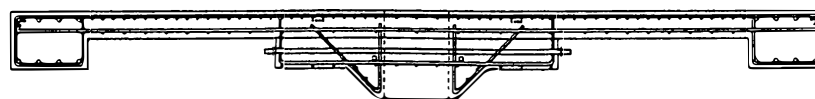


1350 (柱列帯)
上端筋



1350 (柱列帯)
下端筋

× : 接合鉄筋D6-



断面図

図 3.5.2 試験体の配筋図

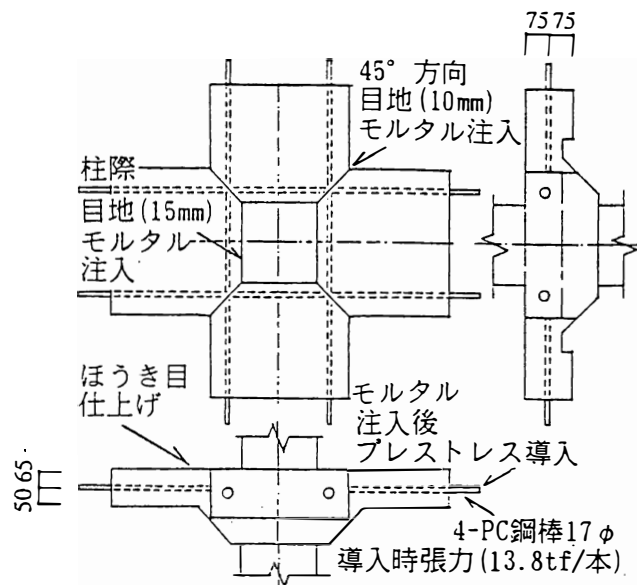


図 3.5.1 (b) 試験体形状図 支板部分詳細

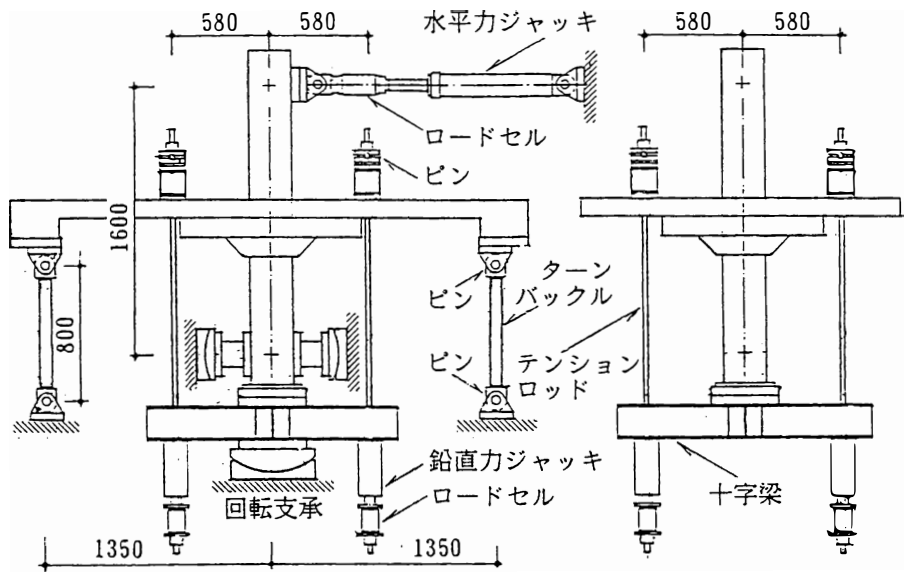


図 3.5.3 加力装置

表 3.5.2 (a) 使用材料の試験結果
コンクリート

	圧縮強度 Fc (kgf/cm ²)	弾性係数 Ec (×10 ⁵ kgf/cm ²)	割裂強度 Ft (kgf/cm ²)
後打ち部	288	2.78	20.9
プレキャスト部	276	2.85	22.6

表 3.5.2 (b) 使用材料の試験結果
グラウト

目地	シース管内部
圧縮強度 Fc(kgf/cm ²)	圧縮強度 Fc(kgf/cm ²)
524	470

無収縮セメント使用

セメントの種類：普通
粗骨材：碎石最大粒径15mm

表 3.5.2 (c) 使用材料の試験結果
鉄筋

SD295相当鉄筋		D6
降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	降伏歪 ϵ_y ($\times 10^{-6}$)
4072	5828	2080

表 3.5.2 (d) 使用材料の試験結果
P C 鋼棒

種別	径 mm	降伏強度 kgf/mm ²	引張強度 kgf/mm ²	伸び %
B	17	105	115	12

	層間変位 δ mm	層間変形角 R ($\times 1/100$ rad.)	R/R _y
曲げひびわれ 上面 下面	0.032	0.002	0.002
	1.44	0.09	0.09
層降伏時	16.6	1.04	1
	-16.2	-1.01	1
鉄筋の降伏 床板下端筋 (支板端部)	11.2	0.70	0.70
ひびわれ 圧壊時	64	4	4
最大耐力	33.0	2.06	2.06
限界変形時 (0.85Q _{max})	45.0	2.81	2.81
	41.2	-2.57	2.57

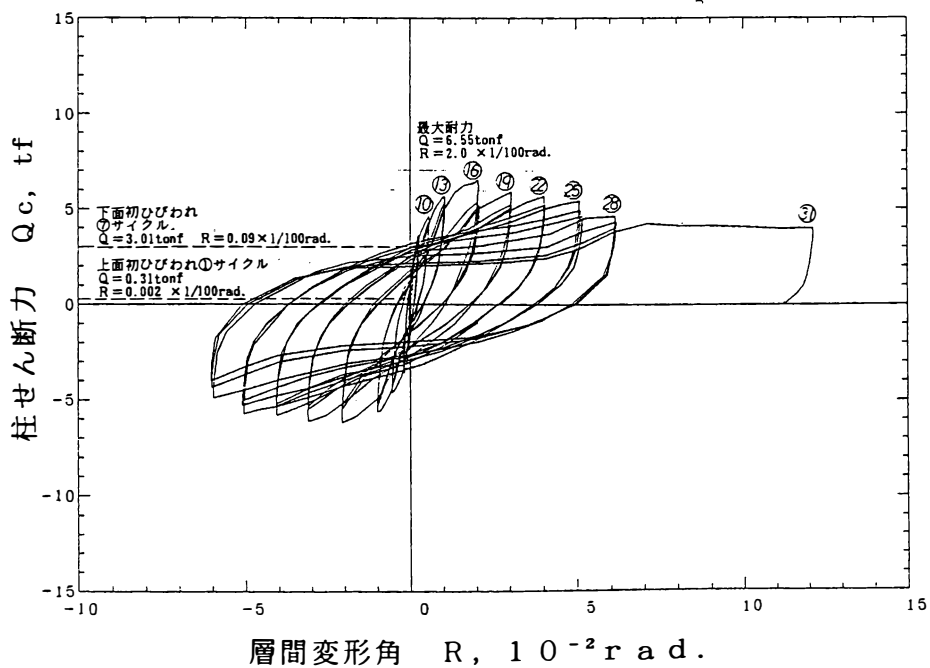
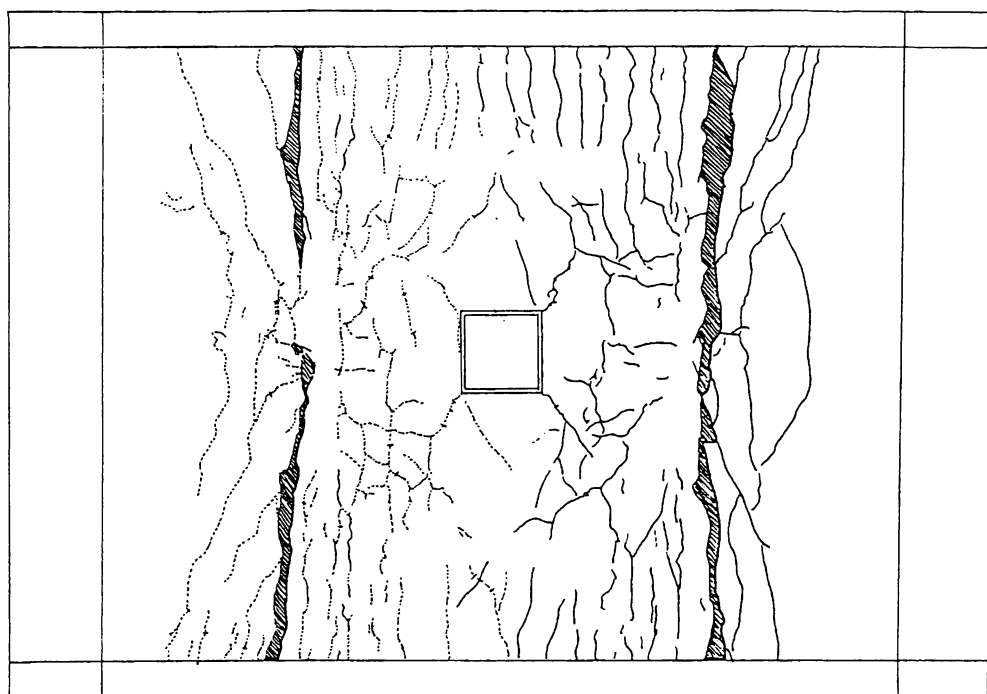
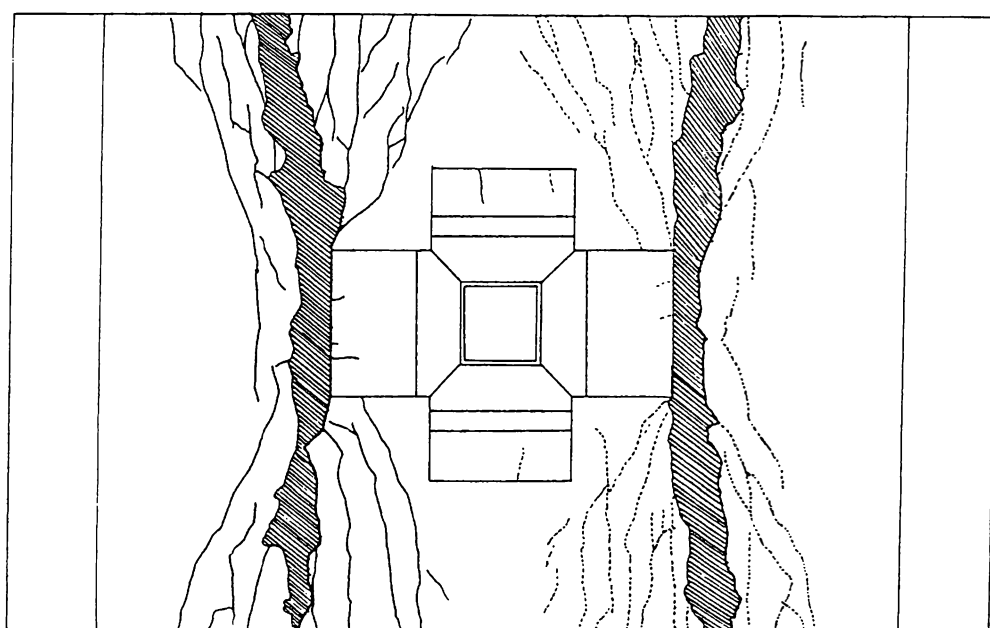


図 3.5.4 柱せん断力と層間変形角の関係



上面



下面

図 3.5.5 最終破壊状況

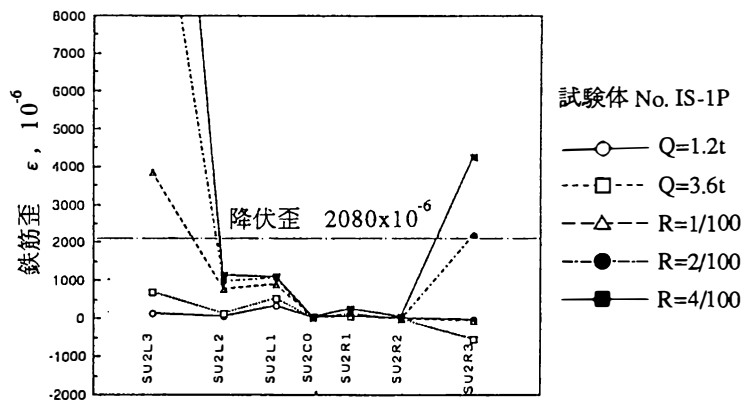
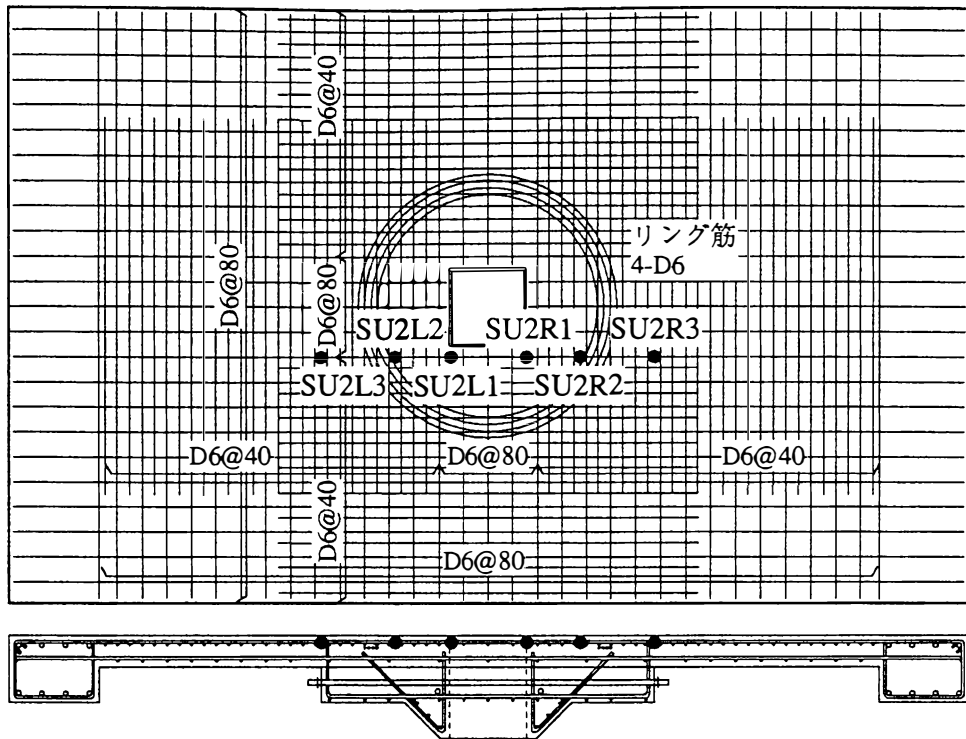


図 3.5.6 鉄筋の歪分布 スラブ上端鉄筋

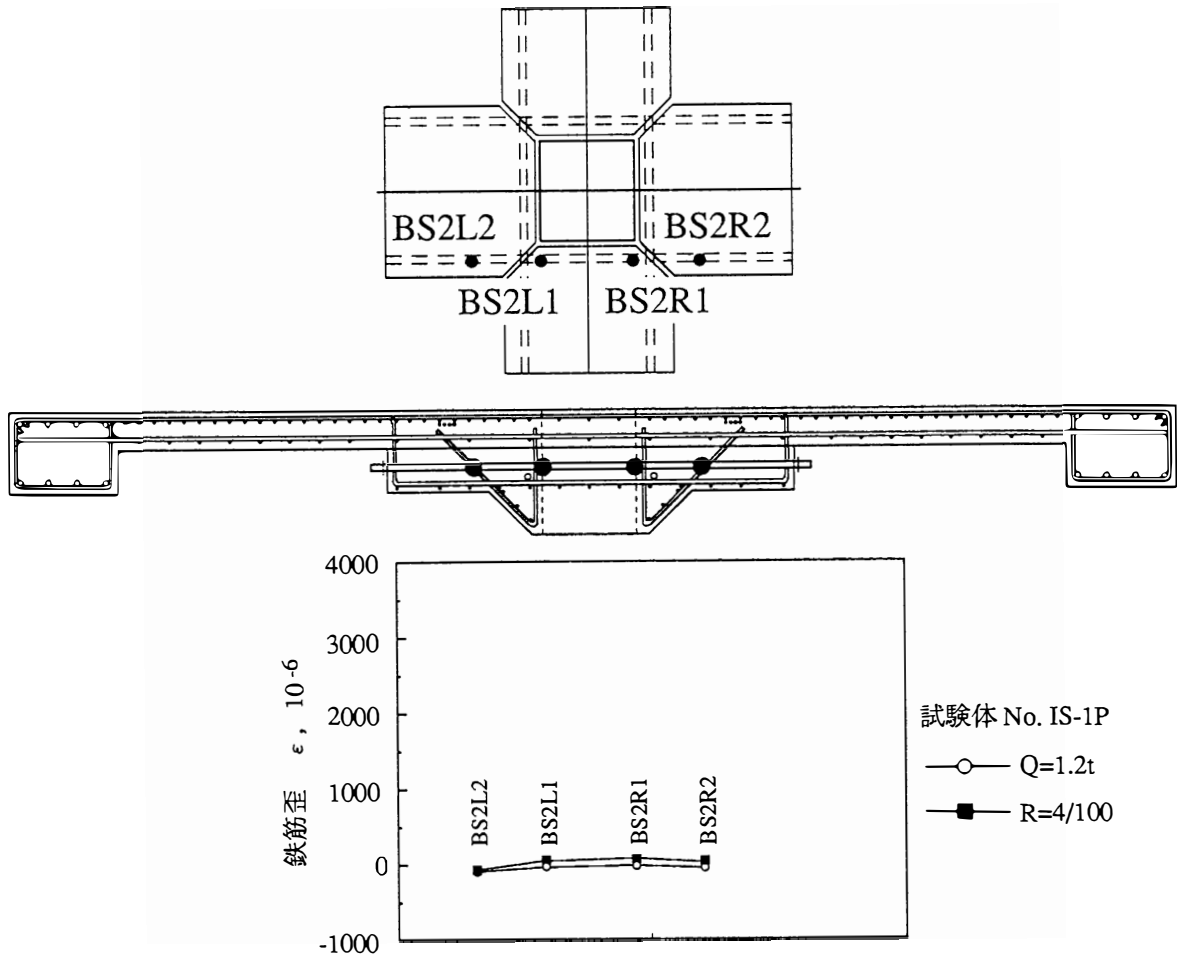


図 3.5.7 P C 鋼棒の歪分布

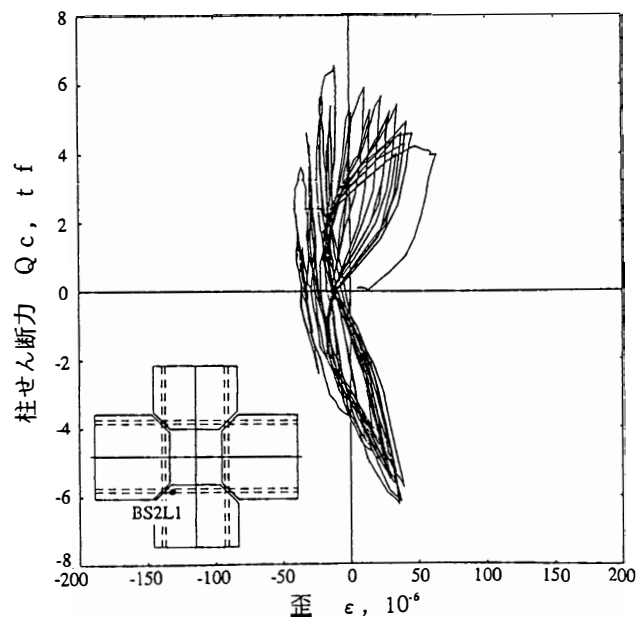
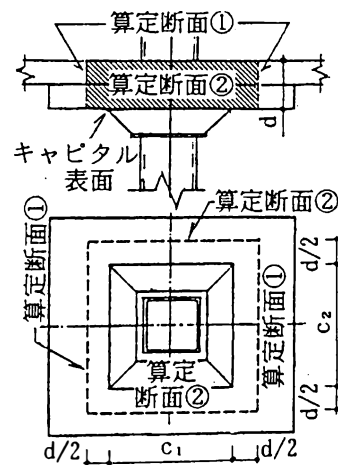
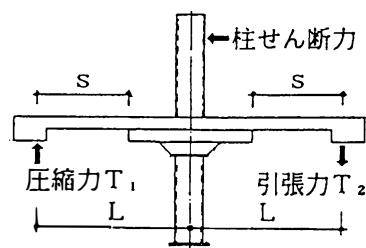


図 3.5.8 柱せん断力と P C 鋼棒の歪の関係

表 3.5.4 最大耐力の検討

試験体 No.	実験値					支板端部でのスラブ の曲げ降伏耐力							RCフラットスラブとしての柱頭まわりのせん断耐力の検討		
	V_L (tf)	V_u (tf)	M_u (tf·m)	M_c (tf·m)	M_u/M_c	計算値				実験値/計算値					
						V_o (tf)	M_r (tf·m)	M_s (tf·m)	M_t (tf·m)	V_u/V_o	M_u/M_o	$\beta^{2)}$			
[S-IP]	16.7 ¹⁾	17.9	9.50	7.69	1.24	108	3.25	19.9	29.4	0.166	0.181	0.347			

- 注) 1) V_L : 接合部に加力した長期荷重相当鉛直力 (一定値載荷)
 V_u : 最大耐力時に接合部に作用した鉛直力実験値、 $V_u = V_L + (T_2 - T_1)$
 T_1, T_2 : 最大耐力時のスラブのせん断力
 M_u : 柱芯位置における最大伝達曲げモーメント実験値
 M_c : 支板端部におけるスラブの曲げ降伏計算値から求めた柱芯位置における曲げモーメント
 $M_c = (M_{y1}/S + M_{y2}/S) \cdot L$
 L : スラブの荷点から柱芯までの距離
 M_{y1}, M_{y2} : スラブの下端、および上端引張時のスラブの曲げ降伏耐力計算値
 $M_{y1} = 0.9 \cdot a_{t1} \cdot \sigma_y \cdot t$, $M_{y2} = 0.9 \cdot a_{t2} \cdot \sigma_y \cdot t$
 a_{t1}, a_{t2} : スラブの下端、および上端軸方向鉄筋断面積
 σ_y : スラブの軸方向鉄筋の降伏強度
 t : スラブの有効せい
 S : スラブの荷点からスラブの曲げ降伏位置までの距離
 V_o : 鉛直力のみが伝達される時の接合部の最大伝達鉛直力、 $V_o = \tau_{up} \cdot A_c$
 $\tau_{up} = 1.06 \sqrt{F_c}$, F_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)
 $A_c = 2d(C_1 + C_2 + 2d)$
 d : 支板部の有効せい
 C_1, C_2 : キャピタル上縁のせいおよび幅
 M_o : 曲げモーメントのみが伝達される時の接合部の最大伝達モーメント、 $M_o = M_r + M_s + M_t$
 M_r : スラブの曲げ抵抗によって伝達される接合部の曲げモーメント
 $M_r = 0.9a_{ot} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot (c_2 + d) / x_t + 0.9a_{ob} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot (c_2 + d) / x_b$
 a_{ot}, a_{ob} : 接合部の耐力算定断面①での上端、下端主筋一本あたりの断面積
 x_t, x_b : 各々、接合部の耐力算定断面①での上端筋と下端筋間隔
 M_s : 算定断面①の前後のせん断力により接合部に伝達される曲げモーメント
 $M_s = \tau_{tu} (c_2 + d) \cdot d \cdot (c_1 + d)$
 M_t : 算定断面②の両側面のねじりにより接合部に伝達される曲げモーメント
 $M_t = \tau_{tu} \cdot d^2 / 2 \cdot \{(c_1 + d) - d/3\} \cdot 2$
 $\tau_{tu} = 6 \tau_{up}$
 2) $\beta = V_u/V_o + M_u/M_o$



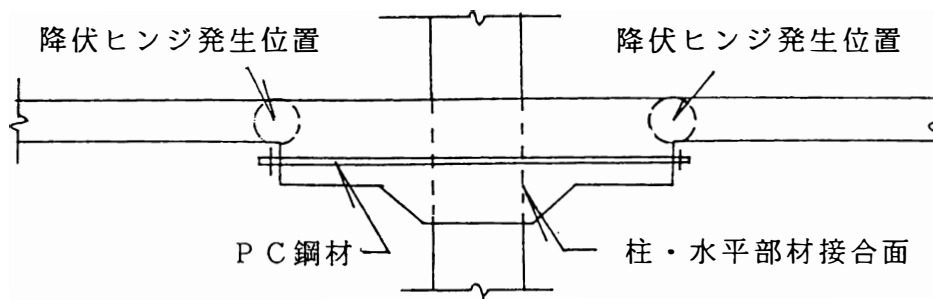


図 3.5.9 降伏ヒンジと圧着用 P C 鋼材の位置

第4章 鉄筋コンクリート型接合による接合部の設計方法

4.1 概説

本章においては、鉄筋コンクリート型接合における固有の課題の解決を図ることを目的として行なった研究について述べる。

プレキャストコンクリート構造の主要のねらいのひとつは施工の省力化であり、そのためには接合部が構造上において十分な性能を有することは当然の上に、施工性の上においても優れている必要がある。しかしながら、現状においては、プレキャストコンクリート構造接合部の鉄筋コンクリート型接合法における設計上の考え方は基本的に現場打ち鉄筋コンクリート構造と同等の性能を要求されており、そのため、プレキャストコンクリート構造が有すべき施工上の利点が十分に得られていない。

この課題についての解決を図るためには、接合部が有すべき構造上の必要性能を明確にし、その性能を充たした上で接合部を施工上において合理的に省力化できるものとするのが大切である。

本章においては、プレキャストコンクリート部材端部妻面から接合鉄筋が隣接する接合部内に突出することにより、せん断力の伝達を図る鉄筋コンクリート型接合において、接合鉄筋の突出方法を構造性能上と施工上の両面から優れたものとするための研究について述べる。

具体的な部位の対象としては、プレキャストコンクリート小梁部材端部と現場打ち鉄骨鉄筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート梁の接合部とした。

そのため、構造性能に関する事前予測と施工性の検討に基づいて接合部における接合鉄筋と接合面の処理方法についての考案を行い、この考案された接合部について、小梁と大梁間のせん断力伝達性状を明らかにし、接合部の適切な設計方法を検討することとする。以下に、本章の構成を述べる。

4.2節においては、考案された接合部の仕様について記し、研究計画を示す。

4.3節においては、考案された接合部に対して、接合面のせん断耐力を、接合面の表面処理状態と接合鉄筋の定着方法との関連から明らかにすることを目的とする実験結果について述べる。試験体は一面せん断型のものであり、現場打ちスラブ厚相当部分を含まないプレキャストコンクリート小梁と現場打ち大梁との接合部をモデル化したものである。実験結果に基づいて、接合部のせん断耐力算定式を新たに提示している。

4.4節においては、現場打ちスラブ厚相当部分を含むプレキャストコンクリート小梁と現場打ち大梁との接合部のせん断力伝達性状を明らかにすることを目的として行った実験結果について述べ、4.3節において示した接合部のせん断耐力算定式による算定値と

の対応を検討する。

4. 5節においては、考案された接合部を有するプレキャストコンクリート小梁が曲げモーメントとせん断力を受ける場合の部材としての力学性状を実験的に明らかにした結果を述べる。

4. 6節は、以上の研究成果を要約して記すものである。

4. 2 研究計画

プレキャストコンクリート部材と現場打ちコンクリートとの接合部を、構造性能と施工性において優れたものとするを研究の主眼とする。

具体的な部位の対象としては、プレキャストコンクリート小梁部材端部と現場打ち鉄骨鉄筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート梁の接合部とする。また、構造性能上、この接合部において、最も重要であるせん断力伝達性状を明らかにし、接合面のせん断耐力の評価方法を得ることを目的とする。

4. 2. 1 接合部の考案

研究の実施に先立ち、構造性能と施工性についての事前予測を実施し、これに基づいて接合部の接合鉄筋と接合面の処理方法について考案を行なった。

(1) 接合部の考案条件

接合部を考案するための条件として、次の事項を設定した。

① 接合部の部位と鉄筋定着

プレキャストコンクリート小梁端部妻面から小梁の軸方向鉄筋が突出し、これが隣接する現場打ち鉄骨鉄筋コンクリートまたは鉄筋コンクリートの大梁内に定着されるものとする。

② 想定する構法においては、床スラブは現場打ちコンクリートまたはハーフプレキャストコンクリートスラブである。小梁の上部スラブ厚相当部分は現場にて大梁のコンクリートと同時に打設される。

③ 考慮する断面力

対象とする荷重は長期荷重である。接合部は小梁の外端もしくは内端に位置する。従って、考慮する断面力の種類はせん断力と小梁の下端が圧縮状態となる負曲げモーメントとなる。

④ 鉄筋の定着長

鉄筋の大梁内における定着長を設定する際の考慮すべき伝達力の種類はせん断力である。さらに、施工性の面から、鉄筋の定着部が小梁の架設時に大梁の鉄骨フランジと干渉しないことを必要条件とする。

(2) 考案された接合部

考案された接合部を図4. 2. 1と図4. 2. 2に示す。

a) 接合鉄筋の定着部の形状

プレキャスト小梁と現場打ち大梁の接合面を横切る接合鉄筋の定着部の形状として

次の3種類とした。(図4.2.1参照)

- ① 曲げ上げ型
- ② U型
- ③ 鉄筋コブ型

前項に記した施工性の検討から、接合鉄筋の大梁内の水平定着長はいずれの方式の定着部の形状の場合にも $4d$ または $6d$ (d :鉄筋径)を案として設定した。この長さの定着長の構造性能上における判定は既往の研究成果からは困難である。従って、この長さの定着長の場合のせん断力伝達性状の把握は本研究の課題のひとつとなる。

曲げ上げ型は接合鉄筋を大梁内において、90度折り曲げて定着するものである。

U型はプレキャスト小梁から突出する接合鉄筋の形状をU型とすることにより鉄筋の定着を行うものである。

鉄筋コブ型は、鉄筋の先端にガス圧接により形成されたコブ(以下、鉄筋コブと記す)を設け、曲げ上げ型とU型が鉄筋の折れ曲がり部分においてコンクリートの支圧強度を期待する代わりに、コブ部分のコンクリートの支圧強度を鉄筋の定着に寄与させようとするものである。

b) 接合面の表面処理方法

接合面の表面の処理方法としては、下記の3種類とした。(図4.2.2参照)

- ① エキスバンドメタル
- ② 円型コッター
- ③ 大型矩形コッター(以下、大型コッターと記す)

「エキスパンドメタル」は図4.2.2に示す織物状の鋼である。これをプレキャスト小梁のコンクリート打設前に型枠替りとして小梁妻面に貼る。コンクリートの硬化後にはこの面がそのまま粗い面となり、接合に適した面が形成できる。

「円型コッター」は同図に示すように深さが 10mm で、直径が 20mm の円筒状の窪みである。この窪みを接合面上に間隔 35mm として数多く設ける。

「大型矩形コッター」は接合面上の形状が矩形のコッターであり、従来から広く用いられているものである。ここでは、コッターの深さを 24mm とし、せん断力の作用方向の長さを 200mm もしくは 100mm としたものを採用した。

4.2.2 実験計画

(1) 目的と実験シリーズ

考案された接合方法のせん断力伝達性状を実験により明らかにし、接合面のせん断耐力の評価方法を新たに提示することを具体的な目的とする。

前項において述べたように、対象とする接合部では、施工性の向上を図るために接合鉄筋の定着方法と接合面の表面処理方法が従来のものとは大きく異なっている。従って、第2章「直交鉄筋を有する接合面のせん断強度」において明らかにしたこととは別に、ここでせん断力伝達性状を調べる必要がある。

実験は次の3シリーズから構成されている。

① Sシリーズ

考案した接合法による接合部のプレキャスト部分（すなわち、小梁のうち床スラブ厚と同厚部分を含まない部分）のせん断力伝達性状を明らかにすることを目的とする。

② Dシリーズ

プレキャストコンクリート小梁と現場打ちコンクリート部分（床スラブ厚と同厚部分の小梁と大梁）を含めた接合部のせん断力伝達性状の把握を行なう。

③ Fシリーズ

考案された接合部を有する小梁が曲げモーメントとせん断力を同時に受ける場合の部材としての力学性状を把握し、接合部の安全性と健全性を確認する。

(2) 実験因子

実験に採用した因子は以下のとおりである。

a) プレキャスト小梁と大梁との接合面を横切る接合鉄筋の定着部の形状(4水準)

- ① 曲げ上げ型 (図4.2.1①参照)
- ② U型 (図4.2.1②参照)
- ③ 鉄筋コブ型 (図4.2.1③参照)
- ④ 鉄筋なし

b) プレキャスト小梁端部の接合面の表面処理方法(4水準)

- ① エキスパンドメタル (図4.2.2①参照)
- ② 円型コッター (図4.2.2②参照)
- ③ 大型コッター (図4.2.2③参照)
- ④ 平滑面

c) 接合鉄筋の水平定着長さ

接合鉄筋の水平定着長さとしては、鉄筋径の4倍(4d)および6倍(6d)の2水準を採用した。

d) プレキャスト小梁のあご受けの有無

プレキャスト小梁端部にあご受けがある場合と無い場合の2水準を用いた。

e) ガセットプレートの有無

SRC大梁にプレキャスト小梁が鋼製ガセットプレートを伴って接合される場合を対象として、ガセットプレートの有りおよび無しの2水準を採用した。

(3) 試験体

試験体の構造諸元は、標準的な小梁の試設計を経て決定し、その寸法は実大とした。すなわち、小梁の断面は、梁幅 $B \times$ 梁成 $D = 30 \times 65 \text{ cm}$ （うちプレキャスト部の成は 50 cm 、現場打部の成は 15 cm ）である。なお、接合面に大型コッターを用いた一面せん断実験（Sシリーズ）の実験Ⅳにおいて、一部のプレキャスト小梁の断面を $B \times D = 20 \times 50 \text{ cm}$ とした。また、大梁の断面は、 $B \times D = 50 \times 85 \text{ cm}$ とし、長さはプレキャスト小梁の幅 30 cm に対して 50 cm とした。プレキャスト小梁の大梁内へののみ込み深さ（あごの深さ）は 25 mm とした。

(4) 使用材料

各実験シリーズの試験体に使用したコンクリート、鉄筋および鉄骨の力学性状を表4.2.1, 表4.2.2, 表4.2.3に示す。

(5) 加力方法

3シリーズの実験における加力方法は各々の目的に合わせて、次のとおりとした。

- ① Sシリーズ・・・一面せん断加力
- ② Dシリーズ・・・二面せん断加力
- ③ Fシリーズ・・・単純支持された試験体に対する曲げせん断加力

これらの加力装置を図4.2.3に示す。

4. 3 一面せん断実験

4. 3. 1 目的

本シリーズの実験は、考案された接合部に対して、現場打ちスラブ相当厚部分を含まないプレキャスト小梁と、現場打ち大梁との接合部のせん断力伝達性状を明らかにすることを目的とする。

4. 3. 2 実験方法

試験体はS字型であり、せん断面を小梁のプレキャスト部分と大梁との接合面とした。小梁の後打ち部分は試験体のモデルの対象として含めていない。試験体の一覧を表4. 3. 1に、試験体図を図4. 3. 1に示す。図4. 2. 3①に示す加力装置を用いて一面せん断加力を行った。

Sシリーズ実験は4つの実験系列からなる。

実験Ⅰは接合面の表面処理方法、接合鉄筋の形状および定着長さを変化させた12体の試験体について行った。

実験Ⅱは、接合面と直交方向の圧縮応力がせん断強度に及ぼす影響を検討するためのもので、圧縮応力を変化させた7体の試験体について行った。

実験Ⅲは接合鉄筋の定着部の形状を鉄筋コブとし、径をD22、本数を0, 2, 4本とした3体の試験体について行った。

実験Ⅳにおいては接合面に大型コッターを用いた。コッター数として、1個の場合と2個の場合を採用し、両者のコッターの鉛直断面積が同一となるようにした。接合鉄筋の定着部の形状は鉄筋コブとした。かつ、試験体のうち1体はせん断力伝達要素として接合鉄筋と鋼ガセットプレートとを併用した。

4. 3. 3 実験結果および考察

(1) 実験Ⅰ～Ⅲ

実験結果の一覧を表4. 3. 2に、接合面の滑り変位と載荷荷重との関係を図4. 3. 2に示す。これらの結果から以下の事項が明らかとなった。

- ① 接合鉄筋の定着長の違い(4dと6d)がせん断強度に与える影響は生じていない。
- ② 接合面の表面処理方法がせん断耐力に与える影響としては、エキスパンドメタルによる処理方法の方が、円型コッターの場合よりも耐力は高い。
- ③ 接合鉄筋の定着形状として曲げ上げ型とする場合、U型や鉄筋コブ型に比べて

最大荷重後の耐力低下が大きい。

(2) 実験Ⅳ

実験結果の一覧を表4.3.3に、接合面の滑り変位と載荷荷重との関係を図4.3.3に示す。また、接合鉄筋の無い2試験体の最終ひびわれ状況を図4.3.4に示す。

これらの結果から以下の事項が明らかとなった。

- ① コッター数が1個のSⅣ-1の場合はコッター部に斜めひびわれが生じたが、最終的にはコッター下部においてコンクリートが圧壊した。一方、コッター数が2個のSⅣ-2の場合はコッターのせん断破壊と同時に最大荷重に達した。
- ② ガセットプレートと接合鉄筋を併用したSⅣ-8の最大せん断力は60.4tonfであり、ガセットプレートのせん断強度算定値 $s_a s_y \sigma_y / \sqrt{3} = 37.1 \text{tonf}$ ($s_a s_y$: 各々、ガセットプレートの断面積と降伏応力) とガセットプレートの無いSⅣ-3の最大せん断力23.0tonfの和60.1tonfにほぼ等しかった。

4. 3. 4 接合面のせん断強度算定式

(1) 実験 I ~ III

実験 I ~ III から得た接合面の最大せん断応力を図 4. 3. 5 に示す。縦軸は最大せん断応力 [(最大せん断力) / (接合面の面積)]、横軸は接合鉄筋の断面積 (a_s) と降伏応力 (σ_y) の積を接合面の面積で除した値に圧縮応力を加えた値 ($a_s \cdot \sigma_y / B \cdot D + \sigma_c$) を示す。

実験結果から、接合面の表面処理方法がエキスパンドメタルの場合について、接合面のせん断強度算定式を導くこととする。

a) 圧縮応力に対する実験結果の補正

本シリーズでは接合面へ外的に圧縮応力を加えている。しかし最大耐力発現時には接合鉄筋は必ずしもその降伏応力に達していないこと (本論文第二章) を考慮すると、せん断強度へ与える外的圧縮力による影響と接合鉄筋によるものを分離することが望ましい。この観点から、ここではせん断強度算定式は外的圧縮力を除く影響要素について導くこととし、かつ、外的圧縮力を与えた試験体の最大せん断応力実験値から、 $\mu \cdot \sigma_c$ (μ : 摩擦係数、 σ_c : 外的に与えた圧縮応力) を差し引いた値を外的圧縮力の無い場合の最大せん断応力として扱うこととした。

ここで、摩擦係数 μ の値としては既往研究を代表する Mattock 提案式 (本論文 2. 2. 5 式) の値 0.8 を採用する。

b) 接合面のせん断強度回帰式

接合面の処理方法がエキスパンドメタルの場合の最大せん断応力実験値から回帰式を求めると次式となる。

$$\tau_u = 20.7 + 0.33a_s \sigma_y / (B \cdot D), \quad (\text{単位 } \text{kgf} / \text{cm}^2) \text{ --- (4. 3. 1)}$$

ここに、

τ_u : 接合面のせん断強度

a_s : 接合鉄筋の断面積

σ_y : 接合鉄筋の降伏応力

B: 接合面の幅

D: 接合面のせい

c) 接合面のせん断強度下限式

実験値のすべての値を充たす下限式を

$$\tau_u = \alpha (20.7 + 0.33a_s \sigma_y / BD)$$

の形で求めると、

$\alpha = 0.85$ となり、下限式は

$$\tau_u = 17.6 + 0.28 a_s \sigma_y / BD, \quad (\text{単位 kgf/cm}^2) \quad \text{--- (4.3.2)}$$

となる。

さらに、上式の定数項17.6 (kgf/cm²)をコンクリート圧縮強度との関数として扱うこととし、実験における圧縮強度を参考として、

$$\tau_u = (1/z_0) F_c + 0.28 a_s \sigma_y / (BD) \text{--- (4.3.3)}$$

ここに、F_c: コンクリートの圧縮強度

を接合面のせん断強度下限式として提案する。なお、接合鉄筋は最大耐力時に必ずしも降伏するとは限らないため、本式の適用範囲は、実験に用いた材料の強度を考慮し、接合鉄筋の降伏強度を3000~4100kgf/cm²とする。また、コンクリート圧縮強度の範囲は210~400 kgf/cm²とする。

(2) 実験Ⅳ

接合面に大型コッターを有する場合の最大せん断力算定式として、実験Ⅰ~Ⅲにより求めた(4.3.1)式並びに後藤、長滝による算定式¹⁾を基にして次式を提案する。

$$Q_u = \min. (0.2 F_c A_{sc}, \Sigma F_c \cdot B_c \cdot D_c) + 0.33 a_s \cdot \sigma_y \text{--- (4.3.4)}$$

ここに、

Q_u: 接合面の最大せん断力

A_{sc}: シャーコッターの鉛直断面積の和

B_c: シャーコッターの幅

D_c: シャーコッターの深さ

a_s: 接合鉄筋の断面積

σ_y: 接合鉄筋の降伏応力

本式の適用範囲は、接合鉄筋の降伏強度が3000~4100kgf/cm²、コンクリートの圧縮強度の範囲が210~400kgf/cm²とする。

最大せん断力に関する実験値と提案式(4.3.4)による計算値を比較して、表4.3.3と図4.3.6に示す。また図中には日本建築学会”壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準”²⁾による最大せん断力算定式(以下、建築学会壁式プレキャスト式と記す)

$$Q_u = 0.1 F_c \cdot A_{sc} + a_s \sigma_y \text{--- (4.3.5)}$$

による計算値を併せて示す。

これらの図から、建築学会壁式プレキャスト式は、a_sσ_y値が増大するのに従って実験値よりも過大の値を算定することがわかる。一方、本提案式(4.3.4)による算定値は比較的実験値と良く適合している。

4. 4 二面せん断実験

4. 4. 1 目的

本実験の目的は、プレキャストコンクリート小梁と現場打ちコンクリート部分（床スラブと同厚部分の小梁と大梁）を含めた接合部のせん断力伝達性状の把握を行い、さらに、実験値を前節において提案した接合面のせん断強度算定式による算定値と比較検討することにある。

4. 4. 2 実験方法

試験体の一覧を表4. 4. 1に、試験体図を図4. 4. 1に示す。Sシリーズの試験体が現場打ち部（スラブと同厚部分と大梁）を含まないプレキャスト部分のみであったのに対して、Dシリーズの試験体は小梁と大梁の接合部分全体を取り出した形状であり、スラブと同厚部分と大梁の現場打ち部および上端筋を含むものである。

図4. 2. 3②に示す装置を用いて二面せん断加力を行った。

Dシリーズ実験は2つの実験系列からなる。実験Ⅰは接合鉄筋の形状およびあご受けの有無を実験因子とした8体である。実験ⅡはSRC大梁を対象としており、ガセットプレートの有無、接合鉄筋の有無およびその定着部の形状を実験因子とした4体である。これらの試験体においてはあご受けは全て設けられている。ガセットプレートは大梁内のH形鋼に高力ボルトにて結合され、プレキャスト小梁内ではガセットプレートとコンクリート間の応力伝達用に頭付きスタッドをガセットプレートの両面に取り付けた。実験Ⅰ、実験Ⅱ共、接合面には全てエキスパンドメタルを採用し、接合鉄筋の水平定着長さは4dとした。試験体の製作は実際の施工手順に従い、プレキャスト小梁のコンクリートを打設し、硬化した後、大梁およびプレキャスト小梁のスラブと同厚部分に現場打ちコンクリートを打設した。

4. 4. 3 実験結果および考察

(1) 実験Ⅰ

実験結果の一覧を表4. 4. 2に、大梁中央位置の鉛直変位と載荷荷重の関係を図4. 4. 2に示す。

a) 破壊に至る経過

あご受けのある試験体の場合は、あご受け部が破壊するとともに接合面がせん断破壊して最大荷重に達し、その後は急激な耐力低下を示した。一方あご受けのない試験体は、最大荷重以降急激な耐力低下はなく、接合面の滑り変位の増大に伴い徐々に荷

重が低下した。

また、試験体の試設計長期荷重時の1.5倍において、接合面に滑り変位は生じなかった。

b) せん断力伝達耐力に対する計算値と実験値の検討

あご受けのない試験体の最大せん断応力実験値は、4.3.4節においてSシリーズ実験から求めた接合部のせん断強度算定式(回帰式4.3.1)による計算値(同式のDには後打ち部を含む小梁成65cmを用いた)の約1.3~1.4倍となった。これは小梁の上端筋の存在および加力方法の違い(二面せん断実験においては接合面に曲げ応力が作用する)によるものと考えられる。

あご受けのある試験体の最大せん断応力実験値は、あご受け部でのせん断伝達力が付加されて計算値の1.4~1.6倍となった。

(2) 実験II

実験結果の一覧を表4.4.3に、接合面の滑り変位と載荷荷重の関係を図4.4.3に示す。

a) 破壊に至る経過

初期ひびわれは接合部下面位置に発生し、その後接合面に沿ったひびわれが進展し最終的には接合面でせん断破壊した。各試験体とも接合面の滑り変位が1.26~1.60mmのときに最大強度に達し、その時点では接合鉄筋、ガセットプレート共に降伏ひずみに達していない。

b) せん断力伝達耐力に対する計算値と実験値の比較

各試験体のせん断力伝達耐力算定方法に関する検討結果を表4.4.3に示す。CASE 1の累加強度はガセットプレートのせん断強度計算値($= 2 \cdot t \cdot h \cdot s \cdot \sigma_y / \sqrt{3} = 69.1 \text{ tonf}$ 、ここに、 t, h : おのおのガセットプレートの厚さとせい $s \cdot \sigma_y$: 同降伏強度)をガセットプレートのない試験体DII-1の最大荷重実験値に加えた値である。その結果、ガセットプレートのある試験体DII-3、DII-4の最大荷重実験値のこの計算値に対する比が0.92~0.97となった。従って、ガセットプレートを内蔵したプレキャスト小梁接合部のせん断力伝達耐力は接合面における鉄筋コンクリート部のせん断強度にガセットプレートのせん断強度を累加することにより推定できることが示された。

また、CASE 2の累加強度はSシリーズで提案した回帰式を用いた接合鉄筋によるせん断強度計算値(すなわち、4.3.1式の第2項の値、 $2 \times 0.33 \cdot a_s \cdot \sigma_y = 20.4 \text{ tonf}$)を接合鉄筋のない試験体DII-2の最大荷重実験値に加えた値である。その結果、試験体DIII-3、DII-4の最大荷重実験値のこの計算値に対する比は、

1.02～1.06となった。

従って、ガセットプレートの存在する接合面のせん断力伝達耐力の内、接合鉄筋の寄与する量を提案式(4.3.1)から求めることができることが示された。

4.5 曲げせん断実験

4.5.1 目的

考案された接合部を有する小梁が曲げモーメントとせん断力を受ける場合の、部材としての力学性状を把握し、接合部の安全性と健全性を確認することを目的とする。

4.5.2 実験方法

試験体の一覧を表4.5.1に、試験体図を図4.5.1に示す。試験体はプレキャスト小梁と大梁の一部を取り出した形状である。図4.2.3③に示す装置を用いて曲げせん断加力を行った。

Fシリ〜ズの実験は2つの実験系列からなる。

実験Ⅰの試験体は、標準的な小梁を対象として、せん断スパン比を大きくし、曲げ破壊を先行させるように設計されたものである。試験体数は接合鉄筋の定着部の形状を変化させた2体である。

実験Ⅱの試験体はプレキャスト小梁の曲げ終局時せん断力が終局せん断強度とほぼ同等かやや低くなるようにプレキャスト小梁の引張鉄筋量およびせん断スパン比を決定し、接合面に実験Ⅰと比べて高いせん断応力が作用するように設計されたものである。試験体数は接合鉄筋の定着部の形状を変化させた2体である。試験体の施工手順はプレキャスト小梁のコンクリートを打設し、硬化した後、大梁とスラブ厚同等部分に後打ちコンクリートを打設した。

4.5.3 実験結果および考察

実験結果の一覧を表4.5.2に、荷重と変位の関係を図4.5.2に、また、最終破壊状況を図4.5.3に示す。

(1) 破壊に至る経過

各試験体の破壊に至る経過は、接合鉄筋の定着部の形状にかかわらず、ほぼ同様であり、曲げ降伏発生後に、耐力低下も無く、大きな変形性能を示した。

(2) 力学性状の評価

各種の耐力に関する実験値と計算値を比較して、表4.5.2に示す。

全試験体ともに、曲げ降伏時せん断力の実験値は計算値と良く一致している。また、実験値の最大耐力は同曲げ降伏時荷重の1.2～1.3倍である。従って、各試験体は部材としての耐力が完全に発揮されたと推定される。

4.3節において示した接合面のせん断強度算定式(回帰式、4.3.1式)による

計算値の梁最大せん断力実験値に対する比は、実験Ⅰでは3.5～3.7であり、実験Ⅱでは1.2～1.3であって、この計算値は、接合面のせん断強度が部材の最大耐力時せん断力を上回ることを示していると言える。

以上から、試験体の挙動と実験値と計算値の比較の双方を基として、本試験体は大梁との接合が一体式のものと同等の性能を有していることが確認された。

4.5.4 本節の実験結果のまとめ

考案された接合部を有する小梁が曲げモーメントとせん断力を受ける場合の、部材としての力学性状を実験的に把握した。その結果、4.3節において示した接合面のせん断強度算定式に基づいて設計された大梁とプレキャストコンクリート小梁との接合部を有する小梁は、部材として、一体式ものと同等の構造性能を有することが示された。

4. 6 本章のまとめ

本章は、鉄筋コンクリート型接合法における固有の問題解決を目的としたものである。具体的には、プレキャストコンクリート部材端部妻面から接合鉄筋が隣接する接合部内に突出することにより、せん断力の伝達を図る鉄筋コンクリート型接合において、接合鉄筋の突出方法を構造性能上と施工上の両面から優れたものとするを意図したものである。

部位としては、プレキャストコンクリート小梁の部材端部と現場打ち鉄骨鉄筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート梁の接合部を選定した。

4. 2節においては、構造性能と施工性に基づく事前検討を行った結果、考案された接合部の仕様について述べ、かつ全体の研究計画を示した。考案された接合部は接合鉄筋の水平定着長が、4dもしくは6d（d：接合鉄筋の鉄筋径）と従来の慣用の場合のもの比べて短いことが特徴であり、この場合のせん断力伝達性状の把握が必要とされた。

4. 3節においては、考案された接合部に対して、接合面のせん断耐力を、接合面の表面処理状態と接合鉄筋の定着方法との関連から明らかにすることを目的とする実験結果について述べた。試験体は、現場打ちスラブ厚相当部分を含まないプレキャストコンクリート小梁と、現場打ち大梁との接合部をモデル化した一面せん断型のものとした。実験結果に基づいて、考案された接合部のせん断耐力算定式を次のように提示した。

- ① 接合面の処理方法がエキスパンドメタルの場合の接合面のせん断強度下限式

$$\tau_u = (1/20)F_c + 0.28 a_s \sigma_y / (BD) \text{-----} (4. 3. 3)$$

ここに、

τ_u :接合面のせん断強度

a_s :接合鉄筋の断面積

σ_y :接合鉄筋の降伏応力

B:接合面の幅

D:接合面のせい

F_c :コンクリートの圧縮強度

本式の適用範囲は、接合鉄筋の降伏強度が3000～4100kgf/cm²、コンクリートの圧縮強度が、210～400kgf/cm²とする。

- ② 接合面に大型コッターを有する場合の最大せん断力算定式

$$Q_u = \min. (0.2F_c A_{sc}, \sum F_c \cdot B_c \cdot D_c) + 0.33 a_s \cdot \sigma_y \text{-----} (4. 3. 4)$$

ここに、

Q_u :接合面の最大せん断力

A_{sc} :シャーコッターの鉛直断面積の和

B_c : シャーコッターの幅

D_c : シャーコッターの深さ

本式の適用範囲は、接合鉄筋の降伏強度が $3000\sim 4100\text{kgf/cm}^2$ 、コンクリートの圧縮強度が、 $210\sim 400\text{kgf/cm}^2$ とする。

4. 4節においては、プレキャストコンクリート小梁と現場打ちコンクリート部分（床スラブと同厚部分の小梁と大梁）を含めた接合部のせん断力伝達性状の把握を実験的に行うと共に、実験値を前節において提案した接合面のせん断強度算定式による算定値と比較検討した。その結果として、4. 3節において提示した接合面のせん断耐力算定式の妥当性を示した。

4. 5節においては、考案された接合部を有する小梁が曲げモーメントとせん断力を受ける場合の、部材としての力学性状を単純支持された試験体を用いて実験的に把握し、接合部の安全性と健全性を確認した。

以上のように、本章においては鉄筋コンクリート型接合法における固有の問題解決を図ることを目的とし、接合鉄筋の水平定着長が、 $4d$ もしくは $6d$ という従来の慣用の場合のものと比べて短いことを特徴とするプレキャストコンクリート小梁と現場打ちコンクリート大梁との接合部のせん断力伝達性状を検討した。実験結果を基として、接合面のせん断強度算定式を新たに提示した。さらに、この鉄筋コンクリート型接合法による接合部を含む部材の力学性状を実験により把握し、部材として、一体式のものと同等の構造性能を有することを示した。

第4章関連引用文献

- 1) 後藤祐司、長滝重義、 ” コンクリート接合部のせん断耐力に関する基礎研究”、土木学会論文報告集、第254号、 1976年12月、pp.95～106.
- 2) 日本建築学会、 ” 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説”、1982 pp.73

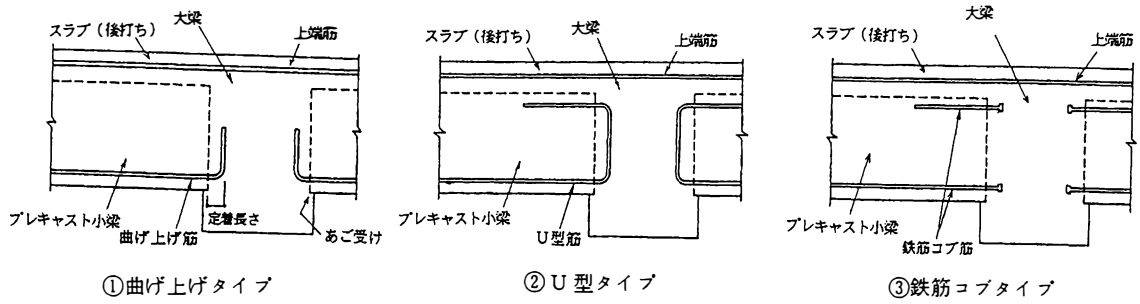


図 4.2.1 接合鉄筋の定着部の形状

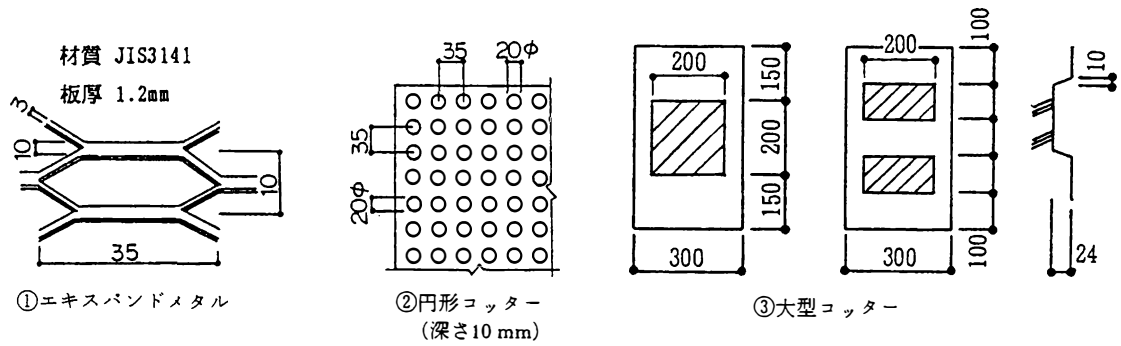


図 4.2.2 接合面の表面処理方法

表4.2.1 コンクリートの力学的性質

(単位: kgf/cm²)

実験シリーズ	プレキャスト小梁部			後打ち部 (大梁、スラブ)			
	圧縮強度	弾性係数*	割裂強度	圧縮強度	弾性係数*	割裂強度	
S	I	365	3.06x10 ⁵	26.8	335	2.78x10 ⁵	25.4
	II	345	2.67x10 ⁵	23.3	350	2.77x10 ⁵	24.4
	III	232	2.68x10 ⁵	20.7	222	2.41x10 ⁵	20.7
	IV	256	2.90x10 ⁵	23.3	206	2.67x10 ⁵	20.3
D	I	354	3.01x10 ⁵	26.7	321	2.72x10 ⁵	25.6
	II	260	2.64x10 ⁵	23.0	265	2.56x10 ⁵	23.4
F	I	334	2.88x10 ⁵	26.4	302	2.73x10 ⁵	24.7
	II	243	2.54x10 ⁵	20.1	232	2.40x10 ⁵	20.4

* 弾性係数は、1/3 強度時の割裂剛性である。
テストピースの養生方法は現場封かん養生である。

表4.2.2 鉄筋の力学的性質

(単位: kgf/cm²)

実験シリーズ	使用ヶ所	鉄筋径	降伏強度	引張強度	
Sシリーズ	I	接合鉄筋	D22	4010	5680
		接合鉄筋	D22	3760	5956
		接合鉄筋	D22	3983	5701
	II	接合鉄筋	D22	3505	5425
Dシリーズ	I	接合鉄筋	D22	4010	5680
		小梁上端筋	D22(ネジ)	3910	5580
	II	接合鉄筋	D22	3983	5701
		小梁上端筋	D22(ネジ)	4047	5589
Fシリーズ	I	接合鉄筋	D22	4010	5680
		小梁上端筋	D22(ネジ)	3910	5580
	II	接合鉄筋	D22	3983	5701
		小梁上端筋	D22(ネジ)	4047	5589
		D25(ネジ)	4016	5529	

表4.2.3 鉄骨の力学的性質

実験シリーズ	鉄骨断面 (mm)	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
SシリーズIV	9x250	2855	3981
DシリーズII	9x200	3323	4420

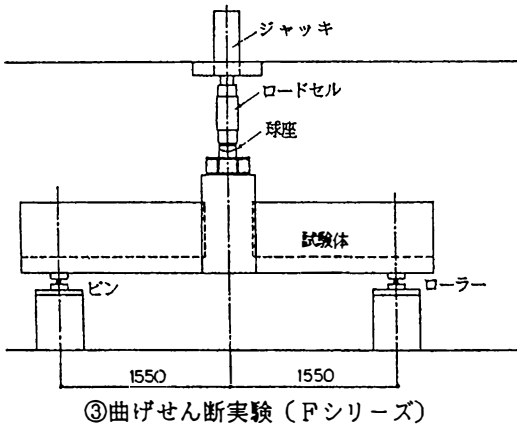
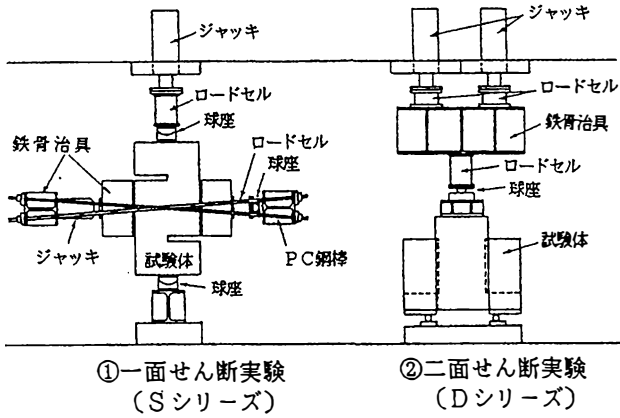


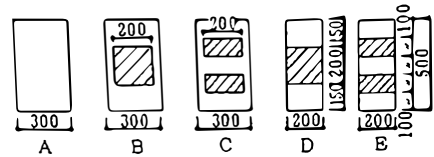
図 4.2.3 加力方法

表4.3.1 試験体一覧 (Sシリーズ)

実験番号	試験体名	接合面の表面処理状態	接合鉄筋			圧縮応力 (kgf/cm ²)			
			形状	径と本数	水平定着長				
I	SI-1	平滑	曲げ上げ	2-D22	4 d	10			
	SI-2		U型		6 d				
	SI-3				4 d				
	SI-4	円型コッター	曲げ上げ	2-D22	4 d	10			
	SI-5		鉄筋なし						
	SI-6		エキスパンドメタル		曲げ上げ		2-D22	4 d	10
	SI-7	U型		6 d					
	SI-8			4 d					
	SI-9	鉄筋コブ		6 d					
	SI-10			4 d					
	SI-11	鉄筋なし		6 d					
	SI-12								
II	SII-1	平滑	U型	2-D22	4 d	0			
	SII-2	エキスパンドメタル	U型	2-D22	4 d	0			
	SII-3					10			
	SII-4					20			
	SII-5	鉄筋なし					0		
	SII-6						10		
	SII-7						20		
III	SIII-1	エキスパンドメタル	鉄筋コブ	2-D22	4 d	10			
	SIII-2		4-D22	4 d					
	SIII-3		鉄筋なし						
IV	SIV-1	大型コッター	D	鉄筋コブ	2-D22	4 d	0		
	SIV-2		E						
	SIV-3		E						
	SIV-4		A						
	SIV-5		B						
	SIV-6		C						
	SIV-7		C					2-D16	5.5 d
	SIV-8*1		C					2-D22	4 d

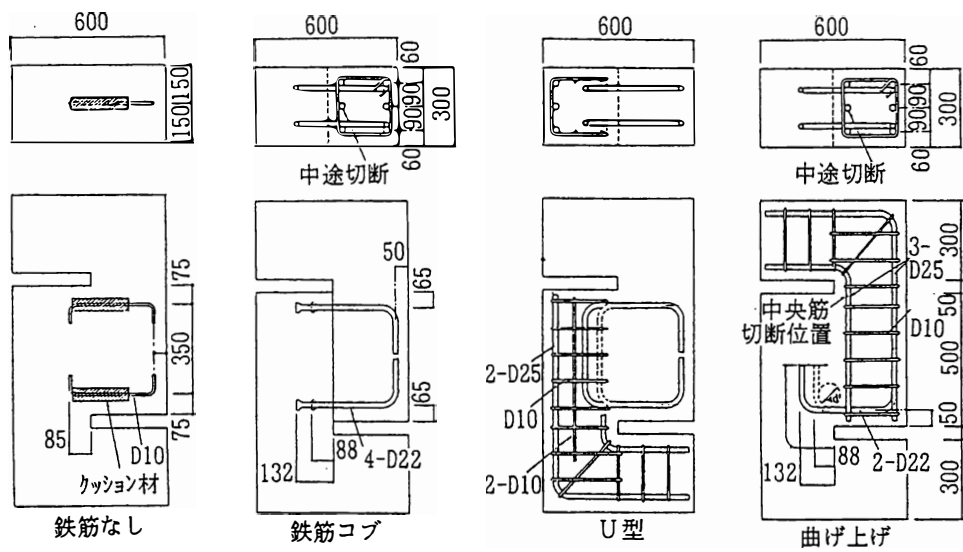
*1 ガセットプレート (txh=9x250mm) あり

*2 大型コッターの形状は下図に示す

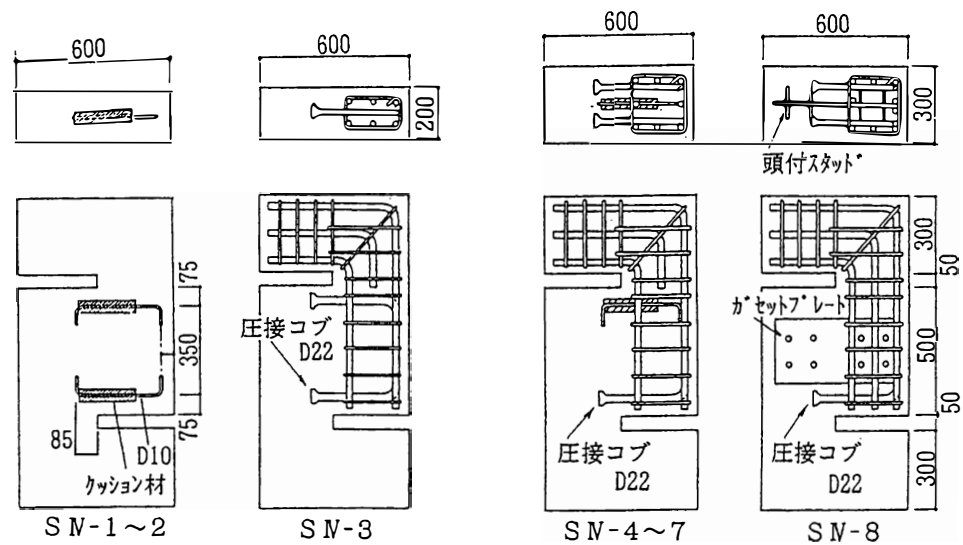


コッターの断面





実験番号 I ~ III の試験体形状と配筋



実験番号 IV の試験体形状と配筋

図 4.3.1 試験体の形状と配筋

表4.3.2 主要実験結果一覧
(Sシリーズ 実験I~III)

実験番号	試験体名	接合面のひびわれ発生荷重 (tonf)	最大耐力実験値	
			荷重 P (tonf)	平均せん断応力* (kgf/cm ²)
I	S I - 1	21.8	29.3	19.5
	S I - 2	21.9	29.7	19.8
	S I - 3	29.9	41.4	27.6
	S I - 4	37.0	39.8	26.5
	S I - 5	26.0	40.8	27.2
	S I - 6	52.7	52.7	35.1
	S I - 7	39.8	51.9	34.8
	S I - 8	43.9	57.8	38.6
	S I - 9	46.0	63.4	42.3
	S I - 10	49.9	65.9	43.9
	S I - 11	48.1	67.3	44.9
	S I - 12	17.8	44.0	29.3
II	S II - 1	21.8	34.9	23.3
	S II - 2	34.9	51.9	34.6
	S II - 3	62.2	76.8	51.2
	S II - 4	77.5	89.9	59.2
	S II - 5	26.2	26.2	17.5
	S II - 6	48.1	52.5	35.0
	S II - 7	77.9	77.9	51.9
III	S III - 1	45.9	50.0	33.4
	S III - 2	45.8	61.5	41.0
	S III - 3	42.8	45.4	30.3

* $\tau = P / (B \cdot D)$ (B=30cm, D=50cm)

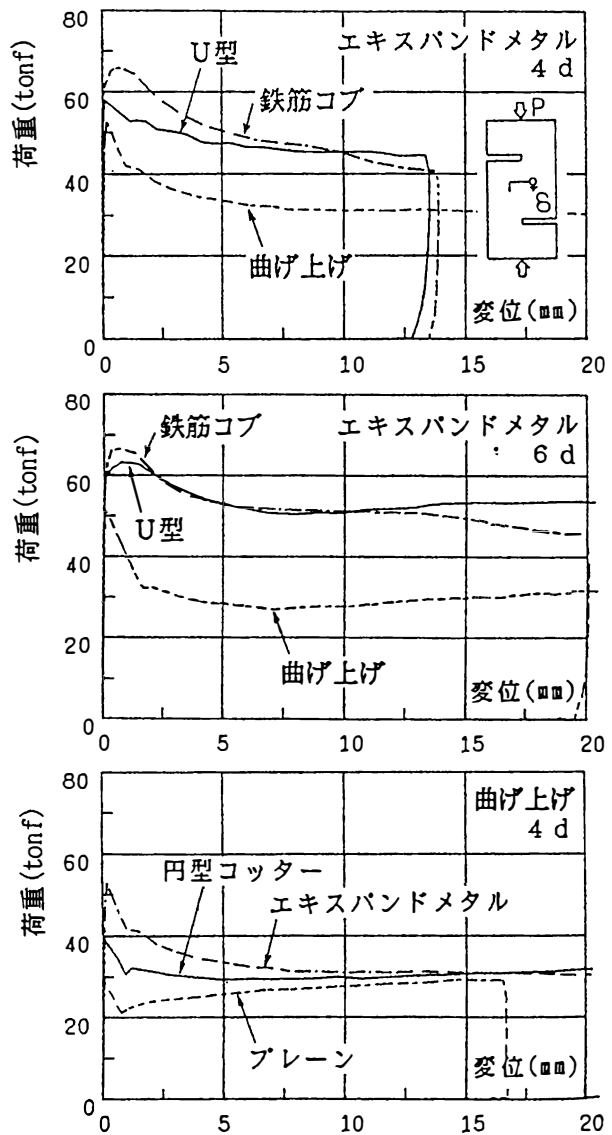


図 4.3.2 荷重と滑り変位の関係
(Sシリーズ 実験I)

表4.3.3 主要実験結果の一覧および最大せん断力の検討
(Sシリーズ 実験IV)

実験番号	試験体名	実験結果		最大せん断力計算値			
		ひびわれ発生荷重 (tonf)	最大せん断力 (tonf)	学会式 ^{*)} (tonf)	実験値 学会式	提案式 (tonf)	実験値 提案式
IV	SN-1	10.4	11.3	8.2	1.36	9.9	1.14
	SN-2	16.0	16.0	8.2	1.93	16.5	0.97
	SN-3	10.0	23.0	35.4	0.65	25.4	0.90
	SN-4	13.1	13.1	27.1	0.48	9.0	1.46
	SN-5	15.9	23.0	35.4	0.65	18.8	1.22
	SN-6	16.6	17.3	35.4	0.49	25.4	0.68
	SN-7	17.0	20.6	21.6	0.95	20.9	0.98
	SN-8	8.1	60.4	72.5	0.83	62.5	0.97

*) 建築学会壁式プレキャスト式²⁾

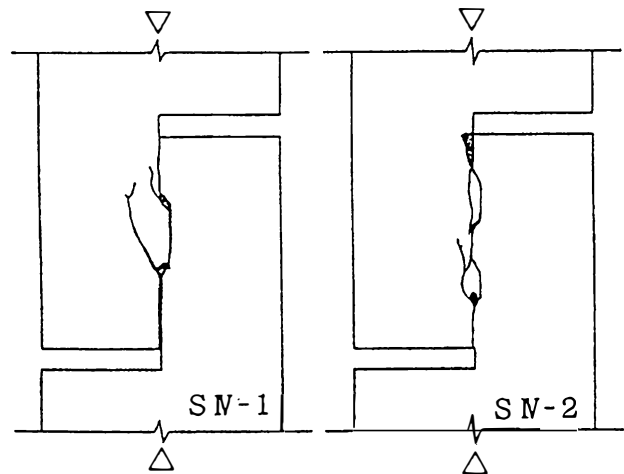
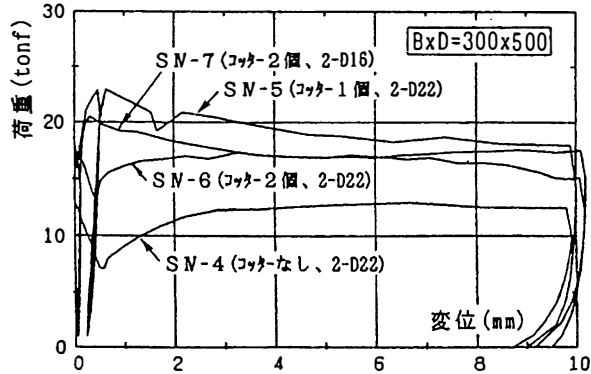
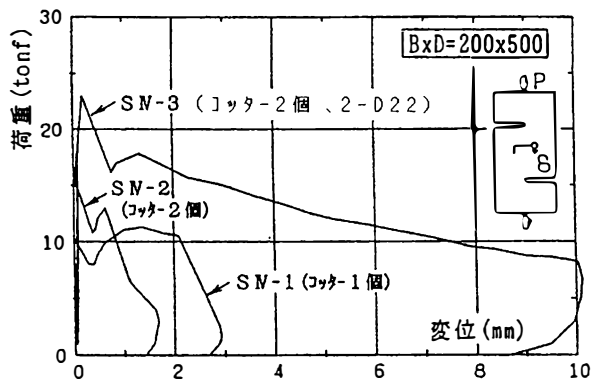


図 4.3.3 荷重と滑り変位の関係
(Sシリーズ 実験IV)

図 4.3.4 最終ひびわれ状況
(Sシリーズ 実験IV)

接合面	接合鉄筋			
	曲げ上げ	U型	鉄筋コブ	鉄筋なし
エキスバンドメタル	○	△	□	○ ^N
円型コッター	⊗	—	—	⊗ ^N
平滑	●	▲	—	—

II: 実験II III: 実験III

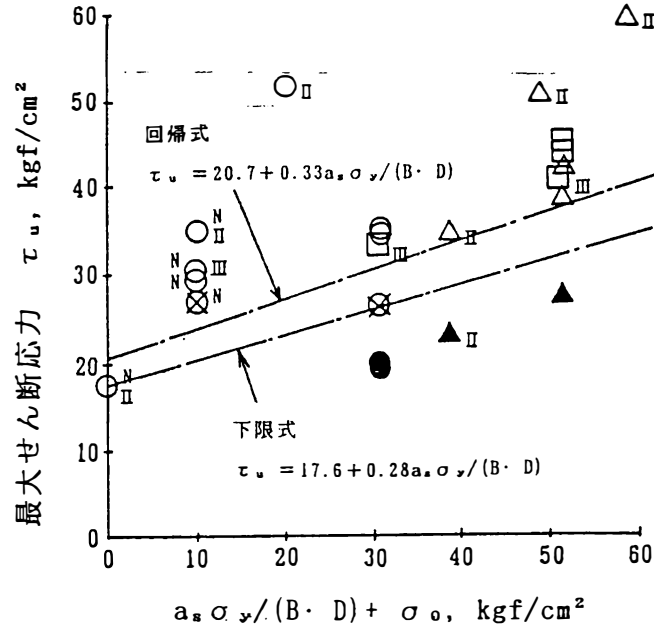


図 4.3.5 鉄筋量と最大せん断応力の関係 (Sシリーズ 実験I~III)

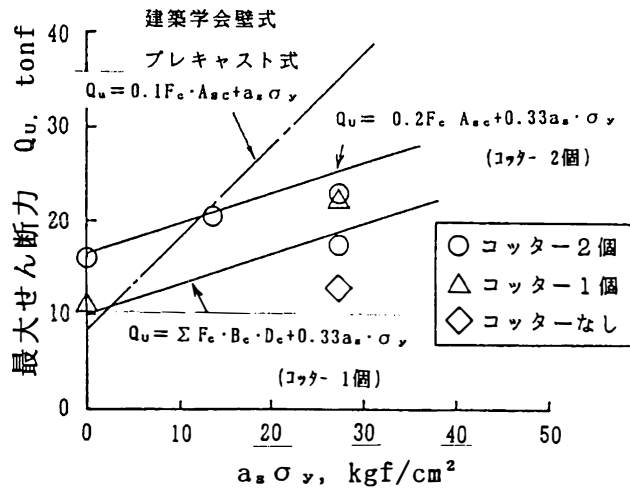
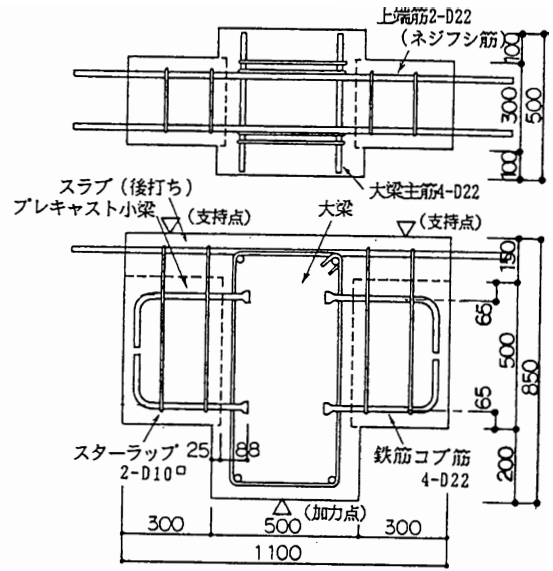


図 4.3.6 鉄筋量と最大せん断力の関係 (Sシリーズ 実験IV)

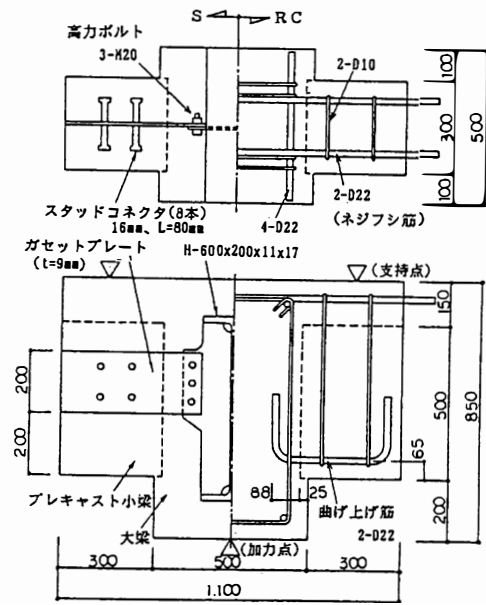
表 4.4.1 試験体一覧 (Dシリーズ)

実験番号	試験体名	あご受けの有無	接合鉄筋			ガセットプレートの有無
			形状	径と本数	水平定着長さ	
I	DI-1	一体打ち	通し筋	2-D22		無
	DI-2	有	曲げ上げ	2-D22	4d	無
	DI-3		U型	4-D22	4d	無
	DI-4		鉄筋コブ	4-D22	4d	無
	DI-5		鉄筋なし			無
	DI-6	無	曲げ上げ	2-D22	4d	無
	DI-7		U型	4-D22	4d	無
	DI-8		鉄筋コブ	4-D22	4d	無
II	DI-1	有	曲げ上げ	2-D22	4d	無
	DI-2		鉄筋なし			有
	DI-3		曲げ上げ	2-D22	4d	有
	DI-4		鉄筋コブ	2-D22	4d	有

接合面の表面処理状態は、すべてエキスパンドメタルである。
 上端筋(曲げ筋)は、すべて2-D22(ネジふし鉄筋)である。



①実験 I の試験体形状と配筋



②実験 II の試験体形状と配筋

図 4.4.1 試験体の形状と配筋

表 4.4.2 主要実験結果一覧
(Dシリーズ 実験 I)

試験体名	形状	長期設計荷重時x1.5			最大荷重実験値		(4.3.1)式による計算		
		荷重 (tonf)	変位 (mm)	滑り変位 (mm)	荷重 (tonf)	平均せん断応力 (kgf/cm ²)	計算値 (kgf/cm ²)	実験値 計算値	
DI-1	一体打ち	21.0	0.10	0.001	223.2	57.2			
DI-2	あご受けあり	曲げ上げ	21.1	0.19	0.004	164.4	42.2	26.0	1.62
DI-3		U型	21.0	0.18	0.001	199.0	51.0	31.2	1.63
DI-4		鉄筋コブ	20.4	0.14	0.003	176.5	45.3		1.45
DI-5		鉄筋なし	20.7	0.17	0.003	129.7	33.3	20.8	1.60
DI-6	なし	曲げ上げ	20.9	0.14	0.002	133.7	34.3	26.0	1.32
DI-7		U型	20.9	0.19	0.001	159.5	40.9	31.2	1.31
DI-8		鉄筋コブ	21.0	0.28	0.004	164.0	42.1		1.45

変位：試験体中央のたわみ 滑り変位：接合部の滑り変位
平均せん断応力： $\tau=P/(2 \cdot B \cdot D)$

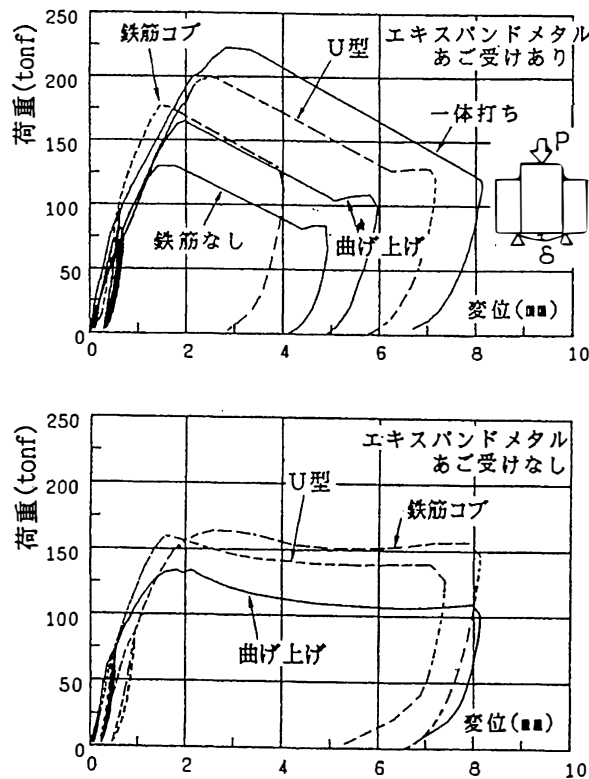


図 4.4.2 荷重と試験体中央部の変位の関係
(Dシリーズ 実験 I)

表 4.4.3 主要実験結果一覧および最大耐力の検討
(Dシリーズ 実験Ⅱ)

試験体名	実験結果				せん断伝達耐力計算値の検討			
	ひびわれ発生		最大耐力時		Case 1		Case 2	
	荷重 (tonf)	変位 (mm)	荷重 (tonf)	変位 (mm)	累加強度 (tonf)	最大耐力実 験値との比	累加強度 (tonf)	最大耐力実 験値との比
DⅡ-1	45.3	0.01	164.6	1.26	-	-	-	-
DⅡ-2	80.3	0.04	192.0	1.26	-	-	-	-
DⅡ-3	55.0	0.01	226.2	1.55	233.7	0.97	212.4	1.06
DⅡ-4	70.1	0.05	215.8	1.60	233.7	0.92	212.4	1.02

Case 1 : DⅡ-1 の最大耐力実験値(164.6tonf)にガセットプレートのせん断強度(P_g)を累加
 $P_g = 2 \cdot t \cdot h \cdot \sigma_y / \sqrt{3} = 69.1 \text{ tonf}$

Case 2 : DⅡ-2 の最大耐力実験値(192.0tonf)に接合鉄筋によるせん断強度(P_r)を累加
 $P_r = 2 \times 0.33 a_s \sigma_y = 20.4 \text{ tonf}$

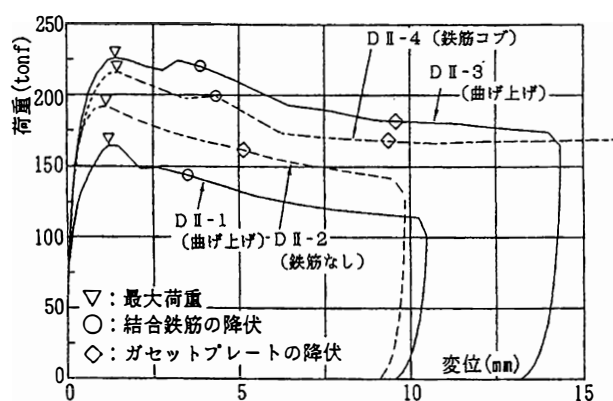


図 4.4.3 荷重と滑り変位の関係
(Dシリーズ 実験Ⅱ)

表 4.5.1 試験体一覧 (Fシリーズ)

実験番号	試験体名	接合面の表面処理状態	接合鉄筋			小梁 上端部	せん断 スパン比	
			定着部 形状	径と本数	水平 定着長さ			
I	FI-1	エキスパンド メタル	曲げ上げ	2-D22	4d	2-D22	2.22	
	FI-2		U型	4-D22				
II	FI-1		U型	4-D22		3-D25		1.37
	FI-2		鉄筋コブ	2-D22				

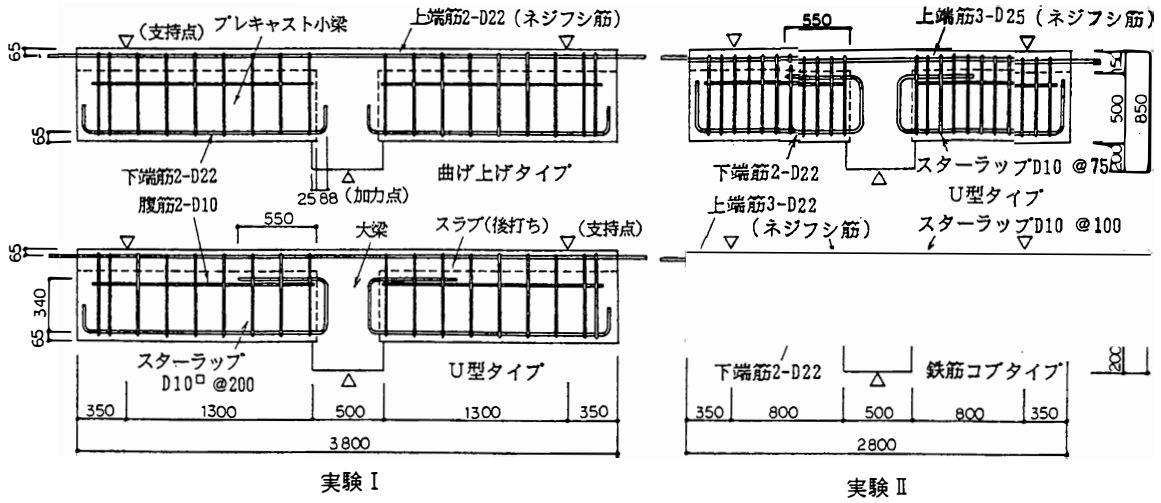


図 4.5.1 試験体の形状と配筋 (Fシリーズ)

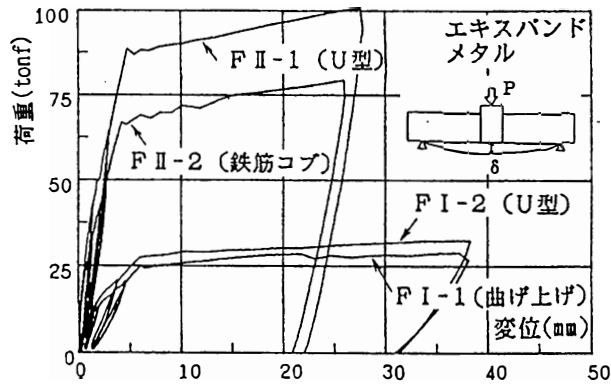


図 4.5.2 荷重と変位の関係 (Fシリーズ)

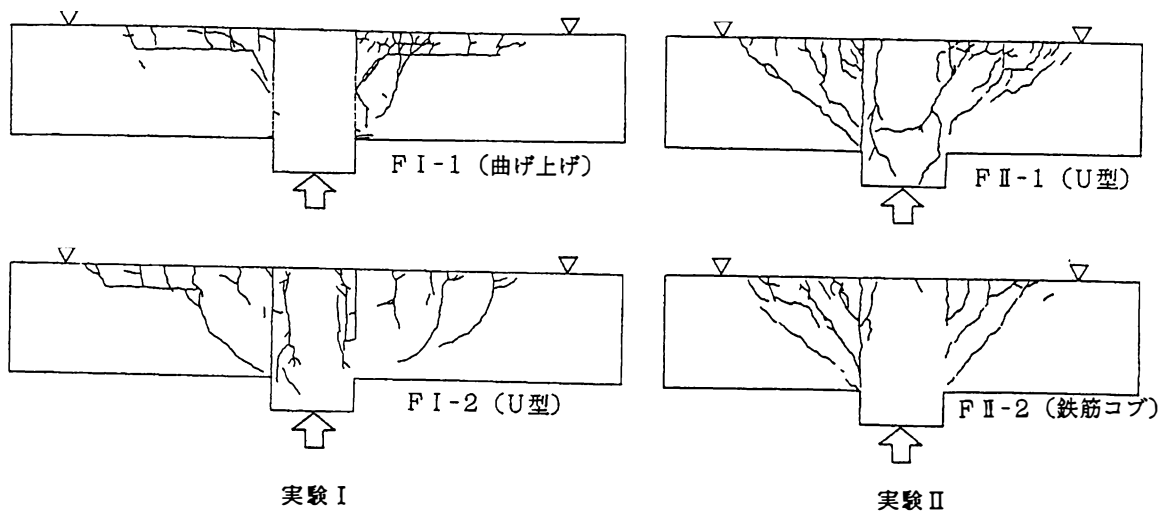


図 4.5.3 最終破壊状況 (Fシリーズ)

表 4.5.2 主要実験結果一覧 (Fシリーズ) 単位: tonf

実験番号	試験体名	せん断力実験値 (荷重P x 0.5)			せん断力計算値		
		曲げひびわれ発生時	曲げ降伏時	最大耐力時	Q _{mu} *1	Q _{su} *2	Q _{Ju} *3
I	F I-1	2.8	12.3	14.5 (7.4)*4	12.4	31.2	50.6
	F I-2	2.9	13.7	16.3 (8.3)	12.4	31.2	60.8
II	F II-1	8.6	41.3	50.4 (25.8)	40.2	46.1	60.7
	F II-2	8.0	30.0	39.7 (20.4)	30.2	44.3	50.5

*1 プレキャスト小梁の曲げ降伏時せん断力。 曲げ降伏モーメントは下式による。

$$M_u = (0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d)$$

ここで、

- a_t : 引張鉄筋断面積
- σ_y : 引張鉄筋の降伏強度
- d : はり有効せい

*2 プレキャスト小梁のせん断強度。下式により算定。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

ここで

- p_t : 引張鉄筋比 (%)
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- M/Q : 耐力を算定する断面のモーメントとせん断力の比
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度
- b : はり幅
- j : 応力中心間距離で $\frac{7}{8} d$ としてよい

*3 接合面のせん断強度計算式(4.3.1)式に拠る。

*4 最大耐力時 () 内は平均せん断応力(kgf/cm²)を示す。

第5章 鋼ブラケット接合

5.1 概説

本章においては、鋼とコンクリート間の鋼材による接合についての研究を述べる。この接合方法は、鋼部材もしくは鋼部材の端部に設けられた鋼板とコンクリート間のせん断力伝達を下記の各種の方法により図るものである。

- ① 鋼製シアプレート接合――鋼板上に帯板状に突起した鋼板を溶接し、この鋼帯板を接合部のコンクリート内に設けることによりせん断力伝達を図る方法（図5.1.1）
- ② 鋼板・アンカーボルト接合――鋼板上に設置されたアンカーボルトを接合部のコンクリート内に定着することにより、せん断力伝達を図る方法（図5.1.2）
- ③ 鋼製シアプレート・アンカーボルト併用型接合――①、②の併用型（図5.1.3）

また、これらの接合をその構造要素の機能の面からは、鋼ブラケット接合と呼ぶことにする。鋼製シアプレート（以下、シアプレートと記す）接合はシアプレートのみで単独に用いられるよりも②のアンカーボルトと併用することによって、適用可能範囲が拡大されると考えられ、本章においては、③の併用型接合を対象とする。

併用型接合の構成要素の内、アンカーボルト部分によるせん断力伝達については、既往の研究成果^{1)・2)}が豊富であり、設計法も整備されている。

しかし、シアプレート接合については、せん断力伝達に関する既往の研究は極めて少ない。コンクリート内に設けられたシアプレートによるせん断力伝達の力学的機構は次のように考えられる。すなわち、せん断力伝達強度はシアプレート直下のコンクリートの支圧強度とシアプレート個数が複数の場合においてはシアプレート背面のコンクリートによるせん断強度とが関与するものと推定される。このうち、コンクリートの支圧強度自体については、既往の実験的並びに解析的研究^{3)・4)}があるものの、シアプレートの形状による影響並びにシアプレートの個数が複数の場合の評価方法については全く不明である。そこで、本章においては、まずシアプレートによるせん断力伝達性状に関する基礎資料を得るため、シアプレートを用いた部分モデル接合面に対して、影響因子を実験変数とする一面せん断実験を行い、シアプレートによるせん断耐力式の誘導を図る。次に、シアプレートとアンカーボルトを併用した鋼ブラケット接合モデル試験体のせん断力載荷実験を行い、先に導いたシアプレートのせん断耐力式による耐力算定値とアンカーボルト部により生じる耐力との複合効果について検討を行うこととする。

5. 2 シアプレートによるせん断力伝達に対する定量的評価

本節においては、シアプレートによるせん断力伝達性状に関する基礎資料を実験的に求めこれに基づいてシアプレートによるせん断耐力式の誘導を図る。

5. 2. 1 シアプレート・コンクリート接合部のせん断実験

(1) 実験目的

シアプレートを用いた部分モデル接合面に対して、影響因子を実験変数とする一面せん断実験を行い、シアプレート・コンクリート接合部のせん断力伝達性状に関する考察を行なう。

(2) 実験計画

a) 試験体

試験体のパラメータは、①(シアプレートの埋込み深さ L) / (板厚 t)、②シアプレートの数(n)、③シアプレートの間隔(a)の三つとした。表5. 2. 1にパラメータの組み合わせによる試験体の種類を、図5. 2. 1に基本形状を示す。本計画では、 $L/t=4$, $t=12\text{mm}$ の場合の性状を把握することに重点をおいて実験計画を作成した。図5. 2. 2に試験体の配筋図を示す。加力プレートはこの部分の変形が実験結果に影響を及ぼさないように剛性が大のものとし、また、シアプレート近傍のコンクリートには鉄筋を配していない。

b) 使用材料

コンクリートの粗骨材の最大寸法は 10mm とした。シアプレートには厚さ 12mm の鋼板を使用した。コンクリートおよび鋼板の試験結果を表5. 2. 2. と表5. 2. 3に示す。

(3) 加力および測定方法

試験体には図5. 2. 1に示す加力治具を介してシアプレートに一面せん断力を加えた。載荷時の加力プレートの回転を防止するため、コンクリート中にアンボンドつなぎ材を取付けた。荷重は単調増加させ破壊に至らしめた。

測定は図5. 2. 4に示すようにシアプレートの取りつく近傍の加力プレートとコンクリート間の滑り変位を変位計により行った。また、コンクリートのひびわれ状況ならびに破壊後のシアプレート近傍の破壊状況を観察記録した。

(4) 実験結果および考察

実験結果の一覧を表5. 2. 4に、荷重とシアプレートの滑り変位の関係を図5. 2. 5に示す。同図は同一形状寸法のシアプレート各2体の曲線の平均値を示すもの

である。また、載荷中、試験体の保持荷重が低下した後、再度荷重が上昇した試験体については荷重低下前の最大荷重を耐力とみなした。

a) せん断力とシアプレートの滑り変位の関係

シアプレートの数 $n=1$ で(埋込み深さ L)/(板厚 t) $=2\sim6$ の場合は、最大荷重以後の荷重低下が緩やかである。一方、 $n \geq 2$ でシアプレート間隔 a の小さいS2A,S2C並びに L/t が小さいSPでは、荷重の低下が急激に生じた。

b) ひびわれおよび破壊形式

図5. 2. 6に載荷終了時におけるコンクリートのひびわれ状況の例を示す。初ひびわれは、いずれの試験体の場合もシアプレートの横の位置に微細ひびわれが発生し、荷重の増加と共にその本数が増加し、最大荷重近くの荷重下で、シアプレート近傍のコンクリートは剥落した。載荷終了後、シアプレートをコンクリートから除去しこの部分の破壊状況の観察を行った。図5. 2. 7にはシアプレート近傍のコンクリートの破壊状況例を示す。観察結果から本実験における試験体の支配的な破壊形式は基本的には次のとおりであると判断できる。

- ① シアプレート数 n が1の場合：シアプレート下部コンクリートが圧壊する。
- ② n が複数の場合：最下段(載荷点から最遠部)シアプレートの下部のコンクリートが圧壊すると共に多段のシアプレートの先端間の面でせん断破壊面が形成される。このせん断破壊面は多段のシアプレートで囲まれた部分のコンクリートの変形が拘束されることによって生じるものと考えられる。

C) シアプレートの形状並びに間隔と耐力の関係

① シアプレートの形状寸法と耐力の関係

シアプレート数 n が1の場合について L/t と耐力 P_{max} の関係を図5. 2. 8に示す。図は、 $L/t=2\sim4$ では L/t の増加とともに耐力は増大するが、 $L/t > 4$ では耐力の上昇はほとんどないことを示す。図5. 2. 9は L/t と $P_{max}/(F_c \cdot A_c)$ の関係を表わすものであって、破壊時の支圧応力は $L/t=4$ で最大であり、この比率の近傍に最も効率的な L/t 値が存在していることを示している(F_c : コンクリートの圧縮強度、 A_c : シアプレートの埋込面積、 $A_c=L \cdot t$)。

また、シアプレートの埋込み深さ L を本実験計画における標準値48mmとし、板厚 t を極端に厚く、 $L/t=0.44$ とした試験体(SP)の耐力は同一の L で $t=12mm$ の場合(S2)と比べて、耐力は上昇を示していない。

② シアプレートどうしの間隔と耐力の関係

$L/t=4$ で $n=2$ の場合のシアプレートの間隔 a と耐力の関係は図5. 2. 10に示すとおりである。 $n=1$ のときを $a=0$ (間隔のない場合)と考えるとシアプレート

の間隔と耐力の間には直線的関係が認められる。n=2 のシアプレートの間隔が十分に大きければ、耐力はn=1 の耐力の2倍と考えられるので、耐力 P_u は以下のように表現できよう。

$$P_u = P_1 + k \cdot a \text{ --- (5. 2. 1)}$$

ここに P_1 :n=1の時の耐力 (L/t=4 の場合、 $P_1=53.5t$)

k: 実験より得られる定数 (L/t=4 の場合、 $k=(73.6-53.5) \text{ tonf}/(4L)$)

a: シアプレートの間隔

ただし、 $P_u < 2P_1$ とする。この場合 $a > 4L$ では2枚のシアプレート間でせん断破壊面が形成されず、 P_u の値は式(5. 2. 1)より大きくなることも予想される。これらについてはさらに実験より検討を要する。

一方、図5. 2. 1はn=1,2,3 の場合の実験結果について外端のシアプレート間距離Sと耐力の関係を示したものである。これより、式(5. 2. 1)が成立するaの範囲のシアプレート間に、さらに一枚のシアプレートを追加しても耐力は増加しないことがわかる。

5. 2. 2 シアプレートによるせん断力伝達耐力の評価方法

(1) シアプレートによるせん断力伝達耐力算定式の誘導

本研究では(シアプレートの埋込み深さL)/(シアプレートの板厚t)が4の場合における接合面のせん断耐力の評価方法を策定することを目的として各種の形状のシアプレート試験体のせん断実験を行った。また、本実験では板厚 $t=12\text{mm}$ の下で種々の検討を行った。板厚を極端に厚くした試験体の耐力は同一の埋込み深さで $t=12\text{mm}$ の場合と比べて耐力は上昇していないことから、板厚が $t \geq 12\text{mm}$ であればシアプレートのせん断耐力に及ぼすtの影響は考慮しないものとする。以上の実験結果に対する検討から、L/t=4のシアプレートのせん断耐力は次の方法で算定することができる。

○ シアプレート数 n=1の場合のシアプレートのせん断耐力 P_u

$$P_u = \alpha \cdot F_c \cdot A_c \text{ --- (5. 2. 2)}$$

F_c : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

A_c : シアプレートの埋込み部面積

$$A_c = L \times (\text{シアプレートの幅} b)$$

α の値は実験結果から $\alpha=1.4 \sim 1.5$ 程度とする。

○ シアプレート数 $n \geq 2$ の場合のシアプレートのせん断耐力 P_u

式(5. 2. 1)において P_1 をシアプレートに作用する支圧力 P_c に対応する項、 $k \cdot a$ をせん断面に作用するせん断力 P_s に対応する項と考えると、式(5. 2. 1)は式

(5.2.3) のようになる。図5.2.12には耐力算定モデルを示す。

$$P_u = (\text{最下段シアプレートに作用するコンクリートの支圧耐力 } P_c) + (\text{せん断破壊面に作用するコンクリートのせん断耐力 } P_s) \text{ --- (5.2.3)}$$

ここに、

$$P_c = \alpha \cdot F_c \cdot A_c$$

α の値は、 $L/t=4, n=1$ の試験体 (S2) の実験結果から、 $\alpha=1.4\sim 1.5$ 程度とする。

P_s については前項までの検討をもとに図5.2.12のせん断破壊面を仮定して次式から求める。

$$P_s = \tau_s \cdot A_s$$

τ_s : コンクリートの直接せん断強度

A_s : $b \times (\text{外端シアプレート間距離 } S)$

(2) シアプレートによるせん断力伝達耐力に関する実験値と提案耐力算定式による計算値の比較

前項で示した方法により $L/t=4$ でシアプレート数 n が複数の場合についてシアプレートのせん断耐力計算値を求め表5.2.5に示す。ここで P_c 算定の際の α については、S2-(1), S2-(2) の実験結果平均値を用い $\alpha=1.49$ とした。また、コンクリートの直接せん断強度 τ_s は一般に普通コンクリートの場合、圧縮強度 F_c の $1/7$ 程度とされているため、 $\tau_s=(1/7)F_c$ として P_s を求めた。(計算値)/(実験値)比は $1.01\sim 1.05$ であって両者は良く一致している。

また、S2B の2枚のシアプレート間に1枚のシアプレートを追加したS2Cの耐力計算値はS2Bのものと同じとなり実験結果と一致する。これらは本提案のシアプレートのせん断耐力算定法が基本的に妥当であることを示すものと考えられる。

5. 3 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合におけるせん断力伝達

前節において、シアプレートの部分モデル実験から、シアプレートによるせん断力伝達耐力算定式を導いた。一方、実用上の目的からは、シアプレートとアンカーボルトが併用された鋼ブラケットのコンクリートとの接合面のせん断力伝達耐力の評価方法を明らかにすることが重要である。

そこで、本章においては、シアプレートとアンカーボルトが併用された鋼ブラケットのモデル実験を行ない、力学性状を把握する。さらに、前章において得られたシアプレートによるせん断力伝達耐力算定方法を踏まえた上で、シアプレート・アンカーボルト併用型接合部のせん断力伝達耐力算定方法を提示する。

5. 3. 1 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合部の载荷実験

(1) 実験目的

シアプレート・アンカーボルト併用型接合部のせん断力伝達耐力算定方法を明らかにするため、両者併用接合部試験体の载荷実験を行ない、力学性状を把握する。

(2) 実験計画

a) 試験体

鉄筋コンクリート壁体の側面に設けられる鋼製ブラケットを試験体の原型として想定することとする。試験体は縮尺を1/5とし、表5. 3. 1に示すように鉛直部材である壁体にせん断力と直交方向の膜引張力を作用させる試験体（B1）とこれを作用させない試験体（B2）を各一体ずつとした。図5. 3. 1に試験体の形状寸法と配筋図を、図5. 3. 2に鋼ブラケット接合の詳細図を示す。

b) 使用材料

使用したコンクリートの粗骨材最大寸法は10mmであり、その力学的性質を表5. 3. 2に示す。また、アンカーボルトの引張試験結果を表5. 3. 3に示す。

(3) 加力および測定方法

試験体のブラケット部分への荷重Pは、図5. 3. 3（b）に示す装置により図5. 3. 4に示すステップで載荷した。

B1では、試験体の側面に伸ばした鉄筋に取りつけた加力スタブを介して図5. 3. 3（a）に示す装置により、 20kgf/cm^2 相当の引張力を作用させた状態で荷重を載荷した。測定はブラケットとコンクリート部分の間の滑り変位および試験体上面と直交方向の変位を変位計により、アンカーボルトの歪をワイヤストレインゲージにより測定した。

(4) 実験結果及び考察

表5. 3. 4に主要実験結果の一覧を示す。

a) ひびわれおよび破壊性状

図5. 3. 7に示すひびわれ状況は、B1が膜引張力の影響で本数がやや多く、かつ荷重方向の左右の両方向に伸展している傾向がある。鋼ブラケット接合部分の最終破壊状況は、図5. 3. 8のようにブラケット裏面の全域に渡って、シアプレート埋込み深さの面でコンクリート部分に直接せん断破壊面が形成され、かつ最下段のコンクリートに圧壊が生じ、最終的にはアンカーボルトの破断により支圧耐力も一時に消滅するぜい性的破壊性状を示した。

b) 鋼ブラケットとコンクリート間の滑り変位

図5. 3. 6の荷重P-滑り（加力方向）変位 δ_v 曲線の第1折点は25~50tonfの範囲にあり、初ひびわれ荷重に対応する。第2折点は100 ~ 130tonfの範囲にあり、この荷重以上でのコンクリート表面のひびわれの急激な増加に対応している。

c) アンカーボルトの歪

最下段のアンカーボルトを除き荷重 P-歪 ϵ 曲線は図5. 3. 9のようにP=25tonf前後より増大し、130tonf 近傍では初め圧縮側にあった最下段のアンカーボルトも引張側に転じ、歪は急激に増大して破壊に至っている（図5. 3. 10）。

d) 膜引張力の諸性状への影響

B1とB2の実験結果では、初ひびわれ荷重とひび割れパターンの若干の差を除き、両者の諸性状には大きな相異は見られず本実験の応力の範囲においては膜引張力の影響は無視してよいと思われる。

5. 3. 2 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合部のせん断力伝達耐力の評価方法

(1) 鋼ブラケット（シアプレート・アンカーボルト併用型）接合部のせん断力伝達耐力算定式の誘導

本節では、シアプレートの効果を取り入れたブラケットアンカーの耐力評価方法について検討を行い、本実験において表われた破壊形式のものに対する耐力算定法を提示する。

シアプレートによる耐力寄与効果は前章に示したシアプレートのせん断実験結果を基に評価方法を策定するものである。

a) 耐力算定用モデル

実験における破壊形式を参照して、耐力発揮時においてシアプレート頂部の深さ位

置で外端シアプレートで囲まれる区域内にコンクリートのせん断破壊面が形成され、かつ、最下段水平方向シアプレート下部のコンクリートが圧壊する破壊形状を耐力算定用モデルとする。これを図5.3.11に示す。

b) ブラケットアンカーの耐力 P_u

前項に示したモデルに対して、シアプレートのあるブラケットアンカーのせん断力伝達耐力 P_u は下記に示す式で求めてよいと考えられる。

$$P_u = (\text{最下段シアプレートに作用するコンクリートの支圧耐力 } P_{c,n}) + (\text{せん断破壊面におけるせん断耐力 } P_s) \text{ ----- (5.3.1)}$$

$P_{c,n}$ と P_s は下記に拠る。

・支圧耐力 $P_{c,n}$

本1/5縮尺ブラケット試験体のシアプレートは板厚 $t=6.4\text{mm}$ 、埋込深さ $L=24\text{mm}$ であって、 $L/t=3.8$ となる。これは5.2節のシアプレートのせん断実験における標準的試験体($t=12\text{mm}$, $L=48\text{mm}$, $L/t=4$)と、 t, L の絶対値は異なるが、 L/t がほぼ等しい。ここでは $L/t=4$ であれば、 L, t と無関係に次のように $P_{c,n}$ が決定されるものとする。

$$P_{c,n} = \alpha F_c \cdot A_c$$

F_c : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

A_c : 最下段シアプレートの埋込部面積

α : $L/t=4$ の場合、5.2節の実験結果から1.4 ~ 1.5程度

・せん断破壊面におけるせん断耐力 P_s

5.2節において、せん断破壊面にシアプレートのみが存在する場合の P_s はコンクリートの直接せん断強度に基づいて評価をした。一方シアプレートとアンカーボルトが併存するブラケットアンカーではせん断破壊面における両者の複合結果を考慮する必要があり、ここでは次のせん断摩擦理論^{1), 2)}に拠って P_s を算定することとする。

$$P_s = \phi \cdot \mu \cdot n \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

ϕ : 設計用耐力低減係数

μ : 摩擦係数、ここでは一体打ちの普通骨材コンクリートの場合として $\mu=1.4$ とする。

n : アンカーボルトの本数

a_s : アンカーボルト1本当りの断面積

σ_y : アンカーボルトの引張降伏強度

上記において摩擦係数 $\mu=1.4$ とする理由は次のとおりである。試験体の最終破壊状態に基づいて、コンクリートのせん断破壊面は図5.3.11の耐力算定モデルに示すようにシアプレートの頂部位置において形成されるとしてよい。この破壊面近傍の

コンクリートは連続して一体打ちされたものである。従って、摩擦係数 μ 値としては一体打ちされた普通骨材コンクリートの場合のものであることが妥当であり、ここではACI Building Code(ACI 318-83)⁵⁾において、この場合に対して推奨している値を採用した(第2章表2.2.1参照)。

c) 本耐力算定法の適用範囲

本耐力算定法はせん断力が支配的な荷重である場合に適用範囲が限られる。本実験試験体においては $M/(Q \cdot d) \cong 0.15$ である。

ここに、 M, Q :ブラケットとコンクリート壁界面での曲げモーメントとせん断力
 d :ブラケットアンカー部の曲げモーメントに対する有効せい

(2) 計算値と実験値の比較

(1)項で示した方法により試験体の耐力を求め、実験値と比較して表5.3.5に示す。ここで $P_{c,n}$ 算定の際の α は5.2節の場合と同様に $\alpha=1.49$ とし、 $\phi=1.0$ とした。同表に見られるように、本案の方法による耐力算定結果は(計算値)/(実験値)比が0.96(B1)および0.99(B2)であって実験値と良く一致しており、本方法は妥当なものであると考えられる。

5. 4 本章のまとめ

本章においては、鋼とコンクリート間の接合のうち、鋼ブラケット接合に関する研究について述べた。鋼ブラケット接合における鋼製シアプレート・アンカーボルト併用型接合を研究の対象とした。この併用型接合の構成要素の中で、シアプレートによるせん断力伝達性状は既往の研究による知見が不足している。

そこで、本章においては、まずシアプレートによるせん断力伝達性状に関する基礎資料を得るため、シアプレートを用いた部分モデル接合面に対して、影響因子を実験変数とする一面せん断実験を行い、これに基づいてシアプレートによるせん断耐力式を新たに提示した。

次に、シアプレートとアンカーボルトを併用した鋼ブラケット接合モデル試験体のせん断力載荷実験を行い、鋼製シアプレート・アンカーボルト併用型鋼ブラケットのせん断力伝達耐力に対して、先に導いたシアプレートによるせん断力伝達耐力式による耐力算定値とアンカーボルト部により生じる耐力との複合効果を考慮した耐力算定方法を示した。

以下に、本章の節ごとに、主な事項を記す。

5. 2 節においては、シアプレートによるせん断力伝達について、次の事項を明らかにした。

シアプレートの板厚 $t \geq 12\text{mm}$ の場合、シアプレートによるせん断力伝達耐力 P_u は次の方法により算定することができる。

- ① シアプレート数 $n=1$ の場合のシアプレートによるせん断力伝達耐力 P_u

$$P_u = \alpha \cdot F_c \cdot A_c \text{ ----- (5. 2. 2)}$$

F_c : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

A_c : シアプレートの埋込み部面積

$$A_c = L \times (\text{シアプレートの幅 } b)$$

L : シアプレートの長さ

α の値は、 $L/t=4$ の場合、 $\alpha=1.4 \sim 1.5$ 程度とする。

- ② シアプレート数 $n \geq 2$ の場合のシアプレートによるせん断力伝達耐力 P_u

$$P_u = (\text{最下段シアプレートに作用するコンクリートの支圧耐力 } P_c) + (\text{せん断破壊面に作用するコンクリートのせん断耐力 } P_s) \text{ ----- (5. 2. 3)}$$

ここに、

$$P_c = \alpha \cdot F_c \cdot A_c$$

α の値は、 $L/t=4$ の場合、 $\alpha=1.4 \sim 1.5$ 程度とする。

P_s については次式から求める。

$$P_s = \tau_s \cdot A_s$$

τ_s : コンクリートの直接せん断強度

A_s : $b \times$ (外端シアプレート間距離 S)

5.3節においては、鋼製シアプレート・アンカーボルト併用型鋼ブラケットのせん断力伝達について次の事項を明らかにした。

③ 支配的な荷重がせん断力である場合のせん断力伝達耐力 P_u は次の方法により算定できる。

$$P_u = (\text{最下段シアプレートに作用するコンクリートの支圧耐力 } P_{c,n}) + (\text{せん断破壊面におけるせん断耐力 } P_s) \text{ ----- (5.3.1)}$$

$P_{c,n}$ と P_s は下記に拠る。

・支圧耐力 $P_{c,n}$

$$P_{c,n} = \alpha F_c \cdot A_c$$

F_c : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

A_c : 最下段シアプレートの埋込部面積

α : $t \geq 12\text{mm}$, かつ、 $L/t=4$ の場合、1.4 ~ 1.5程度

・せん断破壊面におけるせん断耐力 P_s

P_s は次のせん断摩擦理論に拠って算定してよい。

$$P_s = \phi \cdot \mu \cdot n \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

ϕ : 設計用耐力低減係数

μ : 摩擦係数、ここでは一体打ちの普通骨材コンクリートの場合として $\mu=1.4$ とする。

n : アンカーボルトの本数

a_s : アンカーボルト1本当りの断面積

σ_y : アンカーボルトの引張降伏強度

以上の①、②、③に示す耐力算定方法において、 α 値の適用はコンクリートの圧縮強度 $300 \sim 450\text{kgf/cm}^2$ の範囲とする。

本章で示した方法による耐力計算値は実験値と良く一致しており、本耐力算定方法は鋼ブラケット接合の設計に有効に適用することができる。

第5章関連引用文献

- 1) Birkeland, P.W. and Birkeland, H.W., "Connections in Precast Concrete Construction" ACI Journal, Vol.63, No.3, pp.345-368, March 1966.
- 2) Mattock, A.H. and Hawkins, N.M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research", PCI Journal, Vol.17, No.2, pp.55-75, March/April 1972.
- 3) 六車 熙、岡本 伸 「局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する実験的研究」、セメント技術年報、XVII、pp.456-460, 1963.
- 4) 六車 熙、岡本 伸 「局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する実験的研究」、セメント技術年報、XVIII、pp.368-372, 1964
- 5) ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, 1983.

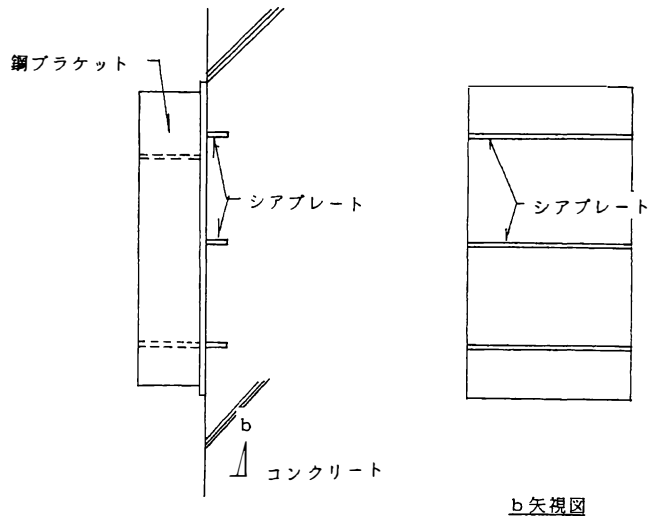


図 5.1.1 鋼ブラケット接合 ① 鋼製シアプレート接合

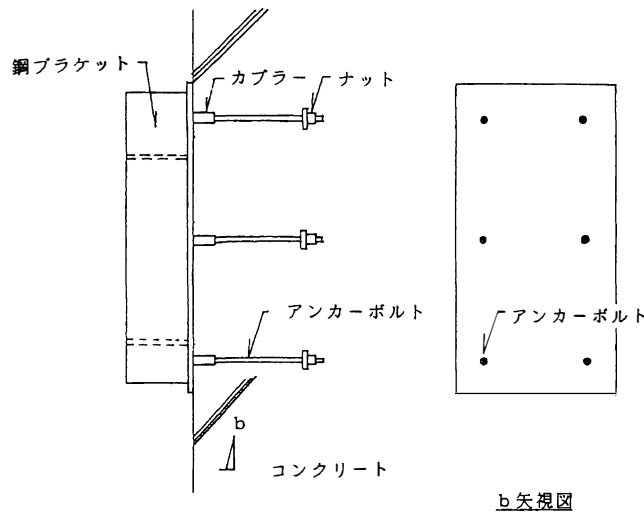


図 5.1.2 鋼ブラケット接合 ② 鋼板・アンカーボルト接合

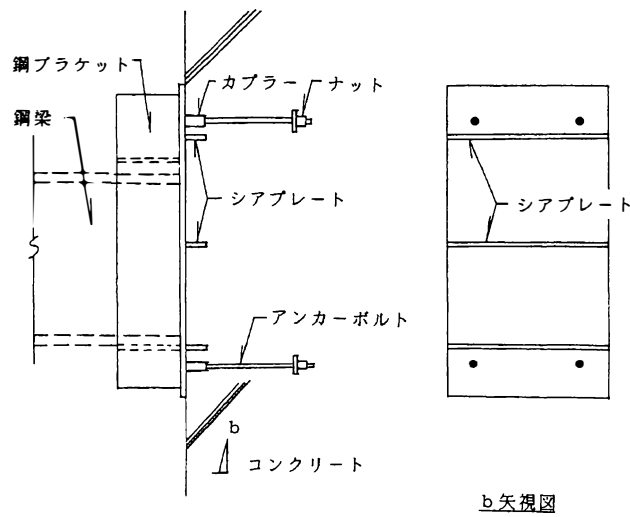


図 5.1.3 鋼ブラケット接合 ③ 鋼製シアプレート・アンカーボルト併用型接合

表 5.2.1 試験体計画

試験体記号	L (mm)	t (mm)	L/t	シアプレート形状
S1-(1)	24	12	2	
S1-(2)				
S2-(1)	48	12	4	
S2-(2)				
S3-(1)	72	12	6	
S3-(2)				
S2A-(1)	48	12	4	
S2A-(2)				
S2B-(1)	48	12	4	
S2B-(2)				
S2C-(1)'	48	12	4	
S2C-(2)'				
SP-(1)	48	108	0.44	
SP-(2)				

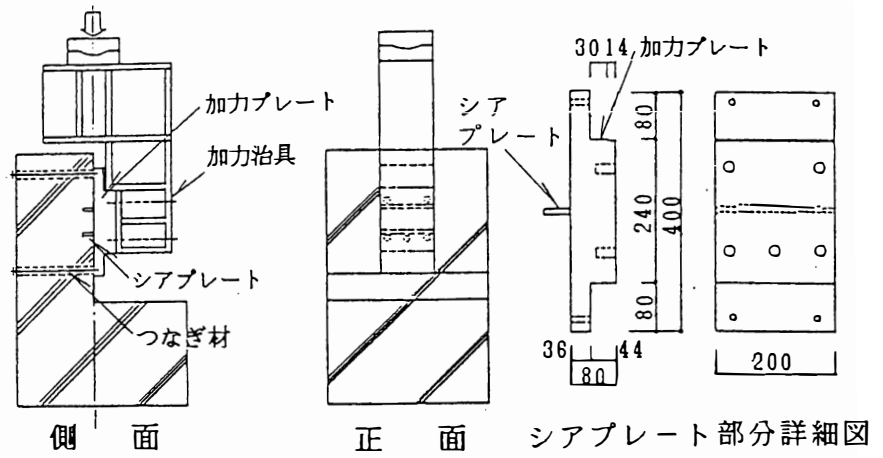


図 5.2.1 試験体形状および荷装置

表 5.2.2 コンクリートの強度試験結果

	圧縮強度 Fc (kg/cm ²)	弾性係数 $\times 10^5$ (kg/cm ²)	割裂強度 Ft (kg/cm ²)
S2C以外	389	2.94	28.3
S2C	393	2.95	26.5

表 5.2.3 鋼材の強度試験結果

部位	呼び板厚 mm	規格	降伏強度 σ_y kg/cm ²	引張強度 σ_u kg/cm ²
シアプレート	12	SM50A	3830	5700

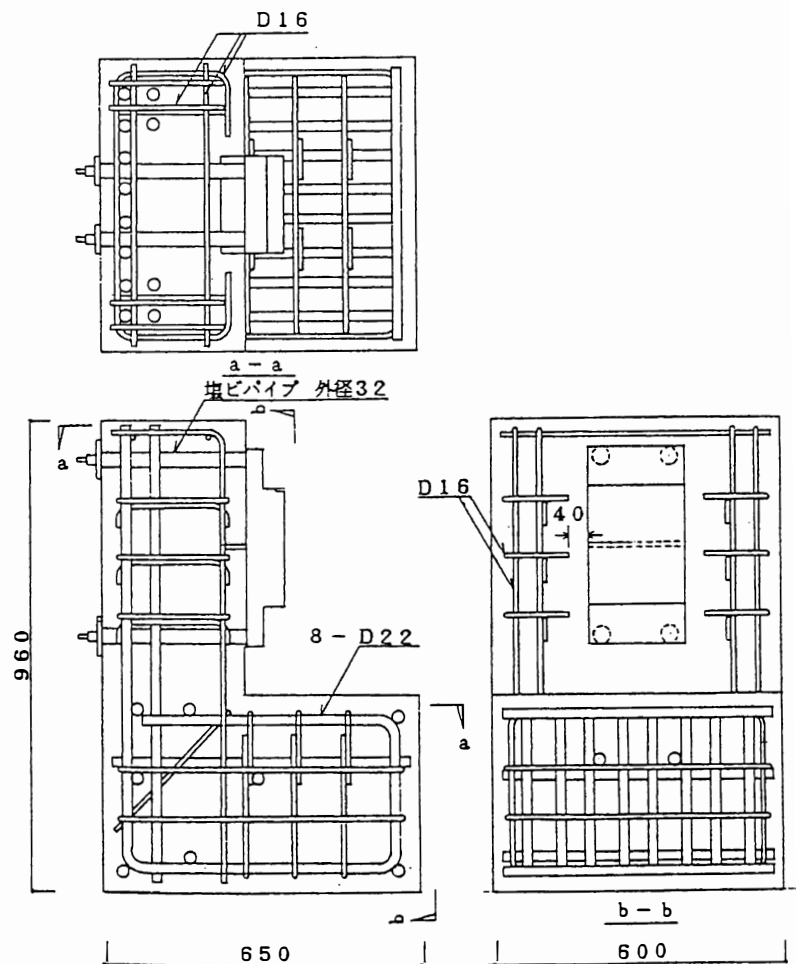


図 5.2.2 試験体の配筋図

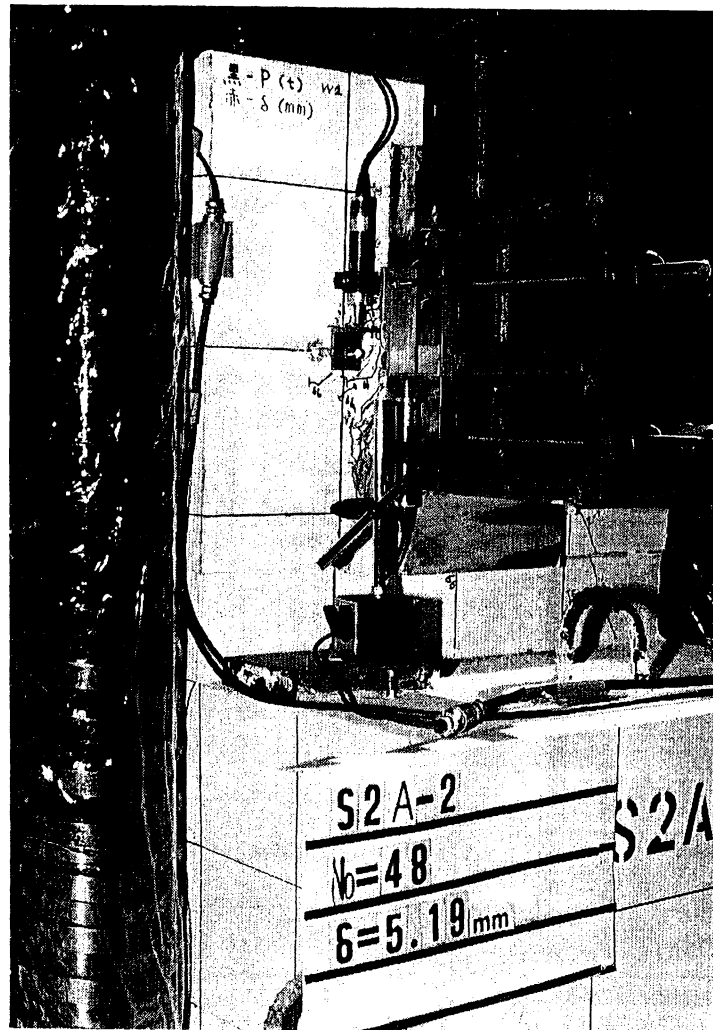


図 5.2.3 実験状況

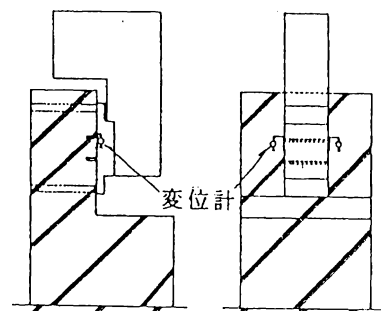


図 5.2.4 滑り変位測定位置

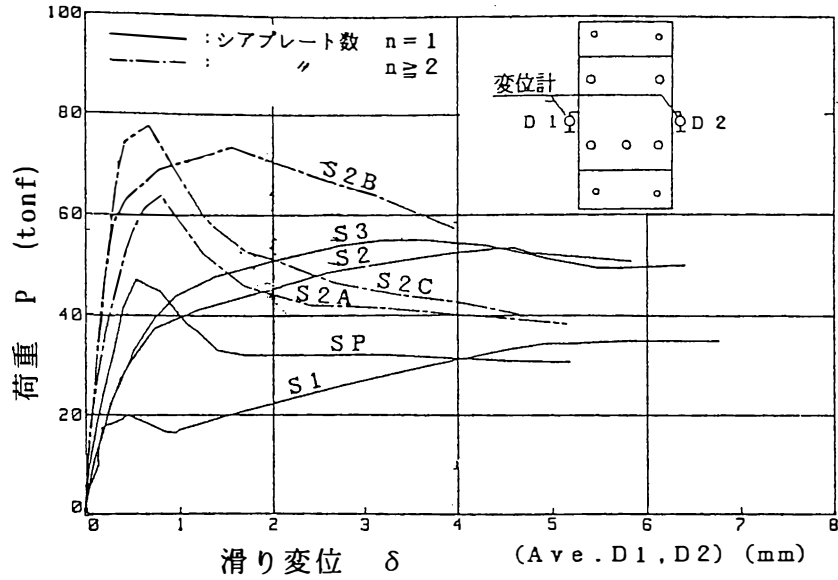
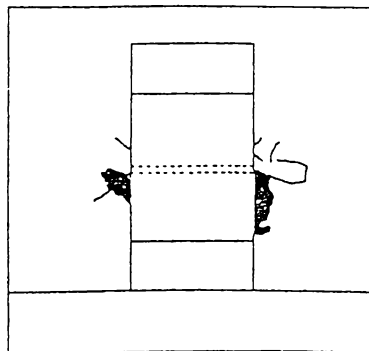


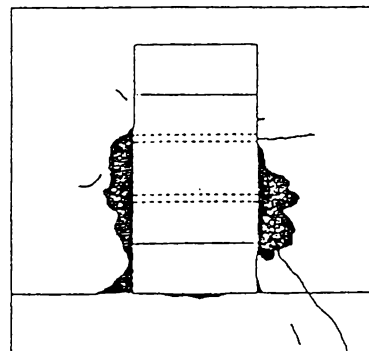
図 5.2.5 荷重とシアプレートの滑り変位の関係

表 5.2.4 主要実験結果一覧

試験体 記号	L (mm)	t (mm)	L/t	シアプレート形状	初ひびわれ 荷重 P _{cr} (t)		初ひびわれ時 変位 δ _{cr} (mm)		耐力 F _{max} (t)		耐力時変位 δ _B (mm)	
					各値	平均値	各値	平均値	各値	平均値	各値	平均値
S1-(1)	24	12	2		9.8	8.8	0.18	0.12	17.8	20.0	0.47	0.45
S1-(2)					7.8		0.06		22.1		0.42	
S2-(1)	48	12	4		6.9	8.4	0.06	0.08	54.9	53.5	5.54	1.59
S2-(2)					9.9		0.10		52.1		3.63	
S3-(1)	72	12	6		7.0	11.5	0.07	0.11	50.4	55.0	2.96	3.20
S3-(2)					15.9		0.15		59.5		3.43	
S2A-(1)	48	12	4		14.8	15.9	0.07	0.06	61.8	63.9	0.83	0.80
S2A-(2)					17.0		0.05		66.0		0.76	
S2D-(1)	48	12	4		23.8	23.0	0.08	0.08	74.8	73.6	1.53	1.56
S2D-(2)					22.1		0.08		72.3		1.59	
S2C-(1)	48	12	4		17.9	19.8	0.05	0.05	73.1	77.6	0.61	0.70
S2C-(2)					20.0		0.05		82.0		0.73	
SP-(1)	48	108	0.44		14.9	12.5	0.08	0.07	49.9	47.3	0.49	0.54
SP-(2)					10.1		0.06		44.6		0.59	



正面

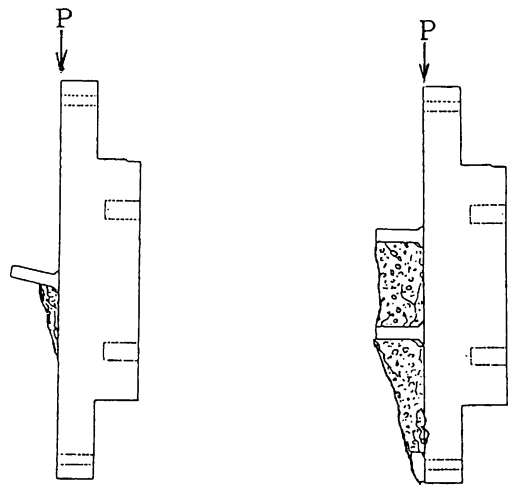


正面

S2-(2)

S2A-(2)

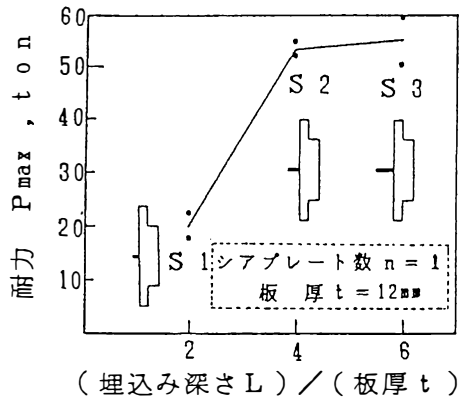
図 5.2.6 最終ひびわれ状態 (外観)



S 2 - (2) S 2 A - (2)

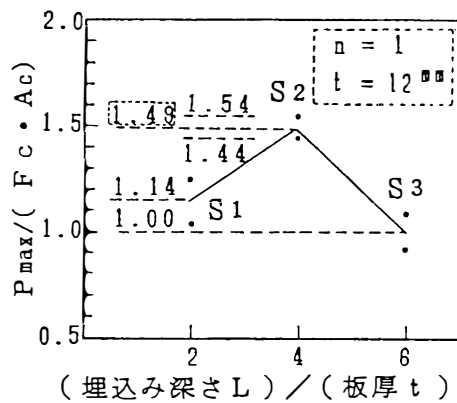
図 5.2.7 シアプレート近傍における

内部コンクリートの破壊状況



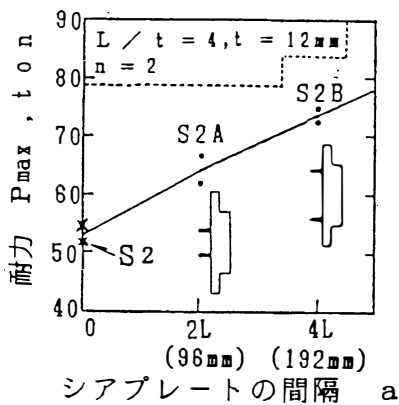
(埋込み深さ L) / (板厚 t)

図 5.2.8 L/t と耐力 P_{max} の関係



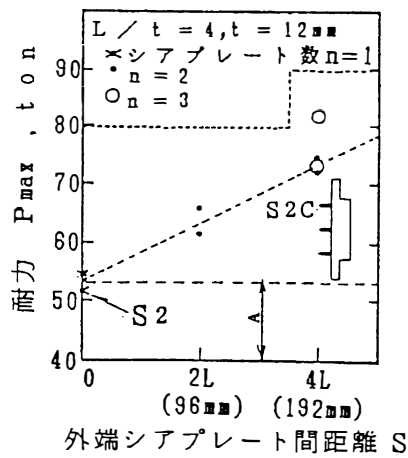
(埋込み深さ L) / (板厚 t)

図 5.2.9 L/t と P_{max} / (F_c · A_c) の関係



シアプレートの間隔 a

図 5.2.10 シアプレートの間隔 a と耐力 P_{max} の関係



外端シアプレート間距離 s

図 5.2.11 外端シアプレート間距離 s と耐力 P_{max} の関係

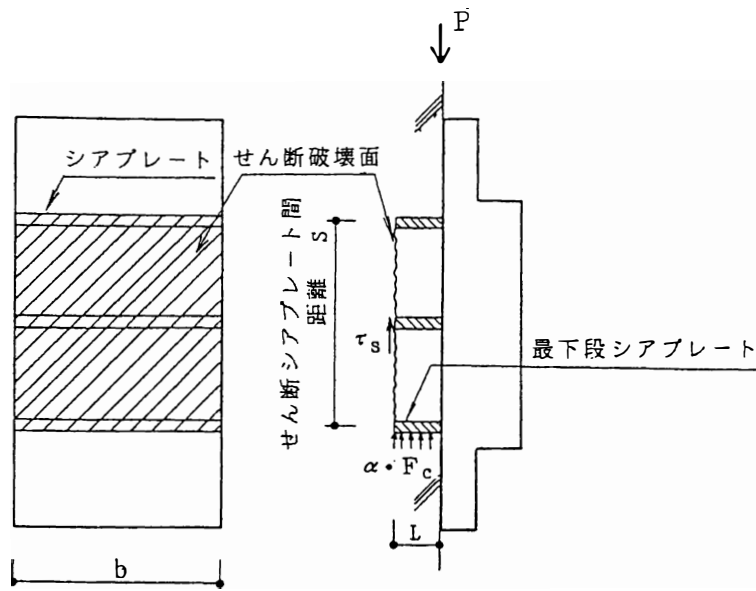


図 5.2.12 せん断耐力算定モデル

表 5.2.5 シアプレートによるせん断伝達耐力に関する実験値と計算値の比較

	シアプレート形状 (mm) ($L=48$ $t=12$)	計 算 値 (t)			④* 実 験 値	③/④
		① P_c	② P_s	③ P_u		
S2A	 $a=2L$	55.6	10.7	66.3	63.9	1.04
S2B	 $a=4L$	55.6	21.4	77.0	73.6	1.05
S2C	 $a=2L$	56.2	21.6	77.8	77.6	1.01

* 実験値は2体の平均値を示す

表 5.3.1 鋼ブラケット接合モデル 試験体表

試験体記号	試験体縮尺	円周方向膜力の有無
B 1	1/5	有 (20kgf/cm ²)
B 2		無

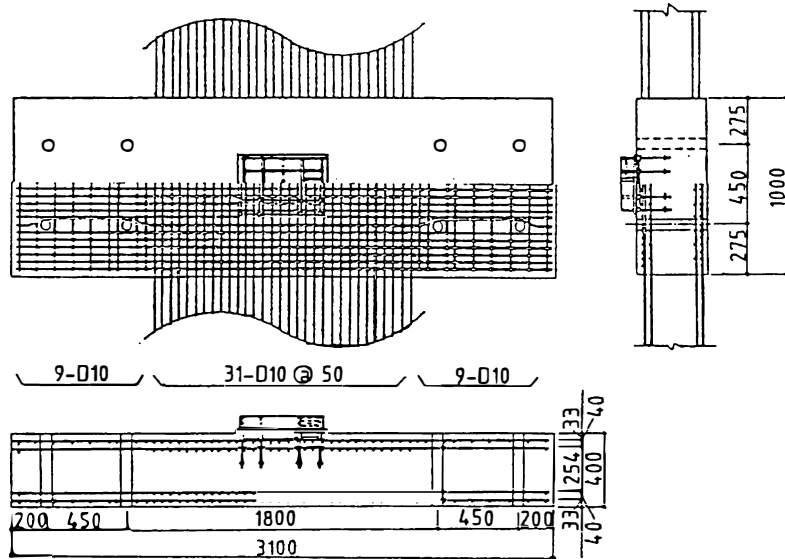


図 5.3.1 試験体の形状寸法と配筋

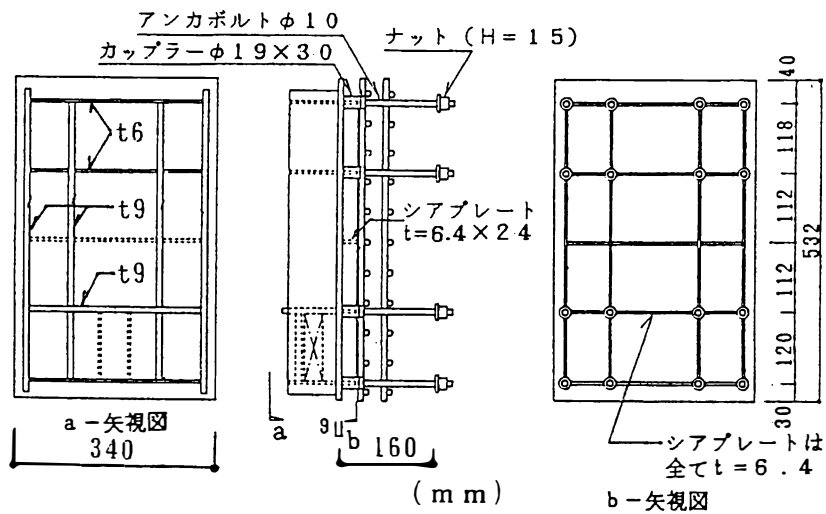
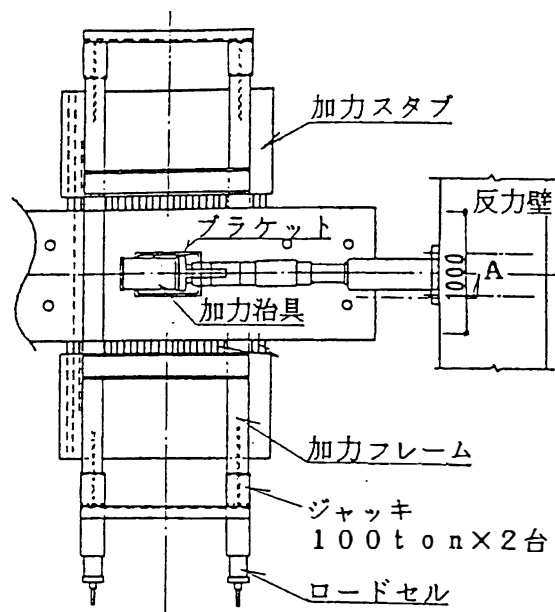
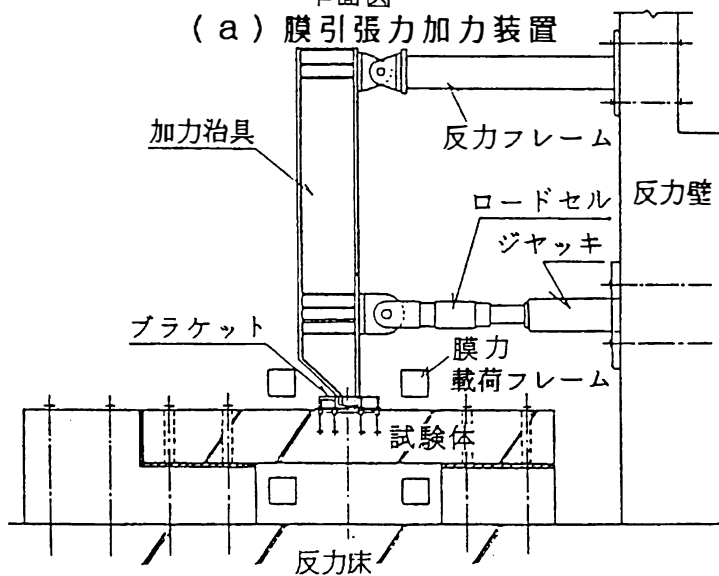


図 5.3.2 試験体の鋼ブラケット接合、接合部詳細図



平面図

(a) 膜引張り加力装置



A-A断面図

(b) 載荷装置

図 5.3.3 載荷装置

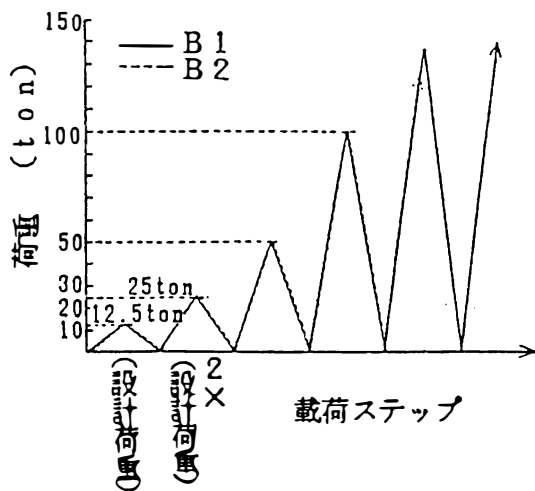


図 5.3.4 載荷履歴

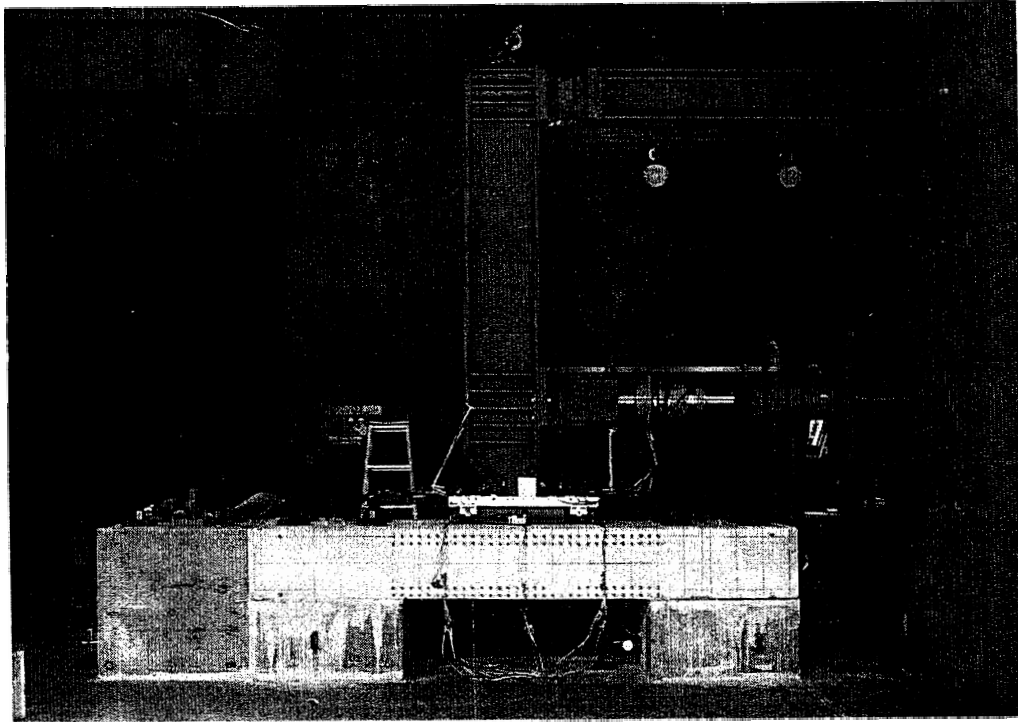


図 5.3.5 実験状況（鋼ブラケット接合部試験体）

表 5.3.2 コンクリートの試験強度結果

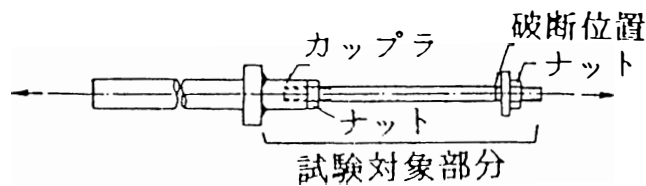
単位：kgf/cm²

コンクリートの力学的性質		
圧縮強度	割裂強度	ヤング率
337	24.2	2.9
353	20.1	2.84

表 5.3.3 ねじ切アンカーボルトの引張試験結果

種別 径	規格	2)	2)
		降伏強度 σ_y kgf/cm ²	破断強度 σ_u kgf/cm ²
φ10	SNC631	5820	6440

- 注) 1) 降伏および破断はネジ切部で発生した。
 2) 強度は引張力を母材断面積で除した見掛けの値を示す。
 3) 試験片形状



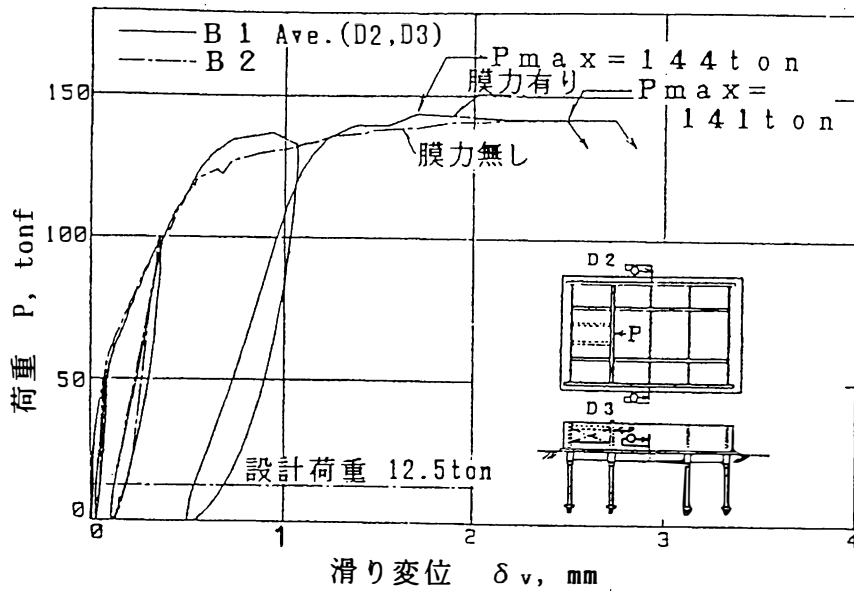
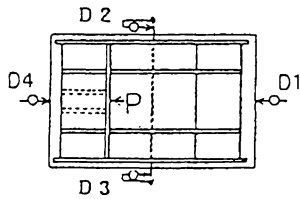


図 5.3.6 荷重と鋼ブラケットの滑り変位の関係

表 5.3.4 主要実験結果一覧

試験体 記号	膜力 の有無	設計荷重時		切ひびわれ時		P- δ 曲線の降伏時 ²⁾		最大荷重時		破壊時	
		荷重 P tonf	変位 ¹⁾ δ_v mm	荷重 P tonf	変位 ¹⁾ δ_v mm	荷重 ¹⁾ P tonf	変位 ¹⁾ δ_v mm	荷重 P tonf	変位 ¹⁾ δ mm	荷重 P tonf	変位 ¹⁾ δ mm
Na B 1	有	125	0.010	125	0.010	106	0.57	144	228	142	3.39
			0.004		0.004	129	0.62		170		2.74
Na B 2	無		0.012	49.8	0.111	106	0.61	141	320	141	3.20
			0.007		0.064	120	0.55		248		2.48

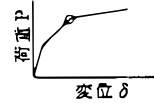


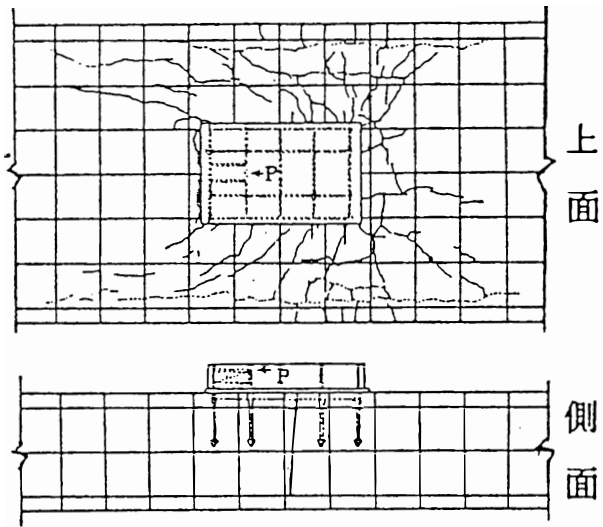
1) 変位は左図位置での鉛直方向
相対変位を示す。

$$\text{上段: } \delta = \frac{1}{2} (D1 + D4)$$

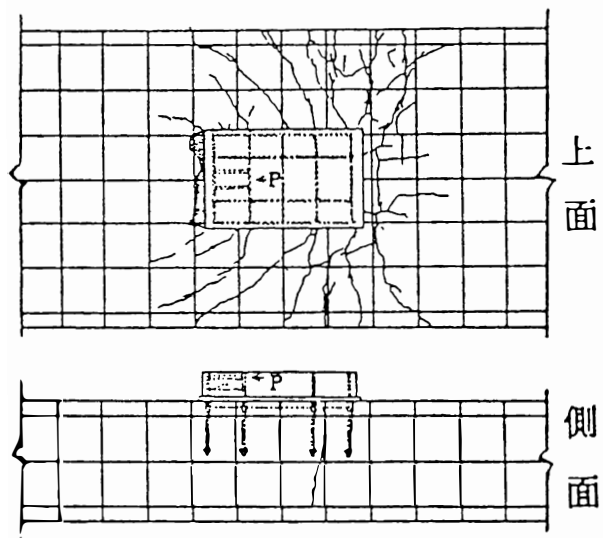
$$\text{下段: } \delta = \frac{1}{2} (D2 + D3)$$

2) 荷重-変位曲線の第二次剛性
急変点



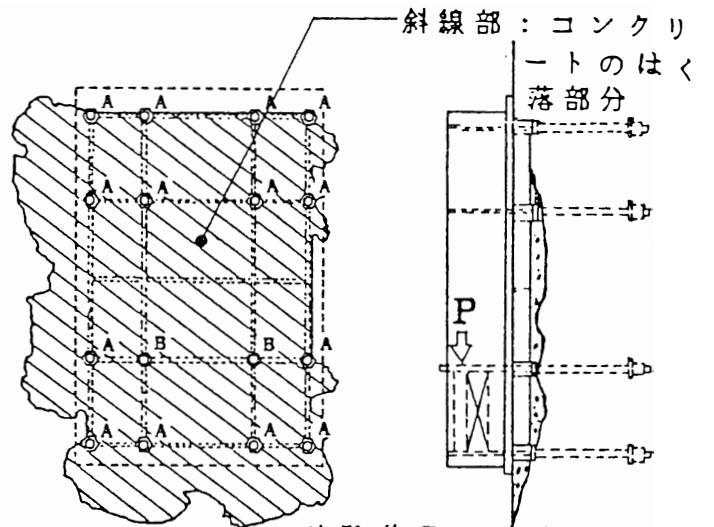


B 1 (膜力有り)

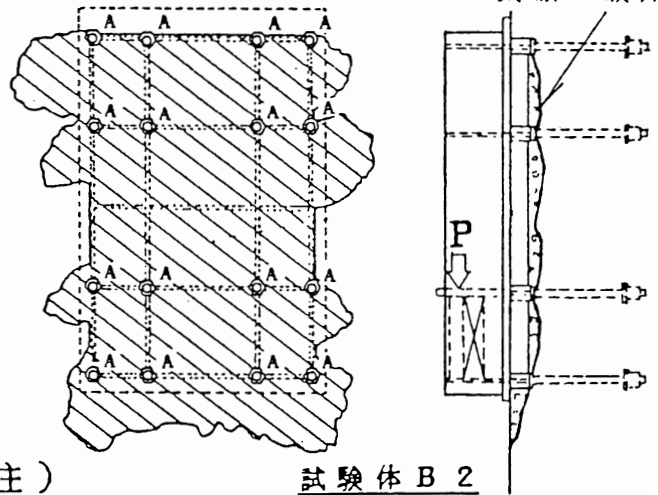


B 2 (膜力無し)

図 5.3.7 最終ひびわれ状況



試験体 B 1 太線：破断面



- 側注)
- ☞ ☐ カップラー・ロックナット間でアンカボルト破断 (記号 A)
 - ☞ ☐ ロックナット端部でアンカボルト破断 (記号 B)

図 5.3.8 鋼ブラケット裏面の破壊状況

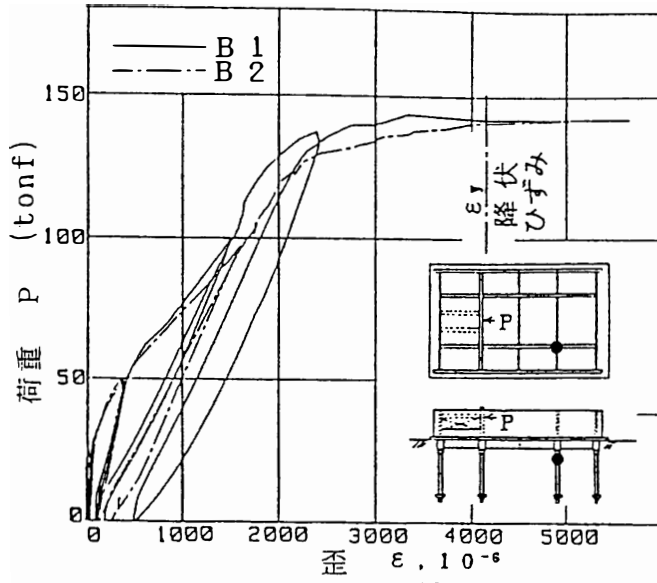


図 5.3.9 荷重とアンカーボルトの歪の関係

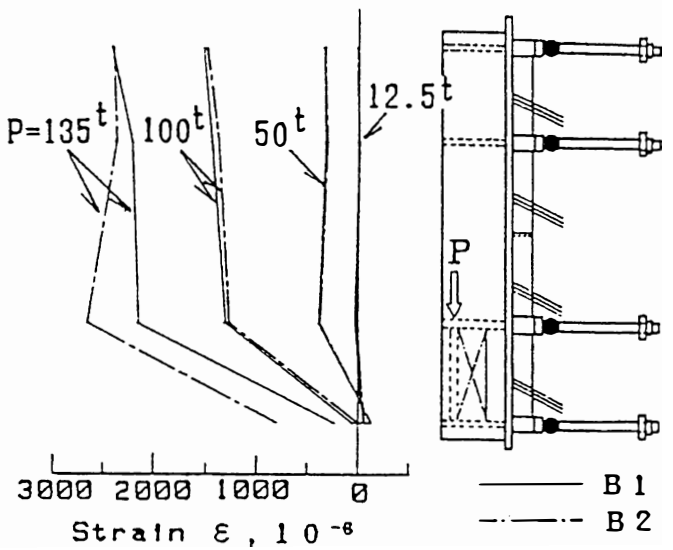


図 5.3.10 アンカーボルトの歪分布

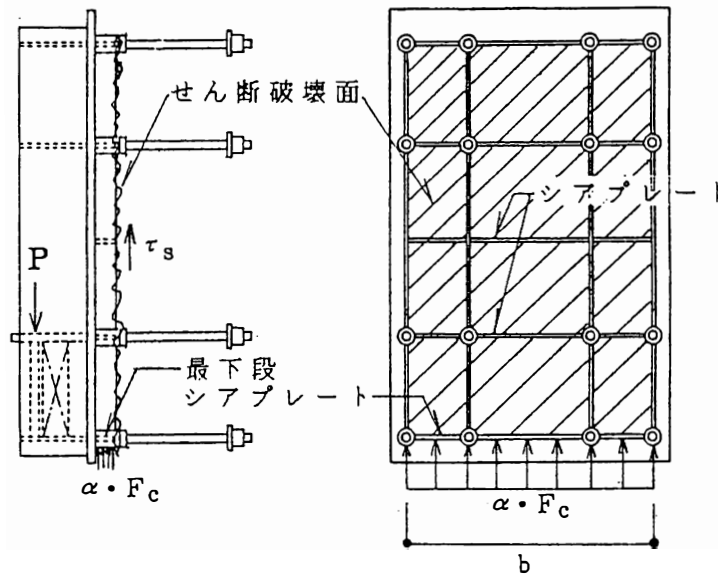


図 5.3.11 耐力算定モデル

表 5.3.5 耐力算定値と実験値の比較

試験体	耐力計算値 (tonf)			④ 実験値	③ / ④
	① P_{cn}	② P_s	③ P_u		
B 1	36.1	102	138	144	0.96
B 2	36.9	102	139	141	0.99

第6章 鋼板コンクリート合成壁構造

6.1 概説

本章においては、第1章表1.1.1中の鋼・コンクリート間の鋼材接合の内、鋼板・ボルト接合の一種である接合法を利用することにより合成構造を成立させる鋼板コンクリート合成壁構造に関する研究を述べる。

鋼板に溶接されたスタッドを利用してコンクリートとの間のせん断力伝達を行い、鋼板とコンクリートとの一体化を図る方式の合成構造が考えられる。その代表的なものは鋼板コンクリート合成壁であり、図6.1.1に示すように、壁板内面は機能上の要求から薄鋼板が貼られ、かつ、これを壁の曲げモーメントに対する引張鋼材として期待するために鋼板にスタッドを打設してコンクリートとの一体化を図るものである。この場合、機能上の要求から、鋼板の厚さはできる限り薄くし、また、スタッドもこれに応じて通常の場合よりも細径のものが望ましい。

本章においては、鋼板の厚さを4.5mm以下、スタッド径を $\phi 9\text{mm}$ 以下とする場合を対象とし、このような薄鋼板と細径スタッドによる合成構造を実現するために必要な事項を明らかにすることを目的とする。

すなわち、①細径スタッドの溶接された薄鋼板とコンクリート間の接合面におけるせん断耐力評価式は明確にされていない。そこで、この部分に対する押抜きせん断実験を行い、これに基づいてせん断耐力評価式を導くことを試みる。さらに、②面外荷重を受ける鋼板コンクリート合成壁について、部材の曲げせん断実験を実施し、これにより一体化された合成構造とするための必要スタッド量の設定方法を示すと共に、せん断耐力算定式の適合性を検証する。

6. 2 スタッド溶接された薄鋼板とコンクリート間のせん断力伝達

6. 2. 1 研究目的

鋼板コンクリート合成壁構造の利用を実現するためには、すでに6. 1節で述べたように厚さが4.5mm以下の薄い板厚の鋼板（以下、薄鋼板と記す）を用いることが機能上に要求される。また、薄鋼板とコンクリート間のせん断力伝達を図るためには、鋼板の薄さに対応して、通常の場合より細径のスタッド（ $\phi 9\text{mm}$ 以下）を用いる必要が生じる。しかしながら、薄鋼板に細径スタッドを溶接する場合の鋼板とコンクリート間のせん断力伝達に関する研究は少なく、設計方針でも取り上げられていない。例えば、日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾においては、鋼板厚についてはここで対象とする厚さの薄鋼板の使用を直接的に制限する記述は無いが、スタッドの径として、 $\phi 13\sim\phi 22\text{mm}$ を対象としており、細径のものを含めていない。以上の観点から、本節では薄鋼板と細径スタッドを用いた鋼板コンクリート合成壁構造における薄鋼板とコンクリート間のせん断力伝達に関する挙動を押抜きせん断実験により調べ、設計に用いるせん断耐力算定式を導いた。

6. 2. 2 実験方法

(1) 試験体

a) 試験体計画

試験体の形状・寸法を図6. 2. 1に示す。

試験体の形状・寸法の決定に際しては、試験体は実大とし、以下のことを考慮した。

- ① 壁厚は実施設計を想定し、190mmとする。
- ② スタッドの長さは100mmとする。

試験体のスタッド軸径と母材鋼板厚の組合わせを、表6. 2. 1に示す。

スタッド軸径と母材鋼板厚の組合わせは、スタッド軸径 $\phi 6\text{mm}$ に対し、母材鋼板厚 $t=3.2\text{mm}$ 及び 13mm とし、 $\phi 9\text{mm}$ に対し、母材鋼板厚 $t=4.5\text{mm}$ とした。

スタッド軸径 $\phi 6\text{mm}$ と母材鋼板厚 $t=3.2\text{mm}$ の組み合わせでは、母材鋼板表面が無処理のものと、表面にグリースを塗布して、コンクリートとの付着を無くしたものの2種類を用いた。スタッド軸径 $\phi 6\text{mm}$ と母材鋼板厚 $t=13\text{mm}$ との組み合わせでは、母材鋼板表面は無処理とした。母材鋼板厚さを厚くしたのは、せん断力載荷時の母材鋼板の変形をできるだけ少なくするためであり、母材鋼板の剛性がコンクリートとの合成壁構造の性質に及ぼす影響を調べることを目的としている。母材鋼板がコンクリート中に埋込まれて母材の変形が拘束される場合も同時に想定している。スタッド軸径 $\phi 9\text{mm}$ と母材鋼板厚 $t=4.5\text{mm}$ の組み合わせでは、母材鋼板表面は無処理である。

b) 使用材料

使用した材料の規格等を表6.2.2に、また、材料の力学的性質を表6.2.3にまとめて示す。

(2) 加力・測定方法

加力の方法は、図6.2.3に示すように、二面せん断型の押抜きせん断加力として一方向繰返し加力を行った。載荷履歴は図6.2.2に示すとおりである。

繰返し加力中の鋼板とコンクリート間の滑り変位を変位計により測定した。測定位置はスタッドの溶接されている8か所とした(図6.2.3参照)。

6. 2. 3 実験結果

(1) 最大荷重

各試験体の最大荷重を表6. 2. 4に示す。以下、実験結果の荷重は、本文および図表共に、二面に作用するせん断力の合力を示すこととする。

(2) 荷重と滑り変位の関係

荷重-鋼・コンクリート間の滑り変位曲線の実測結果を図6. 2. 4に示す。

(3) 破壊経過

スタッド軸径が $\phi 6\text{mm}$ で母材鋼板表面が無処理の試験体 ($\phi 6 \times t3.2-1, 2$ および $\phi 6 \times t13-1, 2$) は、荷重が1tonf付近で0.2 ~ 0.4mmの滑りが生じた。その後、荷重の増大と共に、滑り変位が増大し、最大荷重に達した。最大荷重に達した後、荷重は低下し、3tonf付近まで低下したとき、全数のスタッドが破断した。スタッドの破断位置は軸部または熱影響部であり、破断状態は引張破断の状態であり伸びが生じていた。

また、スタッド下部のコンクリートは圧壊を生じていた。

図6. 2. 5に最終破壊状況の写真を示す。

スタッド軸径を $\phi 6\text{mm}$ とし、母材鋼板表面にグリースを塗布し、コンクリートと母材の付着を無くした試験体 ($\phi 6 \times t3.2-3, 4$)では、載荷直後から滑りを生じた。その後の挙動は、母材表面が無処理の試験体と同じであった。スタッド軸径が $\phi 9\text{mm}$ の試験体 ($\phi 9 \times t4.5-1, 2$)は、荷重が2.5 または3.5tonf付近で0.4mm程度の滑りを生じた。その後の挙動は、スタッド軸径が $\phi 6\text{mm}$ の場合と同じであり、最大荷重に達した後、荷重は減少し、6tonf付近で全数のスタッドが破断した。スタッドが破断した後の状態は、スタッド軸径 $\phi 6\text{mm}$ の場合と同じであった。

6. 2. 4 考察

(1) 最大荷重

表6. 2. 4に示した各試験体の最大荷重実験値を使用スタッドの本数で割って求めたスタッド1本当たりの最大荷重 (p_s) を表6. 2. 5に示す。また、スタッドの引張強度からスタッドの引張耐力 N_b ((引張強度) \times (断面積)) を求めた結果も同表に示す。最大荷重実験値とスタッドの引張耐力の比は、スタッドの軸径が $\phi 6\text{mm}$ の場合は1.09 ~ 1.29、 $\phi 9\text{mm}$ の場合は1.01 ~ 1.11である。

なお、母材鋼板表面の処理状態による最大荷重の差は見られなかった。また、6. 2. 3 (3) 項に示した破壊経過によれば、各試験体の挙動は最大荷重に達した後、荷重は減少し、スタッドが破断している。スタッドの破断位置は軸部または熱影響部

であり、破断状態は引張破断の状態となり伸びを生じていた。また、スタッド下部のコンクリートは圧壊し、スタッドは変形していた。

以上の事項から、押抜きせん断実験における最大荷重はスタッドの引張耐力（（スタッドの引張強度）×（断面積））に相当するものと考えられる。

(2) 既往の耐力算定式の検討

スタッドのせん断耐力に関する既往の算定式として代表的なJ.W.Fisherらの式による算定値と実験値の比較を行う。J.W.Fisher らによる式は次のとおりである。

$$q_s = 0.5 s_{ca} \sqrt{F_c E_c}$$

但し、 $\sqrt{F_c E_c} \geq 9000 \text{kgf/cm}^2$ のときは、 $\sqrt{F_c E_c} = 9000 \text{kgf/cm}^2$,

従って、 $q_s / s_{ca} = 4500 \text{kgf/cm}^2$ とする。

q_s : スタッドのせん断耐力 (kgf)

s_{ca} : スタッドの軸部断面積 (cm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm^2)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)

最大荷重実験値と J.W.Fisher らの式より求めた算定値を表 6. 2. 6 に示す。スタッド 1 本当りの最大荷重実験値と J.W.Fisher らの式から求めたスタッドのせん断耐力の比は、スタッド軸径が $\phi 6 \text{ mm}$ の場合は 1.40 ~ 1.66、 $\phi 9 \text{ mm}$ の場合は 1.37 ~ 1.51 である。また、最大荷重実験値を J.W.Fisher らの式と比較するため p_s を q_s と読み換え、図に表わすと図 6. 2. 6 になる。

(3) スタッドのせん断耐力算定式

以上の検討を踏まえて、細径スタッドのせん断耐力算定式として次式を提示する。

$$q_s = \sigma_u \cdot s_{ca} \quad \text{-----} \quad (6.2.1)$$

ここに、 q_s : スタッドのせん断耐力

s_{ca} : スタッドの軸部断面積

σ_u : スタッドの引張強度

但し、 $\sigma_u \geq 4500 \text{kgf/cm}^2$ のときは $\sigma_u = 4500 \text{kgf/cm}^2$ とする。

(6.2.1) 式の適用範囲は下記のとおりとする。

- ① コンクリートの圧縮強度は 210 ~ 300 kgf/cm^2 程度とする。
- ② スタッドは頭付きで、スタッドの軸径は、呼び径が 6mm または 9mm とし、かつ、その長さは 10cm 程度とする。
- ③ 溶接するスタッドの軸径は、鋼板板厚の 2 倍以下とする。

(6.2.1) 式は、6.2.4(1)項に示した最大荷重に関する考察に基づいている。さらに、 $\sigma_u \geq 4500\text{kgf/cm}^2$ のときは $\sigma_u = 4500\text{kgf/cm}^2$ とする制限は J.W.Fisher らのスタッドのせん断耐力算定式における上限値と同値を採用したものである。

本実験試験体を (6.2.1) 式に適用する場合は、 σ_u は $\sigma_u = 4500\text{kgf/cm}^2$ として扱うことになり、この場合のスタッドの引張耐力に対するスタッド 1 本あたりの最大荷重実験値の比は表 6. 2. 7 に示すように 1.06~1.29 となり (6.2.1) 式の妥当性を裏付けている。

6. 2. 5 本節のまとめ

細径 ($\phi 6\text{mm}$ および $\phi 9\text{mm}$)スタッドの溶接された薄鋼板とコンクリート間のせん断力の伝達性状を調べるため、二面押抜きせん断実験を行った。

実験結果から実験における最大荷重はスタッドの引張耐力 ((スタッドの引張強度) \times (断面積)) に相当していることを示した。また、細径以外のスタッドを対象とした既往の耐力算定式として代表的な J.W.Fisher らのせん断耐力算定式による算定値よりも、実験値は 1.37~ 1.66 倍に相当した。

さらに、細径スタッドに対するせん断耐力算定式を (6.2.1) 式により提案した。

6.3 鋼板コンクリート合成壁

6.3.1 研究目的

薄鋼板がコンクリート壁体の表面に有り、薄鋼板の表面に細径スタッドを溶接することにより鋼板とコンクリート間のせん断力の伝達を図る合成壁を研究対象とする。本節の研究目的は、面外荷重を受ける鋼板コンクリート合成壁について、部材の曲げせん断実験を実施し、実験結果に基づいて、鋼板とコンクリートから成る部材を一体化された合成構造とするために必要となるスタッド量の設定方法を示すと共に、前節において提示したせん断耐力算定式の適合性を検証することである。

6.3.2 実験方法

(1) 試験体

a) 試験体計画

表6.3.1と図6.3.1に試験体計画表と試験体図を示す。

試験体はスタッド量を変数とした（少、中、多）鋼板コンクリート試験体3体と比較用鉄筋コンクリート試験体1体であり、その寸法は実大である。壁厚は19cmとした。スタッドの公称径は $\phi 6\text{mm}$ であり、鋼板の公称厚さは3.2mmである。

b) 使用材料

① コンクリート

実験時のコンクリートの性質を表6.3.2に示す。

② 鋼材

使用した鋼板、スタッド、鉄筋の試験結果を表6.3.3に示す。

(2) 加力・測定方法

試験体を単純支持し、鋼板に引張応力が生じる方向にスパン中央に集中荷重を与えた。図6.3.2に加力装置を示す。

次の項目の測定を行った。

- 壁の面外変位・・・・・・・・・・変位計
- 鋼板、スタッド、鉄筋の歪・・・・・・・・ワイヤストレインゲージ
- 鋼板とコンクリートの滑り変位・・・・・・・・変位計
- 鋼板とコンクリートの分離変位・・・・・・・・変位計

6.3.3 実験結果

試験体の最終破壊状況を図6.3.4に示す。主要実験結果一覧を表6.3.4にスバ

ン中央荷重とスパン中央たわみの関係の包絡線を図6.3.5に示す。

(1) 破壊に至る経過並びに荷重とたわみの関係

試験体の破壊に至る経過は次の様であった。

○ 試験体A1-P (スタッド量：少)：ひびわれの発生と共に荷重はいったん急激に低下し、かつ、その後の荷重上昇領域での最大荷重はひびわれ発生荷重の70%であった。

○ 試験体A2-P (スタッド量：中)：ひびわれの発生後、鋼板とコンクリート間の明確な滑りの発生開始と共に荷重-たわみ関係の剛性が低下した。スタッドの降伏後、最大荷重に至った。

——A1-P、A2-P共に、鋼板は降伏せず、かつ圧縮側コンクリートの圧壊は生じなかった。両試験体の最終破壊形式は鋼板とコンクリート間の滑り破壊であり、かつ最大荷重以降においては荷重は大きく低下した。

○ A3-P試験体 (スタッド量：多)：ひびわれ発生後の剛性低下は極めて小さかった。鋼板の降伏と共に荷重-変位曲線の剛性が低下し、その後、コンクリートが圧壊をして、最大荷重に至った。最大荷重以降の耐力低下は緩やかであった。破壊形式は曲げ破壊である。また歪ゲージによる測定結果から判断すると、スタッドは降伏しなかった。

(2) 荷重と鋼板の歪の関係

荷重と鋼板の歪の関係を図6.3.6に示す。

(3) 荷重とスタッドの歪の関係

荷重とスタッドの歪の関係を図6.3.7に示す。

試験体A2-Pの場合は、鋼板とコンクリート間の滑り破壊が生じる直前にスタッドの歪が降伏歪に達している。試験体A3-Pの場合は、スタッドの歪は降伏歪に達していない。

6.3.4 考察

表6.3.5に実験値と計算値の比較を示す。

(1) 初期剛性

スパン中央荷重 P とスパン中央たわみ δ に関するひびわれ発生前の初期剛性 $K (P/\delta)$ は、鋼板コンクリートの場合、鉄筋コンクリート試験体のものより20%程高かった(表6.3.4参照)。かつ、これらは鋼板の寄与を考慮した計算値(表6.3.5脚注参照)とほぼ一致した。

(2) 初ひびわれ荷重

初ひびわれ荷重実験値は、鋼板の寄与を考慮した曲げひびわれ荷重計算値よりも高かった。(表6.3.5参照)

(3) 最大耐力

最大耐力の実験値と滑り破壊耐力計算値の比較を表6.3.5に示す。計算値は全スタッドが終局せん断耐力 q_s に到達すると仮定し、次式により求めた。

$$T=N \cdot q_s \text{ ----- (6.3.1)}$$

$$M=T \cdot j, \quad j = (7/8) d \text{ ----- (6.3.2)}$$

ここで、 T : 鋼板の引張力

N : せん断スパン内におけるスタッド本数

M : スパン中央における曲げモーメント

d : 有効せい

上式は、せん断スパン内の全スタッドのせん断力の合力がスパン中央断面における鋼板の引張力に等しいとするものである。

また、スタッド1本当たりのせん断耐力 q_s は次の二式を用いて求めた。

$$q_s = 0.5 s_{ca} \sqrt{F_c \cdot E_c}, \quad (\text{単位 kgf, cm 系}) \text{ --- (6.3.3)}$$

$$q_s = \sigma_u \cdot s_{ca} \text{ ----- (6.3.4)}$$

ここで、 s_{ca} : スタッドの軸部断面積

σ_u : スタッドの引張強度

E_c : コンクリートの弾性係数

F_c : コンクリートの圧縮強度

ここでは $\sigma_u = 4500 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

(6.3.3)式はFisherによる式²⁾であり、(6.3.4)式は6.2節において示した押抜きせん断実験結果から提示した細径スタッドの終局せん断耐力算定式である。

滑り破壊を生じたA1-P、A2-Pの場合、最大荷重実験値 P_{max} はFisher式による耐力計算値 P_{SF} よりも50～60%程大であって、計算値は過小評価をしている。

一方、提示式(6.3.4)による耐力計算値 ${}_m P_{SF}$ に対しては、A1-P、A2-Pの場合に、最大荷重実験値 P_{max} は20～30%程大である。また、A3-Pの場合では実験値 P_{max} は本計算値よりも10%程小さい。これは実験ではスタッド量の多いA3-Pの場合、スタッドの降伏前に鋼板の降伏が生じ、曲げ破壊をしたことと対応している。また、A3-Pの鋼板降伏時の荷重計算値 ${}_c P_y$ は $P-\delta$ 関係の降伏時荷重実験値 P_y とほぼ一致している。

以上から、細径スタッドを用いた場合の鋼板とコンクリート間の部材の滑り破壊耐

力の計算に、スタッド1本当りのせん断耐力算定式として提示式(6.3.4)を用いることは妥当であると判断される。

さらに、上記の実験値と計算値の比較から滑り破壊耐力の計算法として(6.3.1)、(6.3.2)式は適切であると考えられる。

6.3.5 本節のまとめ

薄鋼板と細径スタッドを用いた鋼板コンクリート部材の曲げせん断実験を行った。スタッドの量を変化させた3体の鋼板コンクリート試験体の内、破壊形式は2体が鋼板とコンクリート間の滑り破壊であり、また1体は鋼板の降伏を伴う曲げ破壊であった。

実験結果の検討を通じて、6.2節で提示した細径スタッドのせん断耐力算定式の妥当であることが確認された。さらに、曲げモーメントとせん断力を受ける単純支持された鋼板コンクリート合成部材の滑り破壊耐力の計算法として、せん断スパン内の全スタッドの負担するせん断力の合力が部材端部からの距離がせん断スパン長の位置の断面における鋼板の引張力に等しいとするものが適切であることを示した。

6. 4 本章のまとめ

鋼板に溶接されたスタッドを利用してコンクリートとの間のせん断力伝達を行い、鋼板とコンクリートとの一体化を図る方式の合成構造が考えられる。この場合、鋼板は薄板でスタッドは細径のものが機能上に要求される。

しかしながら、細径スタッドのせん断耐力評価式は明確にされていない。

本章においては、鋼板の厚さを4.5mm 以下、スタッド径をφ9mm 以下とする場合を対象とする。

6. 2 節においては、φ6mm 及びφ9mm の細径スタッドの溶接された薄鋼板とコンクリート接合面に対して行った押抜きせん断実験結果について検討し、次の事項を明らかにした。

- ① 押抜きせん断実験における最大荷重は、スタッドの引張耐力（（スタッドの引張強度）×（断面積））に相当する。
- ② 押抜きせん断実験におけるスタッドの耐力は、J.W.Fisherらの式による算定値よりも1.37～1.66倍に相当し、J.W.Fisherらの式は細径スタッドの耐力を過小評価する傾向にある。
- ③ φ6mm 及びφ9mm の細径スタッドの溶接された薄鋼板とコンクリート接合面のせん断耐力算定のための細径スタッドのせん断耐力算定式として次式を提示する。

$$q_s = \sigma_u \cdot s_{ca} \quad \text{--- (6.2.1)}$$

ここに、 q_s : スタッドのせん断耐力

s_{ca} : スタッドの軸部断面積

σ_u : スタッドの引張強度

但し、 $\sigma_u \geq 4500\text{kgf/cm}^2$ のときは $\sigma_u = 4500\text{kgf/cm}^2$ とする。

(6.2.1)式の適用範囲は下記のとおりとする。

- ① コンクリートの圧縮強度は210 ～300kgf/cm²程度とする。
- ② スタッドは頭付きで、スタッドの軸径は、呼び径が6mm または9mm とし、かつ、その長さは10cm程度とする。
- ③ 溶接するスタッドの軸径は、鋼板板厚の2倍以下とする。

6. 3 節においては薄鋼板と細径スタッドを用いた鋼板コンクリート部材の面外荷重に対する曲げせん断実験結果の検討を行った。スタッドの量を変化させた3体の鋼板コンクリート試験体の内、破壊形式は2体が鋼板とコンクリート間の滑り破壊であり、また1体は鋼板の降伏を伴う曲げ破壊であった。

実験結果から次の事項が明らかになった。

- ① 6.2節で提示した細径スタッドのせん断耐力算定式による薄鋼板とコンクリート間のせん断耐力算定値は試験体の挙動を説明できるものであった。従って、提示した細径スタッドのせん断耐力算定式は妥当である。
- ② 曲げモーメントとせん断力を受ける単純支持された鋼板コンクリート合成部材の滑り破壊耐力の計算法として、せん断スパン内の全スタッドの負担するせん断力の合力が部材端部からの距離がせん断スパン長の位置の断面における鋼板の引張力に等しいとするものが適切である。

第6章 関連引用文献

- 1) 日本建築学会、”各種合成構造設計指針同解説”、1985.
- 2) J.W.Fisher et al. "Shear Strength of Stud Connections in Leight-Weight and Normal Weight Concrete",A. I. S. C.,Eng. J.,April,1971.

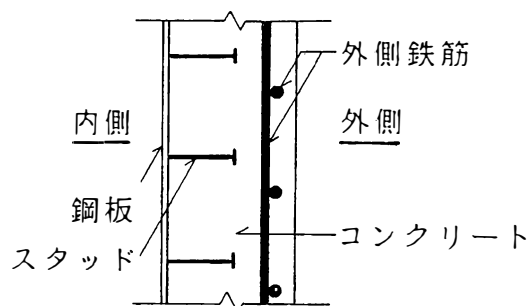


図 6.1.1 鋼板コンクリート合成壁構造想定例

表 6.2.1 試験体一覧

SEQ No.	試験体記号	スタッド径 d (mm)	母材鋼板厚 t (mm)	備考
1	$\phi 6 \times t 3.2-1$	6	3.2	母材表面は無処理
2	$\phi 6 \times t 3.2-2$	6	3.2	
3	$\phi 6 \times t 3.2-3$	6	3.2	母材表面にグリースを塗布し、コンクリートと母材の付着を無くしたもの
4	$\phi 6 \times t 3.2-4$	6	3.2	
5	$\phi 6 \times t 13-1$	6	13.0	母材表面は無処理
6	$\phi 6 \times t 13-2$	6	13.0	
7	$\phi 9 \times t 4.5-1$	9	4.5	母材表面は無処理
8	$\phi 9 \times t 4.5-2$	9	4.5	

表 6.2.2 使用材料の規格

- (1) スタッド 記号：NOS41
軸径： $\phi 6$ 、 $\phi 9$
- (2) 母材（鋼材） 鋼種：SS41
板厚：3.2、4.5、13.0mm
- (3) コンクリート 普通コンクリート

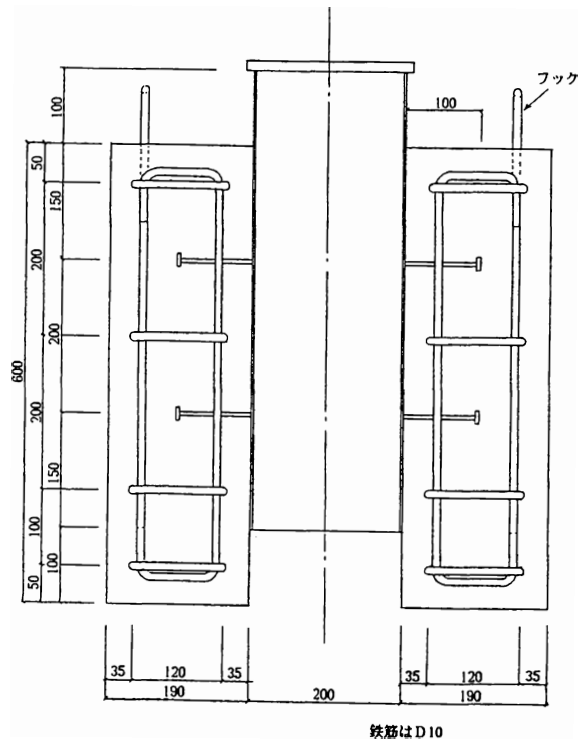
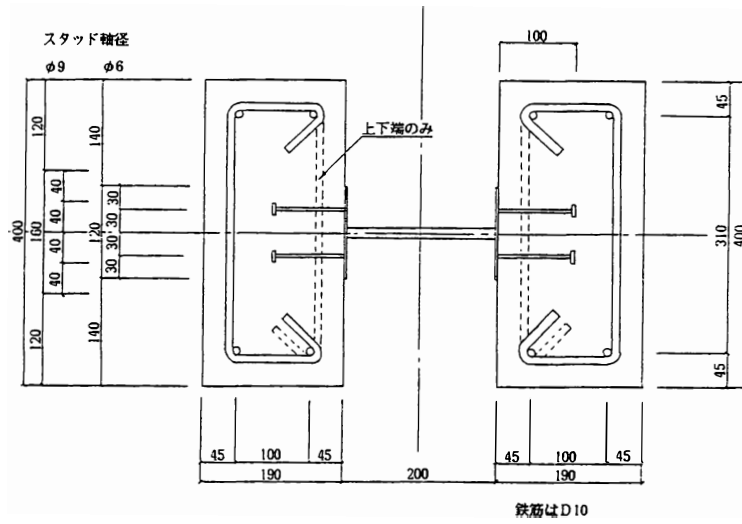
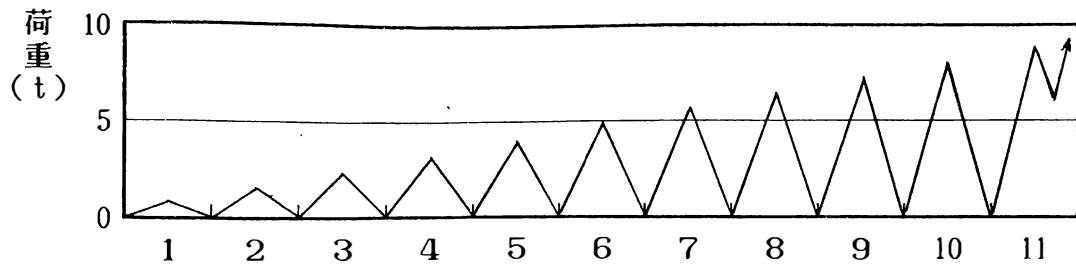
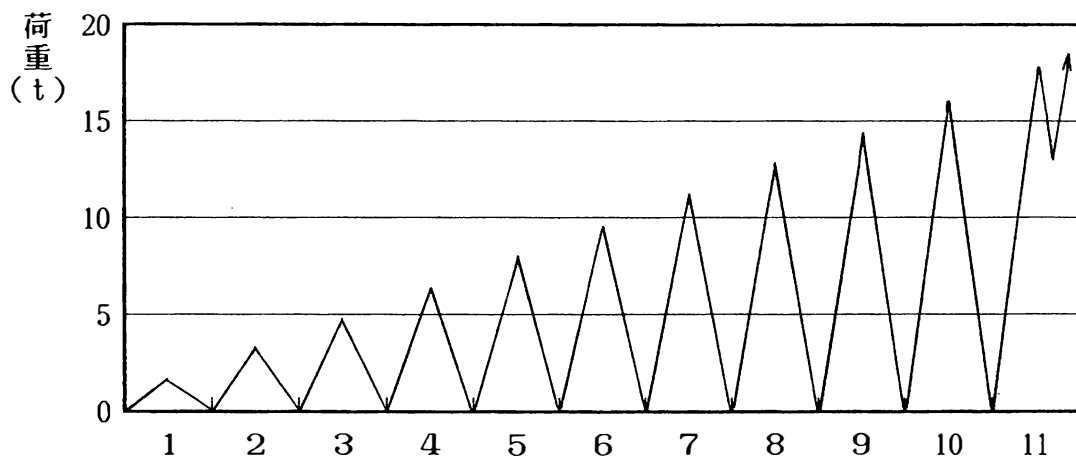


図 6.2.1 試験体図



(1) スタッド軸径 (φ6)

繰返しステップ



(2) スタッド軸径 (φ9)

繰返しステップ

図 6.2.2 載荷履歴

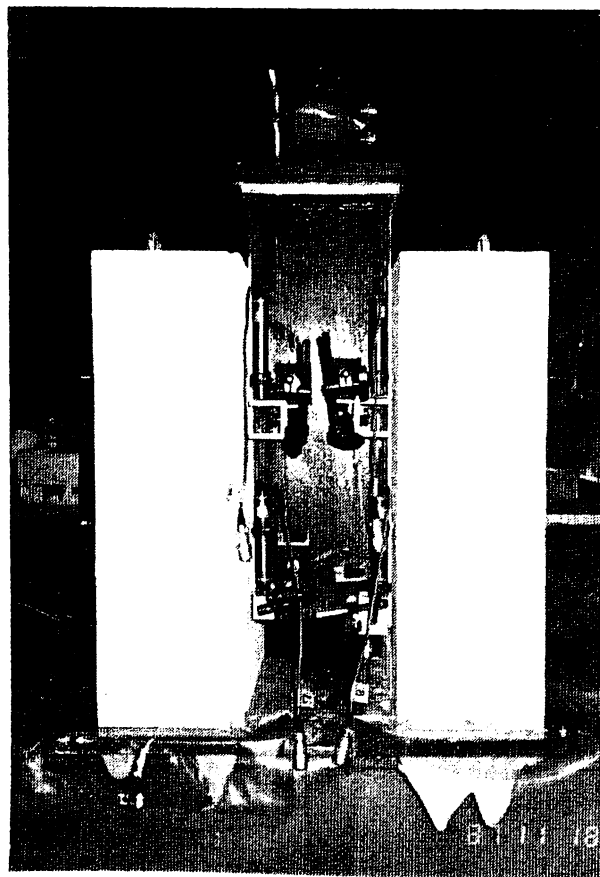


図 6.2.3 変位計取付け状況

表 6.2.3 使用材料の力学的性質

コンクリート

圧縮強度 F_c (kgf/cm ²)	弾性係数 $E_{1/3}$ (10 ⁵ kgf/cm ²)
221	2.82

スタッド

スタッド の呼び名	軸径 d (mm)	降伏強度 σ_y (kgf/mm ²)	引張強度 σ_u (kgf/mm ²)	伸び ϵ (%)
6	6.0	26.6	44.8	27.7
9	9.0	28.6	47.3	27.2

表 6.2.4 最大荷重

SEQ No.	試験体記号	スタッド軸径 d (mm)	母材鋼板 厚 t (mm)	最大荷重 P_s (t)	備 考
1	φ6xt3.2-1	6	3.2	12.300	母材表面は無処理
2	φ6xt3.2-2	6	3.2	11.100	
3	φ6xt3.2-3	6	3.2	11.600	母材表面にグリースを塗布し コンクリートと母材の付着を 無くしたもの
4	φ6xt3.2-4	6	3.2	12.750	
5	φ6xt13 -1	6	13.0	11.980	母材表面は無処理
6	φ6xt13 -2	6	13.0	13.130	
7	φ9xt4.5-1	9	4.5	26.800	母材表面は無処理
8	φ9xt4.5-2	9	4.5	24.320	

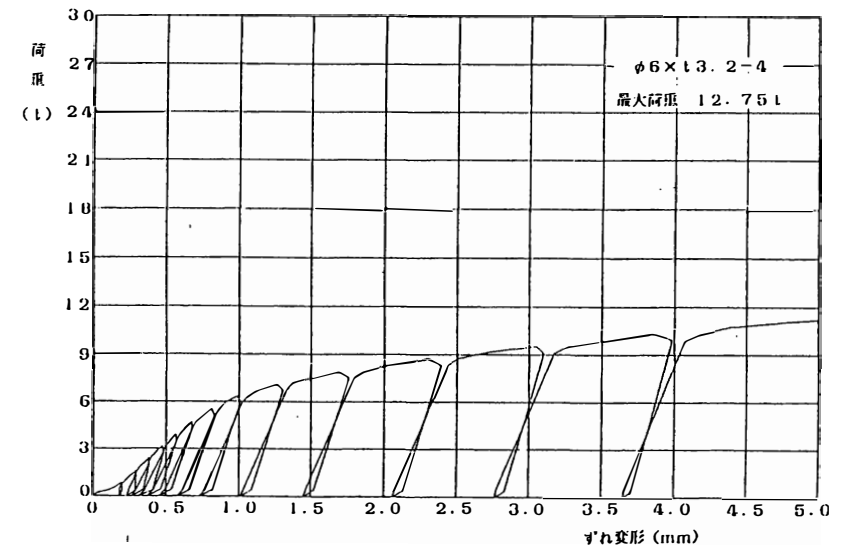
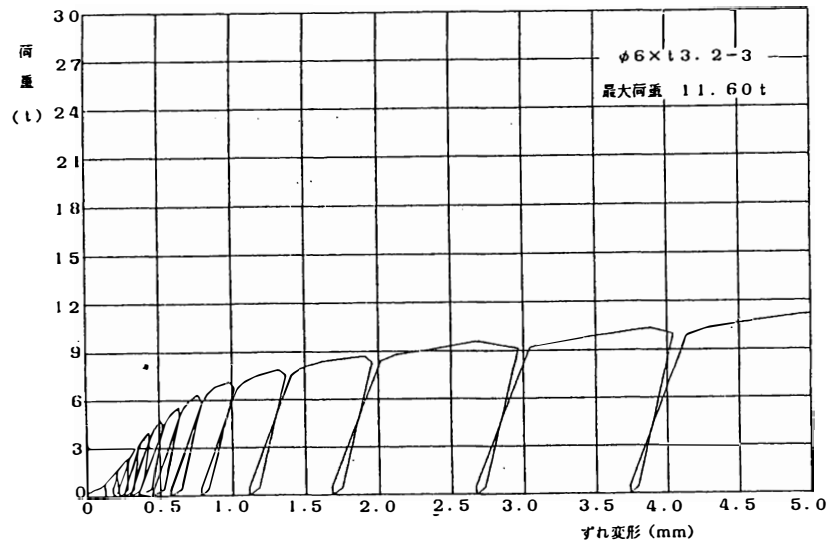
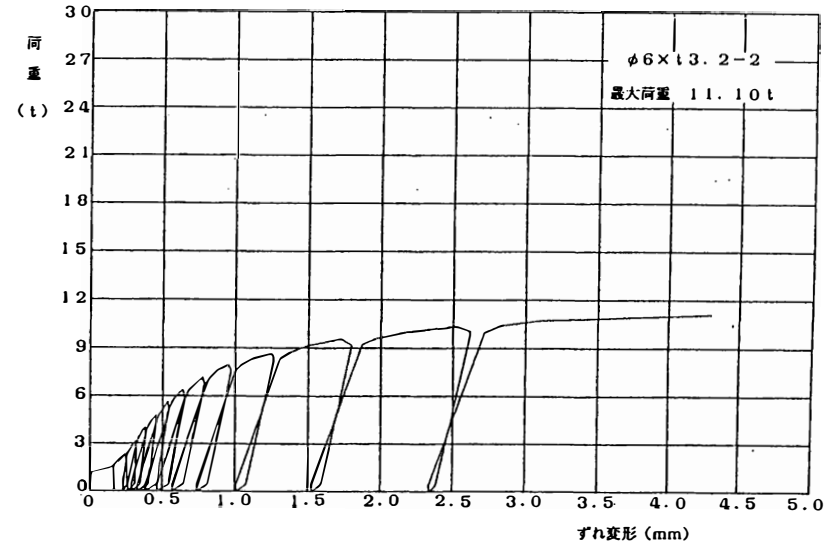
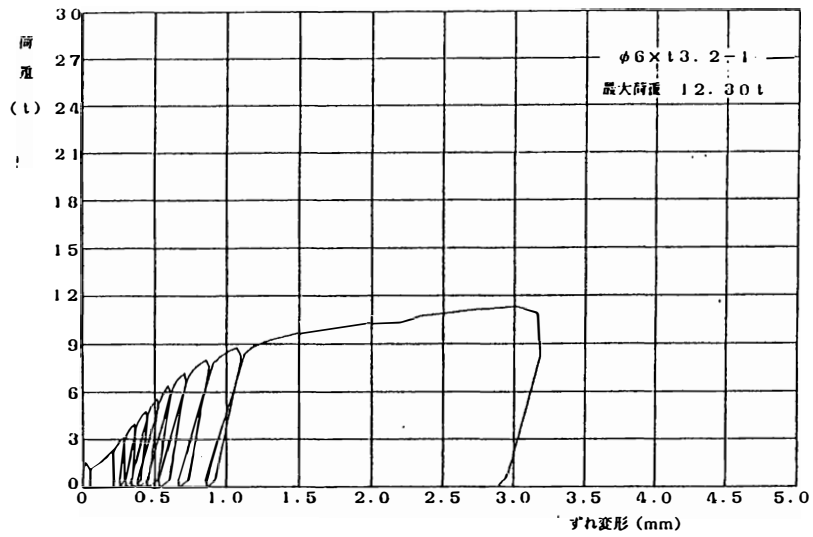


図 6.2.4(a) 荷重と滑り変位の関係

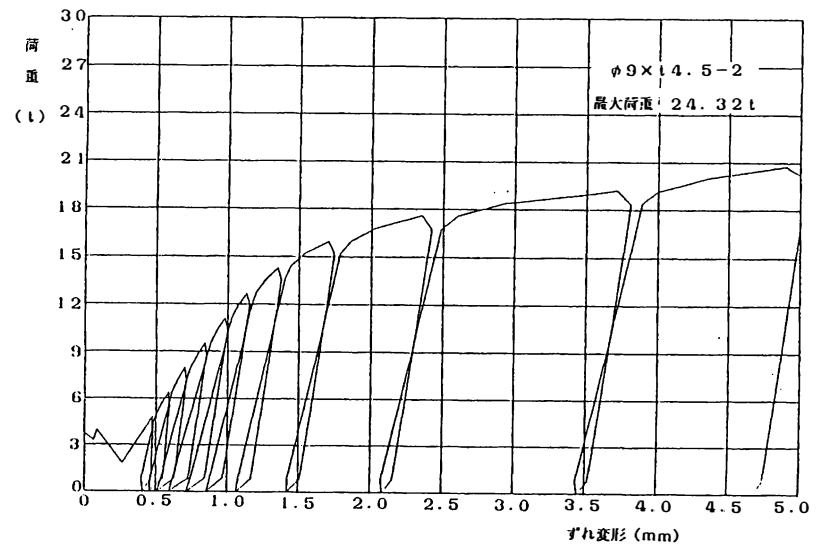
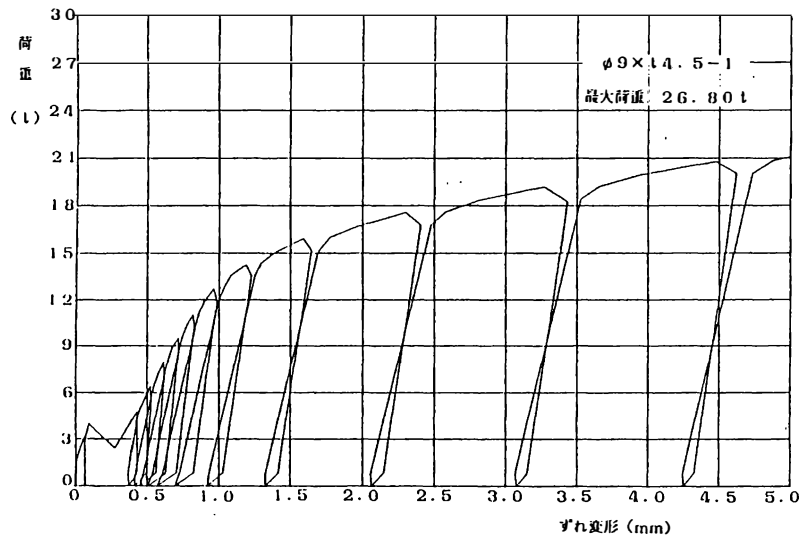
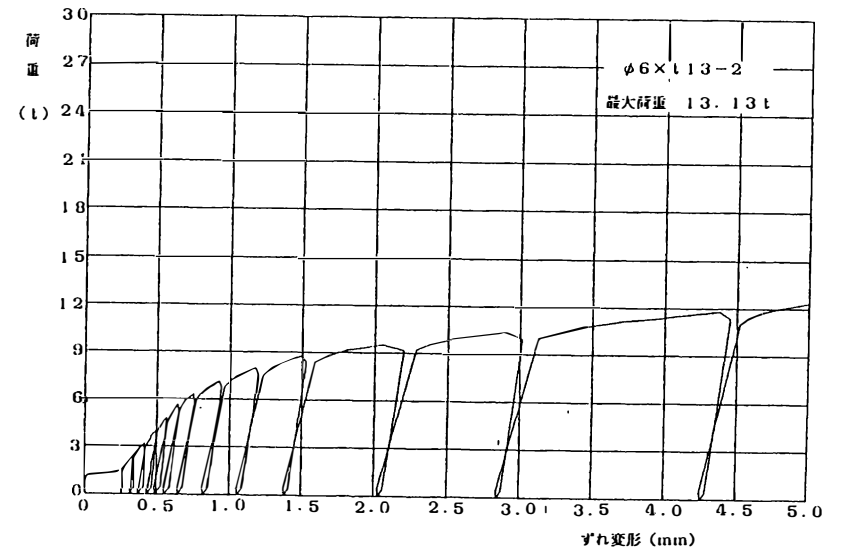
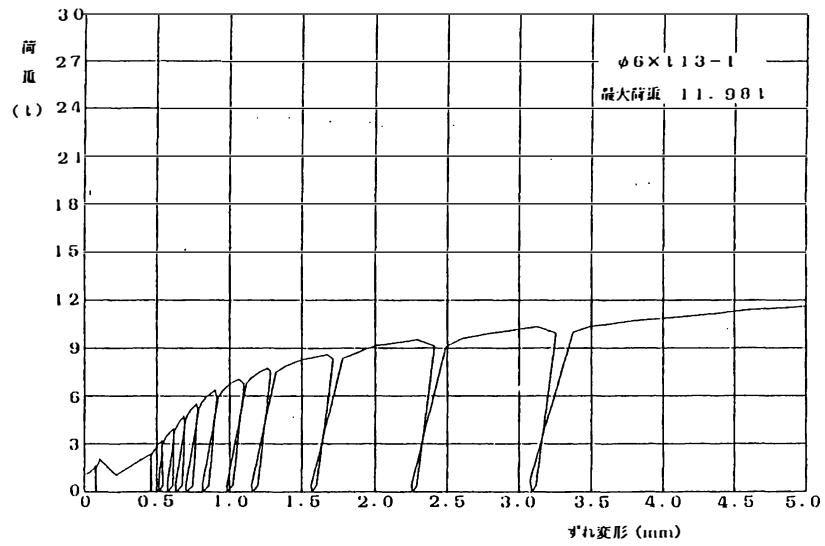
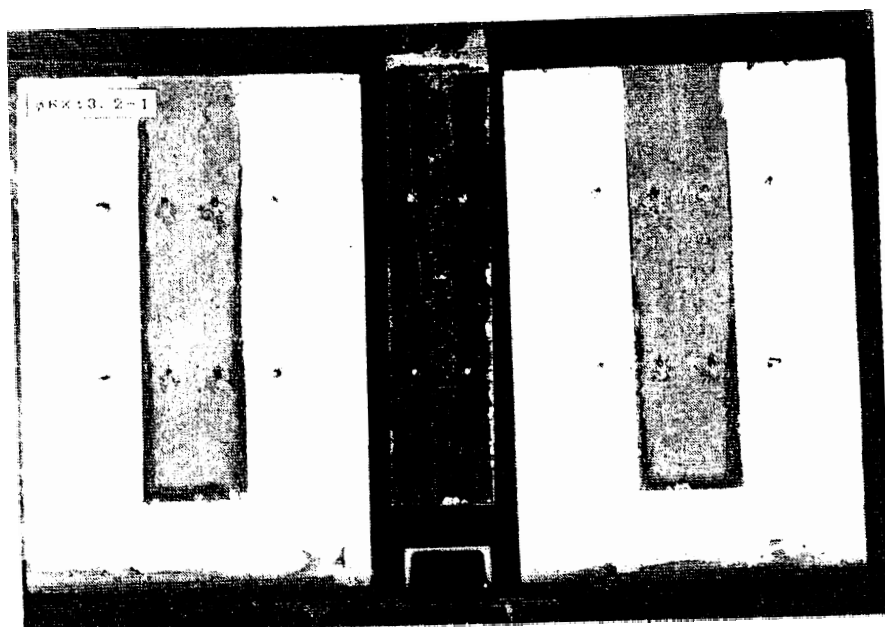
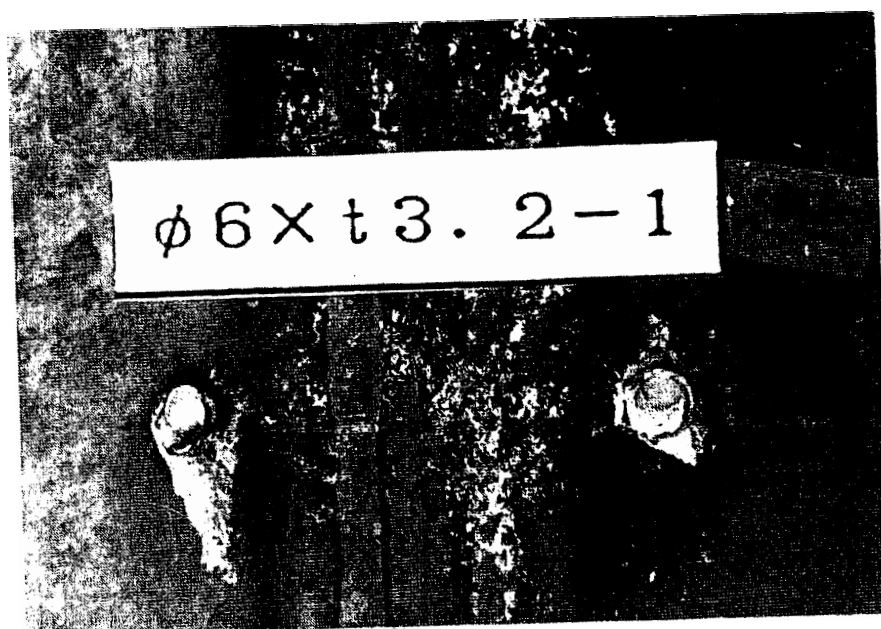


図 6.2.4(b) 荷重と滑り変位の関係



(a) 全体



(b) スタッド部分

図 6.2.5 最終破壊状態

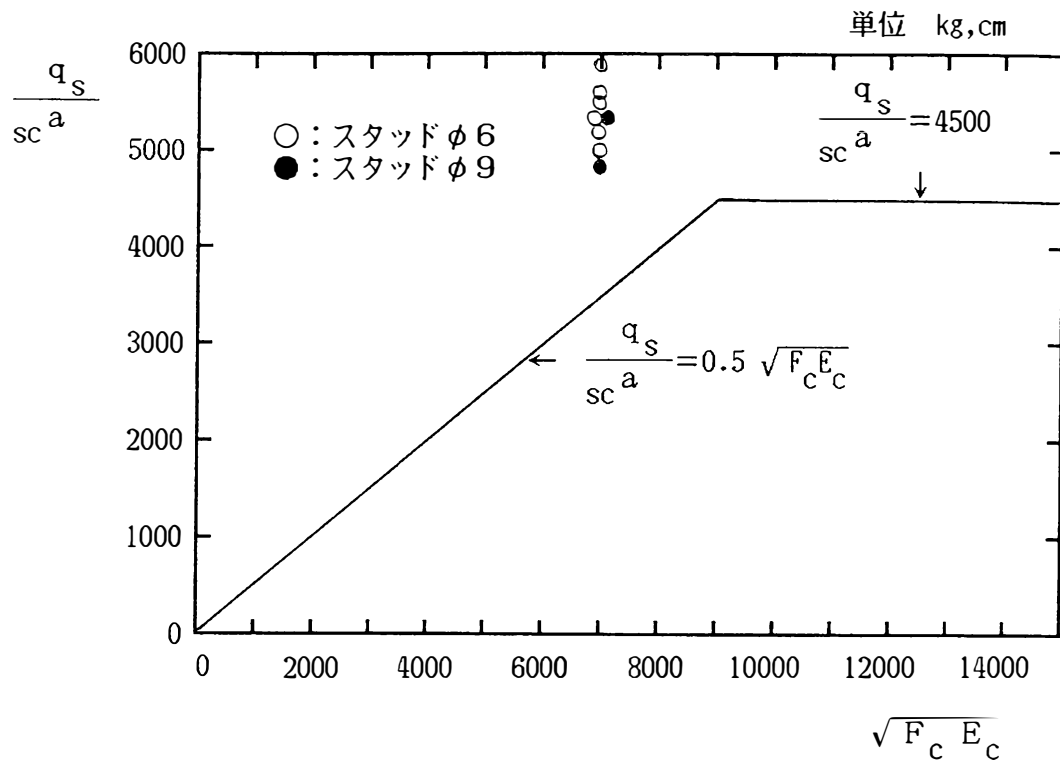


図 6.2.6 $q_s/s_c a$ と $\sqrt{F_c E_c}$ の関係

表 6.2.5 最大荷重実験値とスタッドの引張耐力

試験体記号	スタッド軸径 d (mm)	母材鋼板厚 t (mm)	最大荷重 P_s (t)	$p_s = P_s / 8$ (t)	引張耐力 N_B (t)	p_s / N_B
$\phi 6 \times t 3.2-1$	6	3.2	12.300	1.538	1.268	1.21
$\phi 6 \times t 3.2-2$	6	3.2	11.100	1.388	〃	1.09
$\phi 6 \times t 3.2-3$	6	3.2	11.600	1.450	〃	1.14
$\phi 6 \times t 3.2-4$	6	3.2	12.750	1.594	〃	1.26
$\phi 6 \times t 13-1$	6	13.0	11.980	1.498	〃	1.18
$\phi 6 \times t 13-2$	6	13.0	13.130	1.641	〃	1.29
$\phi 9 \times t 4.5-1$	9	4.5	26.800	3.350	3.008	1.11
$\phi 9 \times t 4.5-2$	9	4.5	24.320	3.040	〃	1.01

(注) スタッドの断面積 ($s_c a$) $\Phi 6\text{mm}$: 0.283cm^2 , $\Phi 9\text{mm}$: 0.636cm^2

p_s : 試験におけるスタッド 1 本当りの最大荷重

N_B : スタッドの引張耐力 ($N_B = \sigma_u \cdot s_c a$)

表 6.2.6 最大荷重実験値とFisher式による算定値の比較

試験体記号	スタッド軸径 d (mm)	母材鋼板厚 t (mm)	最大荷重 P_s (t)	$p_s = P_s / 8$ (t)	q_s (t)	p_s / q_s
φ6xt3.2-1	6	3.2	12.300	1.538	0.989	1.56
φ6xt3.2-2	6	3.2	11.100	1.388	〃	1.40
φ6xt3.2-3	6	3.2	11.600	1.450	〃	1.47
φ6xt3.2-4	6	3.2	12.750	1.594	〃	1.61
φ6xt13 -1	6	13.0	11.980	1.498	〃	1.51
φ6xt13 -2	6	13.0	13.130	1.641	〃	1.66
φ9xt4.5-1	9	4.5	26.800	3.350	2.222	1.51
φ9xt4.5-2	9	4.5	24.320	3.040	〃	1.37

(注) スタッドの断面積 ($s_c a$) $\Phi 6\text{mm} : 0.283\text{cm}^2$, $\Phi 9\text{mm} : 0.636\text{cm}^2$

p_s : 試験におけるスタッド1本当りの最大荷重

q_s : J.W.Fisherらの式によるせん断耐力

表 6.2.7 スタッドの引張耐力に対する最大荷重実験値の比

試験体記号	スタッド軸径 d (mm)	母材鋼板厚 t (mm)	最大荷重 P_s (t)	$p_s = P_s / 8$ (t)	引張耐力 N_s (t)	p_s / N_s
φ6xt3.2-1	6	3.2	12.300	1.538	1.274	1.21
φ6xt3.2-2	6	3.2	11.100	1.388	〃	1.09
φ6xt3.2-3	6	3.2	11.600	1.450	〃	1.14
φ6xt3.2-4	6	3.2	12.750	1.594	〃	1.25
φ6xt13 -1	6	13.0	11.980	1.498	〃	1.18
φ6xt13 -2	6	13.0	13.130	1.641	〃	1.29
φ9xt4.5-1	9	4.5	26.800	3.350	2.862	1.17
φ9xt4.5-2	9	4.5	24.320	3.040	〃	1.06

(注) スタッドの断面積 ($s_c a$) : $\Phi 6\text{mm} : 0.283\text{cm}^2$, $\Phi 9\text{mm} : 0.636\text{cm}^2$

p_s : 試験におけるスタッド1本当りの最大荷重

N_s : スタッドの引張耐力 ($N_s = (4.5\text{t/cm}^2) \cdot s_c a$)

表 6.3.1 試験体表

試験体 No.	構造種別	鋼板の有無	スタッド結合筋比 p_w (%)	引張鉄筋比 p_t (%)
A1-P	鋼板コンクリート	有	0.0233	—
A2-P			0.0524	
A3-P			0.157	
RA	鉄筋コンクリート	無	—	0.593

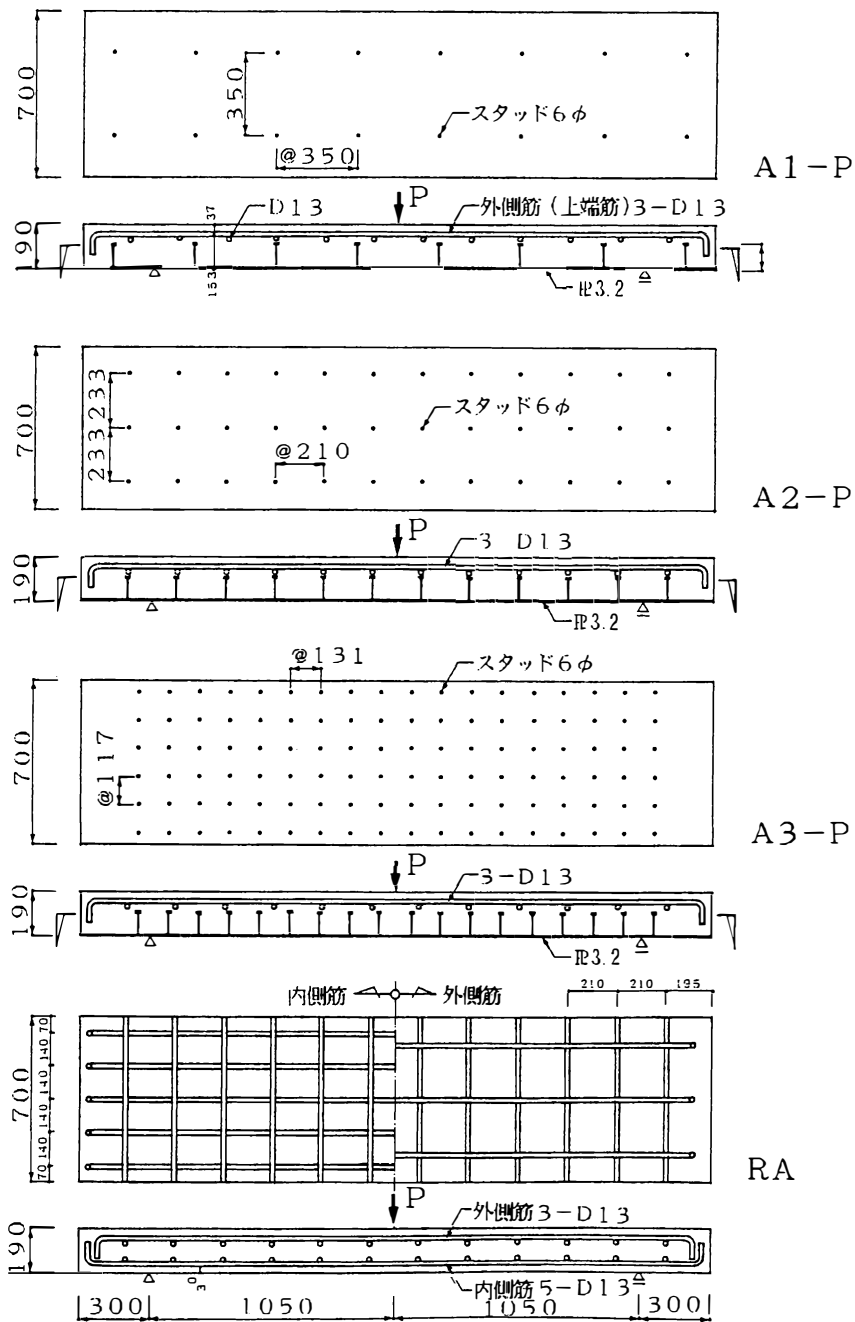


図 6.3.1 試験体図

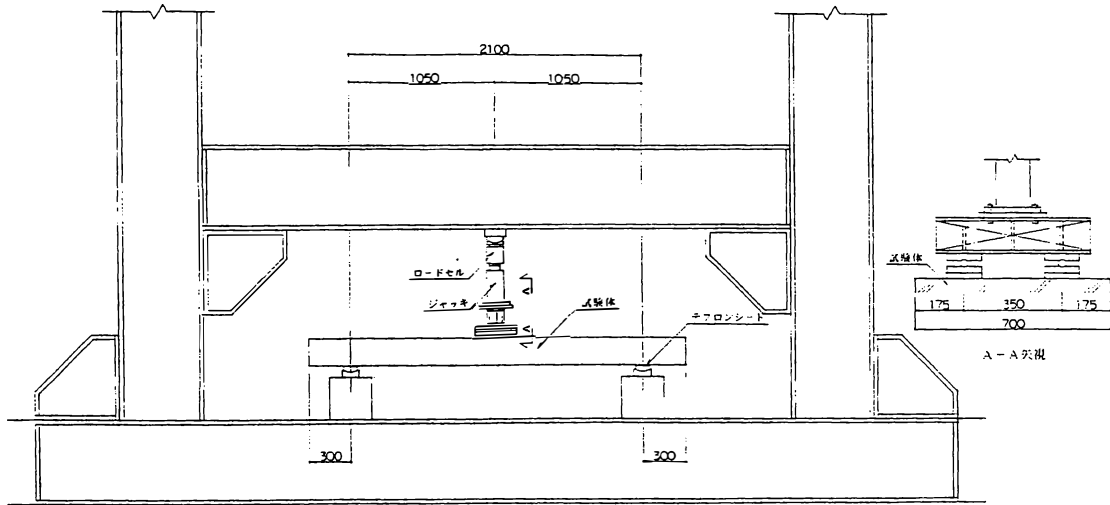


図 6.3.2 加力装置

表 6.3.2 コンクリート強度試験結果

圧縮強度 F _c (kg/cm ²)	弾性係数 E _{1/3} (10 ⁵ kg/cm ²)	割裂強度 F _t (kg/cm ²)
225	2.92 1) (2.23)	23.6

注 1) ()内は建築学会RC規準の弾性係数-圧縮強度関係式から得た値。実験結果の評価では本値を採用。

表 6.3.3 鋼材の試験結果

種 別	規 格	弾性限度力 σ _e (kg/cm ²)	降伏強度 σ _y (kg/cm ²)	引張強度 σ _u (kg/cm ²)	伸 び (%)
鋼板 t 3.2 ¹⁾	—	1370	2280	3490	32.5
スタッド 6 φ ²⁾	N O S 41	—	4000 ³⁾	5100	—
鉄筋 D 13	S D 30 A	—	3580	5050	—

1) 実測板厚 3.38mm 2) 実測径 5.92mm

3) 0.2 % Strain off set stress

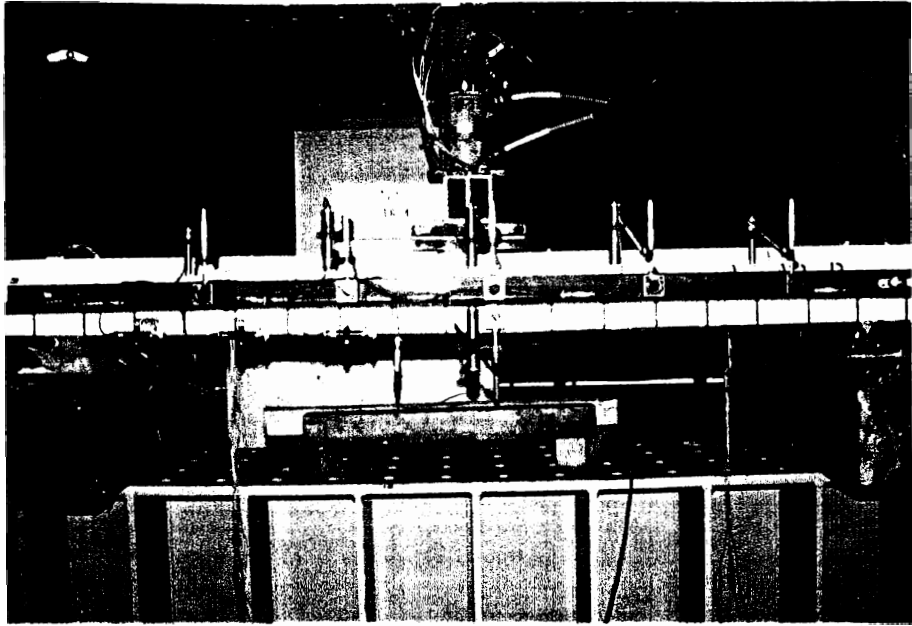


図 6.3.3 実験状況

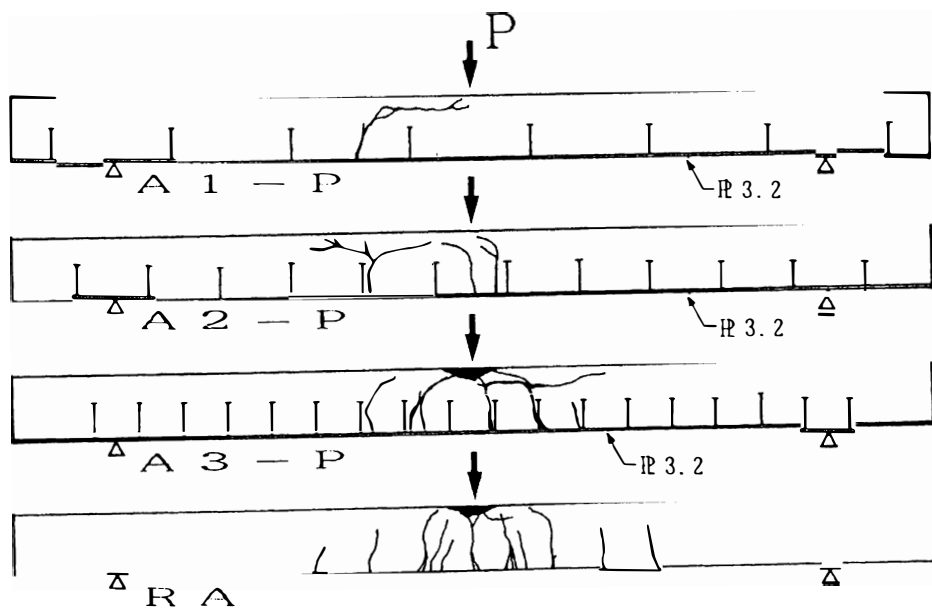


図 6.3.4 最終破壊状況

表 6.3.4 主要実験結果一覧

試験体 No.	構造種別	荷 重 P					破 壊 形 式	初 期 剛 性 K (10 ² kg/cm)
		① 初ひびわれ P _{cr} (t)	② スタッド降伏 開始 (t)	③ 鋼板 (鉄筋) 降伏開始 (t)	④ P-δ曲線 での降伏 P _y (t)	⑤ 最大荷重 P _{max} (t)		
A1-P	鋼板 コンクリ ート	5.37	—	(降伏せず)	2.75	3.75	ずれ破壊	758
A2-P		3.76	8.47	(降伏せず)	5.47	8.95		710
A3-P		5.51	(降伏せず)	16.00	16.40	19.30	曲げ破壊 (コンクリート 圧壊)	720
RA	RC	2.47	—	7.28	7.18	8.13		619

⑤ No. A1-Pについてはひびわれ発生以降の低下した荷重について記す。
 ○ 初期剛性 $K = P / \delta$, δ : スパン中央たわみ

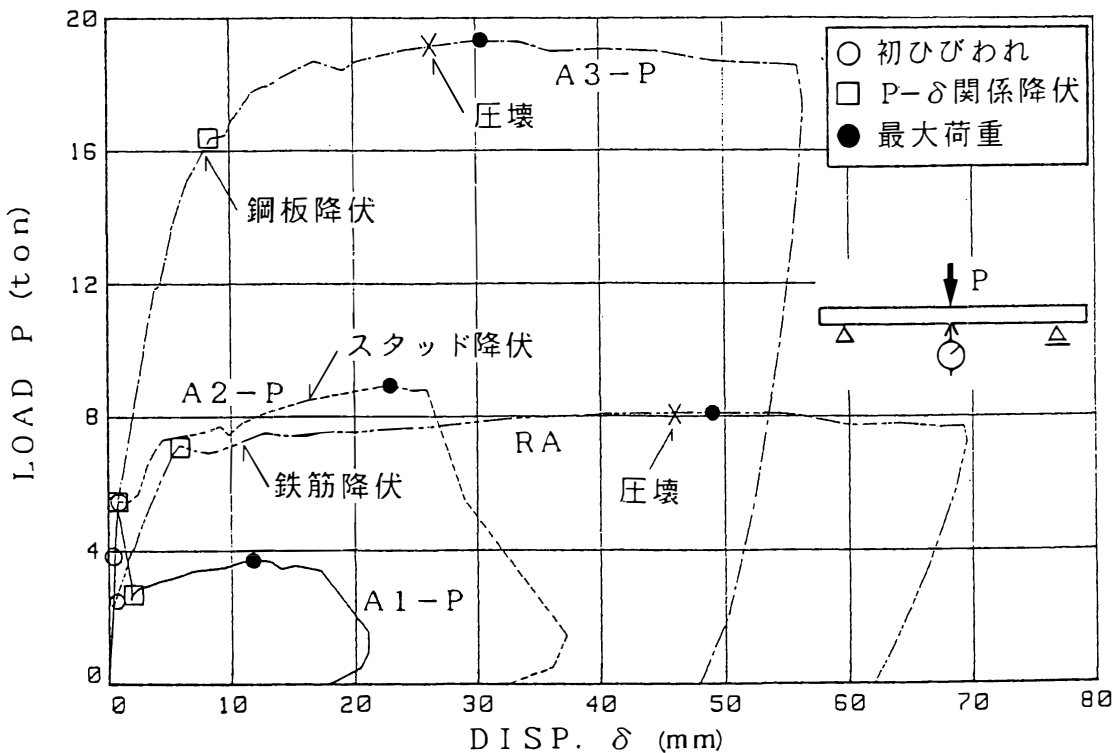


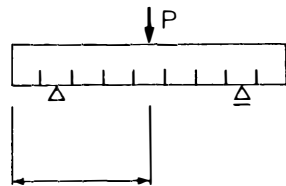
図 6.3.5 荷重—スパン中央たわみ関係包絡線

表 6.3.5 各種耐力に関する実験値と計算値の比較

(○内の番号は表 6.3.4と共通)

試験体 No.	スタッド ¹⁾ 本数 N	計 算 値				(実験値) / (計算値)						
		⑦	⑧	⑨	⑩	①/⑦	④/⑧	④/⑩	⑤/⑧	⑤/⑨	⑪	
		スパン中央荷重 P (t)				初ひびわれ 荷重	最大耐力					初期剛性
		曲げひび c P c r	スタッドせん断耐力時		曲げ降伏 c P y		$\frac{P_{cr}}{c P c r}$	$\frac{P'y}{P_{SF}}$	$\frac{P'y}{c P y}$	$\frac{P_{max}}{P_{SF}}$	$\frac{P_{max}}{M P_{SF}}$	
	フィッ P _{SF}	提案式(3) M P _{SF}										
A1-P	8	2.93	2.46	3.12	17.4	1.83	1.12	—	1.52	1.20	1.20	
A2-P	18		5.50	7.01		1.28	0.99	—	1.63	1.28	1.13	
A3-P	54		16.5	21.1		1.88	0.99	0.94	1.18	0.91	1.14	
RA	(RC)	1.89	—	—	5.96	1.31	—	1.20	—	—	1.34	

・ 1) スタッド本数 N



この区間内のスタッド本数をNとする。

・ ⑦ ⑩ 計算方法

- * 鋼板コンクリート試験体については
鋼板断面積 (a_s) を等価コンクリート
断面積 ($n a_s$) に置換
 $n = E_s / E_c$

・ 耐力計算方法

* ⑧および⑨:

- 全スタッドがせん断耐力 q_s に到達と仮定
- 鋼板引張力 $T = N \cdot q_s$
- スパン中央モーメント $M = T \cdot j, j = (7/8)d$

ここで、 q_s : スタッド1本当りのせん断耐力

⑧: Fisher式

$$q_s = 0.5 s_{ca} \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad \text{—— (2)}$$

⑨: 提案式

$$q_s = 4500 s_{ca} \quad \text{—— (3)}$$

s_{ca} : スタッドの断面積

F_c, E_c : 各々、コンクリートの圧縮強度と

ヤング係数

(単位、kg, cm)

・ 耐力計算方法

* ⑩ : $M = 0.9 a_s \cdot \sigma_y \cdot d$

a_s : 鋼板または引張鉄筋の
断面積

σ_y : 同降伏強度

・ $P'y$: P- δ 曲線での降伏時荷重

・ P_{max} : 最大荷重

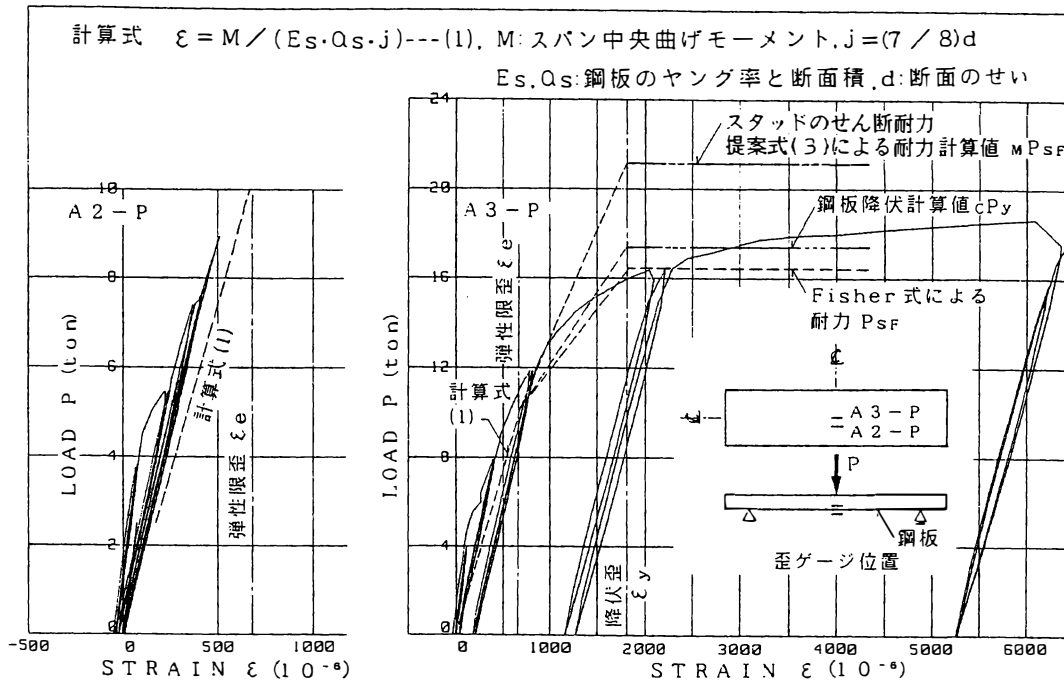
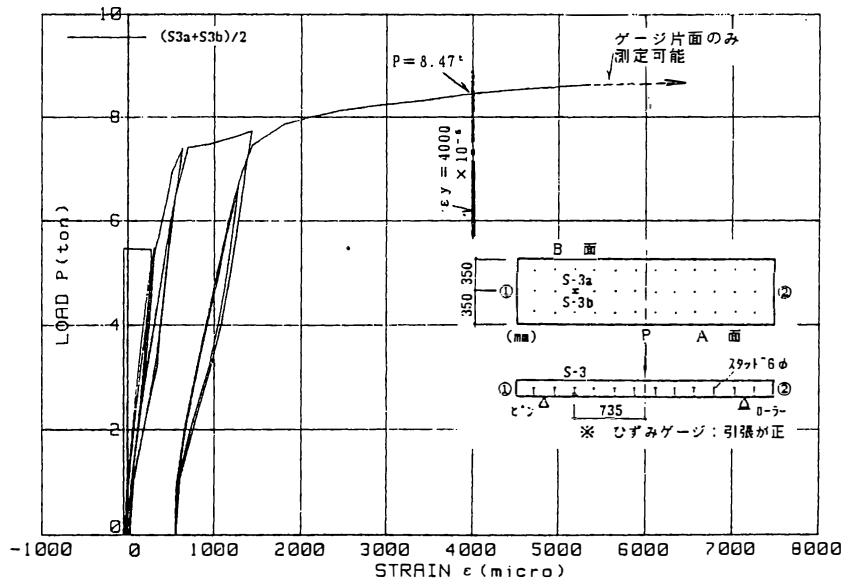


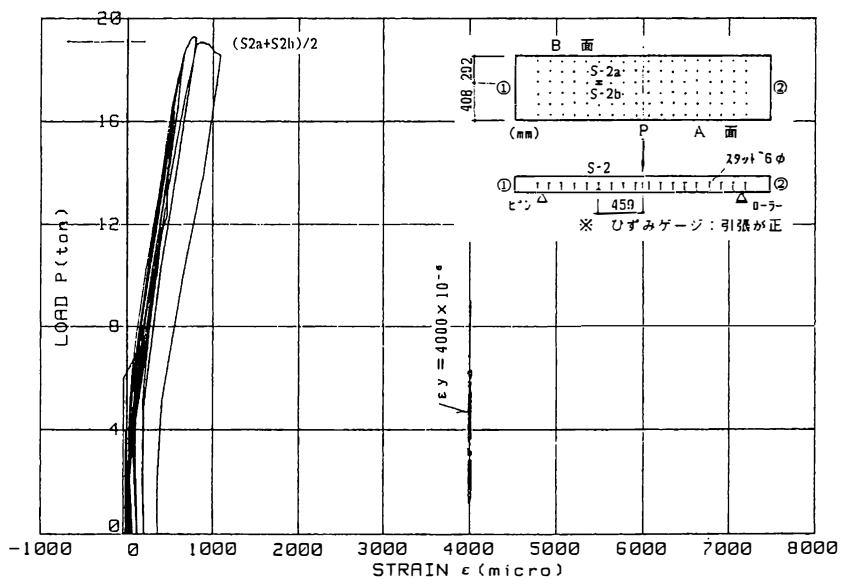
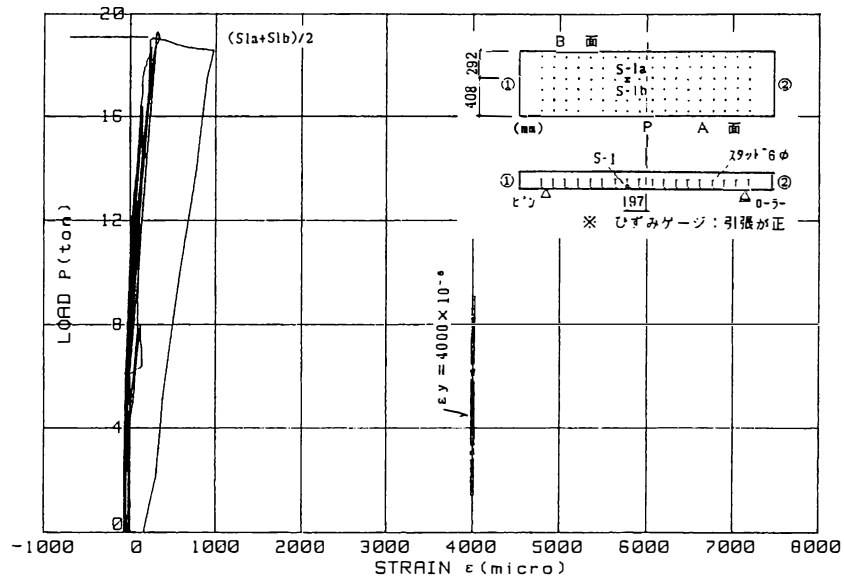
図 6.3.6 荷重と鋼板の歪の関係



(試験体No: A2-P)

図 6.3.7(a) 荷重とスタッドの歪の関係

試験体No. A2-P



(試験体No: A3-P)

図 6.3.7(b) 荷重とスタッドの歪の関係
試験体No. A3-P

第7章 結論

本研究は、プレキャストコンクリート構造並びにコンクリート系混合構造における部材どうし及び、部材と現場打ちコンクリートとの接合部を対象として、その接合面での力の伝達、特にせん断力の伝達に関する力学的性状を究明し、力学上の諸問題の解決を行ったものである。プレキャストコンクリート構造並びにコンクリート系構造部材と異種類の構造部材を同一の架構内にて組合わせる混合構造では、力学上と施工上の双方の面において接合部が最も重要である。これらの接合部は構造上の必要性能を充たした上で、施工上でも合理的に省力化できるものとするのが大切である。本研究では、各種の接合部における接合面の力学上の固有の問題並びに各種の接合面に共通する問題に対する研究成果をまとめたものである。

以下、各章において得られた研究成果を総括的にまとめて結論を示す。

第1章では、プレキャストコンクリート構造並びにコンクリート系混合構造における接合部の研究の重要性を述べ、本研究の目的を具体的に示した。

第2章では、接合面に直交する接合鉄筋を有する部材接合面のせん断力伝達に対する基礎的理論であるせん断摩擦について扱った。既往の研究が対象としていなかった高強度材料を用いた一面せん断実験を行うことにより、せん断力伝達に関する本質的な現象を調べ、かつ、今後に予測される高強度材料の使用に対して必要な事項を究明した。その結果より以下の結論を得た。

- (1) 接合面のせん断耐力はコンクリートの強度に依存し、コンクリート強度の指標としてその圧縮強度を採ると、コンクリート圧縮強度が高いほど、せん断力伝達耐力は上昇する。
- (2) 従来のせん断摩擦理論における、最大耐力時に接合鉄筋が降伏しているという仮定は、一般には成立しない。
- (3) 降伏強度が 6000kgf/cm^2 程度以上の高い降伏強度の鉄筋を接合鉄筋として用いる場合には、前記の傾向は更に顕著になり、鉄筋の降伏強度が高いほど、最大耐力時における鉄筋応力の降伏応力に対する比率は低下する。
- (4) コンクリートの圧縮強度が高いほど、最大耐力時の鉄筋応力はその降伏強度へ近づく。
- (5) 工学的に同一範囲の降伏強度を有する接合鉄筋を用い、かつ、接合面の表面処理状態が同じならば、接合面における最大せん断応力 τ_u は、任意のコンクリート強

度の場合について、

$$\tau_u/F_c = p_v \cdot f_y/F_c$$

の関係により表示することができる。

接合鉄筋の降伏強度と接合面の表面処理状態が異なる場合に対しては、係数 β を用いて、

$$\tau_u/F_c = \beta \cdot p_v \cdot f_y/F_c$$

の関係により表示することができる。

ここで、 F_c :コンクリートの圧縮強度

p_v, f_y :接合鉄筋の鉄筋比と降伏強度

β :接合鉄筋の降伏強度の高さとその有効度、並びに接合面の表面処理状態により決定される係数であり、実験から求める。

(6) せん断摩擦耐力表示式

任意の圧縮強度のコンクリートと任意の降伏強度の接合鉄筋に対して、せん断摩擦耐力表示式として次式を提示する。

$$\tau_u/F_c = \beta \sqrt{p_v \cdot f_y/F_c} \text{ ----- (2.3.1)}$$

特に、接合面の処理方法が深さ5mmの三角型コッターの場合については、係数 β は次式により表示できる。

$$\beta = -2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546 \text{ ----- (2.3.2)}$$

但し、 f_y : 単位 kgf/cm^2

従って、(2.3.1)式は(2.3.3)あるいは(2.3.4)式となる。

$$\tau_u/F_c = (-2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546) \sqrt{p_v \cdot f_y/F_c} \text{ ----- (2.3.3)}$$

$$\tau_u = (-2.39 \times 10^{-5} f_y + 0.546) \sqrt{p_v \cdot f_y \cdot F_c} \text{ ----- (2.3.4)}$$

但し、上記の二式において f_y, F_c : 単位 kgf/cm^2

ここに、(2.3.3)、(2.3.4)式の適用範囲は、コンクリートの圧縮強度が、200 ~ 800 kgf/cm^2 、また、接合鉄筋の降伏強度が、3000 ~ 8000 kgf/cm^2 である。かつ、 $\tau_u/F_c < 0.3$ とする。

高強度材料の適用をも含めた接合面のせん断耐力算定方法は従来は不十分なものであった。これに対して、ここに提示したせん断摩擦耐力評価方法は設計上に有効なものとなる。

第3章ではP C鋼材を用いてプレストレス導入により部材どうしを圧着接合する接合面の力学性状を調べた。

はじめに、界面にモルタルが介在する鉄筋コンクリート造の柱・梁圧着接合面のせん断

力伝達性状を、接合面の一面せん断型モデル実験に基づいて調べ、この接合面について以下の事項が明らかになった。

- (1) 接合面のせん断耐力は、正負交番繰返し载荷を行っても一方向単調载荷の場合と比べて低下は生じていない。
- (2) 接合面の表面が平滑であるとき、接合面の圧着応力分布が線形変化する場合には一様分布の場合よりも、最大せん断応力は低下する。本実験結果では、前者の最大せん断応力は後者のものより約20～30%程低下した。
- (3) 最大せん断応力 (τ_u) 評価式は

$$\tau_u = a\sigma_n + b,$$

a, b: 定数 σ_n : 圧着応力

で表示できる。

実験値から最大せん断応力と圧着応力の関係に関する以下の回帰式を得た。

平滑接合面に対して、

$$\tau_u = 0.88\sigma_n + 15 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{--- (3.3.1)}$$

但し、 $\sigma_n \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

深さ10mmの三角型コッター接合面に対して、

$$\tau_u/f_c = 1.24 \sigma_n/f_c + 0.0701 \quad \text{--- (3.3.2)}$$

但し、 $\sigma_n \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

f_c : ジョイントモルタルの圧縮強度

式の適用範囲

- コンクリートとジョイントモルタルの圧縮強度

- ・ コンクリート: 300 ~ 450 kgf/cm²

- ・ ジョイントモルタル: 500 ~ 650 kgf/cm²

- ジョイントモルタルの厚さ: 25mm程度

- (4) 本実験による最大せん断応力は既往の最大せん断応力算定式として代表的なR.C. Brown 式並びに望月式による算定値よりも大であった。

次に、界面にモルタルが介在する鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合のせん断力伝達性状を、接合面の一面せん断型モデル実験に基づいて調べ、以下の事項が明らかになった。

- (1) 摩擦係数 μ を (摩擦係数 μ) = (最大せん断力) / (圧着力) とすると、 μ の値は0.64～0.83 (平均0.74) の範囲であった。
- (2) 接合面のせん断耐力は、正負交番繰返し载荷を行っても一方向単調载荷の場合と比べて低下は生じていない。

(3) モルタルとコンクリートとの接合面が直角型コッターのとき、圧着応力分布形が一樣の場合と線形変化の場合とで、最大せん断応力の差異は顕著でない。

(4) 最大荷重到達後の耐力低下率は接合面の表面処理状態に依存する。

最大荷重到達後の耐力低下率は、接合面の表面が平滑の場合よりも、直角型コッターの場合の方が大であり、25~40%であった。

接合面のせん断耐力を確保するための設計用耐力低減係数と安全率の設定に対しては、最大荷重到達後の耐力低下率を考慮する必要がある。

さらに、界面にモルタルが介在する鋼管コンクリート柱と鉄筋コンクリートフラットスラブとの圧着接合を研究対象として、本接合部を有する架構が地震時水平力を受ける時の力学的挙動を実験的に調べ、以下の事項が明らかになった。

(1) 本試験体の最終破壊形式は曲げ破壊であり、耐力、じん性共に問題は無かった。

(2) 水平部材の降伏ヒンジを柱・梁接合面から離れた位置に発生させ、かつ圧着接合用P C鋼材は接合面近傍にのみ設置することにより、P C鋼材は曲げ引張鋼材としては機能しなくなる。従って、地震荷重による繰返し載荷後の終局域においてもP C鋼材の緊張力の低下は無く、安定した圧着力を確保することができる。

(3) 前項の場合、架構の終局域における圧着力による接合面のせん断耐力 Q_{ST} は次式により評価できる。

$$Q_{ST} = \mu \cdot P_n$$

μ : 摩擦係数

P_n : 地震荷重載荷前におけるP C鋼棒の緊張力

鋼とコンクリートまたはジョイントモルタル間の摩擦係数 μ 値としては、前節の一面せん断実験における最小値0.64を提案する。

本章の研究成果により、従来、不明確なところの残されていた鉄筋コンクリート造の柱・梁圧着接合面の設計法改善のための具体的指標を得た。さらに、鋼管コンクリート柱とフラットスラブ接合部間を貫通する鉄筋を配することなく圧着接合を行い、剛接合を得るための適切な方法を明らかにした。これは、施工性の改善を得ると同時に構造性能の向上を得るものであり、実施応用面での高い効果を期待できる。

第4章は、鉄筋コンクリート型接合における固有の課題についての研究成果をまとめたものである。接合鉄筋の水平定着長が4d (d:鉄筋径) または6dと従来の場合と比べて短いことを特徴とするプレキャストコンクリート小梁と現場打ち大梁の接合部のせん断力伝達性状を一面せん断実験および二面せん断実験を行って調べ、以下の事項を明らかにした。

プレキャストコンクリート小梁から現場打ち大梁へ、水平定着長が4d以上の接合鉄筋が配され、その鉄筋の大梁内の定着方法が鉄筋の90度折り曲げ、もしくはU型加工または鉄筋コブによるとき、接合面におけるせん断耐力算定式を次のように提示する。

(1) 接合面のせん断強度回帰式

接合面の処理方法がエキスパンドメタルの場合、接合面のせん断強度回帰式は次式となる。

$$\tau_u = 20.7 + 0.33a_s \sigma_y / (B \cdot D) \quad (\text{単位 } \text{kgf} / \text{cm}^2) \quad \text{----- (4.3.1)}$$

ここに、

τ_u : 接合面のせん断強度

a_s : 接合鉄筋の断面積

σ_y : 接合鉄筋の降伏応力

B: 接合面の幅

D: 接合面のせい

(2) 接合面のせん断強度下限式

接合面の処理方法がエキスパンドメタルの場合、接合面のせん断強度下限式として次式を提示する。

$$\tau_u = \sqrt{2} F_c + 0.28a_s \sigma_y / (B \cdot D) \quad \text{----- (4.3.3)}$$

ここに、

F_c : コンクリートの圧縮強度

(3) 接合面に大型コッター（角型コッター）を有する場合の最大せん断力算定式として次式を提案する。

$$Q_u = \min. (0.2F_c A_{sc}, \Sigma F_c \cdot B_c \cdot D_c) + 0.33a_s \cdot \sigma_y \quad \text{----- (4.3.4)}$$

ここで、

Q_u : 接合面の最大せん断力

A_{sc} : シャーコッターの鉛直断面積の和

B_c : シャーコッターの幅

D_c : シャーコッターの深さ

(4.3.1)、(4.3.3)、(4.3.4) 式の適用範囲は、接合鉄筋の降伏強度が3000～4100 kgf/cm²、コンクリートの圧縮強度が210～400kgf/cm²とする。

さらに、この鉄筋コンクリート型接合法による接合部を含む部材の力学性状を載荷実験により把握し、部材として、一体式のものと同等の構造性能を有することを示した。

第5章では、鋼製梁部材の端部に設けられた鋼ブラケットと鋼部材を支持するコンクリ

ート部材間のせん断力伝達について研究した成果をまとめたものである。鋼ブラケットのコンクリートと接合する鋼板面には帯状の鋼製シアプレートがあり、かつ、この鋼板上に溶接されたアンカーボルトがコンクリート内に定着される接合法を対象とした。シアプレートのみによるせん断力伝達性状、並びにシアプレートとアンカーボルトの複合効果を調べるためにシアプレートとコンクリート間の一面せん断実験と鋼ブラケット・コンクリート部材接合部のせん断力載荷実験を行い、次の事項を明らかにした。

(1) シアプレートによるせん断力伝達耐力算定式

(シアプレートの埋込み深さL)/(シアプレートの板厚t)=4 の場合におけるシアプレートによるせん断力伝達耐力は次の方法で算定することができる。

a) シアプレート数 n=1の場合のシアプレートのせん断耐力 P_u

$$P_u = \alpha \cdot F_c \cdot A_c \text{-----} (5.2.2)$$

F_c : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

A_c : シアプレートの埋込み部面積

$$A_c = L \times (\text{シアプレートの幅} b)$$

$\alpha = 1.4 \sim 1.5$ 程度とする。

b) シアプレート数 $n \geq 2$ の場合のシアプレートのせん断耐力 P_u

$$P_u = (\text{最下段シアプレートに作用するコンクリートの支圧耐力} P_c) + (\text{せん断破壊面に作用するコンクリートのせん断耐力} P_s) \text{-----} (5.2.3)$$

ここに、

$$P_c = \alpha \cdot F_c \cdot A_c$$

$\alpha = 1.4 \sim 1.5$ 程度

$$P_s = \tau_s \cdot A_s$$

τ_s : コンクリートの直接せん断強度

A_s : $b \times (\text{外端シアプレート間距離} S)$

(2) 鋼ブラケット (シアプレート・アンカーボルト併用型) 接合部のせん断力伝達耐力算定式

a) 耐力算定用モデル

耐力算定モデルとしては、耐力発揮時においてシアプレート頂部の深さ位置で外端シアプレートで囲まれる区域内にコンクリートのせん断破壊面が形成され、かつ、最下段水平方向シアプレート下部のコンクリートが圧壊する破壊形式が適切である。

b) ブラケットアンカーの耐力 P_u

シアプレートのあるブラケットアンカーのせん断力伝達耐力 P_u は下記に示す式で求めてよい。

$P_u = (\text{最下段シアプレートに作用するコンクリートの支圧耐力 } P_{c,n}) + (\text{せん断破壊面におけるせん断耐力 } P_s)$

$P_{c,n}$ と P_s は下記に拠る。

・支圧耐力 $P_{c,n}$

$$P_{c,n} = \alpha \cdot F_c \cdot A_c$$

F_c : コンクリートの円柱供試体圧縮強度

A_c : 最下段シアプレートの埋込部面積

α : $L/t=4$ の場合、1.4 ~ 1.5程度

・せん断破壊面におけるせん断耐力 P_s

P_s は次のせん断摩擦理論に拠って算定できる。

$$P_s = \phi \cdot \mu \cdot n \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

ϕ : 設計用耐力低減係数

μ : 摩擦係数、ここでは一体打ちの普通骨材コンクリートの場合として

$\mu = 1.4$ とする。

n : アンカーボルトの本数

a_s : アンカーボルト一本当たりの断面積

σ_y : アンカーボルトの引張降伏強度

c) 本耐力算定法の適用範囲

本耐力算定法はせん断力が支配的な荷重である場合に適用範囲が限られる。本実験試験体においては $M/(Q \cdot d) \approx 0.15$ である。

ここに、 M, Q : ブラケットとコンクリート壁界面での曲げモーメントとせん断力

d : ブラケットアンカー部の曲げモーメントに対する有効せい

提案した耐力算定方法は、実験に生じた破壊現象に密接に結びついたモデルを用いている。また、本方法による耐力算定結果は実験値と良く一致しており、本方法は妥当なものである。

第6章では、薄鋼板とコンクリート間において、薄鋼板に溶接された細径スタッドを用いてせん断力伝達を行い、両者の一体化を図る方式の合成壁構造に関する研究についてまとめた。まず、厚さ4.5mm以下の薄鋼板に径 ϕ 9mm以下の細径スタッドを溶接する場合の薄鋼板とコンクリート間のせん断力伝達性状を押抜きせん断実験により調べた。次に、単純支持試験体に壁の面外荷重載荷を模擬した曲げせん断加力実験を行い、薄鋼板とコンクリートの合成構造を成立させるために必要なスタッド量の適切な設定方法を調べた。以下の事項が明らかになった。

- (1) 押抜きせん断実験における最大荷重は、スタッドの引張耐力（（スタッドの引張強度） \times （断面積））に相当する。
- (2) 押抜きせん断実験におけるスタッドの耐力は、J.W.Fisherらの式による算定値よりも1.37～1.66倍に相当し、J.W.Fisherらの式は細径スタッドの耐力を過小評価する傾向にある。
- (3) $\phi 6\text{mm}$ 及び $\phi 9\text{mm}$ の細径スタッドの溶接された薄鋼板とコンクリート接合面のせん断耐力算定のための細径スタッドの耐力算定式として次式を提示する。

$$q_s = \sigma_u \cdot s_{ca} \text{ ----- (6.2.1)}$$

ここに、 q_s : スタッドのせん断耐力

s_{ca} : スタッドの軸部断面積

σ_u : スタッドの引張強度

但し、 $\sigma_u \geq 4500\text{kgf/cm}^2$ のときは $\sigma_u = 4500\text{kgf/cm}^2$ とする。

(6.2.1) 式の適用範囲は下記のとおりとする。

- ㊐ コンクリートの圧縮強度は $210 \sim 300\text{kgf/cm}^2$ 程度とする。
- ㊑ スタッドは頭付きで、スタッドの軸径は、呼び径が 6mm または 9mm とし、かつ、その長さは 10cm 程度とする。
- ㊒ 溶接するスタッドの軸径は、鋼板板厚の2倍以下とする。

- (4) 曲げモーメントとせん断力を受ける単純支持された鋼板コンクリート合成部材の鋼板とコンクリート間の滑り破壊耐力の計算法として、せん断スパン内の全スタッドの負担するせん断力の合力が、部材端部からの距離がせん断スパン長の位置の断面における鋼板の引張力に等しいとするものが適切である。

あとがき

本論文をまとめるに当たっては、京都大学教授 六車 熙博士から懇切なご指導を頂きました。六車先生には著者が修士課程の大学院生の時にご指導を受けて以来、今日に至るまで、研究に対する基本的な姿勢を含めて、様々な面からご指導を頂きました。厚く御礼を申し上げます。

また、京都大学教授 渡辺史夫博士からも著者が学生の時以来、ご指導を頂き、本論文に対しても貴重なご教示を頂きました。併せて、感謝の意を表します。

本論文は著者が竹中工務店に入社以来、技術研究所において行ってきた研究の内、標題に関連する成果をまとめたものであります。

竹中工務店技術研究所 岡田克也氏には著者が入社以来、業務の進め方について終始、貴重なご助言を頂きました。

また、本研究に関連する実験の遂行に際しては、同技術研究所の研究員 村井和雄、宮内靖昌、平出 亨 諸氏のご協力を頂きました。

各位に感謝の意を表します。

このような貴重なご指導とご協力の下に本研究は進められましたが、著者の力不足のために、多くの不十分な面が残されており、これについては今後さらに研究を進める所存であります。

平成5年11月

岡本 晴彦