

鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部
に関する実験的研究

平成4年 9月

石橋 一彦



①

「鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部に関する実験的研究」

平成4年9月

石橋一彦

論文内容の要旨

論文題目 鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部に関する実験的研究

氏名 石橋 一彦

最近、鉄筋コンクリートの十字形はり・柱接合部の力学的挙動に基づいた鉄筋コンクリート構造の設計指針が我国でも諸外国の規定に続いて制定された。その中で接合部パネルへのせん断力の伝達を定量的に制限する規定が採択され、接合部パネル内のせん断補強筋とはり主筋の付着に関する規定に高度な概念が示されたものの、後者に関しては一般の鉄筋コンクリート骨組の実用上の適用範囲に限って結論づけているため、力学的にはやや不明解な点が残されている。すなわちパネル内はり主筋の付着が悪い場合

- 1) はり主筋のパネル内付着挙動を接合する部材の曲げ強度およびパネルのせん断強度に強く反映させる必要があるのではないか。
- 2) パネルのせん断強度にせん断補強筋の効果を全く取り入れなくてよいのか。

という疑問が生じる。

本論文ではこの問題を基本的に解決するため、はり主筋の付着破壊と接合部パネルのせん断破壊が明瞭に生じる実験を報告し、実験データを次の研究方針で分析する。

- 1) はり主筋がパネル内で付着破壊する場合の挙動を明確にする。
- 2) はり主筋の終局付着強度とはりの曲げ強度との関係を求める。
- 3) はりの曲げ強度とパネルのせん断強度との関係を求める。
- 4) 実験のパネルのせん断破壊の程度を数量化しせん断強度との関連を明確にする。
- 5) パネルのせん断強度に対するせん断補強筋の効果を明確にする。

本論文は5章で構成され、第1章では上記に述べた問題点と解決方法についての研究方針を明記した。

第2章は太径異形鉄筋D41およびD51をはり主筋に使用した実験とスラブ付一部ブレイキャストの実験、はり主筋に機械式鉄筋継手を施した実験の結果の報告である。鉄筋コンクリート構造の十字形はり・柱接合部の逆対称応力を受ける実験例は数多く、多くのデータがパネルのせん断強度やはり主筋のパネル内付着強度などの実験式に集約されている。しかし建築物的スケールの部材にD41またはD51の太径異形鉄筋が使用されたり・柱接合部の実験は少なく、一方でこのような接合部の実験はパネルのせん断やはり主筋のパネル内付着およびはりの曲げ破壊の問題など最も多くの情報を提供して呉れるので重要である。この章では太径異形鉄筋を用いた実験に最も大きな関心を払い、次にはり主筋のパネル内付着性状に焦点をあてることのできる実験を別に紹介する。後者は前者と対比させるためD29以下の径の鉄筋を使用している。パネル内はり主筋の付着性状には、パネルの形状など内的要因の他にスラブのような外的要因も影響するのでスラブ付の試験体も後者に含めた。さらにはり主筋の付着あるいは定着性状に直接影響する機械式鉄筋継手をはり主筋に施した試験体も含まれている。

試験体数は全部で20体で、データの範囲は

コンクリートの圧縮強度	19.1~41.4 kg/cm ²
はり主筋の降伏点	3.84~4.09 t/cm ²
はり主筋径	D19~D51
柱せい/はり主筋径の比	12.2~22.7
はりの引張鉄筋比	0.59~3.03%

であり、柱せい/はり主筋径の比が小さくはり主筋のパネル内付着破壊が生じる試験体が多く含まれ、はりの引張鉄筋比が大きくてパネルのせん断破壊が生じる試験体が多く含まれている。

第3章は接合部パネル内はり主筋の付着性状に関する研究として、第2章の鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部の実験において、接合部パネル内を通過して配筋されたはり主筋の定着は、非常に大きな付着応力度が作用し大きなすべりが生じるような厳しい条件のものが多かったことに着目してそれらを分析しようとするものである。そのため、これら付着の繰り返し疲労と鉄筋塑性化の定着域への拡大についてはり・柱接合部の実験よりも基礎的な条件を与えた実験の結果と比較し、さらに圧縮鉄筋の引張変化についてはり断面の曲げ解析に基づいた検討を行なう。さらにこれらの基礎資料を判断基準として接合部パネル区間のはり主筋の終局付着強度式を推定する。

第4章では接合部パネルの補強について、せん断補強筋の不足を補うためにパネル内に鉄骨を配置した実験を追加して報告した。合計で29体の試験体のパネルのせん断強度とせん断変形性能を分析する手法をいくつか提案した。1番目として、パネルへ伝達するせん断力をはり端の曲げモーメントで理論的に求めるには、パネル内はり主筋の圧縮側の応力を算定する必要があり、この算定には第3章で提案した終局付着強度実験式を用いた。2番目には接合部の破壊の程度を数量化したことで、接合部試験体のはりと柱部材の変形成分について寸法や非対称性の影響を受けない計算方法を提案し、パネルのせん断変形成分の合計成分に対する比をパネルの破壊度とした。この破壊度を基準にして、コンクリートの圧縮強度、柱軸方向応力度およびせん断補強筋比と降伏点の積を因子とするパネルせん断強度評価式の有効性を論じた。

第5章では前記の研究目的に対応する結論を述べており、はり主筋のパネル区間通過長さが短いなど付着の条件が悪い場合の鉄筋コンクリートはり・柱接合部の力学的性状を実験を主体として研究した結果を総括すると次のようになる。

パネル内のはり主筋の付着性状は数々の因子の影響を受けて複雑である。その中で数種類の因子を特定し定量化することにより終局付着強度を実験式として表すことができる。この実験式には接合部パネルの応力状態や破壊状況の影響を考慮した因子を含めることが重要である。またパネル区間は中央のコア区間と外側のかぶりコンクリートの区間に分割され、コア内では大きな終局付着強度を伴う付着破壊が生じ、かぶりの区間の圧縮側では圧縮鉄筋応力の引張変化が生じ、その変化ははり端断面の形状により影響を受ける。また引張側では引張鉄筋ひずみのコア内進入などの現象がある。

はり主筋のパネル区間全長に亘る付着破壊に伴うすべり出しによって、はりの接合部の曲げ強度は低下することがあり、その場合パネルへのせん断力の伝達も減少する。このときのはりの曲げ強度の算定には上記の終局付着強度実験式を用いることは有効である。

パネルのせん断強度に対するせん断補強筋の効果は、はり主筋の付着条件が悪い場合の研究によっても明確な抵抗機構に基づいて説明することはできない。しかしその必要最小限の量はパネルに伝達するせん断力の大きさに応じて決定されるべきで一律である必要はない。

Abstract of the Thesis

Experimental Study on Interior Beam-to-column Joints
of Reinforced Concrete Frames

by

KAZUHIKO ISHIBASHI

Recently in our country, a new design guideline of reinforced concrete structure has been required partially based on the data of behavior of interior beam-to-column joints of reinforced concrete frames, following the requirements of the joint in a few overseas countries. In that guideline the article quantitatively limiting shear transference to the joint concrete panel has been adopted, and the high grade of general concept has been also proposed on the requirements of shear reinforcements and on the bond stress control of horizontal longitudinal reinforcements passing through the joint. The concept however continues considerably obscure due to the conclusion toward practical application to legal reinforced concrete buildings. When the longitudinal rebars were located in a joint on poor bond condition, it would come into question that:

- 1) The bond behavior in a joint should be strongly reflected on shear strength in the joint and moment resistance at beam ends.
- 2) The shear reinforcements in a joint should have a significant effect on the shear strength.

In order to solve fundamentally above mentioned problems, it is necessary to carry out the tests where the specimens bring out clearly bond failure of the rebars and shear failure of joint concrete. Data from the tests should be afterwards analyzed according to the following research program:

- 1) Behavior of the rebars in a joint is observed at bond failure.
- 2) Ultimate bond strength of the rebars is made have relation to moment resistance at beam ends.
- 3) The moment resistance at beam ends is made have relation to shear strength in a joint.
- 4) Shear failure in a joint should be quantified to have relation to the shear strength.
- 5) It is investigated whether shear reinforcements in a joint have an effect on the shear strength or not.

The study is divided into five chapters.

Chapter 1 describes above mentioned objectives and scope of the study.

In **Chapter 2**, tests of beam-to-column joints using deformed steel bars having large diameter of D41(#13) or D51(#16) were reported and compared with another test of the specimen partially precasted and having slab, and other tests of the specimens constructed with mechanical joints on horizontal longitudinal rebars near the beam-to-column joints. There had been tested many beam-to-column joints of reinforced concrete frames subjected to severe lateral cyclic loads, and data from those tests have been concentrated to many experimental equations with regards to shear strength of the joints or bond strength of the horizontal longitudinal rebars. However the number of tests of beam-to-column joints which had been composed of members reinforced with the deformed steel bars having great diameter used for usual buildings was very small and very precious because such kind of tests might provide much information regarding to shear failure and bond failure and bending failure at the joints. In this chapter, the greatest attention should be paid for the tests using large sized deformed rebars, and then the other tests would be compatible for bond behavior of the longitudinal rebars in a joint. The latter tests used rebars of the diameter less than D29 in order to emphasize difference from the former diameter. Since bond behavior of horizontal longitudinal reinforcements in a joint would be affected by outer factor of slab as well as by inner factor of dimension of the joint, a test of the specimen having slab was included in the latter tests. Moreover many tests of the specimens whose horizontal longitudinal rebars were jointed with mechanical joints near the beam-to-column joints were also included in the latter to investigate the direct effects on bond or anchorage of the rebars in joint concrete. Twenty specimens were tested with the experimental variations as follows:

Compressive strength of concrete : 191 to 414 kg/cm².

Yield strength of the rebars : 3.84 to 4.09 ton/cm².

Diameter of beam rebars : D19 to D51.

Depth ratio of the columns to diameter of beam rebars : 12.2 to 22.7.

Tension reinforcement ratio of the beams : 0.59 to 3.03 %.

Most of the specimens would bring out bond failure of horizontal longitudinal reinforcements in joints because of small depth ratio of the columns to diameter of the rebars, and shear failure in joints because of great tension reinforcement ratio of longitudinal rebars in beams.

In **Chapter 3**, many fundamental bond tests are added, and the factors to have effects on the ultimate bond strength are quantitatively analyzed. On the other hand, ultimate bond strength of beam rebars in the panel are analyzed according to the distribution of strain observed during the joint tests mentioned in the chapter 2. An experimental equation of ultimate bond strength is proposed to consist of the factors of axial force against a column and horizontal confinement acting on the rebars and failure of joint concrete added to the factors in the fundamental bond tests.

In **Chapter 4**, with regards to shear reinforcement of the panel, another series of beam-to-column joint tests are added to the tests in the chapter 2, placing steel beam through the joint panel in order to supply insufficient shear reinforcements. Some of methods are developed to analyze the shear

strength and deformation capacity of the joint panels of all the twenty nine specimens. First, in order to acquire theoretically transference of shear force from bending moment of beams to the panel, the stress of beam rebars on compression side should be calculated using the experimental equation of ultimate bond strength proposed in the chapter 3. Second, shear failure of the panels should be evaluated in numerical grade according to a calculating method to allow elimination of incompatible deformation components generated by different dimensions and nonsymmetry of beams and columns of the specimens. Ratio of deformation component of the panel to sum of whole members are defined shear failure grade. The shear failure grade is utilized as measure to evaluate accurately the equation of shear strength of the panel which is given by factors of compressive strength of concrete, axial stress of column and strength of shear reinforcements.

Chapter 5 describes the conclusion below on the preceding objectives with respect to the study on mechanical properties of interior beam-to-column joints of reinforced concrete structure transferred smaller bond stress than usual structure because of insufficient length of horizontal longitudinal reinforcements passing through the joints.

- 1) Bond behavior of beam rebars in a joint panel is complex very much, because numerous factors have effects on the behavior. However ultimate bond strength could be accurately evaluated within data shown herein. Horizontal length of the panel should be divided into three parts, the region in central core and cover concrete on both sides. Bond failure would occur and bring out ultimate strength in the central core, and stress of rebars located in compression side would change into tension or stress in tension side would develop into the core in accordance with shape and dimension of cross section at beam ends.
- 2) Using the experimental equation of ultimate bond strength, it is important to obtain bending moment at beam end when the joint is causing severe shear failure in the panel, because shear force to the panel might decrease due to bending failure dictated by concrete crushing.
- 3) It is so much available to evaluate shear failure of the panel in numeric grade that significant effects of shear reinforcements on shear strength of panel might be minutely predicted, and the experimental equation of shear strength could be proposed.

目 次

第 1 章 序論

1. 1 研究目的	1-1
1. 2 研究概要	1-4
1. 3 発表論文	1-6

第 2 章 鉄筋コンクリート十字はり・柱接合部の力学的挙動に関する実験的研究

2. 1 研究概要	2-1
2. 2 太径鉄筋 D 4 1 を用いたはり・柱接合部の実験	2-4
2. 2. 1 実験概要	2-4
2. 2. 2 試験体および使用材料	2-4
2. 2. 3 実験方法	2-5
2. 2. 4 ひびわれおよび破壊経過と全体変形	2-6
2. 2. 5 各部の変形	2-8
2. 2. 6 はり主筋の挙動	2-9
2. 2. 7 はりの曲げ抵抗に関する考察	2-13
2. 2. 8 まとめ	2-15
2. 3 太径鉄筋 D 5 1 を用いたはり・柱接合部の実験	2-43
2. 3. 1 実験概要	2-43
2. 3. 2 試験体と使用材料	2-43
2. 3. 3 実験方法	2-44
2. 3. 4 破壊経過および P-R 曲線	2-47
2. 3. 5 各部の変形	2-50
2. 3. 6 ひびわれ発生荷重と耐力の検討	2-51
2. 3. 7 はり主筋の挙動	2-53
2. 3. 8 接合部せん断補強筋のひずみ度	2-55
2. 3. 9 まとめ	2-57

2. 4	スラブ付一部P C aのはり・柱接合部の実験	2-87
2. 4. 1	実験概要	2-87
2. 4. 2	試験体および使用材料	2-87
2. 4. 3	実験方法	2-88
2. 4. 4	実験経過	2-90
2. 4. 5	各部の変形	2-91
2. 4. 6	補強筋の挙動	2-96
2. 4. 7	まとめ	2-102
2. 5	機械式鉄筋継手を有するはり・柱接合部の実験	2-130
2. 5. 1	実験概要	2-130
2. 5. 2	試験体および使用材料	2-130
2. 5. 3	実験方法	2-131
2. 5. 4	破壊経過	2-132
2. 5. 5	耐力とじん性	2-133
2. 5. 6	各部の変形成分	2-135
2. 5. 7	はり主筋の挙動と接合部応力伝達機構	2-135
2. 5. 8	まとめ	2-141
2. 6	本章の結論	2-167

第3章 十字形はり・柱接合部パネル内はり主筋の付着性状に関する研究

3. 1	研究概要	3-1
3. 2	付着強度基礎実験	3-3
3. 2. 1	実験概要	3-3
3. 2. 2	試験体と加力方法	3-3
3. 2. 3	一方向加力実験結果	3-4
3. 2. 4	繰り返し加力実験結果	3-7
3. 2. 5	まとめ	3-8
3. 3	鉄筋塑性化時の付着現象に関する実験	3-18
3. 3. 1	実験概要	3-18
3. 3. 2	試験体と実験方法	3-18
3. 3. 3	実験結果とその考察	3-19

3. 3. 4	まとめ	3-21
3. 4	はり圧縮鉄筋応力の引張反転の解析	3-30
3. 4. 1	解析概要	3-30
3. 4. 2	解析方法	3-30
3. 4. 3	解析結果	3-31
3. 4. 4	はり・柱接合部実験の評価	3-32
3. 4. 5	まとめ	3-33
3. 5	パネル区間のはり主筋終局付着強度の分析	3-38
3. 5. 1	分析概要	3-38
3. 5. 2	ひずみ度分布のパターンと各種付着強度	3-38
3. 5. 3	パネル区間コア内終局付着強度の検討	3-41
3. 5. 4	終局付着強度実験式の提案	3-43
3. 5. 5	まとめ	3-47
3. 6	本章の結論	3-54

第4章 十字形はり・柱接合部パネルのせん断強度と変形性能に関する研究

4. 1	研究概要	4-1
4. 2	場所打SRC柱とP C aはりとのスラブ付接合部の実験	4-3
4. 2. 1	実験概要	4-3
4. 2. 2	試験体と実験方法	4-3
4. 2. 3	実験経過と荷重変形曲線	4-4
4. 2. 4	接合面のずれ	4-5
4. 2. 5	はり主筋の挙動	4-5
4. 2. 6	パネルの強度と鉄骨の補強効果	4-6
4. 2. 7	まとめ	4-9
4. 3	柱RC造、はりS造接合部の実験	4-22
4. 3. 1	実験概要	4-22
4. 3. 2	試験体	4-23
4. 3. 3	実験方法	4-24
4. 3. 4	実験経過	4-25
4. 3. 5	荷重変形曲線	4-26

4. 3. 6	全体変形に占める各変形成分	4-28
4. 3. 7	はり鉄骨およびはり主筋の定着	4-28
4. 3. 8	接合部パネルの変形と鉄骨補強	4-29
4. 3. 9	まとめ	4-31
4. 4	十字形はり・柱接合部の実験せん断強度	4-63
4. 4. 1	目的	4-63
4. 4. 2	接合部せん断入力度の提案と実験破壊状況	4-63
4. 4. 3	パネルのせん断強度式と破壊	4-66
4. 4. 4	まとめ	4-70
4. 5	十字形はり・柱接合部の付着を考慮したマクロモデル解析	4-79
4. 5. 1	解析の目的	4-79
4. 5. 2	抵抗機構モデルの提案	4-79
4. 5. 3	解析結果と考察	4-87
4. 5. 4	せん断強度式の有効性	4-91
4. 5. 5	まとめ	4-92
4. 6	十字形はり・柱接合部パネルの実験変形性能	4-101
4. 6. 1	目的	4-101
4. 6. 2	変形成分の規準化の提案	4-101
4. 6. 3	変形成分からみたパネルのせん断破壊度	4-103
4. 6. 4	せん断強度式とせん断破壊度の関係	4-106
4. 6. 5	まとめ	4-108
4. 7	本章の結論	4-123

第5章 結論

5. 1	まとめ	5-1
5. 2	設計への提案	5-5
5. 3	今後の研究課題	5-7

< 発表文献 >

< 謝辞 >

第1章 序論

第1章 序論

1.1 研究目的

鉄筋コンクリートのはり・柱の交差する接合部は、その交差する部分だけでなく接続する部材を含めて「はり・柱接合部」と総称する場合があるが、日本建築学会では1990年に制定した「鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の中では「柱梁接合部」と呼んで交差部に限定している。この交差部を通常接合部パネルとも呼び鉄骨構造における柱梁接合部のウェブ板に名付けた「接合部パネル」からの伝統を引き継いでいる。従来はり・柱接合部についてその部位が曖昧であったのは、接合部パネルの力学的挙動が不明解であったと同時にパネルの変形は部材すなわちフレーム全体に影響するので、建物の設計においては接合部パネルと部材の変形を分離して考えることが困難でありその必要性もそれ程なかったことによる。

十字形はり・柱接合部は建物の中間層の中柱の接合部であり他の部位のト字形およびL字形の接合部と比較して大きなせん断力が作用するが問題点は大別して2つに絞られる。すなわちはり主筋の通し配筋に係わる付着問題とパネルの高せん断力問題である。一般の付着問題に関しては従来から研究されコンクリートと鉄筋の界面の結合を論ずる基礎的研究からFEM解析に見られる結合要素への応用の研究および実挙動から付着性状を取り出したマクロな応用データまで幅広い研究が行われており、この十字形はり・柱接合部に関しても多くの関連論文が出されている。パネルの高せん断力問題に関しては、接合部の分野で最も早く言及され非常に多くの研究が行われ、終局せん断強度式の提案やミクロなモデルのFEM解析やマクロなモデルのストラット解析が行われてきている。

最近ではこれらの成果を踏まえて日本建築学会は前記指針の改訂中であり「柱梁接合部」に関しても集大成しつつある。現在のところ付着問題に関してはフレームの地震応答履歴がスリップ型となり易いことを制限する立場で、鉄筋径に対する接合部パネル内通過長さであるところの柱せいを規定することによって処理している。すなわち付着問題を間接的に表現しているにとどまっており、この規定は終局付着強度を決定するなど付着問題に直接目を向けたものではない。せん断強度に関しては指針決定までに諸外国も含

めた討論の中で、一般のはりや柱や耐震壁の場合に破壊機構のモデルとされるトラス機構あるいはアーチ機構とは大きく異なって、一般にストラット機構と呼ばれる接合部パネル対角線圧壊機構で破壊するデータが支配的であることから、終局強度をコンクリートの圧縮強度に比例させる設計式を提案するようになったのが大きな結論である。従って接合部パネル内に配置する補強筋の効果は従来よりさらに低く評価され、せん断補強筋と言うよりも面外方向にもコンクリートの変形を拘束する"たが"としての最低限の必要量を規定しているに過ぎない。

鉄筋コンクリートの十字形はり・柱接合部が逆対称荷重を受けたときパネルおよびその近傍では鉄筋が降伏しコンクリートが破壊する。このような材料要素の破壊を集めて名称を付したものの内代表的なものは、付着破壊と曲げ破壊とせん断破壊である。付着破壊は材料要素の破壊にも該当するが、パネル区間に通過して配筋される主筋全長の破壊が接合部の力学的性状に最も大きく影響する。はりが曲げ降伏するように設計された接合部ははりの接合端で曲げ破壊する。パネルに伝達されるせん断力が大きければ、パネルのせん断破壊が生じる。最も重要な3種の破壊のうち、はり主筋の付着破壊ははりの曲げ破壊に大きな影響を与え、パネルのせん断破壊ははりの曲げ破壊やはり主筋の付着破壊とも応力伝達の面で相互に影響し合うものである。前述の学会指針に代表される最近の研究成果は上記3種の破壊をそれぞれ独立した現象として扱って整理され設計に応用されたので、それらの相互関係についての多くのデータを無視した形で表現されている。

すなわち

- 1) はり主筋のパネル内付着挙動を接合部材の曲げ強度やパネルのせん断強度に強く反映させていない。
- 2) パネルのせん断強度に対するせん断補強筋の効果を単にストラット機構では小さいというだけで無視している。

はり主筋のパネル区間内の付着が良好であれば上記の点は看過されても良いが、太径異形鉄筋を建築物的スケールのはり・柱接合部に使用する場合には付着に関して避けられない欠点がある場合には、一般の設計における付着良好の場合と比べて力学的には異なった性状となり上記の点が特に問題視される。

本論文ではこの問題を基本的に解決するため、はり主筋の付着破壊と接合部パネルのせん断破壊が明瞭に生じた実験のデータを分析し次の研究方針で検討する。

- 1) はり主筋がパネル内で付着破壊する場合の挙動を明解にする。

- 2) はり主筋の終局付着強度とはりの曲げ強度との関係を求める。
- 3) はりの曲げ強度とパネルのせん断強度との関係を求める。
- 4) 実験のパネルのせん断破壊の程度を数量化しせん断強度との関係を明確にする。
- 5) パネルのせん断強度に対するせん断補強筋の効果を明確にする。

本論文に関する既往の研究については、関連する各章で述べている。

1. 2 研究概要

本研究は、鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部に関する実験的研究およびそれに付随する基礎的実験について分析したものである。第2章以降の各章の研究概要について以下に述べる。

第2章は太径異形鉄筋D41およびD51をはり主筋に使用した実験とスラブ付一部ブレイキャストの実験、はり主筋に機械式鉄筋継手を施した実験の結果の報告である。鉄筋コンクリート構造の十字形はり・柱接合部の逆対称応力を受ける実験例は数多く、多くのデータがパネルのせん断強度やはり主筋のパネル内付着強度などの実験式に集約されている。しかし建築物的スケールの部材にD41またはD51の太径異形鉄筋が使用されたはり・柱接合部の実験は少なく、一方でこのような接合部の実験はパネルのせん断やはり主筋のパネル内付着およびはりの曲げ破壊の問題など最も多くの情報を提供して呉れるので重要である。太径異形鉄筋(ここではD29以上と定義することにする)をはり主筋として十字形はり・柱接合部に通し配筋すると、上記の付着強度は非常に高くなり限界に達するので、接合部を境にしてはりの曲げによる引張側の応力を全部接合部パネル内のコンクリートに伝達することが不可能となり、圧縮側の鉄筋応力も引張となって、はり主筋の引張側応力の伝達は接合部を越えて反対側のはり部材領域においてもなされなければならない、はりの曲げによる圧縮の鉄筋応力は存在しなくなる可能性がある。この章では太径異形鉄筋を用いた実験を報告し最も大きな関心を払う。次にはり主筋のパネル内付着性状に焦点をあてることのできる実験を別に紹介する。後者は前者と対比させるためD29以下の径の鉄筋を使用している。パネル内はり主筋の付着性状には、パネルの形状など内的要因の他にスラブのような外的要因も含まれるのでスラブ付の試験体も後者に含めた。さらにはり主筋の付着あるいは定着性状に直接影響する機械式鉄筋継手をはり主筋に施した試験体も含まれている。

試験体数は全部で20体で、主要なデータの範囲は

コンクリートの圧縮強度	19.1～41.4 kg/cm ²
はり主筋の降伏点	3.84～4.09 t/cm ²
はり主筋径	D19～D51
柱せい/はり主筋径の比	1.2、2～22.7
はりの引張鉄筋比	0.59～3.03%

であり、柱せい/はり主筋径の比が小さくはり主筋のパネル内付着破壊が生じる試験体

が多く含まれ、はりの引張鉄筋比が大きくてパネルのせん断破壊が生じる試験体が多く含まれている。

第3章は接合部パネル内はり主筋の付着性状に関する研究として、第2章の鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部の実験において、接合部パネル内を通過して配筋されたはり主筋の定着は、非常に大きな付着応力度が作用し大きなすべりが生じるような厳しい条件のものが多くなったことに着目してそれらを分析しようとするものである。これら付着の繰返し疲労と鉄筋塑性化の定着域への拡大について、はり・柱接合部の実験よりも基礎的な条件を与えた実験の結果と比較し、さらに圧縮鉄筋の引張変化についてはり断面の曲げ解析に基づいた検討を行なう。さらにこれらの基礎資料を判断基準として接合部パネル区間のはり主筋の終局付着強度式を推定する。

第4章では接合部パネルの補強について、せん断補強筋の不足を補うためにパネル内に鉄骨を配置した実験を追加して報告した。合計で29体の試験体のパネルのせん断強度とせん断変形性能を分析する手法をいくつか提案した。1番目として、パネルへ伝達するせん断力をはり端の曲げモーメントで理論的に求めるには、パネル内はり主筋の圧縮側の応力を算定する必要があり、この算定には第3章で提案した終局付着強度実験式を用いた。2番目には接合部の破壊の程度を数量化したことで、接合部試験体のはり部材の変形成分について寸法や非対称性の影響を受けない計算方法を提案し、パネルのせん断変形成分の合計成分に対する比をパネルの破壊度とした。この破壊度を基準にして、コンクリートの圧縮強度、柱軸方向応力度およびせん断補強筋比と降伏点の積を因子とするパネルせん断強度評価式の有効性を論じた。

第5章は第1章の研究目的に対するここまでの結論をまとめ、太径鉄筋や機械式鉄筋継手や鉄骨補強などの特殊なはり・柱接合部の設計方法について注釈し、一般の付着の良い鉄筋コンクリート骨組みを含めた接合部の今後の問題点について触れたものである。

1. 3 発表論文

以下に各章の内容に関する既発表論文を記す。

第 2 章

- 石橋・園部「繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究(第6報)」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和48年10月
- 同 「繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究(第7報)」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和49年10月
- 石橋・上村「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その1 その2 その3」
日本建築学会関東支部研究報告集 昭和50年 7月
- 同 「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その4」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和50年10月
- 同 「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その5 その6」
日本建築学会関東支部研究報告集 昭和51年 8月
- 同 「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その7」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和51年10月
- 同 「太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究 その8」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和52年10月(全文)
- 石橋・園部「一部場所打プレキャスト鉄筋コンクリート構造のはり・柱接合部に関する実験的研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和59年10月
- 石橋・戸田「機械式鉄筋継手を有するはり・柱接合部の実験的研究」
日本コンクリート工学会議発行第7回コンクリート工学年次講演会論文集
昭和60年6月
- 石橋・野口「RCはり・柱接合部のパネル応力伝達機構に関する実験的研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和61年8月

第 3 章

- 石橋・大島「繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究第4報」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和46年11月
- 石橋・遠藤「鉄筋の塑性域付着性状について」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和57年10月

石橋・米沢「鉄筋の塑性域における付着挙動について」

日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月

第 4 章

- 石橋・園部「現場打SRC柱とプレキャストRCばりの接合部に関する実験的研究その1、その2」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和56年9月
- 石橋・黒沢「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究その1、その2、その3」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和63年10月
- 石橋・菊川「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究その4、その5、その6」
日本建築学会大会学術講演梗概集 平成元年10月
- 石橋・渡辺「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究その7、その8、その9」
日本建築学会大会学術講演梗概集 平成2年10月

2.1 研究概要

鉄筋コンクリート構造の十字形はり・柱接合部の逆対称応力を受ける実験例は数多く、多くのデータがパネルのせん断強度やはり主筋のパネル内付着強度などの実験式に集約されている。しかし建築物的スケールの部材にD41またはD51の太径異形鉄筋が使用されたはり・柱接合部の実験は少なく、一方でこのような接合部の実験はパネルのせん断やはり主筋のパネル内付着およびはりの曲げ破壊の問題など最も多くの情報を提供して呉れるので重要である。

十字形はり・柱接合部においては、はりの主筋は普通径の場合には接合部パネル内で折り曲げて定着することは容易であるが、太径であると折り曲げ部の曲げ半径が大きくなり配筋の取まりが悪くなるばかりではなく、定着の直線部が少なくなるので十分定着長をとったとしても十分な支圧強度が得られないと定着効率が悪くなると推察される。

普通丸鋼を使用していた時代には、このはり主筋の折り曲げ定着は多く用いられていたが、柱主筋の折り曲げ定着はほとんど考慮されず接合部を通過して配筋されるのが慣習であった。異形丸鋼が普通径の範囲で使用され始めると、はり主筋は定着性能が普通丸鋼よりも優れていることから、接合部において折り曲げ定着されることは少なくなり、直線的に通過して配筋されるとともに、鉄筋の強度も大きいものが使用されるようになったので、接合部パネル区間におけるはり主筋の付着強度が高くなるように構造設計が行われるようになった。

太径異形鉄筋(ここではD29以上と定義することにする)をはり主筋として十字形はり・柱接合部に通し配筋すると、上記の付着強度は非常に高くなり限界に達するので、接合部を境にしてはりの曲げによる引張側の応力を全部接合部パネル内のコンクリートに伝達することが不可能となり、圧縮側の鉄筋応力も引張となって、はり主筋の引張側応力の伝達は接合部を越えて反対側のはり部材領域においてもなされなければならない、はりの曲げによる圧縮の鉄筋応力は存在しなくなる可能性がある。

このような付着の極限状態で十字形はり・柱接合部が設計された場合には、その付着性能はフレームとしての剛性および強度および変形能力に大きな影響を与えることは明かで、接合部パネルを剛と見立ててはりおよび柱部材だけの特性でフレーム全体を考えるこ

とは大きな矛盾を生じることになる。

本章では太径異形鉄筋を用いた実験を報告し最も大きな関心を払う。次にはり主筋のパネル内付着性状に焦点をあてることのできる実験を別に紹介する。後者は前者と対比させるためD29以下の鉄筋を使用している。パネル内にはり主筋の付着性状には、パネルの形状など内的要因の他にスラブ付のような外的要因も含まれるのでスラブ付の試験体も後者に含めた。さらにはり主筋の付着あるいは定着性状に直接影響する機械式鉄筋継手をはり主筋に施した試験体も含まれている。

鉄筋の機械式継手として、筒形のスリーブ鉄骨に鉄筋を挿入して無収縮モルタルをその間隙に充填するスリーブ継手は一般に鉄筋径の2倍以上の外径と1.3倍近くの長さを有し、また軸鉄筋にねじふし鉄筋を用いたり、鉄筋端に機械加工のネジを溶着してカブラーおよびナットで締め付けるねじ継手は一般に鉄筋径の1.5倍以上の外径と5倍以上の長さがある。このような機械式継手を鉄筋コンクリート部材の曲げ補強筋に使用した場合には、スリーブやカブラーなどの継手鉄骨による剛性の増大あるいは継手鉄骨端のコンクリートとの支圧効果などが部材の性能に一見有利に作用したと思われる実験報告^{2.1.1}があり、また大きなせん断応力度の作用するはり・柱接合部内の柱軸筋のスリーブ継手に用いてその部分の破壊が激しかった実験結果^{2.1.2}があり、継手の功罪は不明解である。

機械式継手をはり主筋に施した実験を本章で取り上げたのは、十字形はり・柱接合部に太径異形鉄筋を使用した場合のように継手のような定着効果がなくパネル内ではり主筋が付着破壊し全体的な滑りが生じて激しいはりの曲げ破壊を招くことと比較して強調するためである。

試験体数は全部で20体で、データの範囲として次のものが含まれている。

コンクリート強度	19.1~41.4 kg/cm ²
はり主筋の降伏点	3.84~4.09 t/cm ²
はり主筋径	D19、D22、D29、D41、D51
柱せい/はり主筋径	1.2、2、1.2、9、1.7、2、2.1、1、2.2、7
はりの引張鉄筋比	0.59、0.79、0.97、1.06、1.29 1.46、2.03、3.03 各%

柱せい/はり主筋径のデータからはり主筋のパネル内付着破壊が生じる試験体が多く含まれ、はりの引張鉄筋比のデータからパネルのせん断破壊が生じるデータが多く含まれていることが予測できる。

2.2節ではD41をはり主筋に使用した実験が報告される。試験体は2体で柱軸

方向力の有無を変数としている。

2.3節ではD51をはり主筋に使用した実験が報告される。試験体は4体で実験変数ははり幅とはり主筋の本数および柱側面の中間軸筋の有無を主とする。

2.4節ではプレキャストのスラブと壁体が付いていて、はり下部だけプレキャスト部材で他は場所打の十字形はり・柱接合部の実験を報告する。試験体は1体ではりの上ば筋D19はパネルを通過して配筋され、下ば筋は柱下方に折り曲げ定着されている。

研究の焦点はスラブ圧縮の曲げを受けるとはり端断面の中立軸が圧縮縁側において圧縮鉄筋の応力が引張になることと、このような状態においてのはり主筋のパネル内付着性状である。

2.5節でははり主筋に機械式継手がパネルの近傍で施された場合のはり主筋の付着性状とパネルのせん断強度について調査した実験を報告する。試験体は3シリーズに分かれて全部で13体あり、実験変数は継手の位置、はりの引張鉄筋比および継手形状が主なものであり、継手形状はD29鉄筋に溝を切って断面変化として表したものの、D22鉄筋の実物の継手およびD29ネジ鉄筋を切断せずにナットを固定して継手の外形だけを表したものの3種である。

2.6節ではこれらの実験結果をまとめて本章の結論とするが、付着やせん断の問題は複雑であるのでできるだけ実験を詳しく報告することに主眼を置いたので2.2~2.5節の内容は非常に細かくなっている。従って結論としては実験結果のまとめを主題とし、その議論については第3章、第4章で行うことにする。

参考文献

- 2.1.1 森、岩崎、戸田、城内「鉄筋継手を有する柱・はり接合部の加力実験」
日本建築学会大会学術講演梗概集 2710 S59.10
- 2.2.2 高木、新藤、末永「鉄筋コンクリート造ラーメンプレハブの接合部に関する基礎的研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集 2717 S52.10
- 2.2.3 石橋他「機械式鉄筋継手を有するはり・柱接合部の実験的研究」
コンクリート工学年次講演会、1985
- 2.2.4 石橋他「変断面鉄筋を有するはり・柱接合部の挙動」
日本建築学会大会学術講演梗概集、1985

2. 2 太径鉄筋 D 4 1 を用いたはり・柱接合部の実験

2. 2. 1 実験概要

この実験ははり主筋に D 4 1、柱主筋に D 3 2 を使用した十字形はり・柱接合部の実験で、太径異形鉄筋の付着性状について調べることに主眼をおいて、ひずみ度やすべり変形を詳しく測定した。

試験体は 2 体で、一方には柱軸方向力をかけ他方にはかけないことにして、柱軸方向力による接合部強度などへの影響を調べた。

2. 2. 2 試験体および使用材料

試験体の形状は図 2. 2. 1 に示すように、幅×成が $20\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ のはり（全長 3 m ）と、幅×成が $20\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ の柱（全長 3.5 m ）が十字にクロスする形である。柱相当部材の両端には、 $20\text{ cm} \times 45\text{ cm}$ の断面のコンクリートが 20 cm だけ突出した形のスタブ部分がある。

はりの主筋は D 4 1 で上下に 1 本ずつ配筋され、端部はエンドプレート（厚 22 mm ）に溶接アンカーされている。柱の主筋は D 3 2 で左右に 2 本ずつ配筋され、端部は 180° フックの終端の直線部をエンドプレートにフレア溶接されている。はりおよび柱主筋の引張鉄筋比はそれぞれ 1.29% および 1.80% であり、主筋の芯までのかぶり厚さは、鉄筋呼称径を d で表すとそれぞれともに約 $1.5d$ である。

はり主筋の接合部パネル長さは 50 cm で約 $1.2d$ であり、柱の場合には約 $1.9d$ となっている。はり主筋の部材内長さは約 $3.0d$ であり、柱主筋の部材内の引張域長さは約 $1.6d$ である。

せん断補強筋は、はりの場合 $2-D10$ 、@ 100 ($P_w = 0.71\%$)、柱の場合 $2-D13$ 、@ 100 ($P_w = 1.27\%$) で、溶接により閉鎖型とし、これらは加力実験の際にはりが曲げ降伏したときにはりや柱部材がせん断破壊を避けて十分なじん性のある変形を示すように、従来の設計式による補強量よりも多くして余力をもたしてある。

接合部パネル内のせん断補強筋は、柱の場合と同一の鉄筋および同一のピッチで配筋され、接合部パネルの強度算定に当たり是石式で検定して安全性を確かめたものである。

試験体に使用したコンクリートは、設計基準強度を $F_c = 35.0\text{ kg/cm}^2$ としプレコン工場で蒸気養生して水平に打設されたものである。試験体毎の加力実験時の材令における機械的性質を表 2. 2. 1 に示すように、圧縮強度が 41.4 kg/cm^2 と 31.2 kg/cm^2 と比較的大きな差があり柱軸方向力をかけた試験体で大きく、かけない試験体で小さい結果となったので、接合部パネルのせん断破壊強度を比較するには柱軸方向力以外にコンクリート強度の影響を若干考慮しなければならないものと思われる。試験体に使用した鉄筋は全て S D 3 5 材で、その機械的性質を表 2. 2. 1 に示す。

2. 2. 3 実験方法

実験装置として水平面内で加力するための反力台鉄骨が実験室に設置され、試験体は別の台の上ですべり支承を介して摩擦および拘束力が働かないように設置された。反力台鉄骨は図 2. 2. 2 に示すように X 形をしており、2 方向にジャッキを据えて交互に作動させることができる。荷重 P はジャッキから分力用ブロックを介してはり・柱接合部中心に向かい、分力はそれぞれはりおよび柱のせん断力となって伝達する。

柱の上下の突出部コンクリート部分には H 型鋼が P C 鋼棒で接合され、これを荷重ばりとして柱のせん断力が試験体の反曲点方向へ迂回して伝達される。これは反曲点に直接に支承を介して加力する場合よりも、柱のクリアスパンの応力分布を滑らかにするためである。

試験体 NO. 1 には P C 鋼棒と鉄骨とで組まれた加圧装置によって、柱に一定軸方向力 $N = 60\text{ t}$ （平均軸応力度にして $\sigma_0 = 60\text{ kg/cm}^2$ ）を加え、NO. 2 には加えない。

試験体 NO. 1 への正負交番繰返し荷重は、はりの曲げ降伏荷重を最大荷重として荷重制御で正負 4 サイクル（第 4 負荷重は小荷重）を与えた後、第 5 正荷重を与えて終局に到らしめた。はりの曲げ降伏荷重は、はり主筋のひずみ測定により判定した ($P = 5.0\text{ t}$)。

試験体 NO. 2 への正負交番繰返し荷重は、柱軸方向力がないことやコンクリート強度が予定より低く出たことにより、接合部パネルのせん断ひびわれの早期発生や付着性能の低下が生じることを考慮して、はりの曲げ降伏荷重より低い荷重振幅での繰返し加力を多く含むことにして、はりの曲げひびわれ荷重 ($P = 1.4\text{ t}$ 、計算値) で 2 サイクル、はりの曲げ降伏荷重の $2/3$ 倍 ($P = 3.0\text{ t}$ 、計算値) で 1 サイクル、はりの曲げ降伏荷重 ($P = 5.0\text{ t}$ 、主筋のひずみ測定による) で 3 サイクル加力した後、第 7 正荷重で終局に到らしめた。第 2 サイクルおよび第 5、第 6 サイクルには前サイクルのはり・柱相対

部材角 R の変形振幅に合わせて変形制御で加力された。

測定は試験体の変形および主筋その他の補強筋のひずみおよびはりの主筋のすべりに関して行われた。

はりおよび柱のたわみの測定は、図 2. 2. 3 に示すようにそれぞれ独立に取り付けた 4 組のゲージホルダーを使用して行われた。これらのゲージホルダーと試験体とは、はりおよび柱の主筋の交差するコーナーの外側にアンカーしたボルトにベ어링を用いてピン接合された。ゲージホルダーの他の節点も同じようにピン接合され、ゲージホルダー全体は試験体の変形に拘束されないように試験体との間にベ어링を挟んですべらせるようにした。

上記のゲージホルダーの取り付け点は接合部パネルの 4 頂点を表すと考え、その対角点間の変形を測定することにより、接合部パネルのせん断変形を求めた。パネルの辺に平行な部材は変形を若干拘束しているが、その影響は、拘束をなくしてはりや柱のたわみを測定した場合の取り付け点のひび割れによる変形による影響よりも小さいと考えた。

ゲージホルダーを介して試験体の各部の変形を、図 2. 2. 4 に示す概念で、ダイヤルゲージを用いて測定した。この概念図中の式 R が加力実験を制御したはり・柱の相対部材角である。

はりの主筋およびスターラップのひずみ度およびはり主筋のすべりの測定点を図 2. 2. 5 に示し、柱の主筋およびフープのひずみ度の測定点を図 2. 2. 6 に示す。これらは測定点を多くとって変形の分布状態を詳しく調べるためのものである。

はり主筋とコンクリート間の相対すべり量の測定方法として、図 2. 2. 7 に示すような、板パネを鉄筋に溶接したクリップゲージを開発して使用した。

2. 2. 4 ひびわれおよび破壊経過と全体変形

図 2. 2. 8 に実験終了時におけるひびわれ状況を示す。

柱軸方向応力度 $\sigma_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の試験体 NO. 1 のはりの曲げひびわれは、端部の引張側に最も早く発生した ($P = 1.3 \text{ t}$)。荷重の上昇に伴って、引張縁に沿って支点側の方へ順番に数本の曲げひびわれが発生していき、それらは総じてはり側面の斜めせん断ひびわれへと進展していくものであった ($P = 3.0 \text{ t}$ まで)。引張縁における出発点のはり端からはり成の長さの区間のせん断ひびわれは、はり端の圧縮縁コーナーの方向へ進展する傾向がみられた。はり引張縁の面には、はり端と支点との中間で付着割裂ひびわれが発生した ($P = 3.0 \text{ t}$)。

柱の曲げひびわれは接合部付根の端部にまず発生し伸展した ($P = 3.0 \text{ t}$)。せん断ひびわれは曲げひびわれとは独立して発生し ($P = 4.5 \text{ t}$)、材軸の反曲点位置と端部の圧縮縁点とを結ぶ線にはほぼ平行な 45° 線よりやや立った形になり、その一部は逆方向に向いてすでに発生していた接合部パネルのせん断ひびわれと連結するものがあった。柱のひびわれは軸方向力のかかっていない NO. 2 のものに比較して発生本数が少なく、とくに端部の圧縮縁には少なかった。

接合部パネルのせん断ひびわれは、パネルの対角線上に最初に発生した ($P = +3.0 \text{ t}$, -2.5 t)。その後、柱の主筋の見付線に囲まれる領域に多くの発生をみた。

見付線近傍のものは、付着破壊と思われるものもあり、またはりまたは柱の曲げひびわれと連結したと思われるものもあった。

第 5 正荷重の $P = 5.0 \text{ t}$ のときに左右のはりの引張鉄筋は柱面位置で降伏した。その後片側 (図 2. 2. 8 (a) の右側) のはりのたわみがとくに進行し、端部の曲げひびわれ幅が増大した。最終的には荷重は $P = 6.0$. 4 t まで上昇し、上記のはりの曲げ圧壊が生じてコンクリートが剥落した。

柱軸方向応力度が $\sigma_c = 0 \text{ kg/cm}^2$ の NO. 2 試験体のはりにおいては、NO. 1 試験体と同様に、まず端部に曲げひびわれが生じ ($P = 1.0 \text{ t}$)、支点側へと数を増して発生していき、それらが出発点となって端部の圧縮縁点を指向する斜めのせん断ひびわれへと伸展した。はりの引張縁面には付着割裂ひびわれも発生した ($P = 3.0 \text{ t}$)。

柱の曲げひびわれは、まずはり柱の交点隅角部からパネル方向に斜めに発生するものが出て、さらに一般区間にも数本の曲げひびわれがほぼ同時に発生した ($P = 3.0 \text{ t}$)。せん断ひびわれは曲げひびわれが伸展する形で、 45° 方向に発生した。

接合部パネルのせん断ひびわれはパネルの対角線上に最初に発生した ($P = +2.2 \text{ t}$, -2.8 t)。その後、はり柱の主筋の見付線に囲まれる領域に様に分布して発生した。

見付線上には付着破壊の影響と思われるものが発生し、はり柱交点隅角部に初期に発生した斜め曲げひびわれに連結した。

第 4 正荷重の $P = 5.1 \text{ t}$ のときに片側のはりの引張鉄筋は、端部位置で降伏した。第 5、第 6 サイクルの正負荷重および第 7 正荷重と加力が進むにつれて、接合部パネルのせん断ひびわれが増加および伸長し、第 7 正荷重の $P = 4.5 \text{ t}$ 位から、これらのせん断ひびわれの幅が増大し始め、 $P = 4.9 \text{ t}$ に到ったときに主筋線に囲まれるパネル領域のかぶりコンクリートが剥落し始め、荷重が上がりなくなった。

図 2. 2. 9 に両試験体の荷重 P とはり・柱相対部材角 R との関係を示す。同図中前述の現象の内主なものの発生点を示す。

2. 2. 5 各部の変形

1) 接合部パネルのせん断変形

図2. 2. 10に両試験体の接合部パネルのせん断応力度とせん断変形角との荷重変形曲線を示す。たて軸の τ_p および横軸の γ_p は次式により算定した。

$$\tau_p = \frac{2M_b - Q_c j_b}{b j_b j_c} = 2.068 P \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \begin{array}{l} P: \text{試験荷重 t} \\ M_b: \text{はり端部の曲げモーメント} \end{array} \quad \text{式2. 2. 1}$$

$$M_b = \frac{3 \times 1.083}{\sqrt{3^2 + 5^2}} P = 0.557 P \text{ (t} \cdot \text{m)} \quad \begin{array}{l} Q_c: \text{柱せん断力} \\ b: \text{接合部厚 20 cm} \end{array} \quad \text{式2. 2. 2}$$

$$Q_c = \frac{5}{\sqrt{3^2 + 5^2}} P = 0.857 P \text{ (t)} \quad \begin{array}{l} j_b: \text{はりの応力中心間距離 45.5 cm} \\ j_c: \text{柱 " " 38.5 cm} \end{array} \quad \text{式2. 2. 3}$$

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{440^2 + 505^2}}{2 \times 440 \times 505} (D_3 - D_2) \quad \begin{array}{l} D_3: \text{ダイヤゲージ③の変形 mm} \\ D_2: \text{ダイヤゲージ②の変形 mm} \end{array} \\ = 0.00151 (D_3 - D_2) = 1.507 R_p \text{ (図2. 2. 4参照)} \quad \text{式2. 2. 4}$$

試験体NO. 1の $\tau_p - \gamma_p$ 曲線は、正荷重の $\tau_p = 27 \text{ kg/cm}^2$ ($P = 13 \text{ t}$)位までは初期剛性線に乗り、以後は荷重も含めて剛性は加力サイクルの進行とともに低下する傾向にあり、最後の正荷重の $\tau_p = 103 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\gamma_p = 6/1000$ の点から $\tau_p = 125 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\gamma_p = 9/1000$ の点にかけてさらに剛性が低下する。

試験体NO. 2の $\tau_p - \gamma_p$ 曲線は、第4正荷重の $\tau_p = 106 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\gamma_p = 4/1000$ の点で最大荷重点に到り、これが耐力点とみられ、第5、第6、第7正荷重ではそれぞれ耐力は低減し変形のみ進行し、 $\tau_p = 101 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\gamma_p = 17/1000$ の点に到る。

両試験体を比較すると、NO. 1に比較してNO. 2のせん断破壊はかなり激しく生じたことになる。

2) はりの変形

図2. 2. 11に両試験体のはりの接合部付根に対する左右の支点のたわみを全スパンの部材角に換算し荷重との関係を示す。

$$R_b = \frac{D_3 + D_4}{L} \quad \begin{array}{l} L: \text{はりのスパン 2666 mm} \\ D_3: \text{ダイヤゲージ③の変形 mm} \\ D_4: \text{ダイヤゲージ④の変形 mm} \end{array}$$

式2. 2. 5

試験体NO. 1の $P - R_b$ 曲線は、第1正荷重の $P = 30 \text{ t}$ 位までは断面の引張側のコンクリートを無視した弾性計算曲げ剛性線に沿い、 $P = 50 \text{ t}$ 位までは若干剛性が低下するが、試験体NO. 2と比較すれば、その剛性低下は少なく正負の荷重によってもあまり変化しない。 $P = 50 \text{ t}$ を僅かに越える荷重では、はりが曲げ降伏して、変形は $R_b = 22/1000$ まで達し、終局曲げ耐力とみられる荷重 ($P = 60.4 \text{ t}$ 、 $M_b = 33.6 \text{ t} \cdot \text{m}$) に到った。

試験体NO. 2の $P - R_b$ 曲線は、第1正荷重の $P = 20 \text{ t}$ 位までは、前記弾性計算曲げ剛性線に沿い、第4正荷重の $P = 49 \text{ t}$ 位まではNO. 1試験体より度合の大きい剛性低下を示し、同荷重以降は荷重の上昇は変形に対して緩慢で曲げ降伏形となり、 $P = 51 \text{ t}$ に達し、このときの最大荷重で終局曲げ耐力は、 $M_b = 28.4 \text{ t} \cdot \text{m}$ を得、その後耐力は若干低下して変形は $R_b = 8.5/1000$ に達した。

両試験体を比較すると、試験体NO. 1のはりの曲げ降伏破壊が卓越して生じ、試験体NO. 2は接合部パネル破壊と平行してはりの曲げ降伏が生じたことになる。

3) 柱の変形

図2. 2. 12に両試験体の柱の接合部付根に対する上下の柱端部の2測定点のたわみを部材角に換算し荷重との関係を示す。

$$R_c = \frac{D_5 + D_6}{H} \quad \begin{array}{l} H: \text{柱のスパン 2695 mm} \\ D_5: \text{ダイヤゲージ⑤の変形 mm} \\ D_6: \text{ダイヤゲージ⑥の変形 mm} \end{array}$$

式2. 2. 6

2. 2. 6 はり主筋の挙動

1) 荷重-ひずり度関係

図2. 2. 13(1) ~ (10)に両試験体のはり主筋に関する $P - \epsilon$ 曲線を示す。

D41鉄筋素材の引張試験結果から、はり主筋の降伏ひずみ度は $\epsilon_y = 2010\mu$ (μ はひずみ度の単位で 10^{-6})であり、試験体のひずみ測定点の値がこれより大きくなると試験荷重はあまり上昇しなくなったことが示されている。降伏して ϵ_y 以上のひずみ度に到った測定点では、ゲージが破壊して測定不能になる場合が多く、最後の大変形加力の時にとくにこの傾向が強かった。

試験体NO. 1の主筋Aの測定点12は、はり断面の区間であって最も柱との境界に近く位置しており、正荷重では鉄筋が圧縮力を受ける側にある。測定点11はそれに隣接して接合部内に少し入った所に位置している。この2点の荷重-ひずみ度関係を図2. 2. 13(2)の $P-A\epsilon_{12}$ および $P-A\epsilon_{11}$ 曲線で参照すると、第1正荷重で $P=20\sim 30\text{ t f}$ に増加するときに、それまでひずみ度が負の方向へ増加していたのが正の方向へ反転する現象が現われている。また第2サイクル以降の正荷重では、測定点12では負のひずみ度を維持するが繰返し回数が増す毎に最大荷重時のひずみ度の絶対値は小さくなり、測定点11では荷重増に対するひずみ度増は正の方向へ反転したままで各回毎のひずみ度は正の値で同一荷重に対して増大した。さらにこれらの測定点では最終加力の最大荷重到達直前でひずみ度が圧縮側へ急激に変化した。

このように試験体のはりの曲げによって圧縮を受ける側にある測定点で、荷重自身および繰返し回数の増大に応じてひずみ度が次第に引張側へと変化する傾向が他の測定点においてもみられた(図2. 2. 13(4)および(7)および(9))。

この原因としては3つあって、第1は荷重の増大にともなって圧縮側のコンクリートが塑性化し圧縮合力中心が圧縮縁側に移動するとともに断面の中立軸も圧縮縁側へと移動することにもなる圧縮鉄筋のひずみ度増の変化である。第2は、はり主筋の接合部パネルへの定着が不完全であることが原因と考えられ、繰返し加力によっても附着性能は低下する。第3は、第2サイクル以降において前荷重で引張降伏あるいは大きなひびわれの開きがあったとすれば、除荷して反対の加力によって圧縮力を受けても残留ひずみのために正のひずみのままになることが考えられる。しかし図2. 2. 13(3)の $P-A\epsilon_{10}$ および $P-A\epsilon_9$ 曲線に示すように、接合部パネル中心部においても第一正荷重における引張反転が認められ、主筋の定着力の不足がはり部材方向に大きく影響したことが分かる。図2. 2. 13(3)の $P-B\epsilon_8$ および(8)の $P-A\epsilon_{10}$ 曲線においても接合部パネル内の定着性能の不足による引張反転現象が示されている。従ってはりの危険断面領域における圧縮鉄筋の引張反転現象は主として接合部パネル内の鉄筋の定着不足が原因といえると思われる。

試験体NO. 1の主筋Aの測定点8~13では最終加力の最大荷重到達直前でひずみ

度が圧縮側へ急激に変化した。これははりが曲げ圧壊したことに原因があると思われる。

試験体NO. 1は主筋Bの測定点11において第1正荷重の最大荷重 $P=49\text{ t f}$ で降伏ひずみ度を越え、試験体NO. 2は主筋Bの測定点12において第4正荷重の最大荷重 $P=51\text{ t f}$ で降伏ひずみ度を越えた。いずれも降伏したのははり・柱境界に最も近い測定点においてであり、このときの全測定点のひずみ度を表2. 2. 2に示す。同表にはその後の加力で測定可能であったひずみ度の内最大の引張ひずみ度とはり主筋の主な現象を併せて示す。

2) 軸ひずみ度分布

図2. 2. 14の上方に両試験体のはり主筋Bのひずみ度の分布の推移を示す。横軸には測定点位置、縦軸にはひずみ度をとっており、測定点1および17は加力点に位置し、測定点6~7および11~12の間にははり・柱境界がある。

同図左側は試験体NO. 1の第1正荷重ではりの曲げ降伏が確認された最大荷重までのひずみ分布の推移である。主筋Bの引張鉄筋の区間の測定点15~17のひずみ度は、 $P=16\text{ t}$ までは曲げひびわれがないので(点15の断面のひびわれ荷重計算値は13.3 t)小さいが、 $P=20\text{ t}$ 以上になると点15のひずみ度が比較的大きくなり、 $P=30\text{ t}$ を越えると点17のひずみ度も生じるようになる。 $P=13\text{ t}$ 以上では点15~17の分布と点11~14の分布は2折れ線形となり、後者の区間でははりの曲げ抵抗が引張鉄筋を弦材としコンクリート束を斜材とするいわゆるトラス機構が生じたため点11~14区間がやや凹凸があるものの平均的にはフラットな分布形となった。 $P=46\text{ t}$ で柱面位置の点11のひずみ度は ϵ_y に達し、 $P=49\text{ t}$ で 3547μ まで増大した。柱幅内の分布形は、 $P=16\text{ t}$ までは引張側で急、圧縮側で緩やかな勾配の曲線であり、 $P=16\text{ t}$ を越えるとやや乱れながらも勾配が急となり、さらに $P=30\text{ t}$ 以上では全区間で一定勾配の直線に近似した。ひずみ度の正負が逆転する点は、 $P=7\text{ t}$ では柱中心線より引張側にあり、荷重の増加とともに圧縮側へ移動し、 $P=40\text{ t}$ を越えると柱面よりやや外側まで移動する。圧縮鉄筋の区間では、 $P=25\text{ t}$ までははりの支点(1)から柱面近点(6)へかけて圧縮ひずみが漸増するが、 $P=30\text{ t}$ 以上になると点3, 4, 5と圧縮ひずみの最大点が移動する。

同図右側は試験体NO. 2の第1, 第3, 第4正荷重(第4正荷重ではり降伏)でのひずみ分布の推移である。主筋Bの引張鉄筋の区間では、第3正荷重の $P=20\text{ t}$ になると点11~14間の分布がフラットとなりトラス機構が生じたことを示し、第4正荷重の $P=51\text{ t}$ のときに柱面近傍の点12で降伏したことが確認できた。柱幅内の分布形

は、第1正荷重の $P=1.4\text{ t}$ までは引張側で急、圧縮側で緩やかな勾配の曲線であり、第3正荷重の $P=2.0\text{ t}$ 以上になると全区間で勾配の急な直線に近似した。ひずみ度の正負が逆転する点は、第1正荷重の $P=1.4\text{ t}$ までは柱中心線のやや圧縮側に位置し、荷重の増加とともに若干圧縮側へ移動し、 $P=4.0\text{ t}$ 位で柱面まで移動した。試験体NO. 1と比較すると柱軸方向力がないこととコンクリート強度が低いこと付着の条件が悪く、低荷重の段階からひずみ度の零点が圧縮側にずれる傾向が強くていられると思われる。圧縮鉄筋の区間では、第1正荷重の $P=1.4\text{ t}$ までは支点から柱面まで圧縮ひずみが漸増する形をとるが、第3正荷重の $P=2.0\text{ t}$ 以降は、最大ひずみ度点が支点側へ移動する傾向がみられる。しかし、第3正荷重以降は繰り返し荷重のため負荷重の際に生じた引張ひずみが支点付近で残留し、圧縮ひずみに到らなかったことも示されている。この残留ひずみの影響は引張側の支点位置においても、引張ひずみを増大させることに現れている。

図2. 2. 15に両試験体のはりの曲げ降伏時および最大荷重時(Na2は両者が一致する)における応力度をひずみ度から求め、降伏ひずみ度以上の測定値に対しては降伏点にして、その分布形を示した。同図中の計算線は柱面におけるはり端部断面の引張側のコンクリートを無視した弾性計算によって曲げ降伏時のはり主筋の応力度を求め、支点位置を0として直線で結んだ応力度の分布形を示す。

同図左側の試験体NO. 1の場合には、降伏したはり主筋Bの柱幅内の応力度分布ははりの曲げ降伏時には、計算線の $\tau_b=100\text{ kg/cm}^2$ の勾配よりやや緩やかな勾配の直線状で、最大荷重時には降伏域が柱中心線位置まで拡大し、曲げ降伏時の直線が圧縮側(図の左方)へ平行移動した。引張側のはり区間では、曲げ降伏時から最大荷重時にかけてはり軸筋の降伏域が拡大し、圧縮側のはり区間では、圧縮ひずみの減少または引張への変動が生じた。試験体NO. 1のはり主筋Aの応力度分布は主筋Bの降伏時から最大荷重に到るまで弾性であった。図中柱幅内の最大付着応力度は平均的に約 80 kg/cm^2 (主筋A、主筋B)であった。

同図右側の試験体NO. 2の場合には、はり主筋Aの柱幅内の応力度分布は曲げ降伏時に $\tau_b=100\text{ kg/cm}^2$ の計算線より小さい勾配の直線分布を有した。はり主筋Bの応力度分布は降伏には達せず、柱幅内において $\tau_b=100\text{ kg/cm}^2$ の計算線より小さい勾配の直線分布を有した。図中柱幅内の最大付着応力度は平均的に 70 kg/cm^2 (主筋A)、 90 kg/cm^2 (主筋B)であった。

3) 付着応力度とすべり変形

測定されたひずみ度の分布形の勾配より換算して、それぞれの測定間隔での平均付着

応力度 τ_b を求め、図2. 2. 14に正荷重における τ_b の正負最大値の分布を示した。また図2. 2. 16には試験体NO. 1の主筋Bの第1正荷重の測定値について荷重 P と上記 τ_b との関係を示す。柱幅内における付着応力度は、引張鉄筋側が高い値となり、主筋のはり端降伏時には耐力に達したと思われ、 $\tau_b=100\text{ kg/cm}^2$ 以下の付着耐力であったと思われる。

図2. 2. 17に試験体NO. 1のはり主筋Bのすべり測定結果と前述の τ_b とを用いて、第1正荷重段階における τ_b-S 曲線を、すべり測定点10, 8, 7, 6, 3(図2. 2. 5参照)について示す。測定点10, 8は、はりの曲げせん断ひびわれの多く発生した区間の引張鉄筋の τ_b-S 曲線で、 τ_b が小さいわりにはすべりが最大 0.2 mm と大きな値を示す結果となっている。測定点7, 6は柱幅内のもので、 $\tau_b=100\text{ kg/cm}^2$ で $S=0.2\text{ mm}$ の値に達している。測定点3は柱面のはり端圧縮鉄筋の点で、 $\tau_b=70\text{ kg/cm}^2$ で $S=0.1\text{ mm}$ 以下である。

この測定点3におけるすべりとパネルコンクリート全体のひずみを無視して、測定点6, 7, 8のすべりが主筋のひずみだけによって生じると仮定して、ひずみ度測定値(表2. 2. 2)からひずみ分布形を台形分布に補間して測定点3を原点とするすべりの値を求めると、測定点6では 0.17 mm 、7では 0.35 mm 、8では 0.67 mm となる。

前述の直接測定された最大すべり量とこの主筋軸ひずみ度積分結果を比較すると、測定点6では積分値が小さいが、測定点7および8では積分値の方が大きくなった。このことはパネルコンクリートはせん断ひびわれなどにより主筋の相対的なすべりに無視できない影響を与えたことになるとと思われる。はり・柱境界にある測定点8のすべりは7, 6と比較して付着応力度とともに逆方向に向いており、はりの曲げひびわれがはり・柱境界より内側まで生じたことが影響していると考えられる。

図2. 2. 18に試験体NO. 1, NO. 2のそれぞれについて1例ずつ接合部パネル内のすべり変形と荷重の関係を示す。NO. 1の $P-S$ (測定点6)曲線は、第4サイクルまでは変形振幅が $S=\pm 0.2\text{ mm}$ に止まっており、最大耐力時に $S=0.7\text{ mm}$ に達している。NO. 2の $P-S$ 曲線は、繰り返しによってすべりが増加する傾向を示している。

2. 2. 7 はりの曲げ抵抗に関する考察

両試験体のはり主筋のひずみ度測定結果から、はりの接合端断面で引張主筋が降伏したときには、圧縮側の主筋の応力は0に近かったことが確認されたので、このときの断面

の応力状態は単筋ばりのそれに近かったと思われる。その後の加力で変形が増大するとともに、前述のように試験体NO. 1でははりの曲げ圧壊が生じるが荷重は上昇し、試験体NO. 2では接合部パネルの圧壊が生じて荷重は上昇しなかった。さらに試験体NO. 1では最初に曲げ降伏したはり断面の主筋だけが降伏域を拡大し同じ鉄筋の圧縮側の引張反転が進行し、はりの曲げ破壊が圧壊をともなって顕著になった。従って試験体NO. 1では接合部パネルはひびわれが生じたものの終局状態には到らずはりの曲げ破壊が進行し、試験体NO. 2の場合は接合部パネルが表面コンクリートのはくらくをともなって激しく破壊する一方はりの曲げ破壊はそれほど進行しなかったことが、はり主筋の挙動の分析によっても確認された。

2. 2. 6項の3)で述べたように接合部パネル領域において主筋のすべりは曲げ圧縮領域では小さく引張領域では大きかった。はりの接合端断面においては引張側ではコンクリートとの相対的ずれは接合部パネル内の全体的伸び出しと比較すれば、パネル内のコンクリートのひびわれの影響で小さくなったと考えられたが、主筋のパネルからの抜け出しによって断面の回転が大きくなったと考えられる。引張主筋のすべりは主筋の弾性・降伏の拘らず、はり接合端断面に集中する回転を与えたはずである。この回転変形は平面保持仮定の曲げ理論に数学的に無理に当てはめようとするれば、コンクリートの圧縮ひずみ度を無限に大きくとることになるが、実際には接合部の有限な領域の塑性回転として生じる。一方、はりの接合端断面の圧縮鉄筋の応力は絶対値が小さくなるかあるいは引張側へ反転した。圧縮鉄筋がコンクリートの応力ブロックの外にあっても中にあっても、圧縮鉄筋である主筋の付着すべりによって圧縮鉄筋のひずみ度がコンクリートの同じ位置のひずみ度よりも引張側へ変化したことを示すと考えられる。

このようなはりの接合端断面の曲げ抵抗状況を実験から解析するために、はり主筋が初めて降伏したときのひずみ度分布を表2. 2. 2から表2. 2. 3に再録し、接合部左右のはり断面の曲げモーメントを主筋のひずみ度測定値から算定した。引張鉄筋の応力 T_s は試験体NO. 1の右断面においては降伏軸力 T_y に達したが、試験体NO. 2の右断面においては測定値が不良であったので近い測定点からの直線補間値を採用したため降伏軸力に達していない。両試験体の左断面の引張鉄筋応力はともに弾性範囲のものであった。また圧縮鉄筋の応力 C_s は両試験体のいずれの断面においても微小で、試験体NO. 1においては引張反転している。断面応力の釣合よりコンクリートの圧縮合力 C_c を求めた。

従来の応力中心間距離の略算式 J_B と測定された引張鉄筋軸力 T_s を用いて曲げモーメント $RM (= J_B \times T_s)$ を求めると、両試験体のいずれの断面においても、実験荷重

から左右接合端断面の平均値として求めた曲げ強度 M_y より下回っている。逆に実験荷重による曲げ強度 M_y と引張鉄筋軸力 T_s から、応力中心間距離 j' ($= M_y / T_s$)を求めると両試験体のいずれの断面においても有効せい $d = 52 \text{ cm}$ を越える結果となった。

この大幅な曲げ抵抗機構の矛盾は加力および測定方法の精度の問題でもあるが引張・圧縮両主筋の滑りによるところも大きいと考えられる。

2. 2. 8 まとめ

柱軸方向力 $\sigma_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ の場合、はりの曲げ降伏状態で接合部パネルはせん断変形角が $\gamma_p = 7.5 / 1000$ に到ったときに $\tau_p = 125 \text{ kg/cm}^2$ の強度に達した。

D41の接合部パネル区間の付着応力度は局部的には $\tau_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ 以上の強度に達するが平均的には $\tau_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ 以下で、その荷重段階で繰り返し荷重が作用した場合 $\pm 0.2 \text{ mm}$ 程度のすべりを生じる結果を得た。

柱軸方向力0の場合、はり主筋は降伏するがはりの大きな曲げ変形は生ぜず接合部パネルはせん断変形角が $\gamma_p = 4 / 1000$ に到ったときにせん断強度 $\tau_p \approx 106 \text{ kg/cm}^2$ に達してせん断破壊しこの値が耐力を示し、 $\gamma_p = 17 / 1000$ では $\tau_p \approx 101 \text{ kg/cm}^2$ に低下した。D41の付着耐力は $\tau_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ 以下で、この荷重段階での繰り返し荷重によって付着すべりが $\pm 0.5 \text{ mm}$ に達するなど付着性能の低下が大きい結果を得た。

このように柱軸方向力がある場合はりの曲げ圧壊で終局に到り、柱軸方向力がない場合接合部パネルがせん断破壊した。はりの柱面の曲げ強度は、両側主筋の降伏時に軸方向力のある場合略算の応力中心間距離を使った計算値の1.19倍、軸方向力のない場合1.22倍となり、終局時には軸方向力のある場合1.44倍、軸方向力のない場合1.17倍となる結果を得たが、はり主筋の付着すべりの影響で通常の平面保持の仮定に基づく曲げ抵抗機構は大きく崩れることになると予見できた。

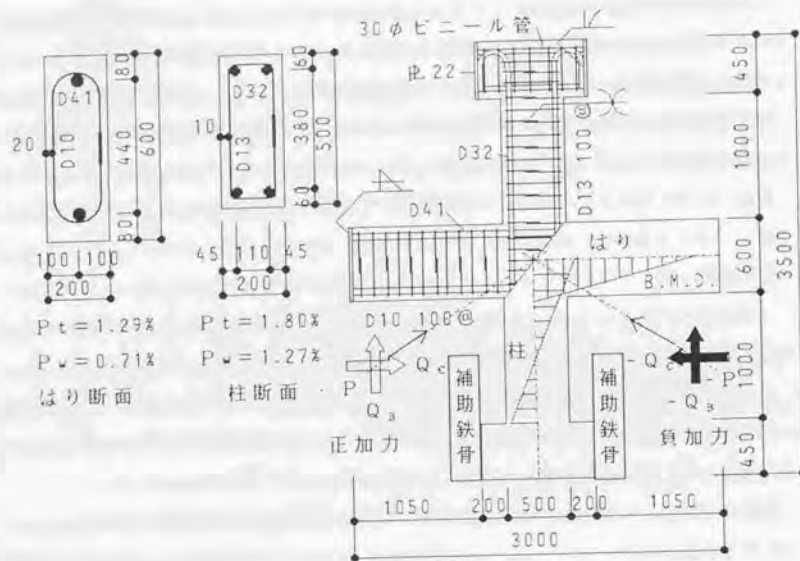


図 2. 2. 1 試験体の断面、配筋詳細、応力

表 2. 2. 1 コンクリートおよび鉄筋の機械的性質

コンクリート					
試験体 NO.	材 令 日	圧縮強度 kg/cm ²	割裂強度 kg/cm ²	ヤング係数 tf/cm ²	標本数 n
1	3 1	4 1 4	2 8 . 3	3 1 7	5
2	1 8	3 1 2	2 3 . 4	3 0 0	5
鉄筋					
公称径	降伏点 tf/cm ²	引張強さ tf/cm ²	ヤング係数 tf/cm ²	伸び %	標本数 n
D 4 1	3 . 8 4	5 . 8 8	1 9 1 0	2 5 . 5	5
D 3 2	3 . 6 5	5 . 4 3	1 9 8 0	2 7 . 5	3
D 1 3	3 . 7 9	5 . 4 3	1 9 6 0	2 0 . 5	3
D 1 0	3 . 7 7	5 . 3 5	2 0 4 0	1 8 . 5	3

表 2. 2. 2 はり主筋の降伏および引張最大ひずみ度の測定結果と主な現象

測定点	試験体 NO. 1		試験体 NO. 2	
	主筋 B	主筋 A	主筋 B	主筋 A
17	254 ~ 536 μ : E	-110 ~ 304 μ : E	620 ~ 670 μ : E	-75 ~ 測定不良
16	1115 ~ 1608 μ : E	-179 ~ 1157 μ : E	1098 ~ 1098 μ : E	-312 ~ 測定不良
15	1528 ~ 1922 μ : Y	-226 ~ 1446 μ : E	1409 ~ 1410 μ : E	-147 ~ 1576 μ : E
14	1285 ~ 1503 μ : Y	-377 ~ 測定不良	1885 ~ 1909 μ : ER	-261 ~ 1583 μ : E
13	1908 ~ 2388 μ : Y	-239 ~ 833 μ : EC	1951 ~ 1973 μ : ER	-257 ~ 1516 μ : E
12	1620 ~ 1664 μ : Y	-176 ~ 1711 μ : ERC	2188 ~ 2321 μ : YR	-193 ~ 1461 μ : E
はり柱境界	3547 ~ 2444 μ : Y	187 ~ 1530 μ : ERC	???? ~ 1936 μ : YR	測定不良
10	1464 ~ 1551 μ : E	422 ~ 1551 μ : ERC	337 ~ 632 μ : E	-35 ~ 測定不良
9	1106 ~ 測定不良	934 ~ 1144 μ : EC	661 ~ 測定不良	437 ~ 904 μ : E
8	293 ~ 876 μ : E	1351 ~ 1522 μ : EC	測定不良	1154 ~ 1154 μ : E
7	252 ~ 測定不良	測定不良	-142 ~ 1382 μ : E	1538 ~ 1805 μ : Y
はり柱境界	-110 ~ 1736 μ : ER	1570 ~ 1760 μ : E	171 ~ 1267 μ : ER	1151 ~ 1153 μ : ER
5	-289 ~ 1668 μ : ER	1551 ~ 1704 μ : E	-90 ~ 1650 μ : ER	1040 ~ 1093 μ : ER
4	-323 ~ 1646 μ : E	1479 ~ 1489 μ : E	-165 ~ 1490 μ : ER	1097 ~ 測定不良
3	-351 ~ 1456 μ : E	1198 ~ 1406 μ : E	-193 ~ 1052 μ : E	1085 ~ 1133 μ : E
2	-156 ~ 626 μ : E	1096 ~ 1191 μ : E	69 ~ 847 μ : E	787 ~ 787 μ : E
1	-162 ~ 569 μ : E	80 ~ 測定不良	-136 ~ 249 μ : E	255 ~ 294 μ : E
備	1. ひずみ度の前段は或る測定点が最初に降伏した時の全測定点の測定値、 後段はそれぞれの測定点で測定中最大の値を示す。 2. 末尾の英字は全実験を通じての主な現象を以下のように定義して示した。 E : 弾性ひずみ度状態を維持した。 Y : 降伏してゲージが破壊した。 R : 圧縮鉄筋が引張反転した。 考 C : はりの曲げ圧壊で圧縮ひずみが急に増大した。			

表 2. 2. 3 はりの曲げ抵抗機構

試験体 NO. 1		試験体 NO. 2	
実験荷重 : $P_y = 4.9 \text{ tf}$ (第1正荷重)		実験荷重 : $P_y = 5.1 \text{ tf}$ (第4正荷重)	
曲げ強度 : $M_y = 27.3 \text{ tm}$		曲げ強度 : $M_y = 28.4 \text{ tm}$	
測定点 6 7 8 9 10 11 12		測定点 6 7 8 9 10 11 12	
ひずみ度 μ ()内は直線補間値		ひずみ度 μ ()内は直線補間値	
-110 252 293 1106 1464 3547 1620		171 -142 (260) 661 337 (1263) 2188	
1570 (1461) 1351 934 422 187 -176		1151 1538 1154 437 -35 (-114) -193	
分布図		分布図	
左断面	右断面	左断面	右断面
$T_s = 38.4 \text{ tf}$	51.5 tf	35.6 tf	41.3 tf
$C_s = 2.9 \text{ tf}$	1.3 tf	-0.6 tf	-2.4 tf
$C_c = -41.3 \text{ tf}$	-52.8 tf	-35.0 tf	-38.9 tf
$RM = 17.5 \text{ tm}$	23.4 tm	16.2 tm	13.1 tm
$j' = 71.1 \text{ cm}$	53.0 cm	79.8 cm	68.8 cm

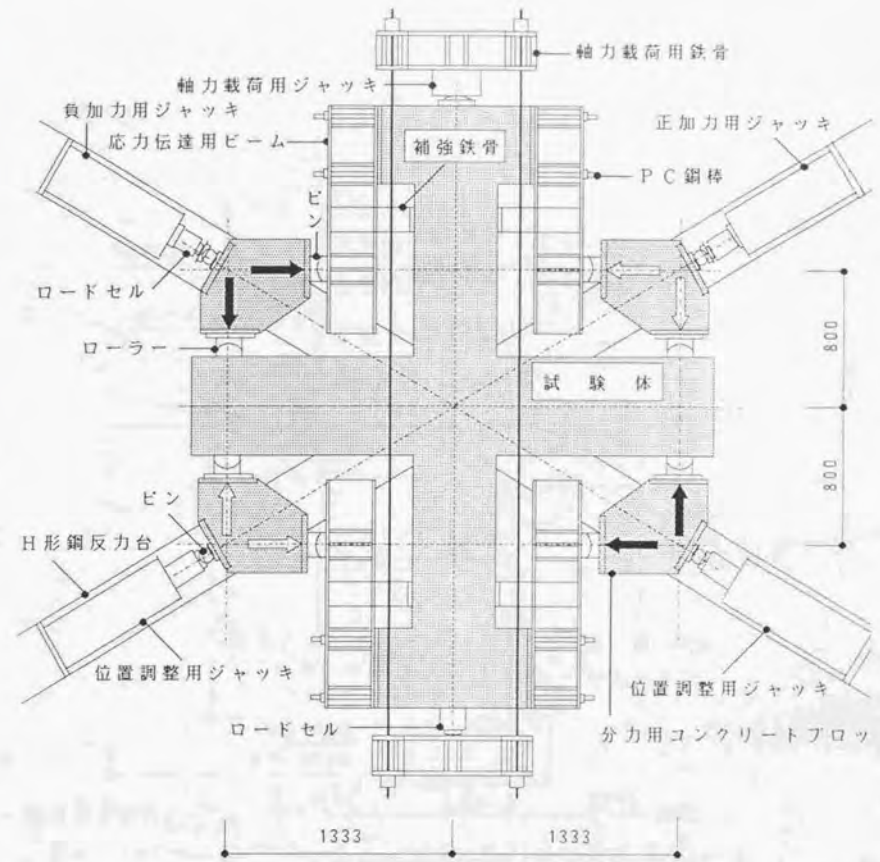
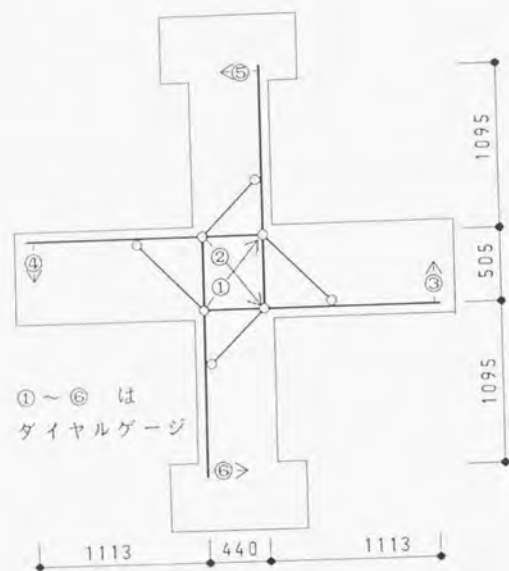
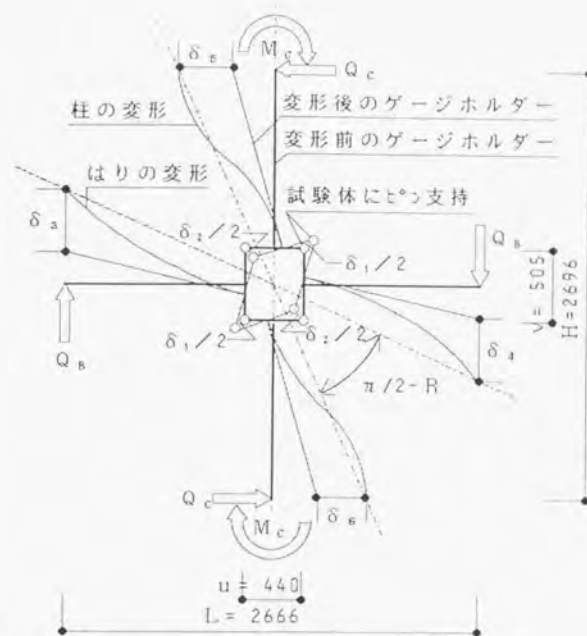


図 2. 2. 2 加力装置



①～⑥は
ダイヤルゲージ

図 2. 2. 3 変形測定図



$$R = R_p + R_b + R_c$$

$$R_p = \gamma (1 - u/L - v/H) \quad : \quad \gamma = (\delta_1 + \delta_2) / d \sin 2\theta$$

$$R_b = (\delta_3 + \delta_4) / L \quad : \quad \theta = \tan^{-1}(v/u)$$

$$R_c = (\delta_5 + \delta_6) / H \quad : \quad d = \sqrt{u^2 + v^2}$$

図 2. 2. 4 変形測定概念と関係式

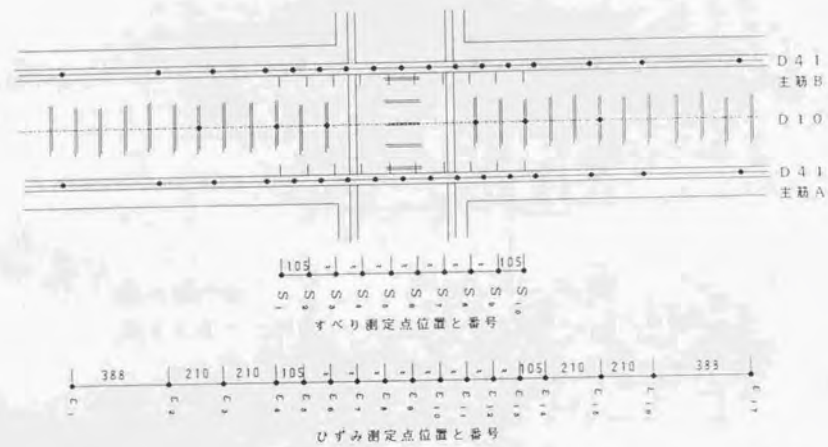


図 2. 2. 5 はりの鉄筋のひずみとすべり測定点



図 2. 2. 6 柱のひずみ、およびすべり測定点

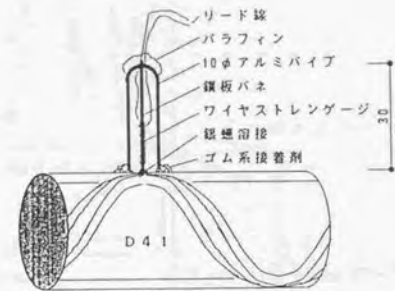


図 2. 2. 7 鉄筋のすべり計

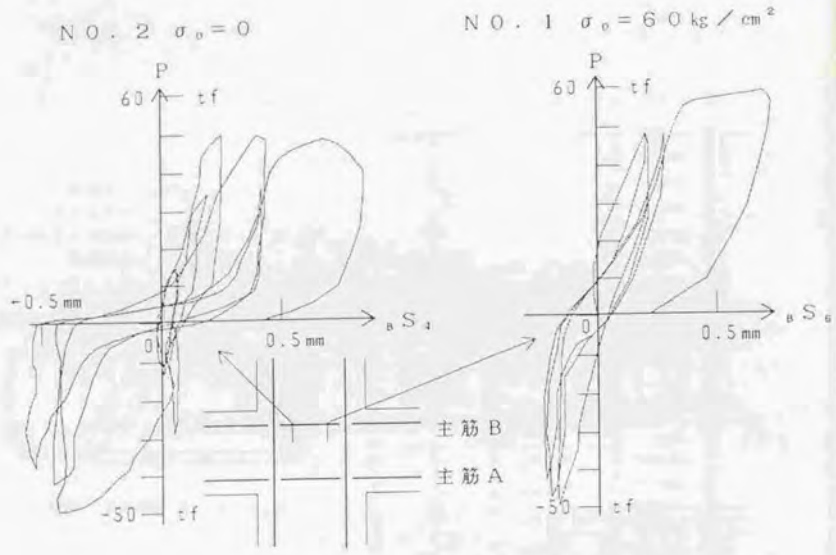


図 2. 2. 18 P-S 曲線

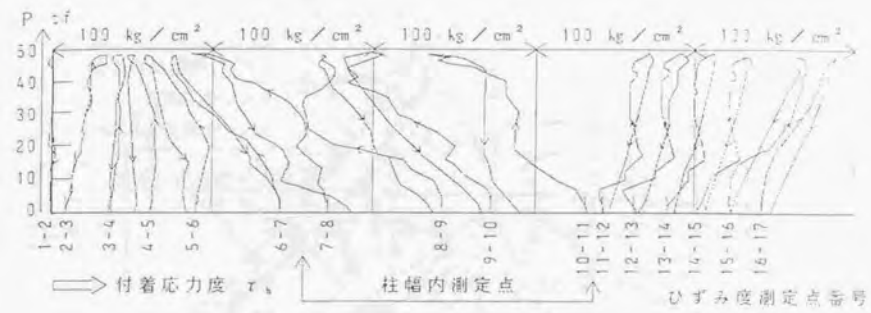


図 2. 2. 16 第 1 正荷重における P-tau 曲線 (NO. 1 主筋 B)

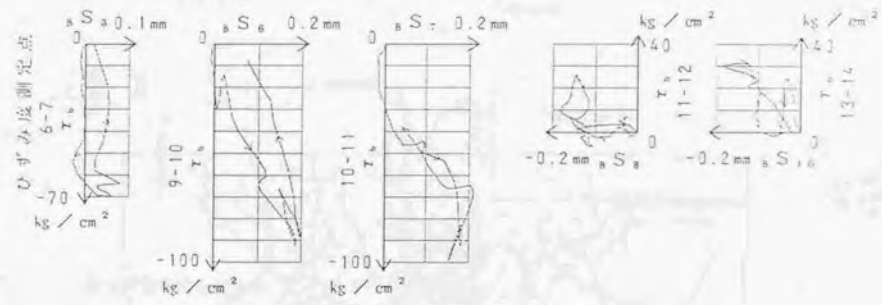


図 2. 2. 17 第 1 正荷重における tau-S 曲線 (NO. 1 主筋 B)

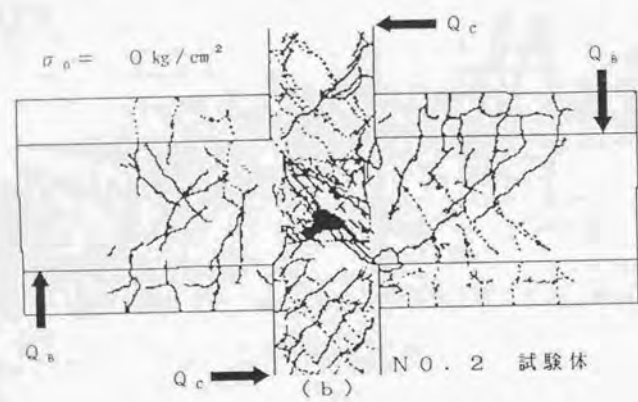
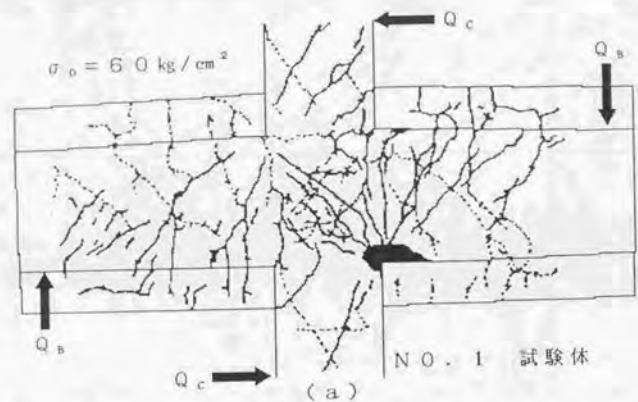
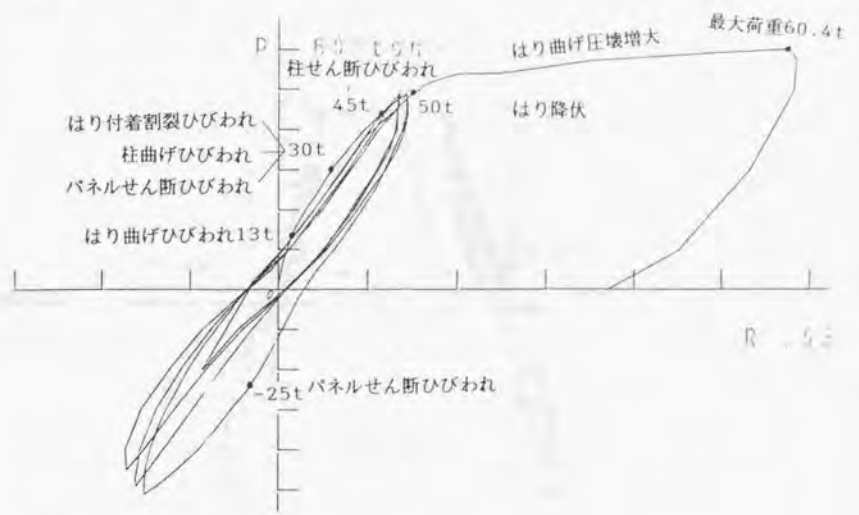


図 2. 2. 8 ひびわれ発生状況

試験体 NO. 1



試験体 NO. 2

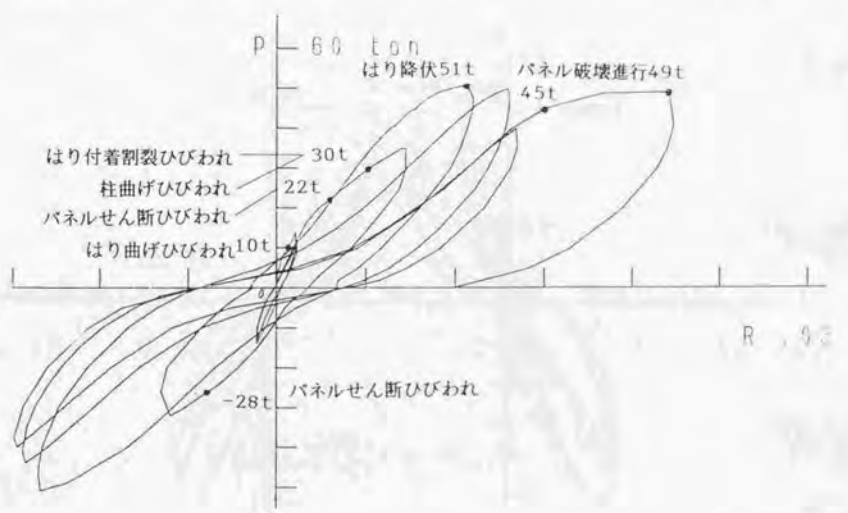
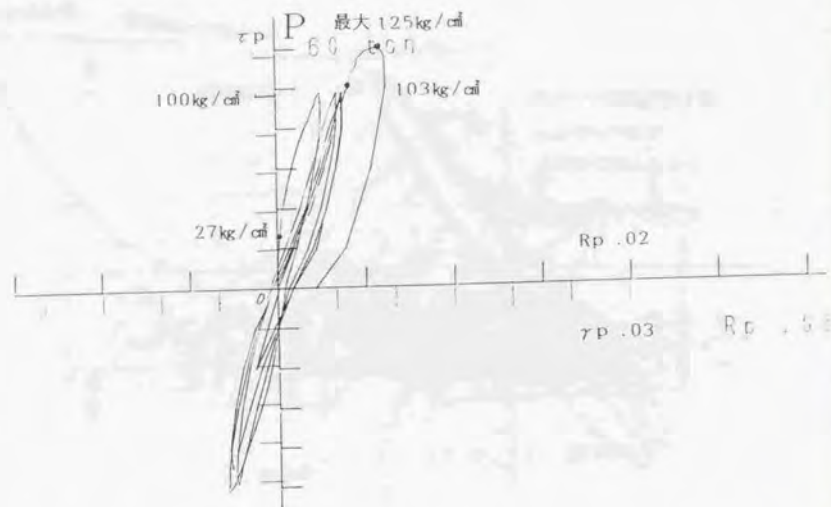


図 2. 2. 9 P--R 曲線

試験体 NO. 1



試験体 NO. 2

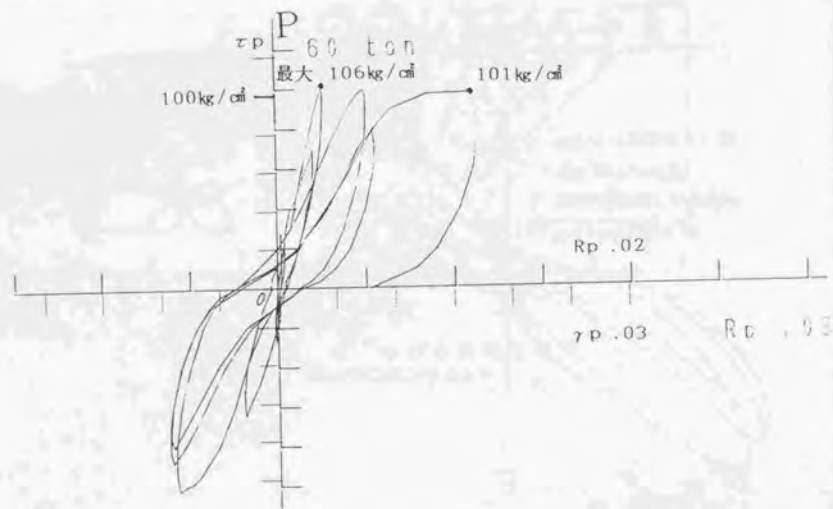
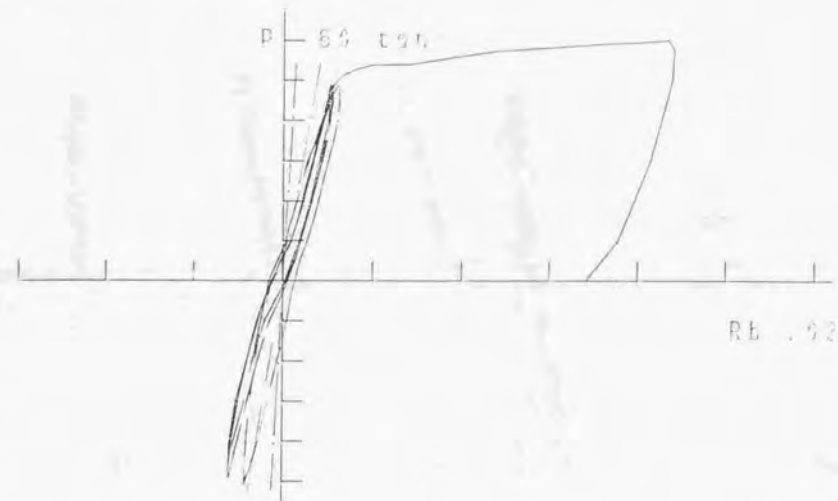


図2.2.10 P(τ_p)--Rp曲線

試験体 NO. 1



試験体 NO. 2

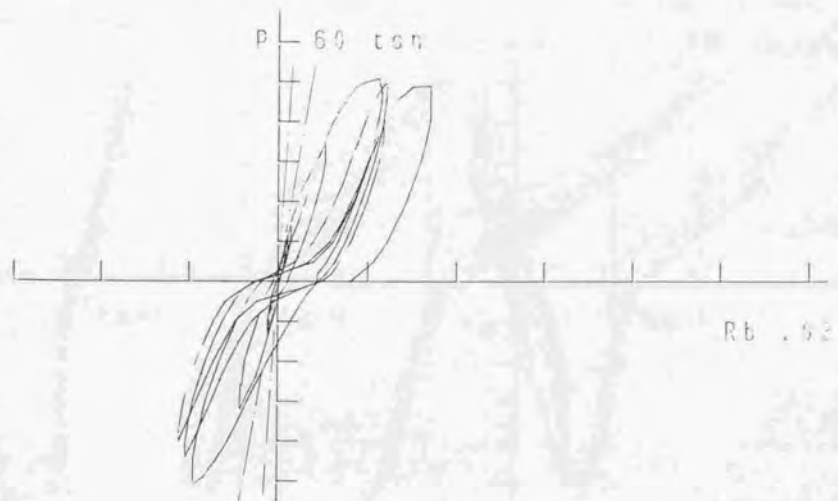
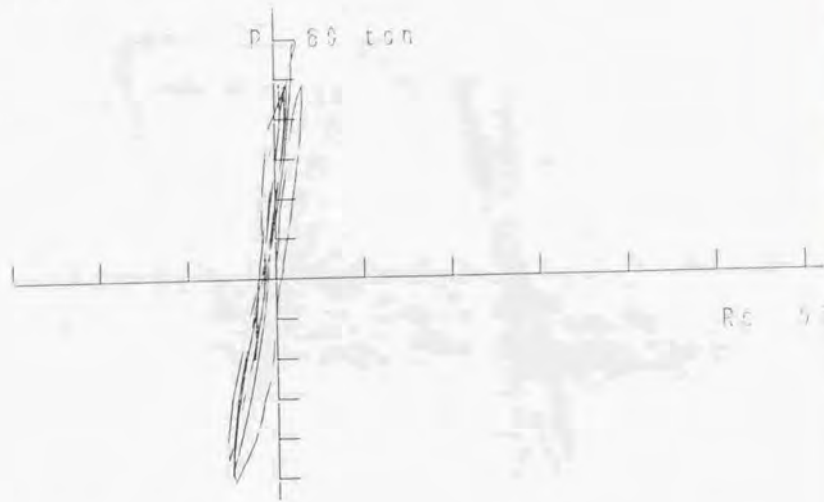


図2.2.11 P--Rb曲線

試験体 NO. 1



試験体 NO. 2

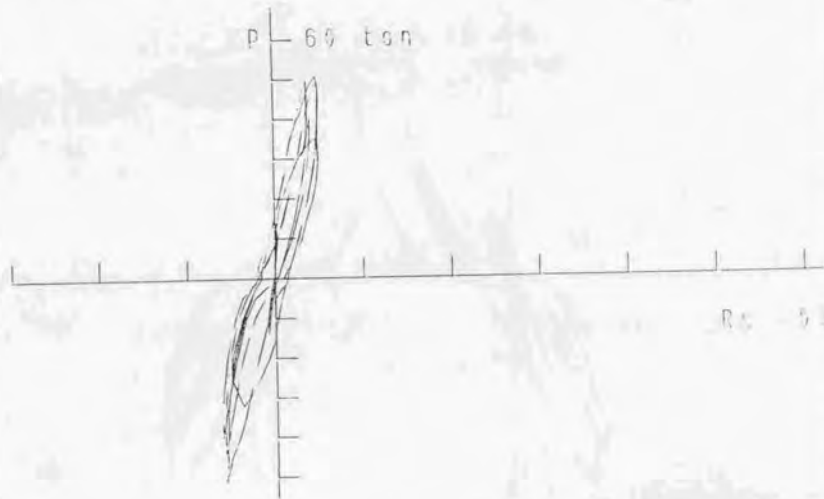
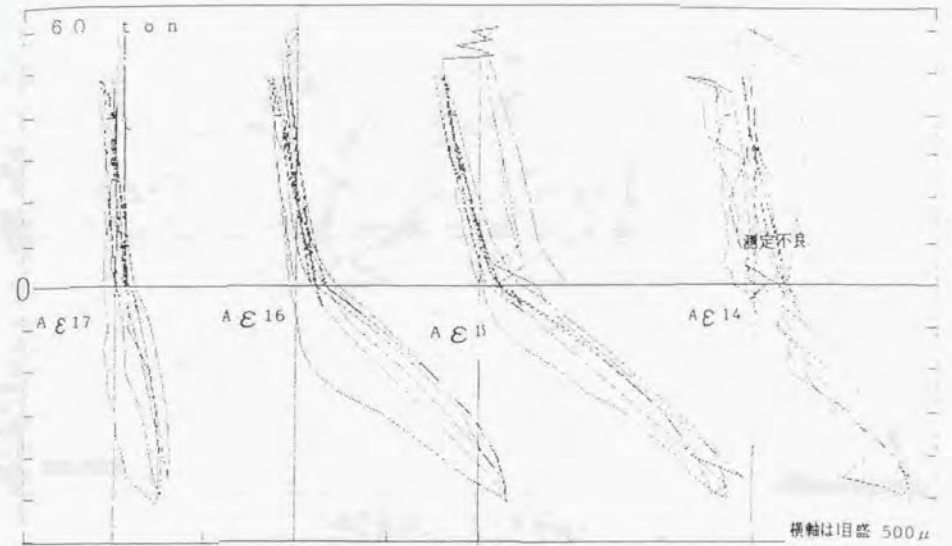


図2.2.12 P--Rc曲線



試験体No. 1 はり主筋A

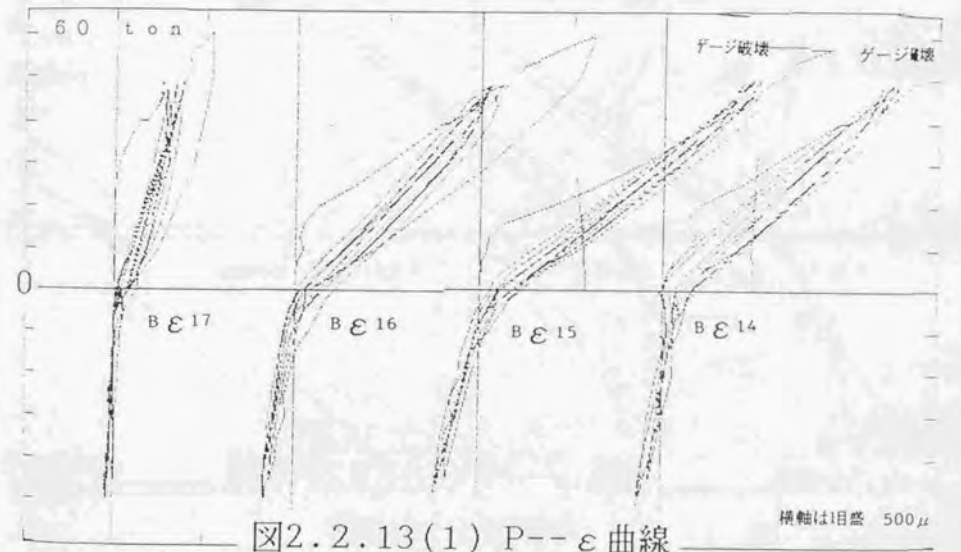
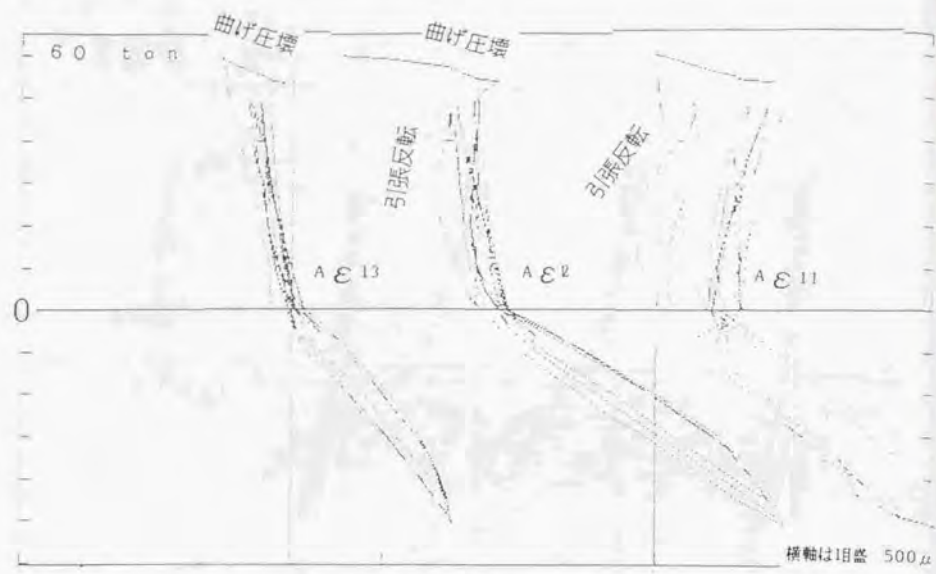


図2.2.13(1) P--ε 曲線

試験体No. 1 はり主筋B



試験体No. 1 はり主筋A

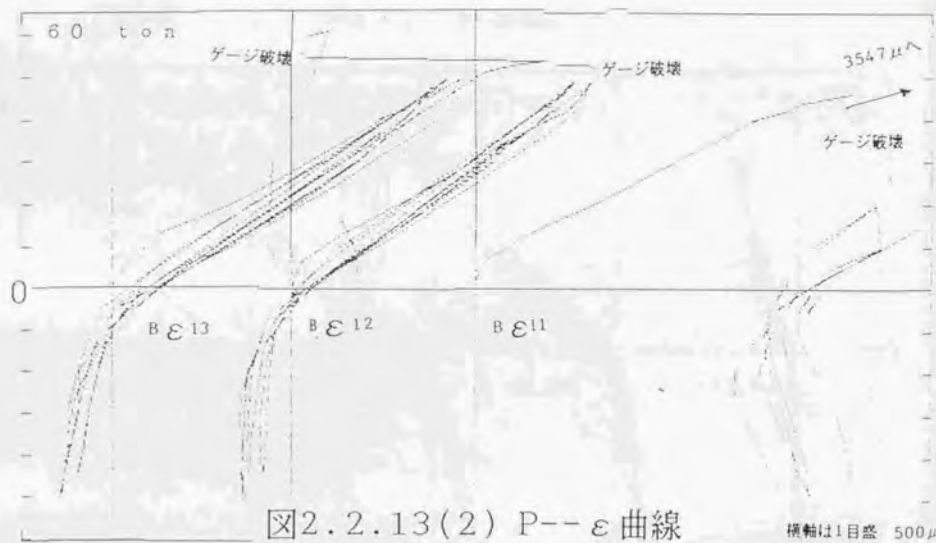
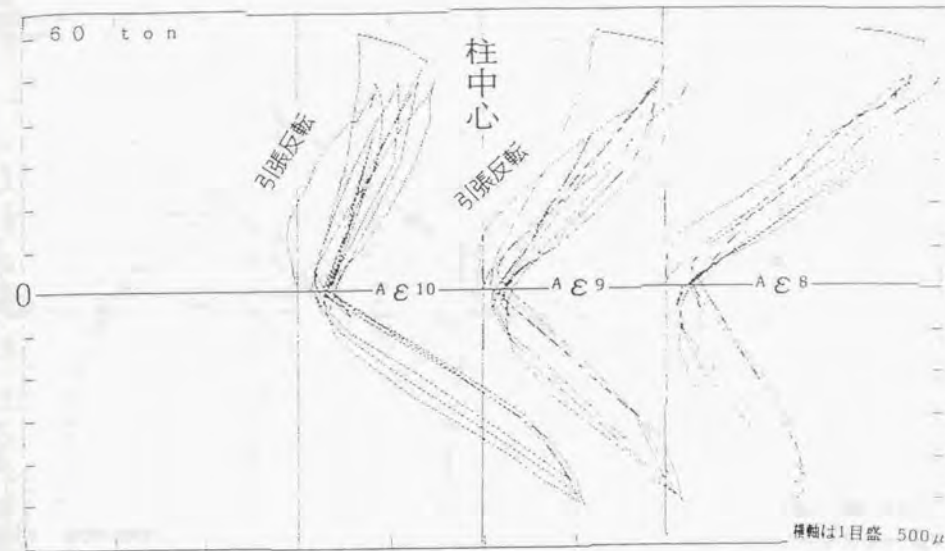


図2.2.13(2) P--ε 曲線

試験体No. 1 はり主筋B



試験体No. 1 はり主筋A

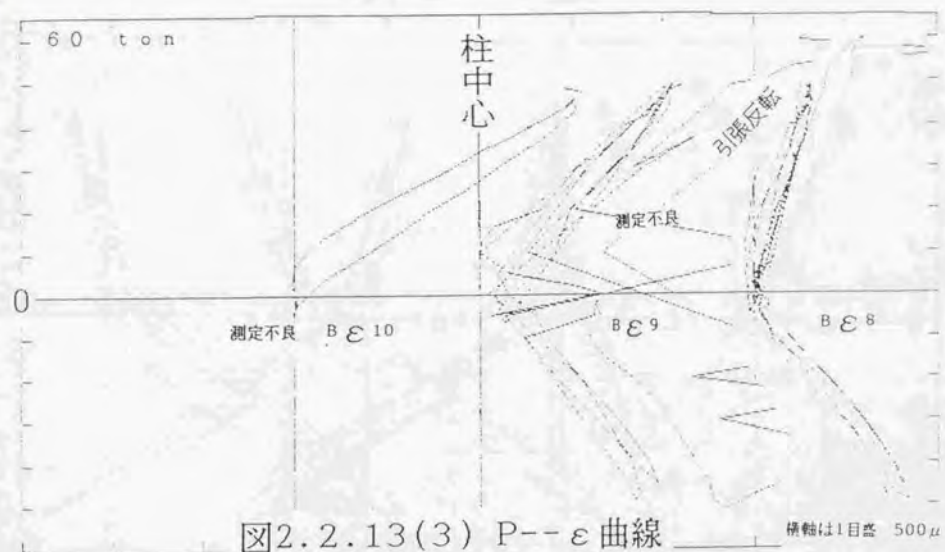
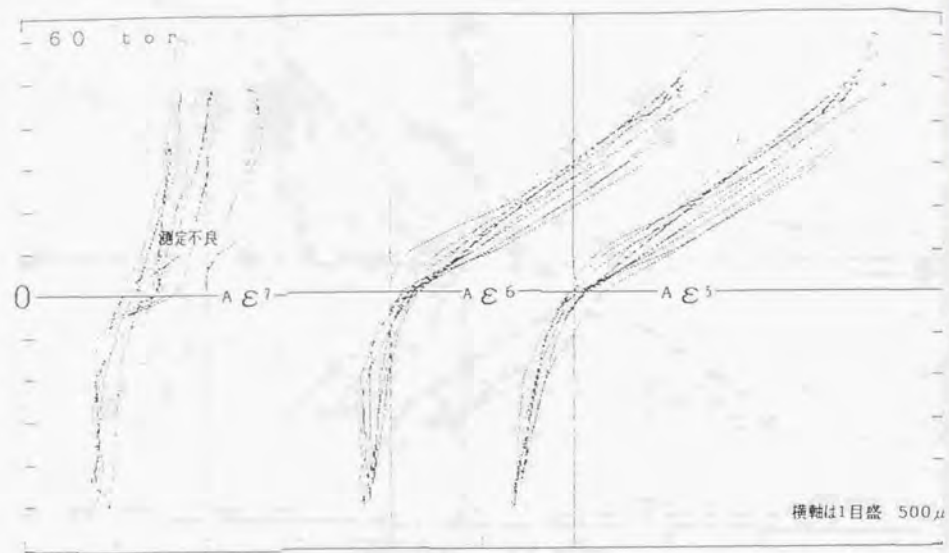


図2.2.13(3) P--ε 曲線

試験体No. 1 はり主筋B



試験体No. 1 はり主筋A

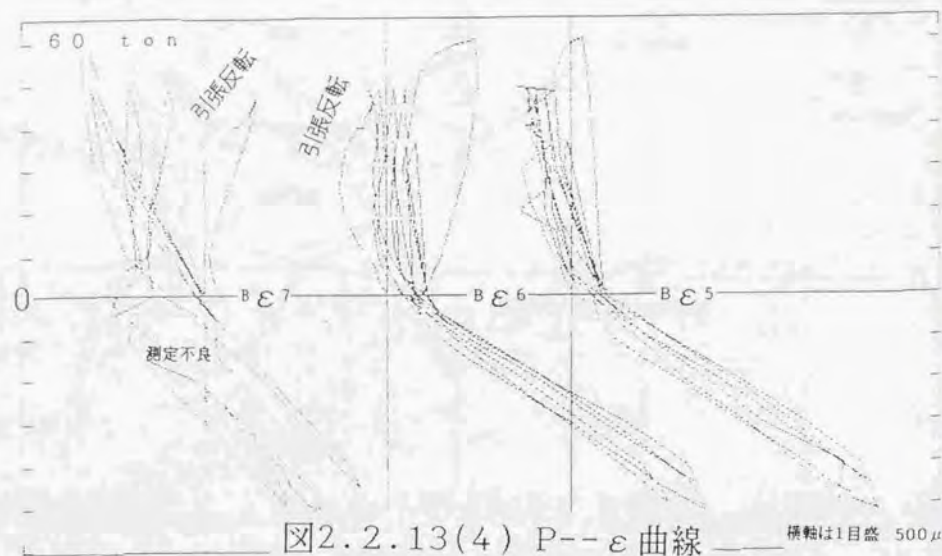
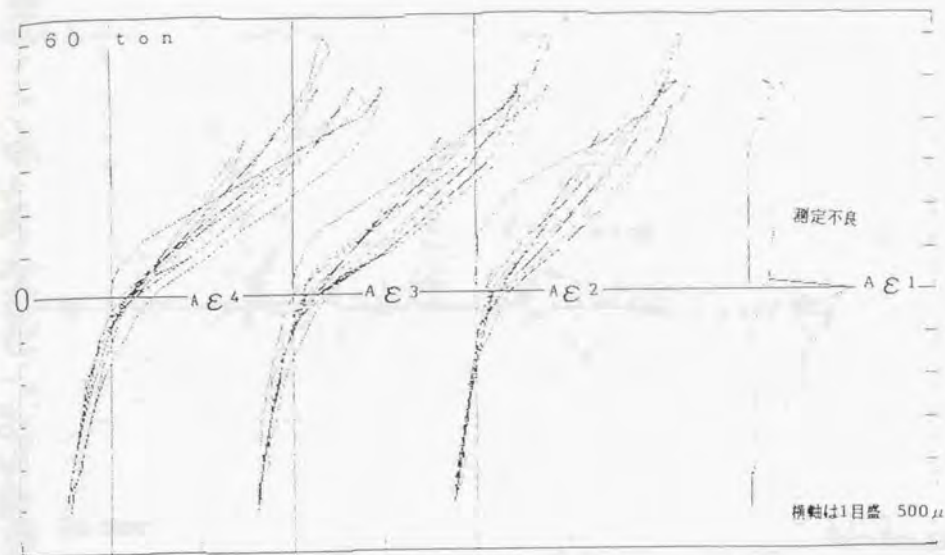


図2.2.13(4) P--ε 曲線

試験体No. 1 はり主筋B



試験体No. 1 はり主筋A

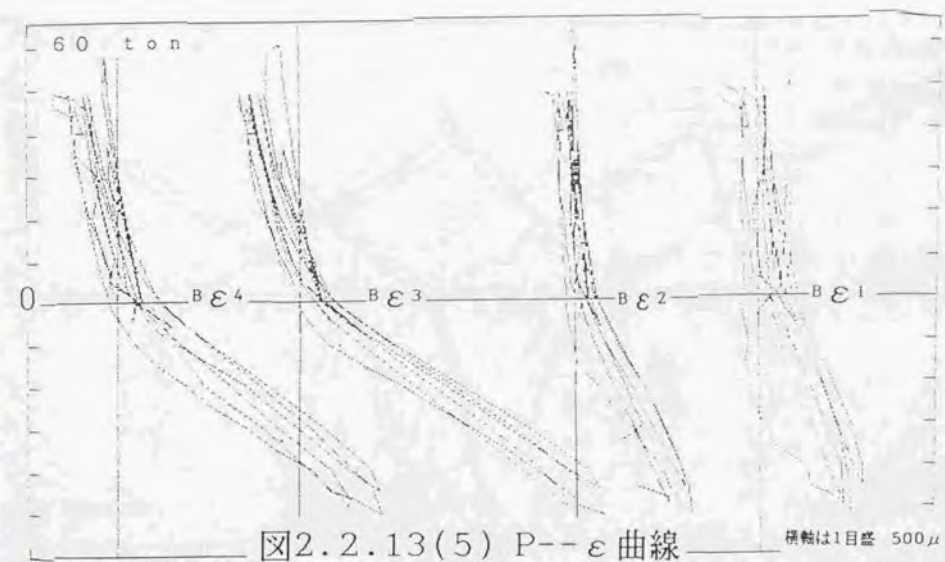
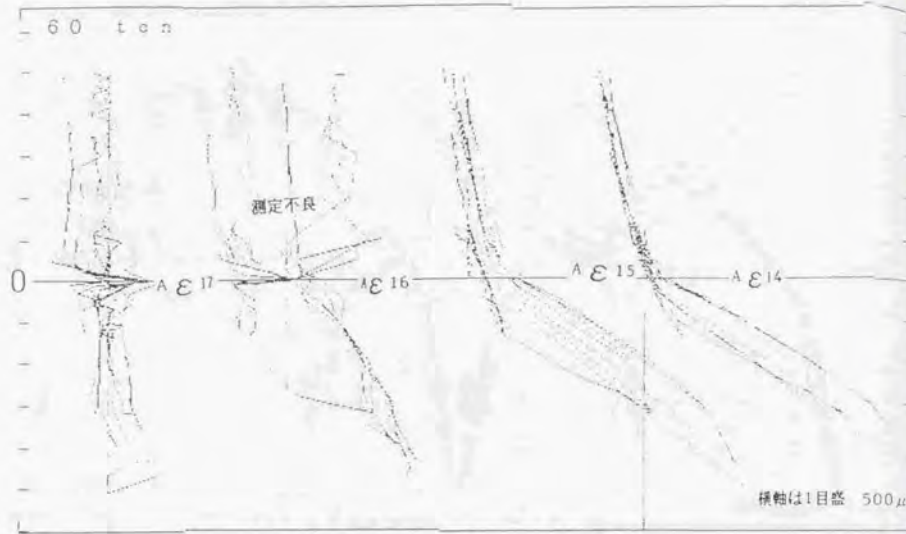
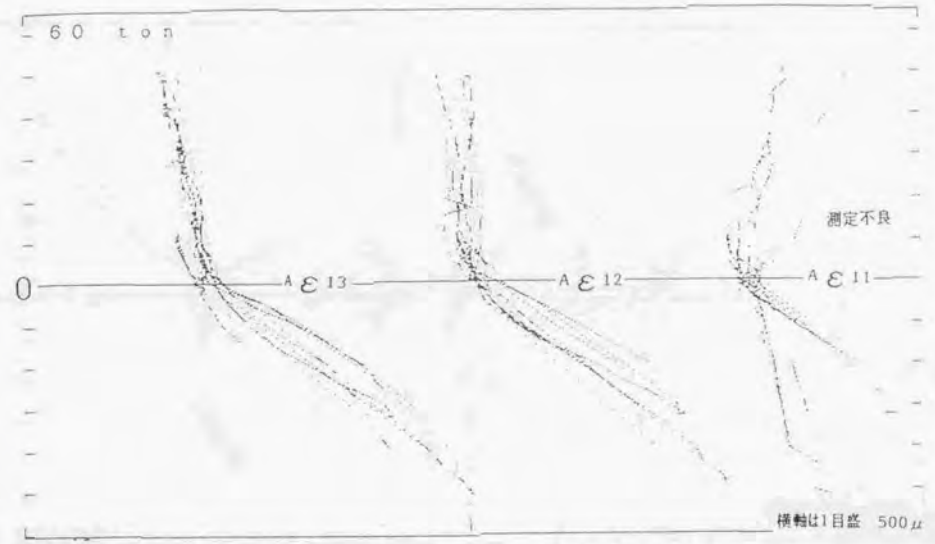


図2.2.13(5) P--ε 曲線

試験体No. 1 はり主筋B



試験体No. 2 はり主筋A



試験体No. 2 はり主筋A

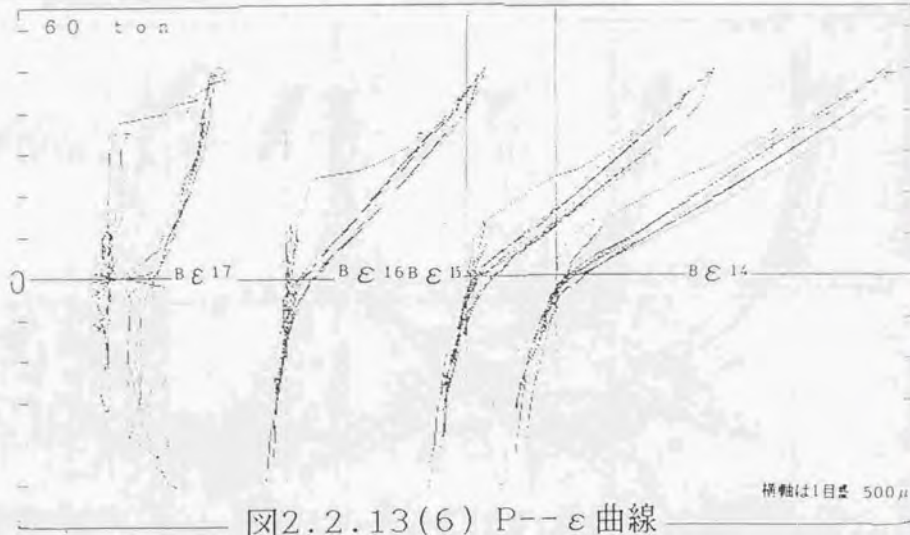


図2.2.13(6) P--ε 曲線

試験体No. 2 はり主筋B

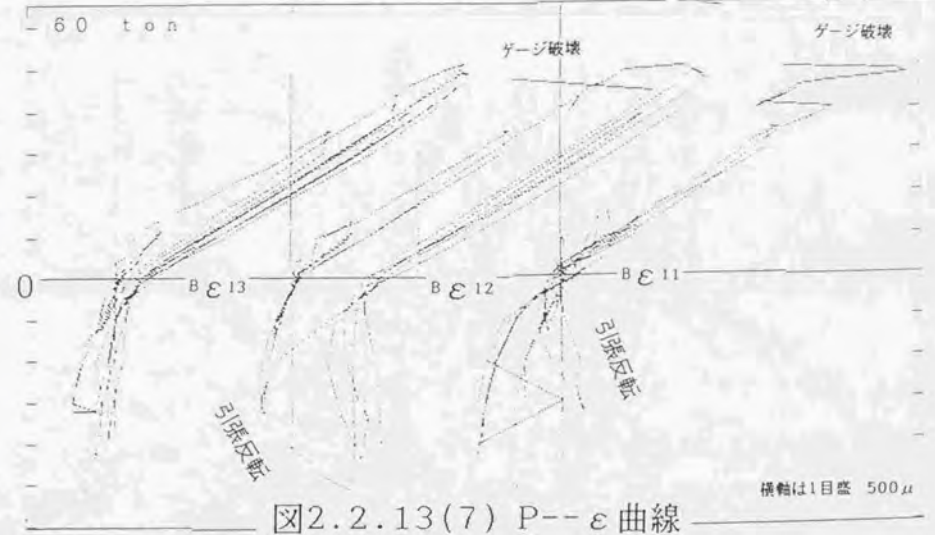
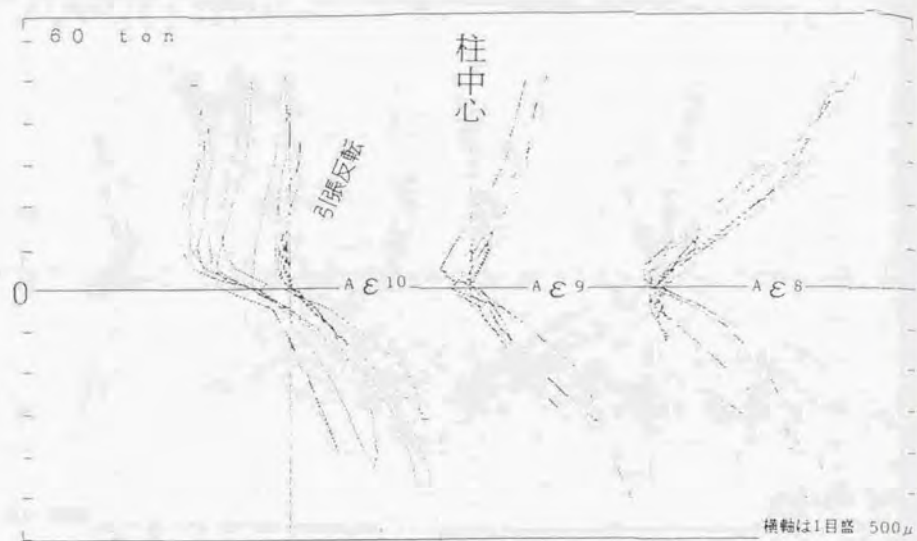


図2.2.13(7) P--ε 曲線

試験体No. 2 はり主筋B



試験体No. 2 はり主筋A

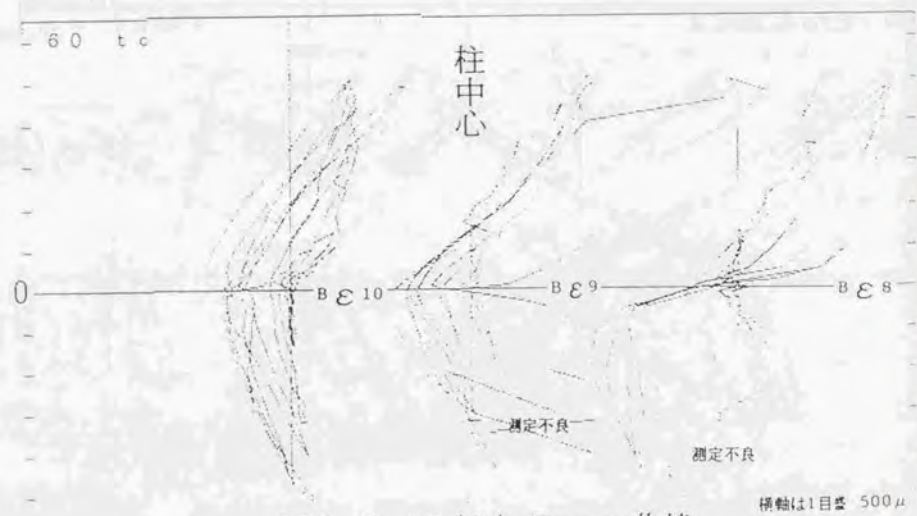
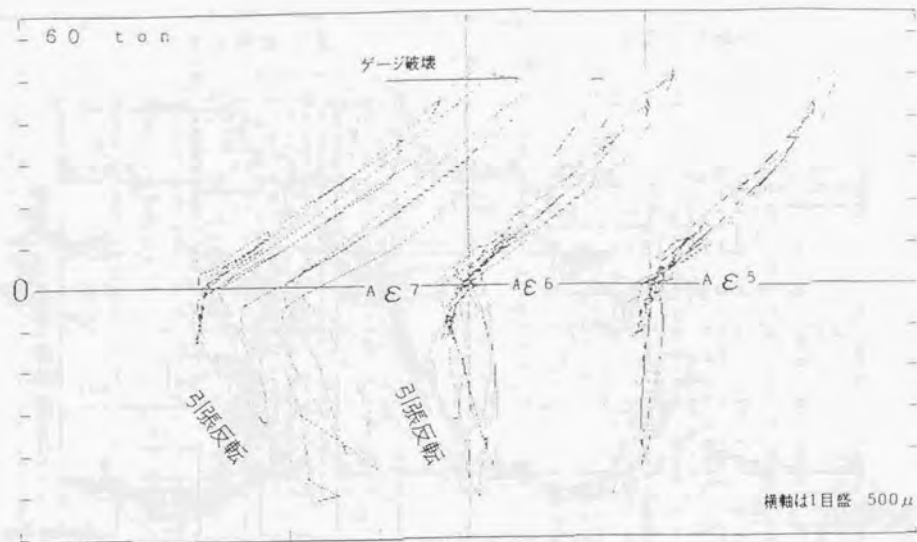


図2.2.13(8) P--ε 曲線

試験体No. 2 はり主筋B



試験体No. 2 はり主筋A

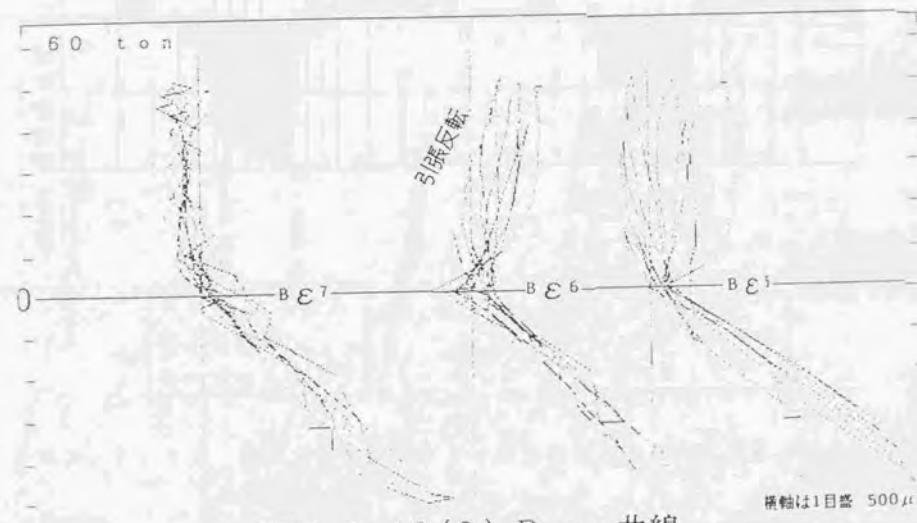
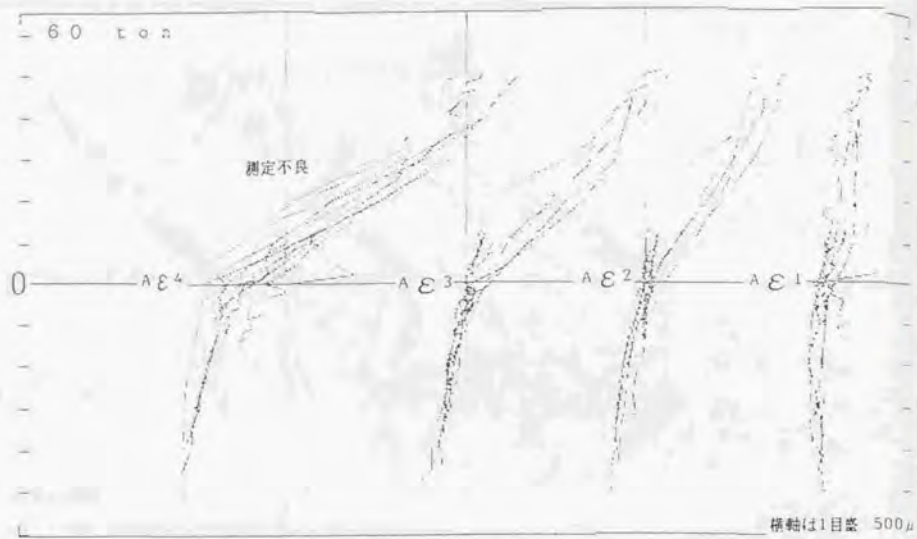


図2.2.13(9) P--ε 曲線

試験体No. 2 はり主筋B



試験体No. 2 はり主筋A

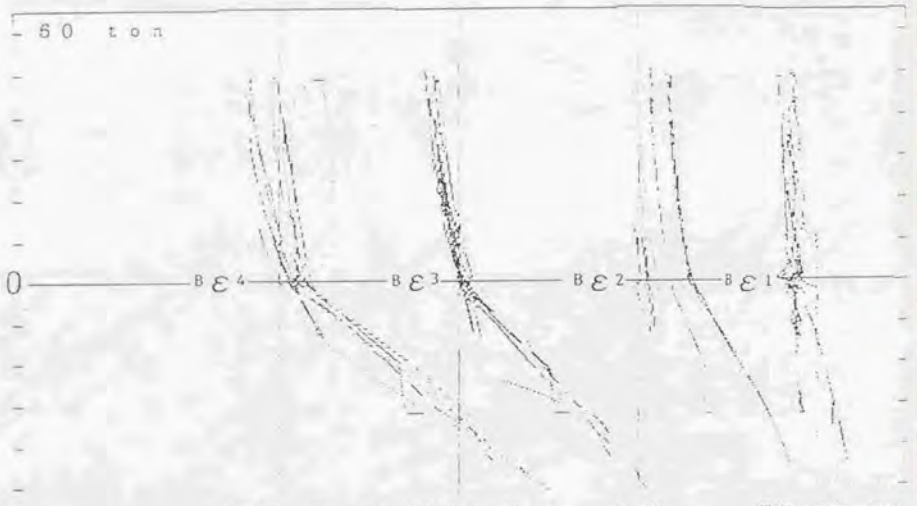


図2.2.13(10) P--ε 曲線 横軸は1目盛 500μ

試験体No. 2 はり主筋B

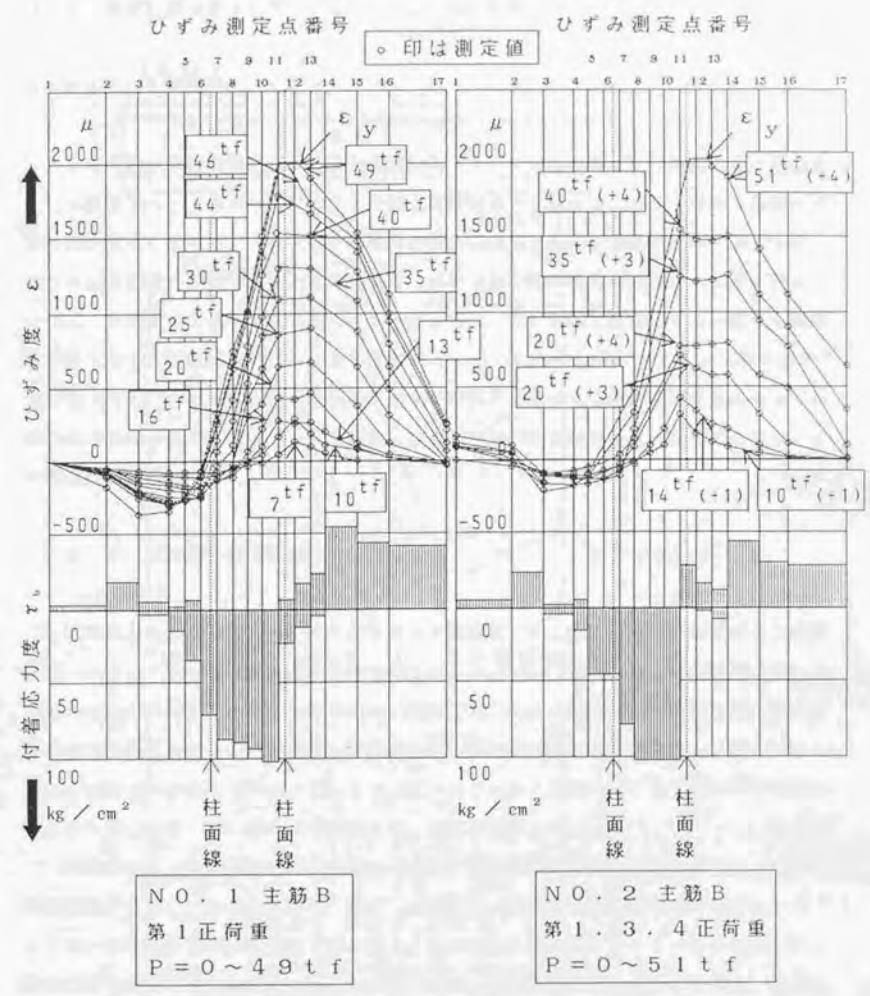


図2.2.14 正荷重におけるひずみ度分布と正負最大付着応力度分布

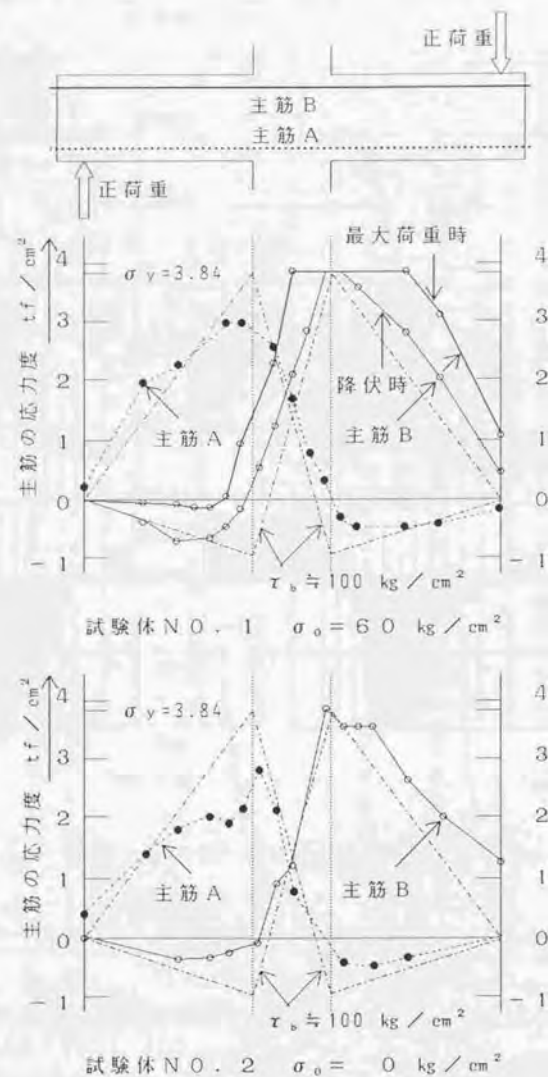


図 2. 2. 15 正荷重における主筋降伏後の応力度分布

2. 3 太径鉄筋 D 5 1 を用いたはり・柱接合部の実験

2. 3. 1 実験概要

この実験は太径異形鉄筋 D 5 1 を建築物的スケールのはりおよび柱部材の曲げ補強筋として使用した、4 体の十字形はり・柱接合部試験体の実験で、はり幅とはり主筋量を主な実験変数としている。本実験の試験体の接合部通過鉄筋の定着長ははり主筋で $13d$ (d は公称直径) であり、2. 2 節の D 4 1 はり主筋の場合の $12d$ とほとんど一致している。また接合部パネルに作用するせん断応力は、2. 2 節で接合部パネルのせん断破壊が激しかった試験体 NO. 2 のせん断耐力 ($\tau_{PV} = 106 \text{ kg/cm}^2$) 以上に上昇するように計画されている。従って本実験は、通し鉄筋の定着破壊および接合部パネルのせん断破壊を意図的に生じさせることによって、接合部破壊の力学的挙動を明瞭に把握することに重点が置かれている。

2. 3. 2 試験体と使用材料

試験体としては、実大スケールのフレームを想定して、図 2. 3. 1 に示すように柱断面 $66 \text{ cm} \times 66 \text{ cm}$ (実験時の柱軸方向力は、 $\sigma_0 = 60 \text{ kg/cm}^2$)、はり断面の幅 \times せい $40 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ または $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ 、階高 3.5 m 、柱間 5.0 m とし、部材の主筋には何れも D 5 1 を使用した。試験体数は、はり主筋量が引張鉄筋比 p_s 、にして幅 40 cm の場合 2.03% (NO. 1) と 3.04% (NO. 2) の各 1 体、幅 60 cm の場合 2.03% (NO. 3, NO. 4) の 2 体、合計 4 体である。

試験体 NO. 1 のはり主筋は四隅への配筋、他の試験体の場合片側 3 - D 5 1 の上下対称配筋である。柱の主筋は 4 - D 5 1 の配筋で、主筋量は全断面積に対して $p_k = 1.86\%$ であり、全試験体に共通である。主筋 D 5 1 に対するコンクリートのかぶり厚は、鉄筋心までを測って、柱部材では 2 方向に 10 cm 、はり部材では丈方向に 10 cm 、幅方向には 10 cm (NO. 1, NO. 2) または 15 cm (NO. 3, NO. 4) である。

はり・柱接合部のフープのせん断補強筋比は、 $p_w = 0.75\%$ (NO. 1)、 1.51% (NO. 2 ~ NO. 4) である。接合部パネルのフープによるせん断補強は、NO. 1 および NO. 2 に関しては夫々の柱フープと同一等量であり、NO. 3 および NO. 4 に関しては NO. 2 の場合と同一等量である。試験体 NO. 4 の接合部にはフープに直交する鉛直の直線せん断補強筋 D 2 5 が柱部材への定着長さ $30d$ をとって配筋さ

れた。はりのスターラップおよび柱のフープはD16の閉鎖形で、末端定着は溶接重ね継手である。

試験体に使用したコンクリートは設計標準圧縮強度 $F_c = 30.0 \text{ kg/cm}^2$ の普通コンクリートで、試験体を立てて打設した。実験材令時のコンクリートおよび使用された鉄筋の力学的性質を表2.3.1に示す。

2.3.3 実験方法

荷重Pは、図2.3.2に示すように、左右のはりのそれぞれのせん断力として反力フレームに取り付けられた油圧ジャッキによってNO.1およびNO.2では押しで、NO.3およびNO.4では引きで与えられ、はり・柱接合部に逆対称応力が伝達されるように加えられた。柱には、加力実験中常時260tの一定軸方向力Nが東大大型構造物実験室の2000t試験機によって加力された。

加力は正負交番繰り返し載荷形式で行われ、制御ははり・柱接合部の全変形を代表するフレームの層間部材角相当量Rを測定することによって行われた。このRの成分となる接合部パネルのせん断変形およびはり、柱部材のたわみは、図2.3.3に示すように、試験体の片面に設置したゲージホルダーを用いて測定された。

図2.3.3(a)に示すように試験体NO.1およびNO.2のゲージホルダーは、はり変形測定用と柱変形測定用とパネル変形測定用の鉄骨部材からなり、柱用とパネル用は中央で溶接されている。はり用および柱用のゲージホルダーは、はりおよび柱の中心線と接合部パネルの辺との交点付近にアンカーされた2本ずつのボルトにコンクリート表面から浮かして接合されている。従ってはり用と柱用のゲージホルダーの相対回転角はパネルのせん断変形角 γ_p に等しく、ダイヤルゲージ番号nの変形測定値を δ_n とし、理想状態で正荷重で正になるように符号をつければ、

$$\gamma_p = (\delta_4 + \delta_5) / a \quad [a = 2000 \text{ mm}] \quad \text{式 2.3.1}$$

パネルの45°方向に計った変形 δ_9 および δ_{10} によってもせん断変形角は次の式で算定できる。

$$\gamma_{p1} = (\delta_9 + \delta_{10}) / b \quad [b = 610 \text{ mm : 検長}] \quad \text{式 2.3.2}$$

大変形までの測定には式2.3.1の γ_p を用いた。

上記の測定方法で測定したはりおよび柱のたわみ δ_n には接合部変形が含まれており、接合部変形を除いたたわみ δ_n' として取り出すためには、部材とパネルとの境界点（正確にはアンカーボルト位置）からの距離xと γ_p の積を減じなければならない。

$$\delta_n' = \delta_n - \gamma_p x \quad \text{式 2.3.3}$$

はり柱のせん断力が作用している支点位置の変形は直接には測定されず次の方法で推定する。はりおよび柱のたわみ測定点がある端部は弾性で様な断面であり、その断面が支点位置まで連続しているとすると、ある変形時点での端部のたわみは接合部変形およびその他の区間の変形の影響を含めて、距離xの3次式に近似できる。すなわち

$$\delta_n = Ax^3 + Bx^2 + Cx + D \quad \text{式 2.3.4}$$

上式のA, B, C, Dの各係数を決定する条件として、各測定点の測定値を満足することと、はりおよび柱の支点において曲率(δ_n の2次導関数)が0という境界条件がある。柱の場合測定点が二つで条件が足りないため、2点の測定点の内、「例えば図2.3.3(a)における測定点②におけるたわみ角を θ とし、ゲージホルダーの上部取付点までの距離を x_1 とすると、 $\theta = \delta_{12} / x_1$ である」という仮定を設ける。

このようにしてはり支点のたわみ δ_{B1} 、 δ_{B2} は δ_1 、 δ_2 、 δ_3 または δ_6 、 δ_7 、 δ_8 によって推定でき、柱支点のたわみ δ_{C1} 、 δ_{C2} は δ_{11} 、 δ_{12} または δ_{13} 、 δ_{14} によって推定できる。

$$(\delta_{B1}, \delta_{B2}) = (1.2037, -4.0741, 3.8704) \begin{bmatrix} \delta_3, \delta_6 \\ \delta_2, \delta_7 \\ \delta_1, \delta_8 \end{bmatrix} \quad \text{式 2.3.5}$$

$$(\delta_{C1}, \delta_{C2}) = (-2.1311, 2.9207) \begin{bmatrix} \delta_{12}, \delta_{13} \\ \delta_{11}, \delta_{14} \end{bmatrix} \quad \text{式 2.3.6}$$

はりまたは柱の支点の変形点を左右または上下に結ぶ直線の変形角を、はり・柱接合部の相対部材角Rと定義し、Lをはりのスパン(5000mm)、Hを柱の支点間距離(3500mm)とすると

$$R = (\delta_{B1} + \delta_{B2}) / L + (\delta_{C1} + \delta_{C2}) / H - \gamma_p \quad \text{式 2.3.7}$$

と表わせる。式 2.3.3 により、はりおよび柱のたわみからパネルの変形要素を取り除いた分を式 2.3.7 の変形角の成分として評価すると、はり用のゲージホルダーのアンカーボルト間隔を $u = 560 \text{ mm}$ 、柱用のゲージホルダーのアンカーボルト間隔を $v = 600 \text{ mm}$ として、はり R_B 、柱 R_C は

$$R_B = \{ (\delta_{B1} + \delta_{B2}) - (L - u) \gamma_p \} / L \quad \text{式 2.3.8}$$

$$R_C = \{ (\delta_{C1} + \delta_{C2}) - (H - v) \gamma_p \} / H \quad \text{式 2.3.9}$$

残りのパネルによる成分 R_P は

$$R_P = (1 - u / L - v / H) \gamma_p \quad \text{式 2.3.10}$$

図 2.3.3 (b) に示すように試験体 NO. 3 及び NO. 4 に使用したゲージホルダーは、十字形の一体となった鉄骨部材でパネル内に水平にピンおよびローラーで支持されている。支持点の間隔は $u' = 460 \text{ mm}$ である。このゲージホルダーは支点位置まで伸びており、支点の変形を直接測定している。この場合全体変形の部材角 R も直接測定されていることになり、支点における番号 $n = 1, 2, 3, 4$ の変形測定値 δ_n を正荷重で正になるようにとれば

$$R = (\delta_1 + \delta_2) / L + (\delta_3 + \delta_4) / H \quad \text{式 2.3.11}$$

パネルの変形は、ゲージホルダーを基点とする $n = S5 \sim S15$ のダイヤルゲージによって、水平距離 $u' = 460 \text{ mm}$ 、鉛直距離 $v' = 400 \text{ mm}$ の長方形の水平、鉛直の変位が測定された。これらによってパネルの局所的なせん断変形角が測定されたが、平均的なせん断変形角として、次の値を採用する。

$$\gamma_p = (\delta_{S5} + \delta_{S6}) / v' \quad \text{式 2.3.12}$$

この場合の全体変形 R に対するはりおよび柱およびパネルの変形角成分は、それぞれ

$$R_B = \{ (\delta_1 + \delta_2) - (L - u') \gamma_p \} / L \quad \text{式 2.3.13}$$

$$R_C = \{ (\delta_3 + \delta_4) + v' \gamma_p \} / H \quad \text{式 2.3.14}$$

$$R_P = (1 - u' / L - v' / H) \gamma_p \quad \text{式 2.3.15}$$

はり主筋のコンクリートに対するすべりは、図 2.3.4 に示すような装置で、接合部およびはり部材に測定点を数点として測定された。試験体 NO. 1 および NO. 2 の場合には、同図 (a) に示すようにすべり測定点から離れた点にアンカーされたゲージホルダーを用いて間接的にすべり量を測定するのと比較して、同図 (c) に示すように鉄筋の測定点とその近傍のコンクリートとの相対すべりを検出するすべり計を開発して直接的な値も同時に測定した。NO. 3 および NO. 4 の場合には、同図 (b) に示すようにすべり測定点近傍のかぶりコンクリート表面との相対ずれを測定した。

図 2.3.4 (c) のすべり計は、鉄筋と鉄筋表面からほぼ鉄筋径だけ離れた位置のコンクリートとの相対変位を測定するためのものである。その主要部分は鉄鋸歯で作製した板バネで、一端は鉄筋表面に固定され他端はコンクリートと一体となって変位する鉄片に固定されている。板バネのひずみ度をワイヤーストレインゲージで測定することにより、板バネのたわみを求める形式である。スリップ計と鉄筋の固定度が完全であることと板バネの曲率分布が線形であることを前提にすれば、ひずみ度の測定値からすべり量 δ_{s1p} を換算する式は次式で表わせる (記号は図中)。

$$\delta_{s1p} = \{ (\varepsilon_3 - \varepsilon_2) (3' +) - (\varepsilon_1 - \varepsilon_4) (3' -) \}^2 / 12 t' \quad \text{式 2.3.16}$$

ちなみに、 $\varepsilon_3 = \varepsilon_1 = 1000 \times 10^{-6}$ 、 $\varepsilon_2 = \varepsilon_4 = -1000 \times 10^{-6}$ とすれば、

$$\delta_{s1p} = 2.77 \text{ mm}$$

である。

その他はりおよび柱の主筋、およびせん断補強筋のひずみは、はり・柱接合部中心部に多くの埋込みゲージを貼付して測定された。すべりおよびひずみの測定点を図 2.3.5 に示す。

2.3.4 破壊経過および P-R 曲線

表 2.3.2 および写真 2.3.1 に全試験体の諸発生荷重およびひびわれ状況を示し、図 2.3.6 に P-R 曲線を示した。

1) 破壊経過

試験体NO. 1、NO. 2 (はり幅40cmの場合)

荷重Pの上昇にともない、種々のひびわれが発生した。はりの曲げひびわれは、両試験体が一致してP=6tの時に発見され、はりのせん断ひびわれ、接合部のせん断ひびわれおよびはり主筋近傍の付着性ひびわれは、P=15t~26tの荷重範囲で発見された。接合部のせん断ひびわれは、両試験体とも大体P=30t位の時に3列の主だったひびわれが認められ、P=30tを越えると接合部をとおび出て、傾斜角を鉛直方向へ転じさせながら、柱主筋に沿うようになり柱の上下端方向へどんどん進展する傾向があった。

最終的には、柱主筋のあるコーナーのかぶりコンクリートが剥落する部分もあった(写真2.3.1参照)。

最終的には次のように破壊した。

NO. 1の場合は、P=30tではりと柱との付根端で圧縮線のコンクリートは、はり主筋に平行なひびわれを生じて圧壊を始めた。P=31t時には、はりの引張鉄筋は柱面位置で降伏したことがひずみの測定により確認された。このようにP=30t~31tで、はりの曲げ破壊が始まり、第9サイクルの正荷重の大変形加力においてはP=32.8tまで荷重は上昇した。最後には、はり主筋のかぶりのコンクリートが柱面からはりせいの約5割の長さになんてはくらくした。はりの柱面端の曲げひびわれと接合部のせん断ひびわれの最大ひびわれ幅は、それぞれ数mmに達した。

NO. 2の場合は、P=31tではりの曲げ圧壊は、NO. 1と同様に圧縮線コンクリートの主筋に沿うひびわれを生じて始まった。荷重はその後2割上昇しP=37.3tに達した。このとき、接合部のせん断ひびわれは接合部を横断し、はり幅内で柱面に突き抜けるに到った。はり主筋は途中P=36t位の時に、柱面から16cm接合部内に入った測定点で降伏したが、柱面端の測定点では最後まで降伏しなかった。最大荷重P=37.3tは、R=±1/50の変形制御の加力段階で最初の荷重履歴である第5正荷重において得られた。第5負荷重および6サイクル目の正荷重における荷重は前記最大荷重の9割~8割までしか上昇しなかった。第7正荷重の大変形の加力段階では、荷重は最大荷重の約9割の残留耐力のあることを示した。最終状態で、はりの柱面端の曲げひびわれは数mmの最大ひびわれ幅を示して、接合部のせん断ひびわれは1cm程度のひびわれ幅を示した。接合部のコンクリートの面外のふくらみはNO. 1の場合よりやや大きく生じた。はり主筋のかぶり部分のコンクリートは、柱面からはりせいの約8割の長さになんてはくらくした。

試験体NO. 3、NO. 4 (はり幅60cmの場合)

接合部のひびわれは、NO. 3ではP=(18, -14)tで、接合部の対角線方向に発生し、はり主筋位置まで進展していた。その後、10cm~15cmの間隔で隣接して1本発生し、P=(28, -32)tで、はり主筋部分より外側に進展し、最終的に接合部内には正負荷重時の各々において連続的な4本のひびわれが発生するが、初期に発生した2本が他の2本よりひびわれ幅が大きく、このひびわれが間隔10cm~15cmの接合部対角線方向のストラットを形成していた。一方、NO. 4ではP=±16tで接合部のひびわれが発生し、P=(18, -28)tではり主筋位置を越える。その後、間隔15cm~20cmのストラットを形成する初期の2本のせん断ひびわれ幅が増し、その近辺に不連続なひびわれ長さの短いものが多数発生した。また、上下柱の曲げおよびせん断ひびわれが接合部内に延長していく傾向があった。

最終的には次のように破壊した。

NO. 3では3サイクルの最大耐力P=51.5t時に、はりの上端筋・下端筋各々の接合部区間の引張鉄筋側の1/4の点で鉄筋が降伏し、同時に接合部がせん断降伏したことが荷重(P)-接合部せん断変形(γ)曲線より確認でき最大耐力となった。またはりの付根のコンクリートも、この荷重時に圧壊がより激しくなった。NO. 4では、3サイクルのP=48t時に、上端筋の接合部引張鉄筋側の1/4の点で、および同サイクルP=50tで、下端筋の引張鉄筋側が柱面で降伏した。また、同荷重時(P=50t)に接合部がせん断降伏を生じ、はり付根コンクリート圧壊も大きくなり、最大耐力P=51.5tに到った。

2) P-R曲線と最終破壊状況の比較

図2.3.8に各試験体のP-R曲線の包絡線を比較のため重ねて示す。

初期剛性はNO. 1とNO. 2およびNO. 3とNO. 4がそれぞれ等しくて、前者は後者より低く、試験体のはり断面の幅の大小による影響が直接現われている。

はりの曲げひびわれからはり主筋の降伏に到る剛性は、正荷重では、はりの曲げ補強筋の最も少ないNO. 1が最も小さく、主筋だけ多くなったNO. 2が次で、はり幅も増加したNO. 3とNO. 4は最も高く同じ変化をした。負荷重では曲げひびわれから主筋の降伏に到る剛性は、NO. 1とNO. 2およびNO. 3とNO. 4がそれぞれ等しくて前者が後者より低い。

各試験体は、変形がR=0.015~0.020の範囲に及んだときにはほぼ耐力に達する。この耐力は若干上昇傾向にあり、NO. 1ではR=0.050まで上昇し、NO.

2およびNO. 3では0.025以上では低下し、NO. 4では0.020以上で低下する。負荷重ではR=-0.020前後まで加力された状態で、NO. 1とNO. 2では耐力低下し、NO. 3とNO. 4では正荷重耐力の荷重まで荷重が上昇する可能性を残していた。

各試験体の最終破壊状況を示す写真2.3.1によって、破壊形式を次に述べる。NO. 1の場合は、はりの柱面付根端における曲げ圧壊が顕著であり、接合部パネルのせん断ひびわれはかなり進展しているが、全体変形は前者の破壊が支配的である。NO. 2の場合は、はり端の曲げ圧壊がみられると同時に接合部パネルのせん断ひびわれが柱部材方向へ突き抜けて横断しており、後者の破壊が顕著である。この試験体のパネルせん断破壊は、最大荷重到達時にはり幅内に限って生じた。NO. 1およびNO. 2の場合にはともに、柱主筋の外側の隅角部コンクリートが欠落した。これははり幅を柱幅に近づけたNO. 3、NO. 4の場合には生じておらず、接合部パネルの厚さ方向の拘束力が不足したのが原因と考えられる。NO. 3およびNO. 4の場合は、ほぼ一致した破壊形式が示され、接合部パネルにおいてせん断ひびわれの数量と幅が増大すると共に最大荷重時には表面のコンクリートがパネル領域内で圧壊のためにはくりした。はりの接合部端では比較的軽微な曲げ圧壊が生じた。

2.3.5 各部の変形

図2.3.7に荷重Pと接合部のせん断変形角 γ_p の関係を示す。たて軸として接合部のせん断応力度 τ_p も記されている。 τ_p は、はりおよび柱の応力中心間距離 j_b 、 j_c を有効せいの7/8倍にとり、接合部厚 t_p を柱幅とはり幅の平均にとって次式により算定した。

$$\tau_p = \frac{1 - j_b/H - j_c/L}{j_b \cdot j_c \cdot t_p} \cdot L \cdot P \quad \text{式 2.3.17}$$

$$= \left[\begin{array}{l} 3.419 P \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{NO. 1, NO. 2: P t f}) \\ 2.877 P \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{NO. 3, NO. 4: P t f}) \end{array} \right]$$

NO. 1のP- γ_p 曲線では、正負荷重の7サイクルの $\gamma_p=0.002$ 以上になったところで接合部パネルのせん断剛性が急激に低下し降伏現象を呈した。このときのパネ

ルせん断耐力としては $\tau_{pu}=111.5 \text{ kg/cm}^2$ であるが、外観上はりの曲げ降伏が最終破壊状況の特徴づけていたにも拘らず9サイクルの大変形加力によってパネルの変形も $\gamma_p=0.012$ まで進行した。

NO. 2のP- γ_p 曲線では、5サイクルの正荷重で $\gamma_p=0.002$ 以上になったところで大きな剛性低下があり、降伏現象を呈した。このときのパネルせん断耐力としては $\tau_{pu}=128.6 \text{ kg/cm}^2$ である。負荷重では $\gamma_p=0.004$ 以上の負変形量に対して降伏現象が現われ、正負の非対称性があることが分かった。

NO. 3とNO. 4のP- γ_p 曲線では、3サイクルの正荷重で $\gamma_p=0.008$ 以上、負荷重では $\gamma_p=0.005$ 以上の正負変形になるところで降伏現象があり、正荷重でのパネルせん断耐力は両試験体とも等しく、 $\tau_{pu}=147.3 \text{ kg/cm}^2$ であった。

P- γ_p 曲線の包絡線を図2.3.9に示し、各試験体のパネル変形状を比較した。

はりの曲げ圧壊が卓越したNO. 1および接合部パネルのはり幅内でのせん断破壊が卓越したNO. 2では、降伏現象の起こるパネル変形は $\gamma_{pu}=0.002$ 前後と小さいが、パネルの圧壊が激しかったNO. 3およびNO. 4では $\gamma_{pu}=0.005$ 以上と大きくなることが示された。 γ_{pu} の増大はパネル周辺の拘束度の向上および最大せん断力の増強に平行して増加したと考えることができる。

全体変形(R)に対するはり、柱および接合部パネルの各変形要素の寄与度(ν_b 、 ν_c 、 ν_p %)の関係を図2.3.10に示す。 ν_b 、 ν_c 、 ν_p はそれぞれ式2.3.7~式2.3.15に示した変形角成分 R_b 、 R_c 、 R_p のRに対する比である。

NO. 1は終始はりの変形に支配され、NO. 2は変形の進行と共に、パネルの寄与度が増大しはりの寄与度が減少する。NO. 3およびNO. 4は、NO. 2の傾向がさらに強く、最終段階でははりとパネルの寄与度の大小が完全に逆転している。NO. 2~NO. 4の図には、最大荷重 P_{max} に対応する点からパネルだけ変形進行があった場合のパネルの計算線が示してある。NO. 3およびNO. 4のパネルの寄与度曲線はこの計算線に近似している。

2.3.6 ひびわれ発生荷重および耐力の検討

1) ひびわれ発生荷重

全試験体を通じて、はり、柱の曲げおよびせん断ひびわれおよび接合部パネルのせん断ひびわれの個々の発生荷重は、表2.3.3に示すように、弾性理論あるいは実験式による解析値におよそ一致した。同表の計算式は次の通りである。

はりおよび柱の曲げひびわれ荷重（弾性式）は、フェイスの曲げひびわれモーメント M_c を次式によった。

$$M_c = c\sigma_t Z_w + ND / 6 \quad \text{式 2.3.18}$$

$$c\sigma_t = 1.8 \sqrt{c\sigma_B} \quad \text{式 2.3.19}$$

はりのせん断ひびわれ強度 τ_c は次の荒川式^{2.3.1}によった。

$$\tau_c = 0.085 k_c (500 + c\sigma_B) / (M / Qd + 1.7) \quad \text{式 2.3.20}$$

柱のせん断ひびわれ強度 τ_{NC} は次の池田式^{2.3.2}によった。

$$\tau_{NC} = \tau_c + 0.15N / BD \quad \text{式 2.3.21}$$

接合部パネルのせん断ひびわれ強度 τ_{pc} およびその時のはり端荷重 P_{pc} は次の式によった。

$$\tau_{pc} = \sqrt{c\sigma_t^2 + c\sigma_t\sigma_N} \quad \text{式 2.3.22}$$

$$c\sigma_t = 1.6 \sqrt{c\sigma_B} \quad \text{式 2.3.23}$$

$$\sigma_N = N / BD \quad \text{式 2.3.24}$$

$$P_{pc} = \tau_{pc} t_p U V H / (1 - U - V) \quad \text{式 2.3.25}$$

- $c\sigma_t$: コンクリートの引張強度, Z_w : 等価断面係数
 N : 柱の軸方向力, B : 部材幅
 D : 部材せい, d : 有効せい
 $c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度, k_c : 荒川式の係数 0.72
 U : はりスパン L に対する柱せいの比, t_p : 柱幅
 V : 柱支点間距離 H に対するはりせいの比

2) 耐力

はりの曲げ降伏と終局耐力および接合部パネルのせん断耐力に関して、実験耐力と従来の実験式を付して表 2.3.4 に示す。実験耐力をはりの曲げ耐力の e 法計算値と比

較すると、NO. 2 は実験値が計算値の 8 割で、前述のようにはりよりも接合部で破壊したことを示す。他の試験体は実験/計算の比が 1 に近似している。

実験耐力を次の 3 氏の接合部パネルの終局せん断強度実験式 τ_{pu} と比較した。その時のはり端荷重 P_{pu} の計算式を示す。

$$\text{遠藤式}^{2.3.3} \tau_{pu} = (0.65 - 0.0014 c\sigma_B) c\sigma_B \quad \text{式 2.3.26}$$

$$[c\sigma_B \leq 232 \text{ kg/cm}^2, t_p = \text{柱幅}]$$

$$\text{是石式}^{2.3.4} \tau_{pu} = (0.5 - 0.001 c\sigma_B) c\sigma_B + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_y} \quad \text{式 2.3.27}$$

$$[c\sigma_B \leq 250 \text{ kg/cm}^2, t_p = \text{柱幅}]$$

$$\text{上村式}^{2.3.5} \tau_{pu} = (0.78 - 0.0016 c\sigma_B) c\sigma_B + 0.5 p_w \sigma_y \quad \text{式 2.3.28}$$

$$[c\sigma_B \leq 244 \text{ kg/cm}^2, t_p = \text{はり幅と柱幅の平均}]$$

$$[p_w : \text{パネルのせん断補筋比}, \sigma_y : \text{鉄筋の降伏点}]$$

$$P_{pu} = \tau_{pu} t_p j_b j_c / (L - j_c - j_b L / H) \quad \text{式 2.3.29}$$

$$[j_b, j_c : \text{はりおよび柱の応力中心間距離}]$$

表 2.3.4 に示すように、試験体 NO. 1 はパネルの破壊が激しくなかったため除くとして、他の試験体のパネルのせん断強度は 3 氏の実験式による計算値よりも何れも上回る結果が出た。

上記の実験式はコンクリートの圧縮強度が大きくなるとその効果が限界に達することを表わす式となっている。試験体 NO. 1 以外のコンクリートの圧縮強度は 264 kg/cm² 以上であるので、これらの実験式を適用することには問題がある。試験体 NO. 3 及び NO. 4 の場合にはコンクリートの圧縮強度が 300 kg/cm² 以上あったのでパネルの終局せん断強度にコンクリート強度の効果が多少あったと思われる。

2.3.7 はり主筋の挙動

1) ひずみ度分布

図 2.3.11 に正荷重ではり主筋が初めて降伏或はそれに近いひずみ度を生じるまでの荷重を 5 等分し、それに近い荷重での測定値によるはり主筋のひずみ度分布を示す。

D51 の降伏ひずみ度は約 1940 μ でこれを越えた部分は頭打ちにして描いてある。

接合部端の圧縮鉄筋の応力は反対側の引張鉄筋のひずみ度が 0.1% (応力度にして降伏点の約半分) 以上になると、それまで圧縮方向に増加していたのが減少してさらには

引張になる傾向が全試験体を通じて示された。

はりの曲げ破壊が激しく生じたNO. 1では、引張方向ははり部材の数点の測定点のひずみ度が他の試験体と比較すれば各段階でパネル内区間よりも大きくており、下端筋降伏時には上端筋も降伏に近いひずみ度を示している。

パネル厚方向のはり幅内で局部的にせん断破壊したNO. 2では、5サイクル36 t fのときにパネル内の測定点で上下端筋とも最大ひずみ度に達するが十分な降伏ひずみ度を示さなかった。グラフにはないがせん断破壊の生じた5サイクル37. 3 t fのときに、これらの上下の測定点1点ずつが降伏したが局部的であり、パネル内の測定点からはり方向へ柱面を越える領域では急激に減少する分布形となった。ただし3サイクル30 t fまでは最大ひずみ度点はむしろはり側にあった。

パネルのせん断破壊が激しくてパネルのコンクリート表面のかぶりコンクリートが圧壊をともなってはくらくしたNO. 3およびNO. 4では、1サイクル40 t fまでの最大ひずみ度は柱面またはパネル内部の測定点に生じている傾向が強く、最大荷重の3サイクル51. 5 t f (NO. 3とNO. 4で偶然一致した)のときには柱面およびパネル内部で降伏し、はり方向では降伏していない。NO. 3とNO. 4の歪度分布には大きな差異は見当たらないが、NO. 4の方が圧縮鉄筋の引張反転現象が強く現れた。

このように、はり主筋の降伏は接合部破壊に大きく影響され、試験体により発生位置および分布形が異なった。接合部を通過する区間の付着応力はひずみ度分布図から平均的に評価した場合70 kg/cm²を超す高い強度に到った。圧縮側鉄筋の引張反転が大きい場合には、パネル内の柱中心線より引張側に局部的に200 kg/cm²に近い大きな付着強度が集中して発生した。

2) すべり変形

接合部パネルのはり主筋は大きな付着応力を生じると同時に大きなすべりを生じた。

種々の測定方法に従ったはり主筋のすべり量Sの荷重Pとの関係を図2. 3. 12 (a) ~ (g)に示す。

同図(a)に示すようにNO. 1の場合には、すべり測定点で引張力を受ける荷重方向では主筋が接合部パネルから抜け出す方向にすべり変形し、その最大変形は7サイクルの正荷重までは抜け出し量の方が反対の押し込み量より各測定点において大きい傾向が出ているが、S₁およびS₄測定点にみられるように7サイクルの負荷重で押し込み量が急激に増大した。この図において●印は変形誘導鋼棒がコンクリート孔の中で変形によって接触し測定不能となったが、それは押し込みの変形の時に生じている。これは測定点が

引張側である場合にはコンクリートにひびが入って鉄筋の測定点の変位とコンクリートの変位が同一方向に進み、圧縮側ではその逆が生じたためと考えられる。

同図(b)のNO. 2の場合にも、4サイクルまでの正負最大すべり変形は抜け出しは押し込みよりも大きい。S₃において5サイクル正で押し込みのすべりが大きくなるときに変形誘導鋼棒が接触して測定不能になるほど変形が増大したのではないかと思われるような、NO. 1と同様の傾向が示された。

同図(c)には、すべり測定点の近傍の柱面点のひずみ度測定点におけるひずみ度測定値εと前記すべり量Sとの関係を、測定値が良好であったものを選びNO. 1について3点、NO. 2について1点の例を示す。この図より大きな抜け出しがあっても鉄筋応力は弾性であったことが窺える。

同図(d)および(e)には、図2. 3. 4 (c)に示したすべり計を用いてNO. 1およびNO. 2のはり主筋のすべり測定点の近傍のコンクリートとの相対すべりSを直接測定した結果が示してある。パネル内の測定点のすべりは2~4mmの大きな値に達し間接測定の場合とは少しオーダーの異なる結果が出ている。NO. 2の場合にははり部材でのすべりは、①、②、③の測定点に示されるように、パネル内の場合よりも小さくなると思われる結果が出ている。

同図(f)および(g)には、NO. 3およびNO. 4の場合において図2. 3. 4 (b)に示したはり主筋とかぶりコンクリート表面との相対すべりSを直接ダイヤルゲージで測定した結果を示した。この場合においてもパネル内のすべりははり部材内のすべりに比して大きくなること、および、パネル内への押し込みすべりの方が抜け出しすべりよりも大きくなることが現われている。NO. 3、NO. 4の場合には、接合部パネル端のすべりはせん断ひびわれの発生およびせん断破壊の前後で、急激に増加した。はりの圧縮鉄筋側の測定点ではせん断破壊後とくに増大し、引張鉄筋側の測定値を超える傾向があった。引張鉄筋はパネル内部においてその降伏域が進展するがコンクリートのひびわれによる変形と一緒に抜け出すことにより相対的な付着すべりは少なくなるものと思われる。

2. 3. 8 接合部せん断補強筋のひずみ度

図2. 3. 13 (a) ~ (d)に各試験体の接合部パネル内におけるフープ補強筋あるいは鉛直補強筋のひずみ度測定結果を示す。

同図(a)はNO. 1のパネル内フープのひずみ度測定結果であり、P = ±20 t f

弱の荷重でせん断ひびわれが発生した後でひずみ度が大きくなり、繰り返し回数が進むにつれ正負の最大荷重時のひずみ度は引張側に増大して行き、その後の除荷時の残留ひずみ度も増加の傾向がみられる。はり主筋が弾性を維持する6サイクルまでは、正負最大荷重時のひずみ度は0.05%程度の測定点(61, 64, 65)と0.1%程度の測定点(62, 63)とに分かれるが、これらの測定点の位置はひずみ度の大小とは直接には関係しないようである。しかしはり主筋が降伏した7サイクルでは、パネル中心に近い測定点(63, 64)のひずみ度ははり主筋の降伏と同時に急激に増大し、負荷重では降伏ひずみ度(0.2%程度)を越えた。

同図(b)はNO.2のもので2点だけコーナーの測定点と中心部の測定点とそれぞれ1点ずつデータとして計測できた。この場合中心部に近い測定点63では4サイクル正で、コーナーに近い測定点66では5サイクル負の荷重で急激にひずみ度が増大し降伏ひずみ度を超過した。はり主筋の降伏を伴わずに接合部フープが降伏したことは、他の試験体と異なる点である。

同図(c)はNO.3の場合で、 $P = \pm 1.5 \text{ t f}$ 前後でせん断ひびわれが発生した後でひずみ度が大きくなり、繰り返し回数が進むにつれて最大ひずみ度および残留ひずみ度が増大したことはNO.1およびNO.2の場合と同一傾向である。ほとんどの測定点における最終7サイクルまでの最大ひずみ度は0.1%以内であるが、パネル中心部に近い測定点52では最終5サイクルにおいて降伏ひずみ度を凌駕した。

この全般的にひずみ度は0.1%未満で、最終加力で降伏するのは中心に近い局所の測定点に限られる傾向は、データを割愛したNO.4の場合においても提唱できた。

同図(d)はNO.4の接合部鉛直補強筋の場合で、柱に軸方向力をかけた後にひずみ測定器のゼロ調を行なっているので、原点は0である。 $P = 1.0 \sim 2.0 \text{ t f}$ でパネルのせん断ひびわれに伴うひずみ度の増大があったが、除荷時の残留ひずみ度は圧縮側へ若干移行する傾向があり、繰り返し回数が大きくなるとその傾向が強くなっている。しかし水平方向の補強筋のフープのように、引張側へ残留ひずみ度が漸増していったのと比べて、この鉛直筋の圧縮側への残留ひずみ度漸増量は僅かである。4サイクル正荷重の最終加力では多くの測定点のゲージまたはリード線が接合部の破壊ともなってダメージを受け測定不能となったが、測定点の鉄筋は最後まで降伏せず最大ひずみ度は0.1%未満であったと思われる。このようにNO.4の試験体において、鉛直補強筋の残留ひずみ度および最大ひずみ度がフープのそれらよりも小さいか圧縮側に偏る傾向は、はりが曲げ降伏して接合部が破壊する試験体の特徴であるかと思われる。

2.3.9 まとめ

はり幅を40cmにして2-D51を配筋した試験体NO.1では、はりは曲げ降伏した後曲げ圧壊して塑性ヒンジを形成したが、はり幅を40cmのまま3-D51を配筋した試験体NO.2では、はりが曲げ破壊するよりも接合部パネルのせん断破壊が顕著に生じ、それはパネル厚のはり幅領域に局部的に生じた。

はり幅を60cmに増やして3-D51を配筋した試験体NO.3およびNO.4では、やはり接合部パネルがせん断破壊し、パネル内コンクリートの圧壊が顕著であったが、はりの曲げ破壊ははり幅40cmの3-D51の場合よりは進行した。

式2.3.17で評価した接合部パネルの最大荷重に対応するせん断応力度 τ_{pu} は、NO.1で 111.5 kg/cm^2 、NO.2で 128.6 kg/cm^2 、NO.3およびNO.4で 147.3 kg/cm^2 であった。これらの実験値は、接合部がせん断破壊したNO.2、NO.3およびNO.4において、コンクリートの圧縮強度が従来の実験式の適用範囲外にあることも一つの条件となって、その実験式によって計算されるパネルのせん断耐力の値を大きく越える結果を得た。

接合部パネル変形の全体変形Rに占める割合は、各サイクルの最大荷重において全体変形が増大するにつれて増大した。しかしはりが曲げ降伏したNO.1では $R = 0.005$ のときにパネルにせん断ひびわれが生じた後で10%強まで増大して以降は増大しなかった。パネルのせん断破壊が激しかったNO.2では $R = 0.025$ のときに20%弱まで増大し、その後 $R = 0.06$ に到って30%位まで増大した。パネルのせん断破壊が圧壊をともなって生じたNO.3およびNO.4では $R = 0.02$ (NO.3)または $R = 0.025$ (NO.4)のときに50%弱まで増大するがその後はパネルの変形だけが進行して $R = 0.04$ のときに80%近くまで上昇した。

はりの圧縮鉄筋の応力は柱との付け根において反対側の引張鉄筋の応力が降伏点の半分以上になると、圧縮ひずみ度が増加を止めさらには引張へ反転する現象が各試験体について認められた。はり主筋の降伏位置はNO.1では柱付け根よりはり側に長く分布し、NO.2ではパネル内の一つの測定点に集中し、NO.3およびNO.4ではパネル内の2測定点に広がった。

はり主筋の接合部パネル内のすべり変形は、各試験体ではりの部材内におけるよりも大きく生じた。はりの曲げ破壊やパネルのせん断破壊が軽微な段階($R = \pm 0.01$ の変形振幅段階)においては、はり主筋の接合部からの最大抜け出し量は1mm未満であり最大押し込み量はさらに小さいが、破壊が激しくなった段階($R = \pm 0.02$ 以上の変形

振幅段階)では抜け出し押し込みの最大変形の大小が逆転し、1mm以上4mm程度まで増大した。単に一方に力加されるのと違って繰り返し加力のときの、前の逆方向加力によって生じたパネルからの抜けだしが今度は押し込まれるとき付着すべりが非常に大きくなる。この傾向は本実験では2、2筋のD41の実験のときよりも強く生じ、NO. 3およびNO. 4において明瞭であった。

接合部パネル内のD51はり主筋の付着強度は最大荷重時に 7.0 kg/cm^2 程度(パネル区間の平均値)に達すると評価できた。

はりの曲げ破壊が卓越して生じたNO. 1においても接合部のせん断破壊はある程度進行したので、破壊の激しい $R = \pm 0.02$ 以上の変形振幅においてはパネル中心部に近いフープは降伏した。

接合部パネルのせん断破壊がはり幅内の局部に集中して生じたNO. 2においては、パネル内の中心部に近いフープはNO. 1の2倍の補強量であるにも拘らず破壊のあまり激しくない $R = \pm 0.01$ の段階でも降伏し、 $R = \pm 0.02$ 以上になると他のフープも降伏した。このようにはり幅が柱幅より狭くてパネルの拘束効果が小さい外側のコンクリートもせん断破壊することによって、フープは降伏することが分かった。すなわちパネルへの拘束効果を単に外周のフープ量だけで発揮させることは困難であったと思われる。

はり幅が柱幅に近くてパネルの拘束条件が比較的良好、パネルのせん断破壊が圧壊をともなして生じたNO. 3およびNO. 4では、フープの最大ひずみ度は全般的に0.1%未満で、破壊が激しくなって降伏するのはパネル中心に近い局部の測定点に限られた。

フープの最大ひずみ度は繰り返し回数が増大にともなって増大し、同時に残留ひずみ度も増大するが、パネルのせん断破壊の補強のためにNO. 4にフープに加えて配筋した鉛直鉄筋の最大ひずみ度はフープのそれよりも小さく、残留ひずみ度はフープのそれよりも小さいか圧縮側に偏る傾向があり、その補強効果は小さかった。

接合部パネルのせん断ひびわれは、はり幅が柱幅より狭くてパネル厚方向の拘束度が低くなる部分にも生じ、パネル内に留まらず柱部材の方向へ立体的に進展する傾向があり、はり幅の外側に配筋した柱主筋とパネルコンクリートとの応力伝達は不十分になることがあると思われる。従って太径異形鉄筋D51をはり降伏型のはり・柱接合部に使用する際には、はり幅は柱幅に十分近づけて接合部パネルへの拘束力を増すようにすることと、少なくとも柱の四隅筋は、はり幅からの応力伝達が可能な領域に配筋することが大切である。しかしはり幅が十分に柱幅に近くなっても、パネルへのせん断力が大きくなればパネルコンクリートの圧壊が生じるのではりの主筋量には限界がある。

参考文献

- 2.3.1 荒川 卓「鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について」
日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和44年8月
- 2.3.2 池田昭男「鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究」
柱梁接合部の繰り返し破壊実験 日本建築学会論文報告集 89号
柱梁接合部の補強効果 日本建築学会論文報告集103号
- 2.3.3 遠藤利根穂「鉄筋コンクリート柱梁接合部(パネル部分)の耐力と剛性」
日本建築学会関東支部36回 1965.6
- 2.3.4 是石逸二「柱梁接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究」東京大学修士論文
1971
- 2.3.5 上村智彦「鉄筋コンクリート構造物の梁柱接合部の終局せん断強度について」
日本建築学会大会学術講演梗概集 1970.10

表2.3.1 使用材料の力学的性質

試 験 体	コンクリート			鉄 筋					
	圧縮強度 kgf/cm ²	割裂強度 kgf/cm ²	ヤング係数 tf/cm ²	降伏点 tf/cm ²			引張強さ tf/cm ²		
				D51	D16	D25	D51	D16	D25
NO. 1	247	24.7	205	4.03	3.68	7.0	6.06	5.70	7.0
NO. 2	264	27.6	200	4.03	3.68	7.0	6.06	5.70	7.0
NO. 3	313	27.0	259	4.09	3.55	7.0	6.17	5.26	7.0
NO. 4	320	27.9	272	4.09	3.55	3.95	6.17	5.26	5.73

表2.3.2 実験経過と荷重 (数値ははり端荷重 t o n)

実 験 経 過	試 験 体				
	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	
ひびわれ 発見	はりの曲げひびわれ	6	6	8	8
	はりのせん断ひびわれ	18	16	18	20
	接合部のせん断ひびわれ	15~18	18	18	16
	はり主筋の付着ひびわれ	18	20		
降伏・ 破壊	はり圧縮縁コンクリートの圧壊	30	36	48	50
	はり主筋の降伏	31	36	51.5	48
	接合部のせん断破壊	なし	37.3	51.5	50
最 大 荷 重	32.8	37.3	51.5	51.5	

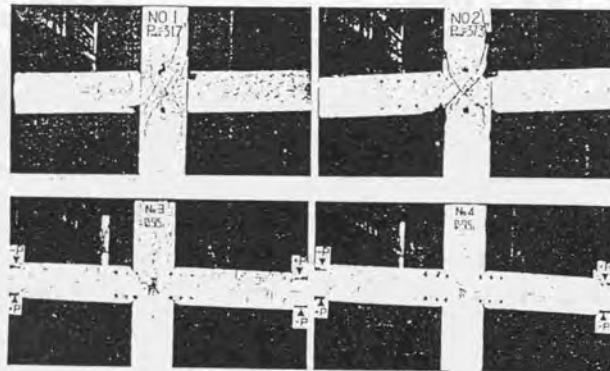


写真2.3.1 破壊状況

表2.3.3 ひびわれ発生荷重の実験値と計算値 (上段が荷重 t f)

試験体		NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	
部 材	ひびわ れ種別	計 算	実験 計算	実験 計算	実験 計算	
		式	実/計比	実/計比	実/計比	
はり	曲 げ	弾性式	6 4.3	6 4.9	8 7.2	8 7.0
			1.40	1.22	1.11	1.14
	せん断	荒川 MEAN式	18 13.2	16 13.5	18 22.1	20 21.8
			1.35	1.32	0.81	0.92
柱	曲 げ	弾性式	なし 22.5	31 22.8	20 22.9	24 22.8
			---	1.36	0.87	1.05
接合 部	せん断	池田式	なし 44.5	なし 45.0	38 47.1	40 46.7
			---	---	0.81	0.86
	せん断	主応力 説	18 17.6	18 18.0	18 19.1	16 18.6
			1.02	1.00	0.94	0.86

表2.3.4 耐力の実験値と計算値 (上段が荷重 t f)

試験体		NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	
部 材	耐 力 種 別	計 算	実験 計算	実験 計算	実験 計算	
		式	実/計比	実/計比	実/計比	
はり	曲 げ	e 法	31 31.4	36 45.8	51.5 48.8	48 48.6
	降 伏		0.99	0.79	1.06	0.99
	曲 げ 終 局	e 法	32.8 31.4	なし 45.8	51.5 49.7	51.5 49.8
			1.04	---	1.04	1.03
接合 部	せん断	遠藤式	なし 26.6	37.3 26.3	51.5 27.5	50 27.5
			---	1.42	1.87	1.82
	せん断	是石式	なし 27.2	37.3 29.3	51.5 30.0	50 30.0
			---	1.27	1.72	1.67
	せん断	上村式	なし 31.9	37.3 36.2	51.5 42.7	50 42.7
			---	1.03	1.27	1.17

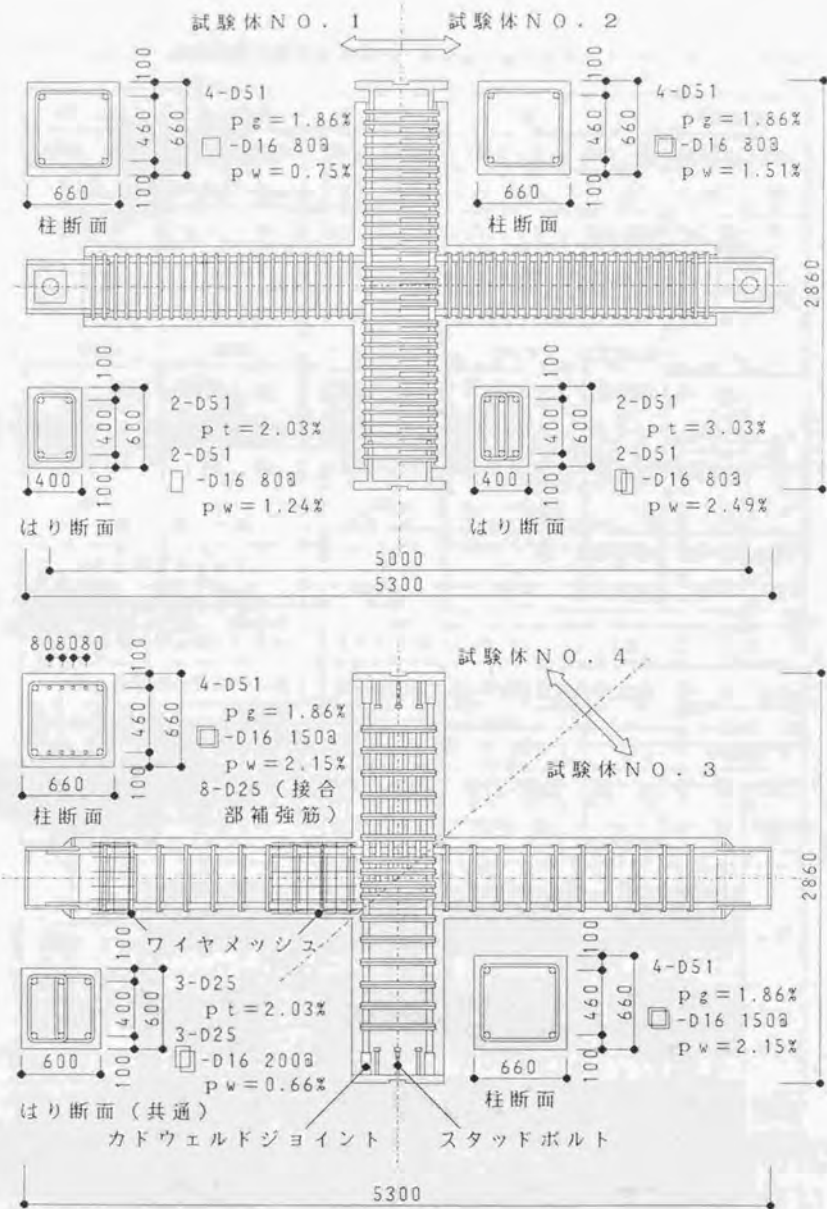


図 2.3.1 試験体および配筋

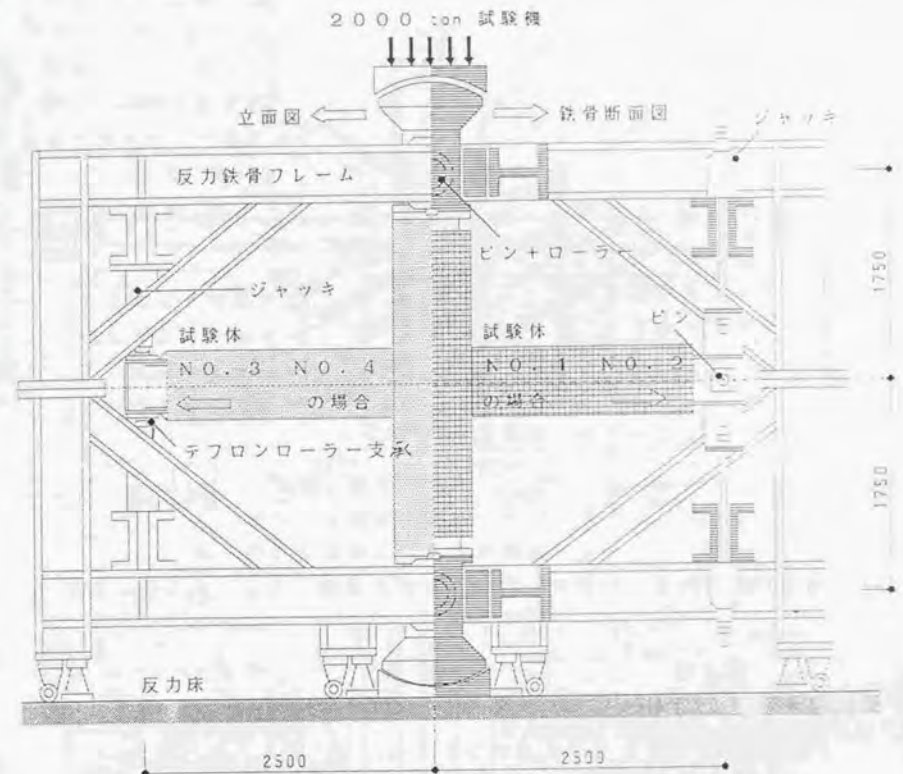
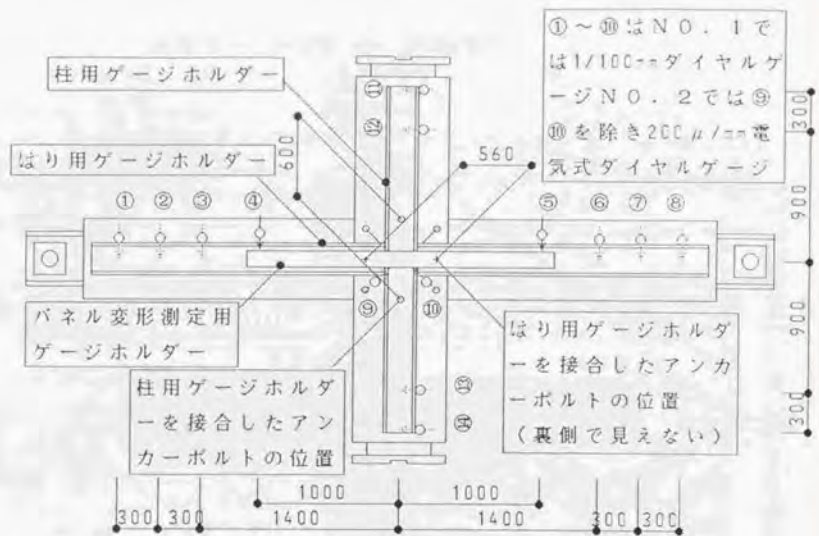
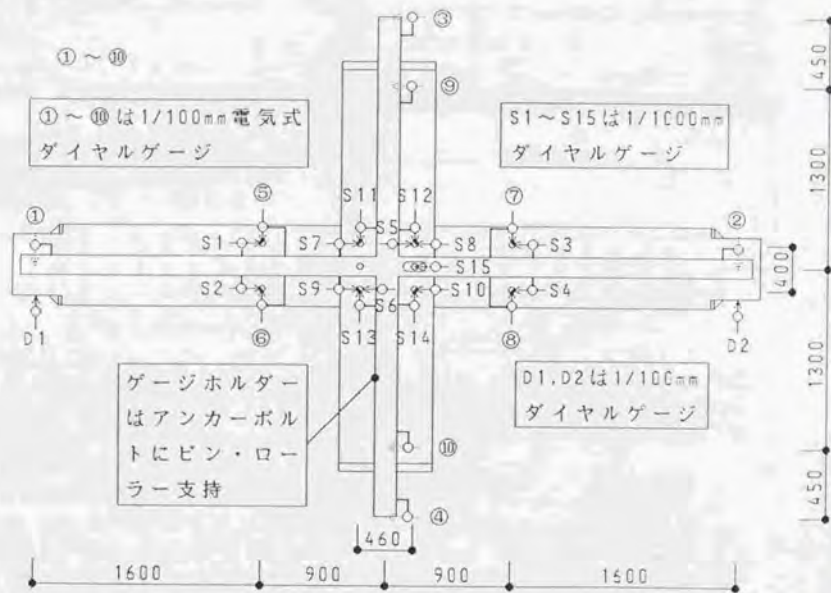


図 2.3.2 加力装置



(a) 試験体NO. 1およびNO. 2



(b) 試験体NO. 3およびNO. 4

図2.3.3 変形測定装置

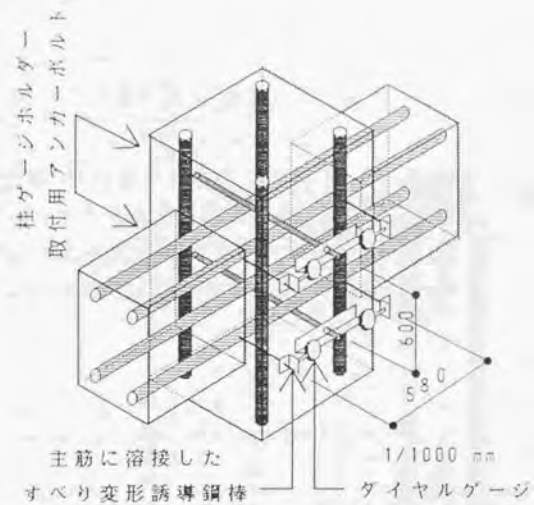


図2.3.4 (a) 試験体NO. 1およびNO. 2のすべり量測定方法 (間接測定)

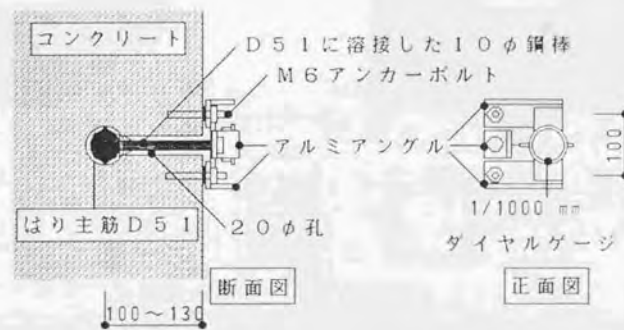


図2.3.4 (b) 試験体NO. 3およびNO. 4のすべり量測定方法 (直接測定)

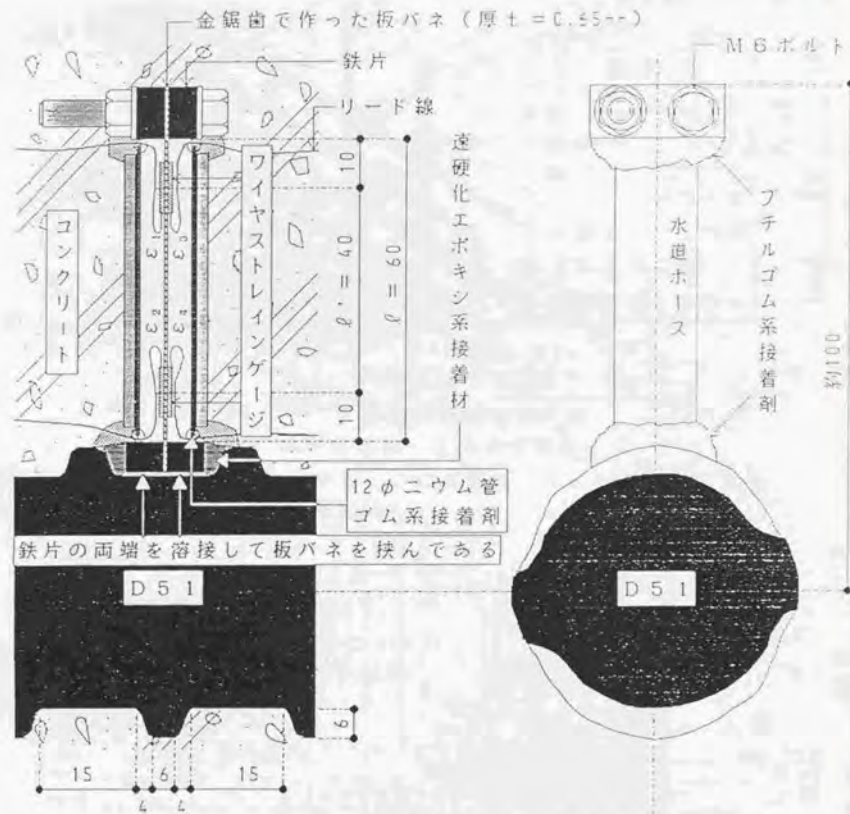
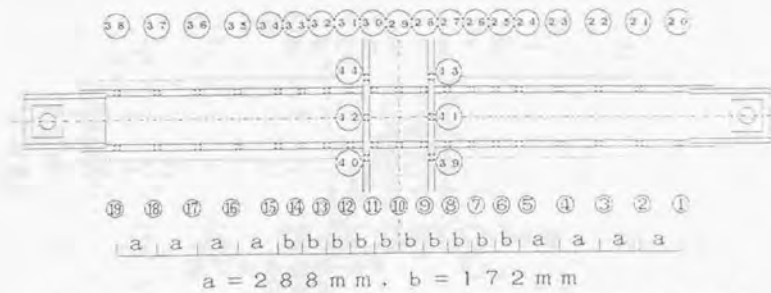
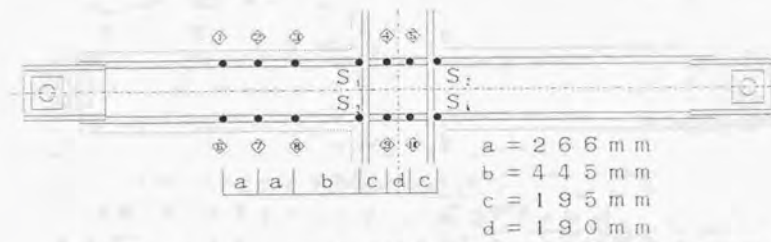


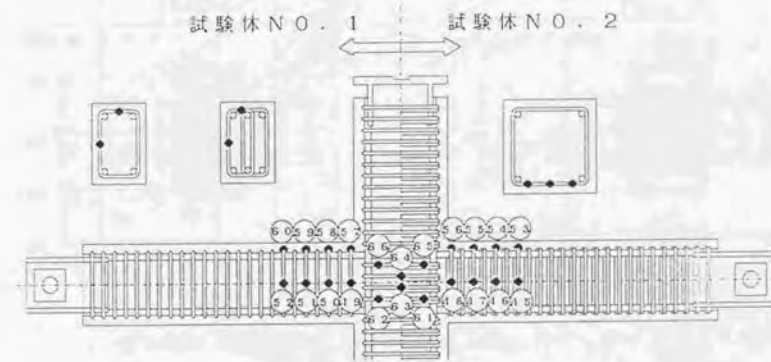
図2.3.4(c) 試験体NO.1およびNO.2のすべり量測定方法 (直接測定)



(a) 試験体NO.1およびNO.2の主筋のひずみ度測定点

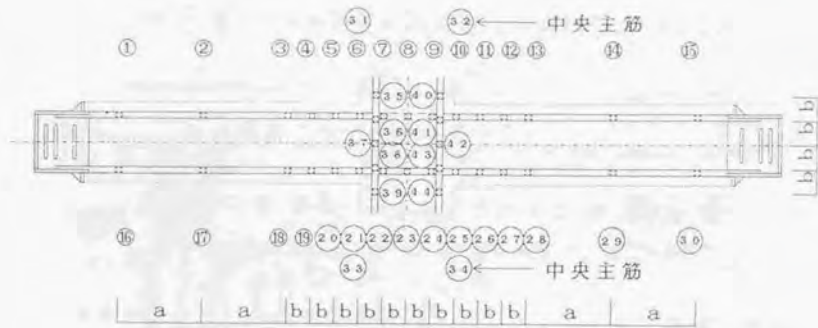


(b) 試験体NO.1およびNO.2のばり主筋のすべり測定点



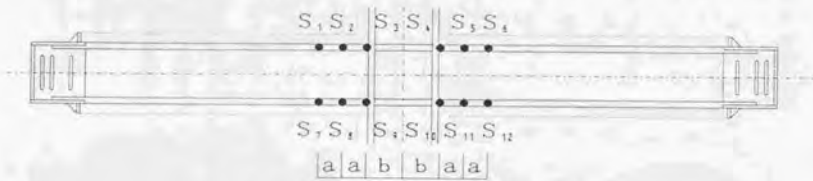
(c) 試験体NO.1およびNO.2のせん断補強筋のひずみ度測定点

図2.3.5 すべりおよびひずみ度測定点



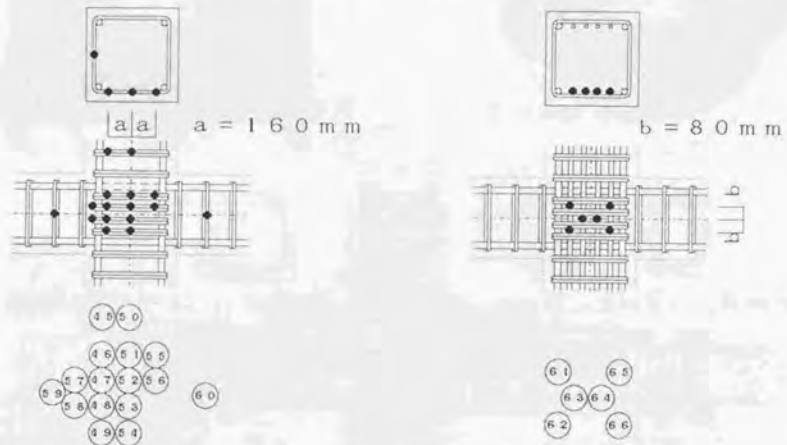
$a = 580 \text{ mm}, b = 170 \text{ mm}$

(d) 試験体NO. 3およびNO. 4の主筋のひずみ度測定点



$a = 170 \text{ mm}, b = 255 \text{ mm}$

(e) 試験体NO. 3およびNO. 4のはり主筋のすべり測定点



NO. 3, NO. 4 共通

NO. 4のみ

(c) 試験体NO. 1およびNO. 2のせん断補強筋のひずみ度測定点

図2.3.5 すべりおよびひずみ度測定点

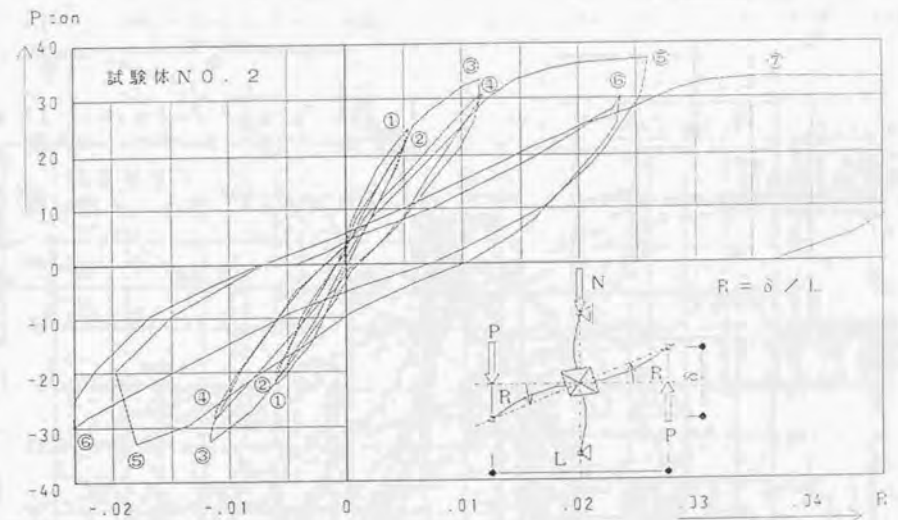
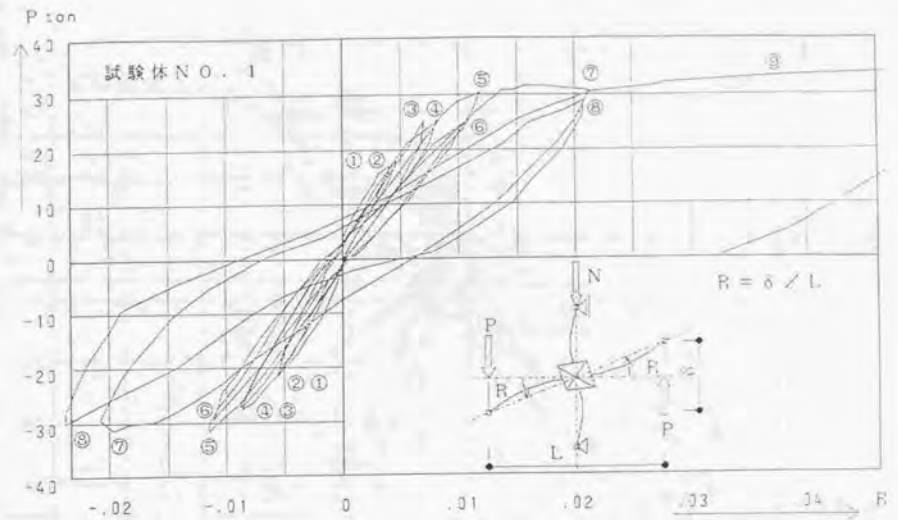


図2.3.6(a) 試験体NO. 1, NO. 2のP-R曲線

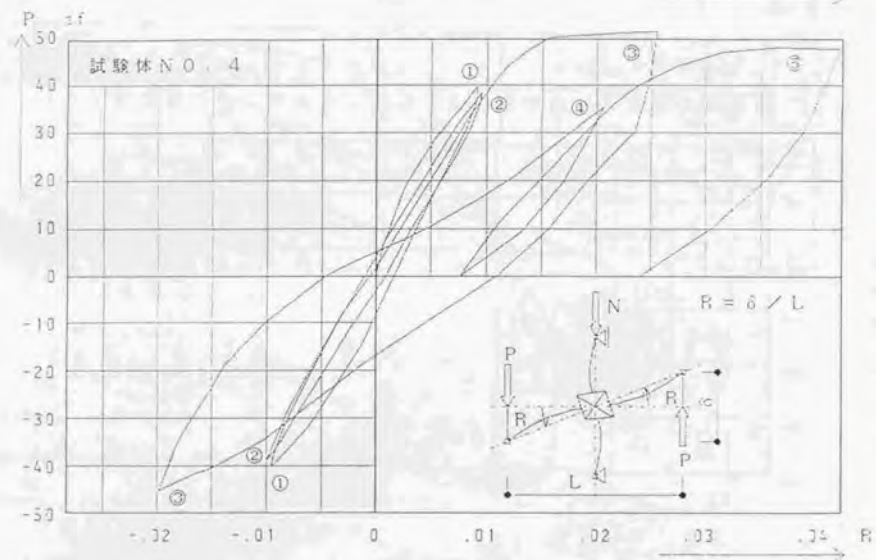
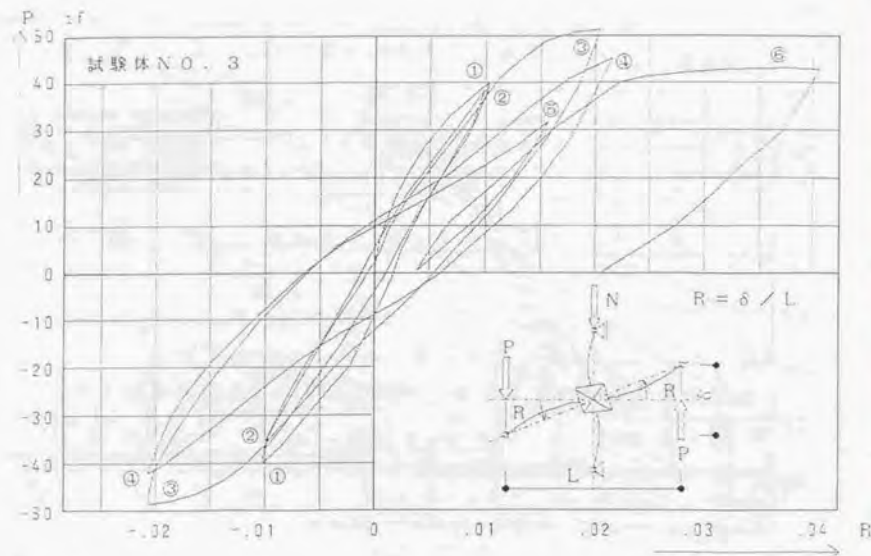


図 2. 3. 6 (b) 試験体 NO. 3, NO. 4 の P-R 曲線

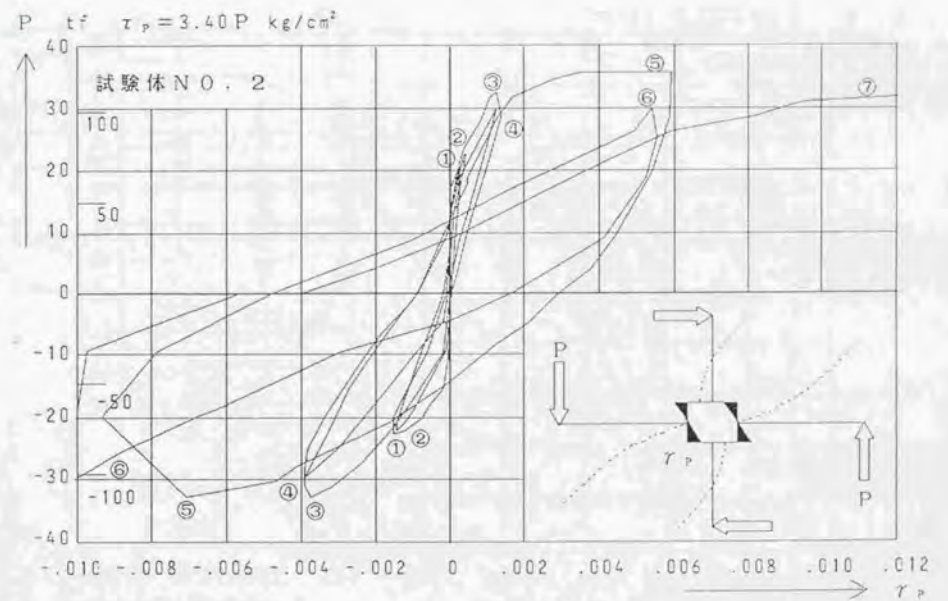
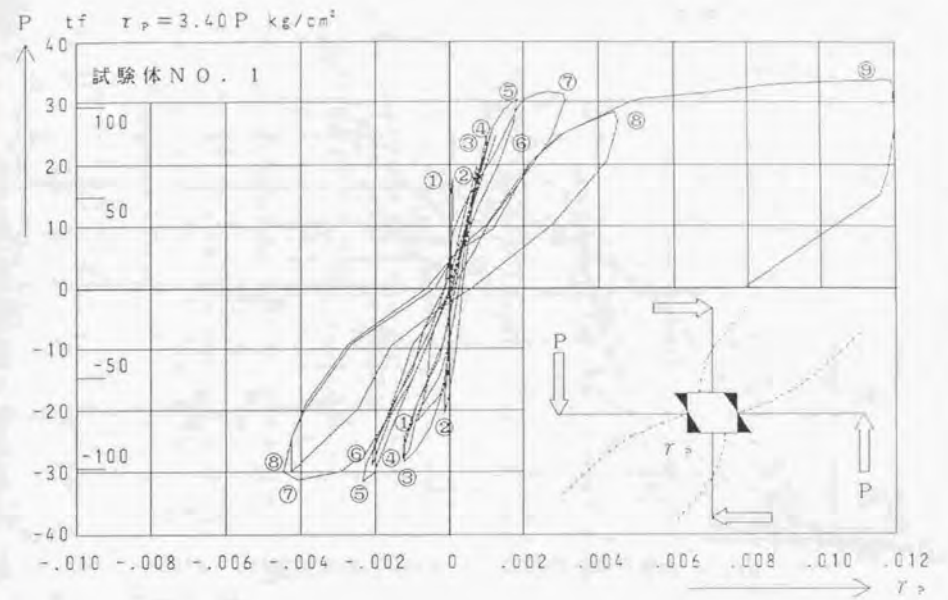


図 2. 3. 7 (a) 試験体 NO. 1, NO. 2 の P- γ_p 曲線

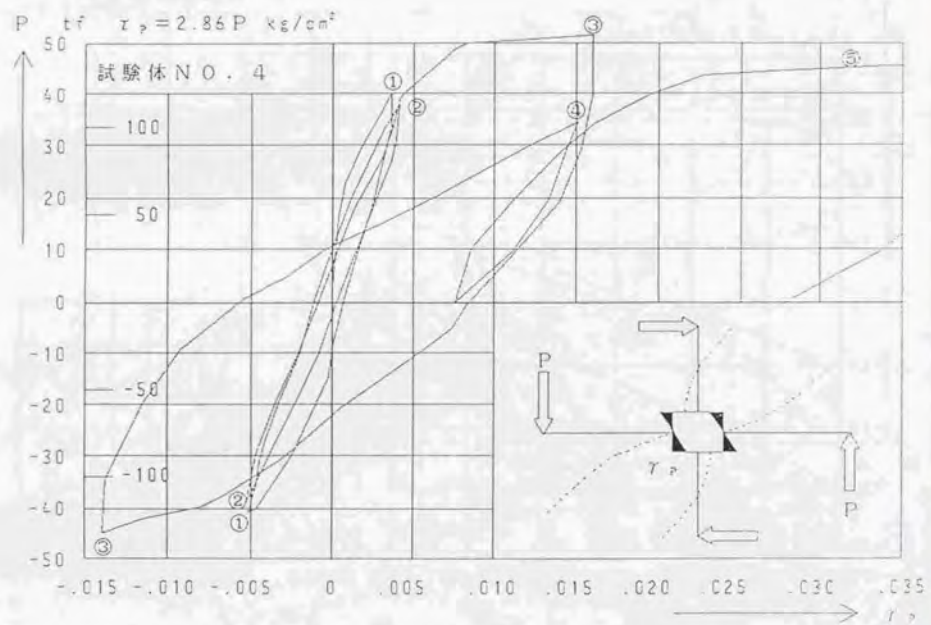
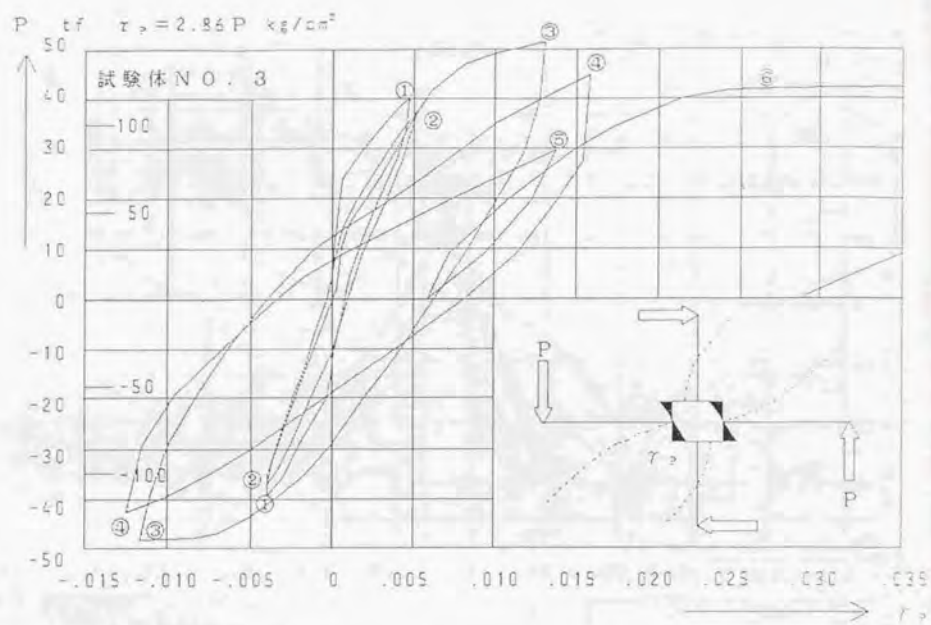


図 2. 3. 7 (b) 試験体 NO. 3、NO. 4 の $P-t f$ 曲線

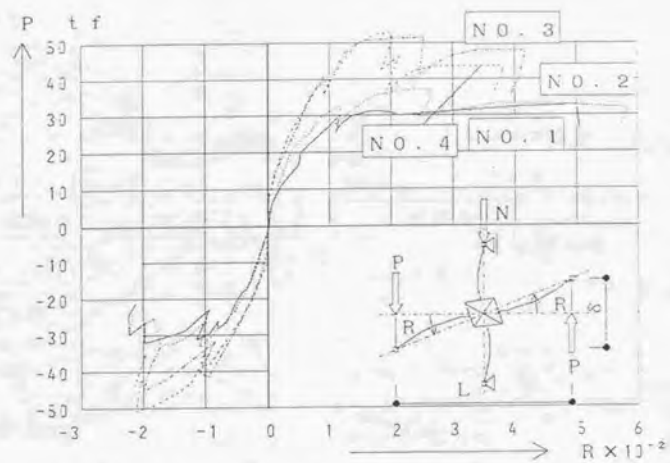


図 2. 3. 8 $P-R$ 曲線の包絡線

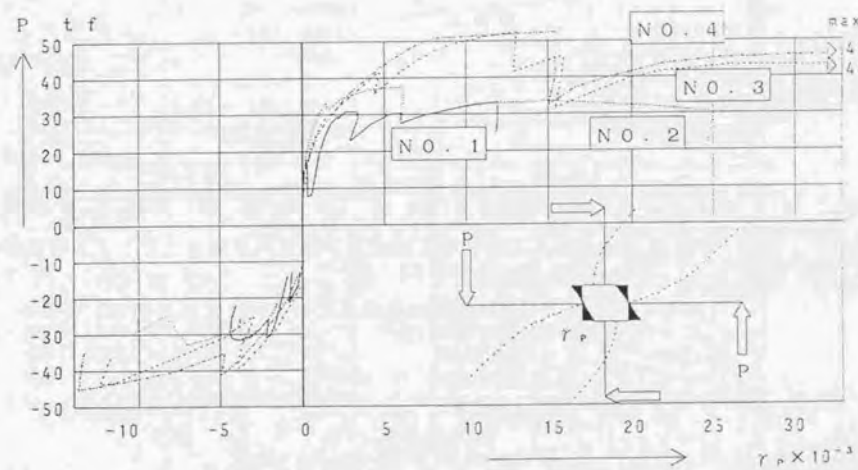
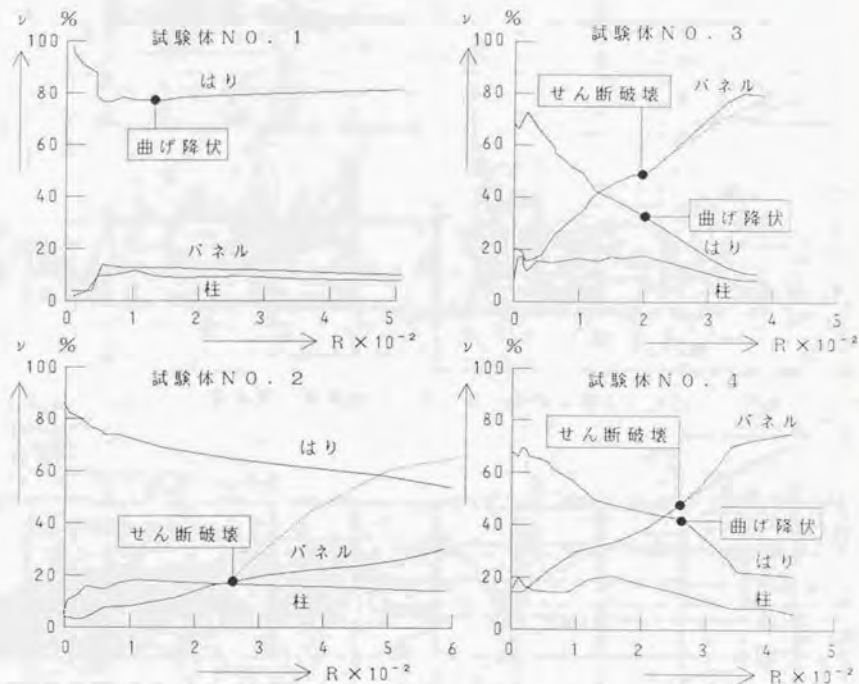


図 2. 3. 9 $P-\tau_p$ 曲線の包絡線



(— はパネルがせん断破壊した後パネルだけが変形したとする計算線)

図 2. 3. 10 各試験体の全体変形 R に対する変形成分の推移

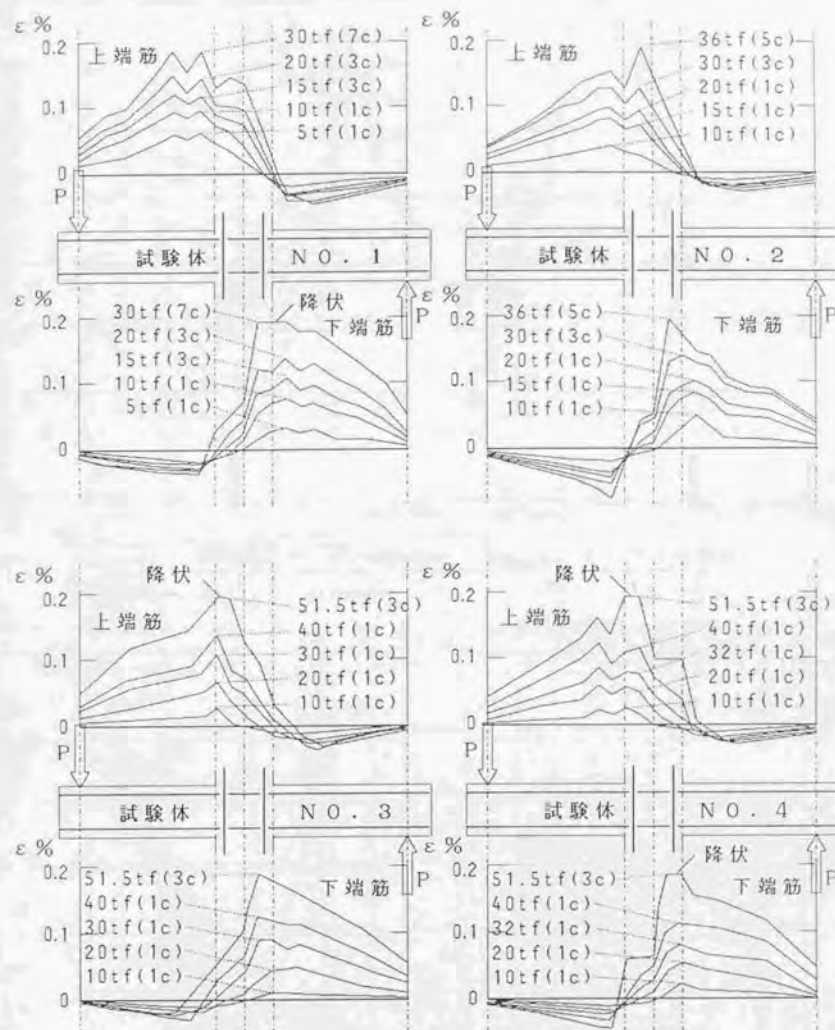


図 2. 3. 11 正荷重におけるひずみ度分布

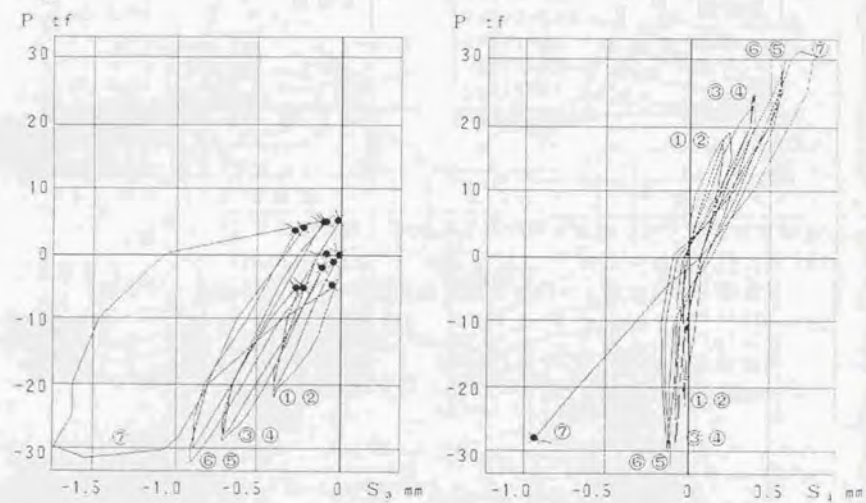
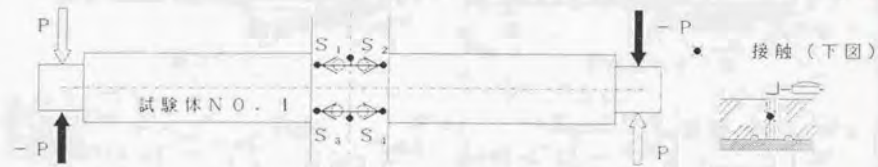
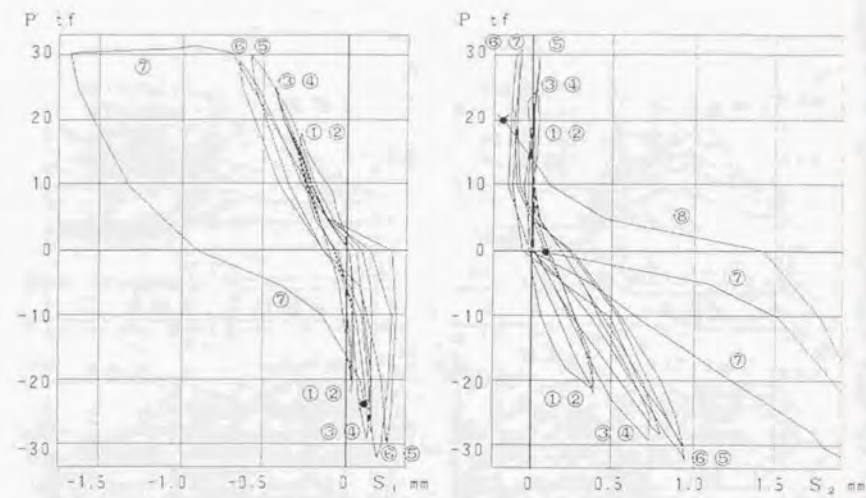


図 2. 3. 12 (a) 試験体 NO. 1 の P-S 曲線 (間接測定)

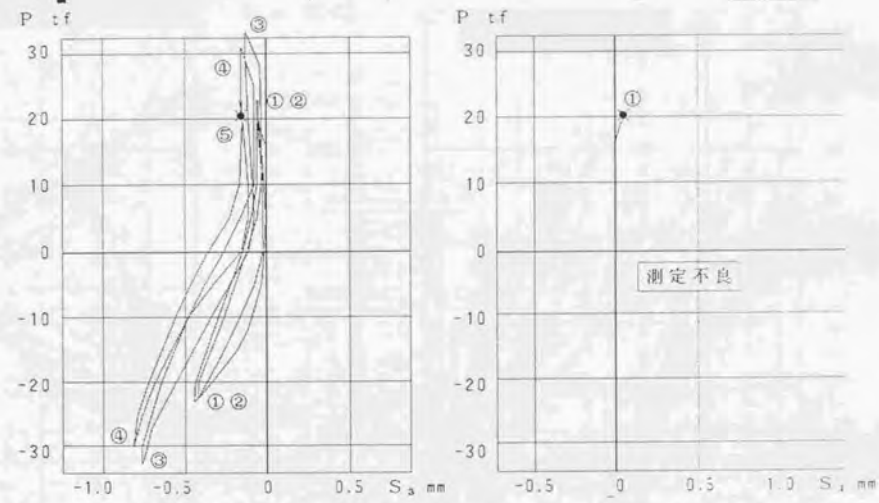
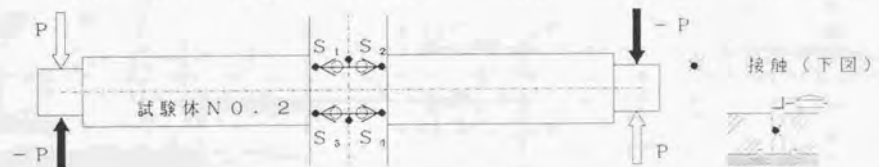
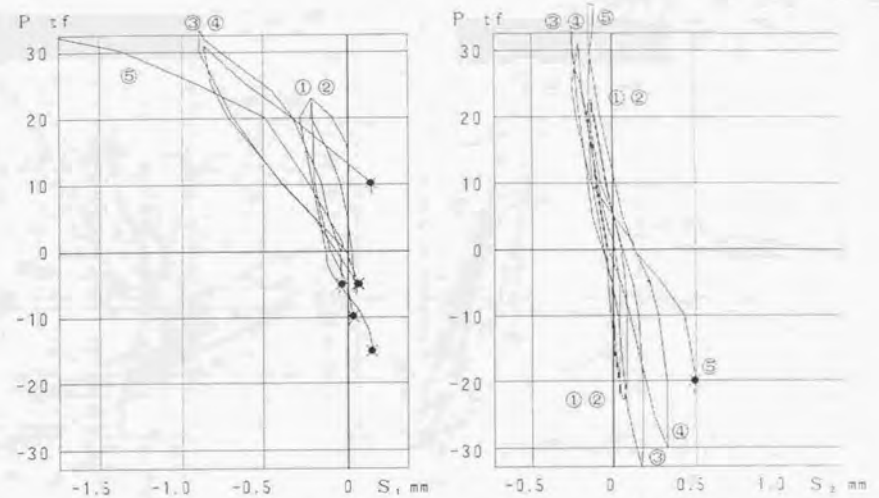


図 2. 3. 12 (b) 試験体 NO. 2 の P-S 曲線 (間接測定)

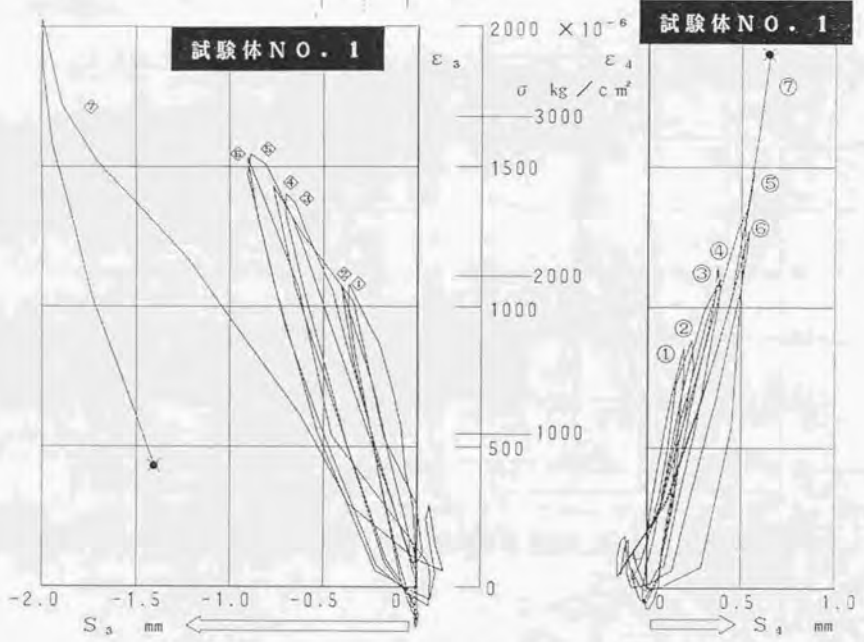
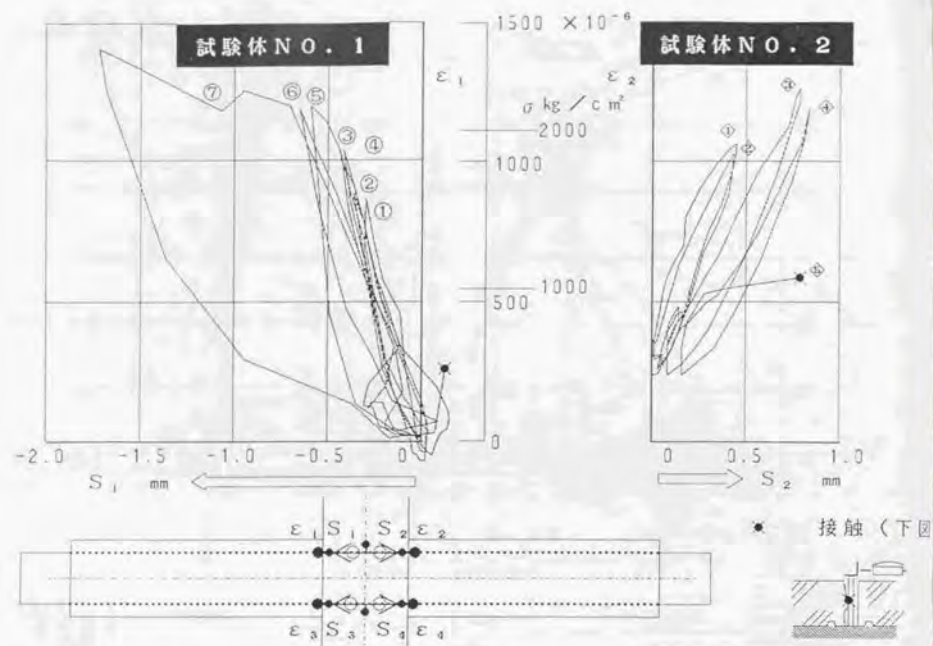


図 2. 3. 12 (c) 各試験体の $\epsilon - S$ 曲線 (間接測定)

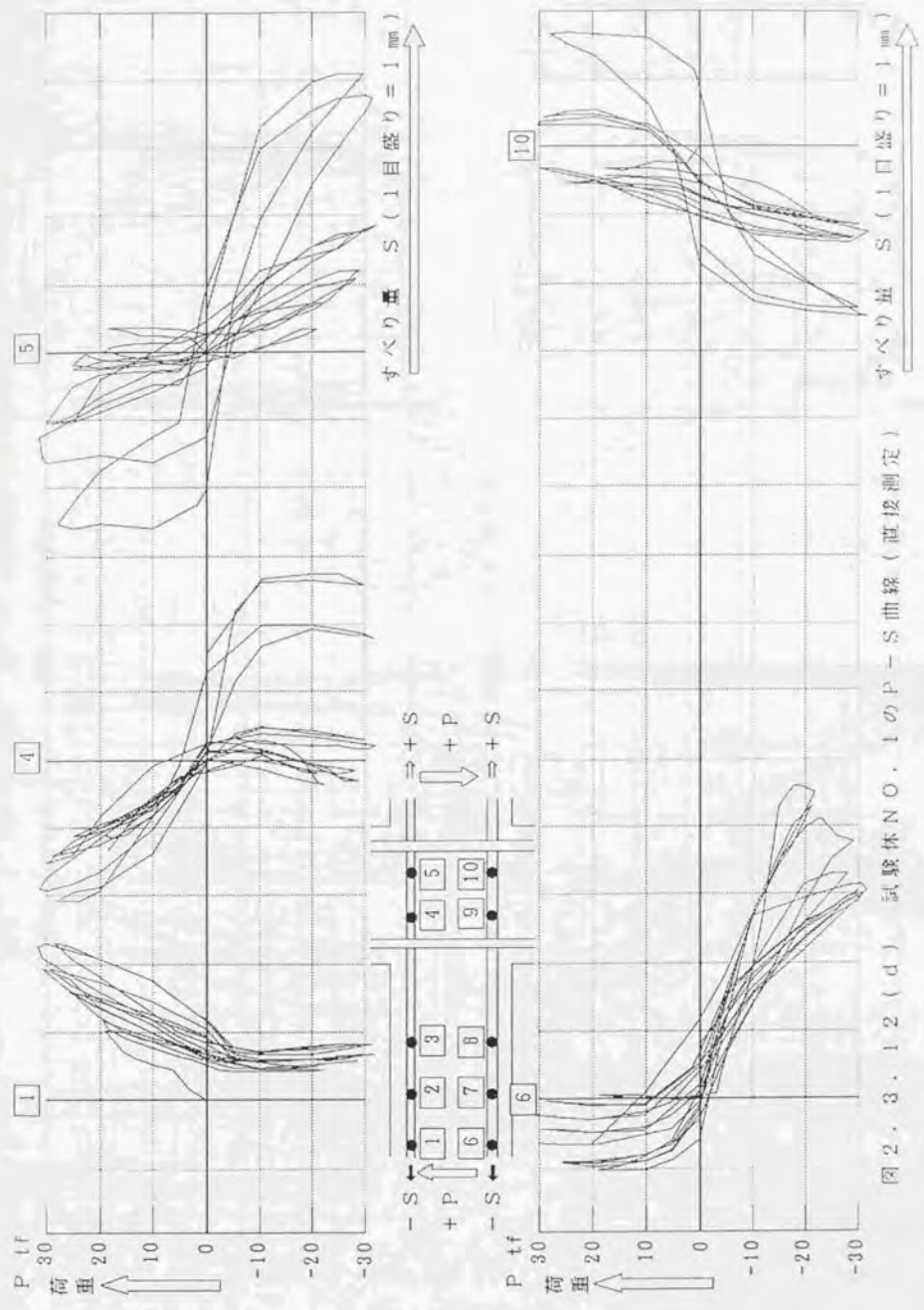


図 2. 3. 12 (d) 試験体 NO. 1 の P-S 曲線 (直接測定)

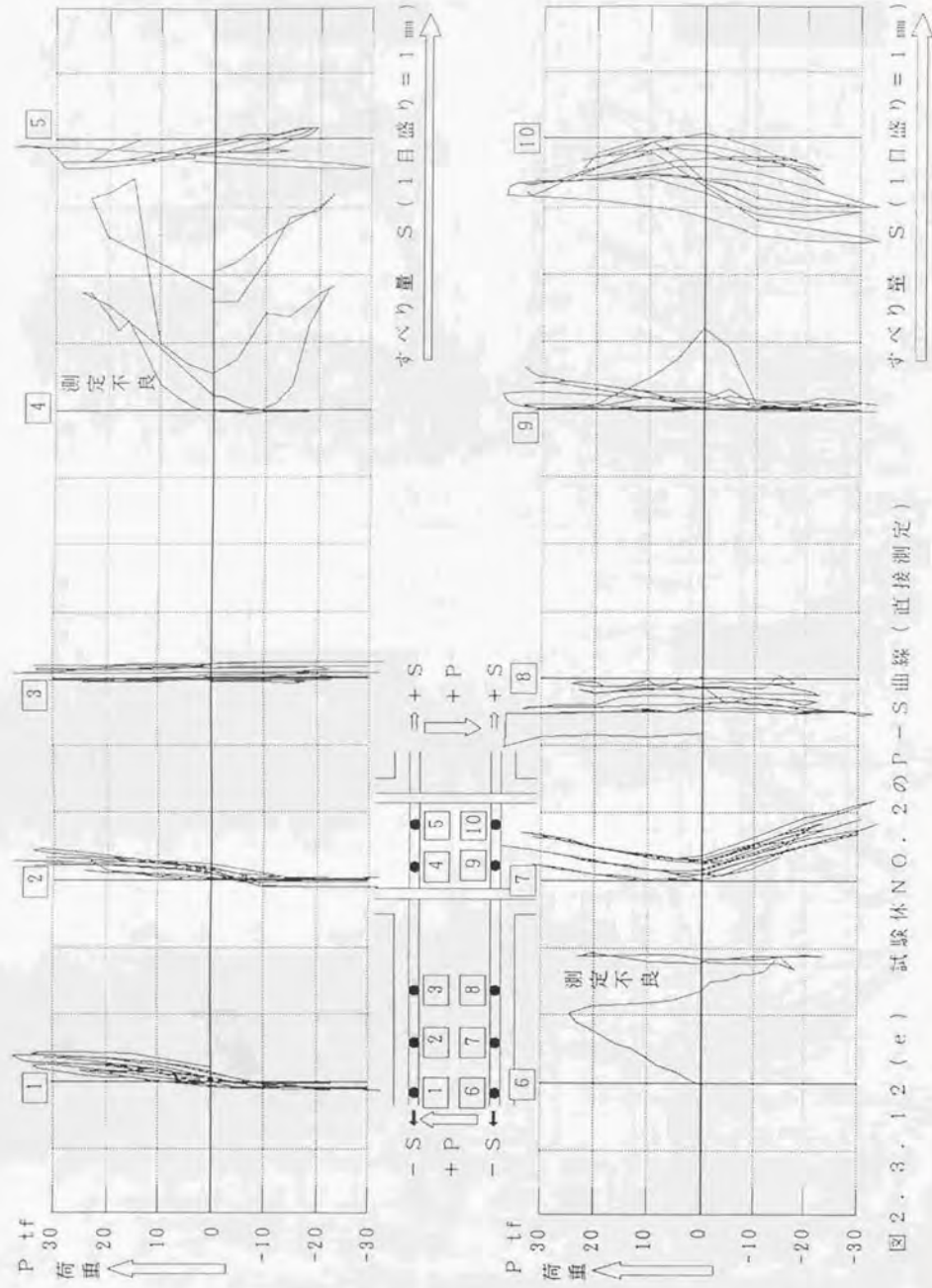


図2.3.12(e) 試験体NO. 2のP-S曲線(直接測定)

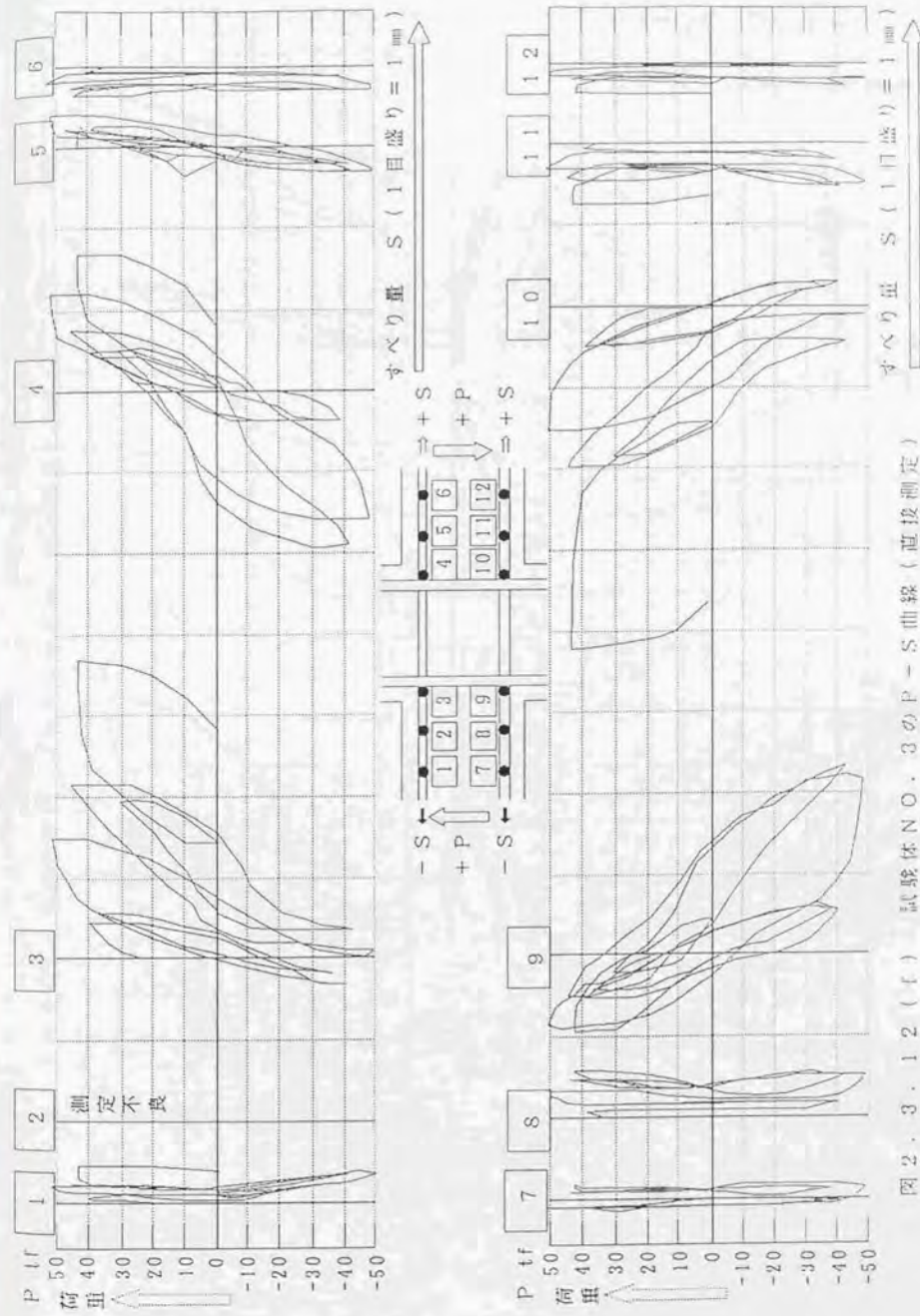


図2.3.12(f) 試験体NO. 3のP-S曲線(直接測定)

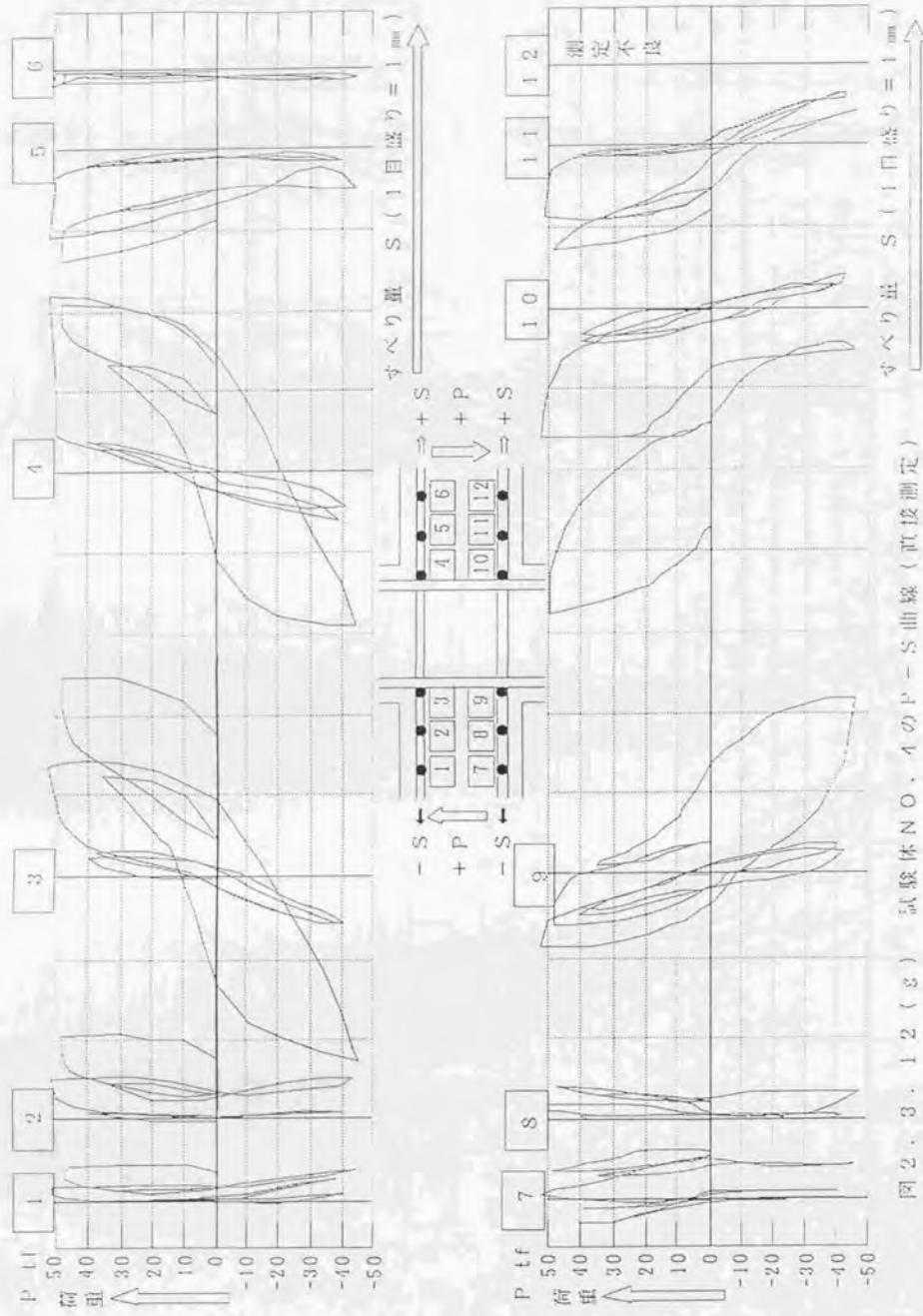


図 2. 3. 12 (b) 試験体 NO. 4 の P-S 曲線 (直接測定)

66 は測定不良

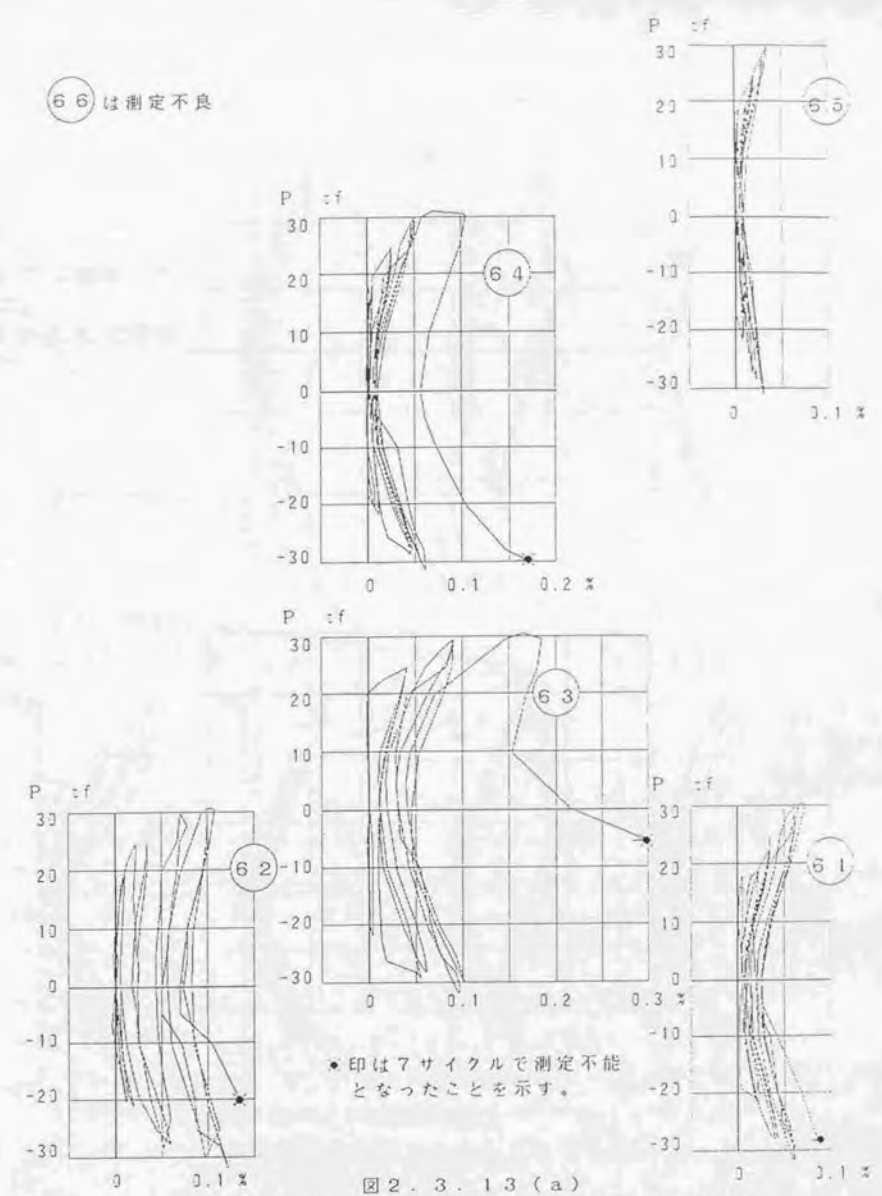
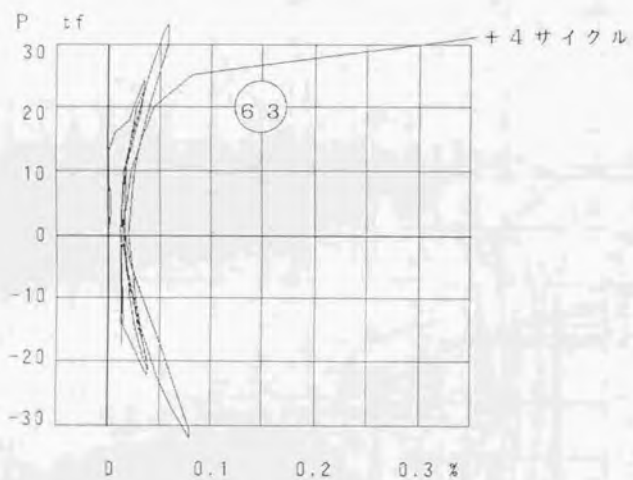
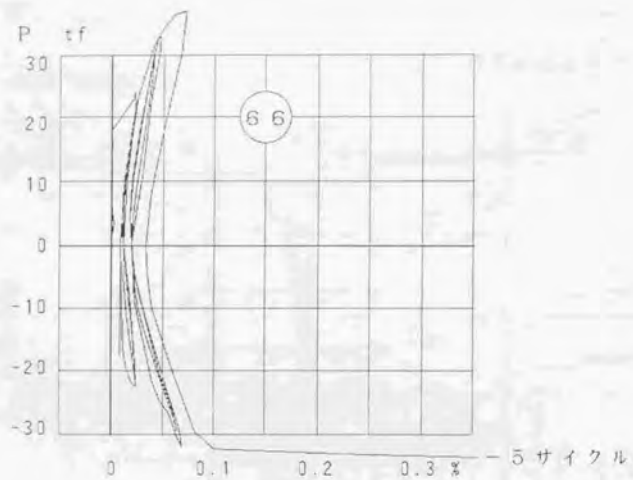


図 2. 3. 13 (a) 試験体 NO. 1 の接合部フープの荷重-ひずみ度曲線



他の測定点のひずみ度は測定不良

図 2. 3. 13 (b)

試験体 N O. 2 の接合部フープの荷重-ひずみ度曲線

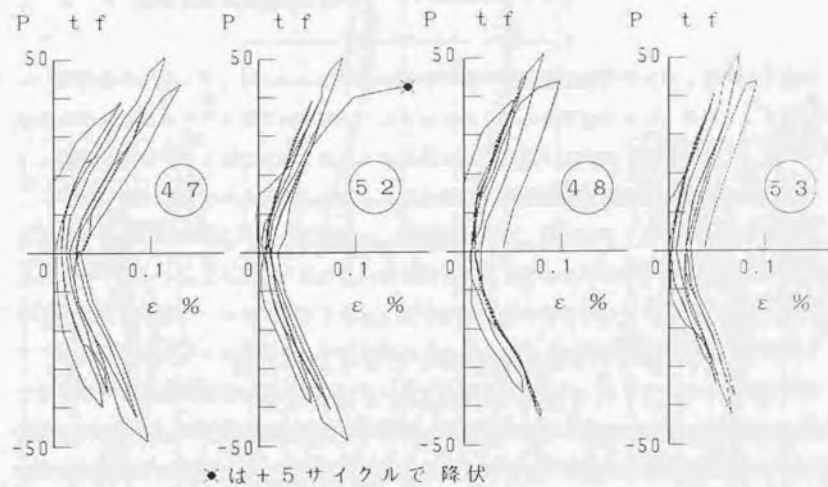
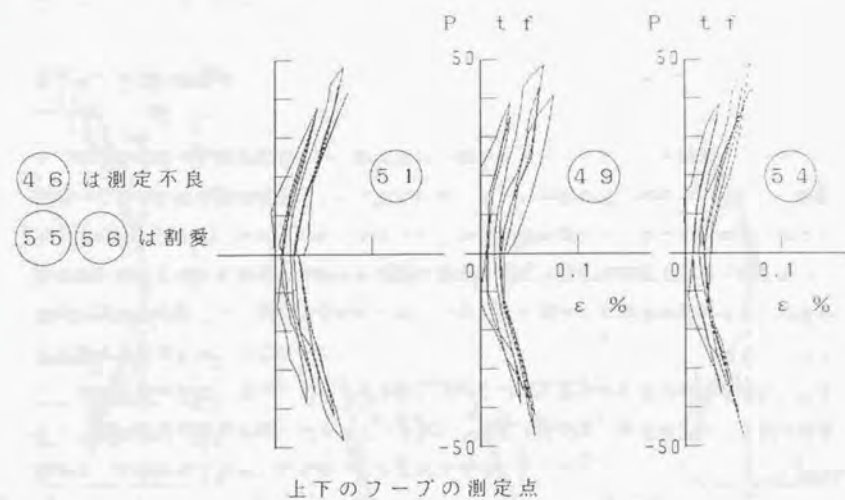
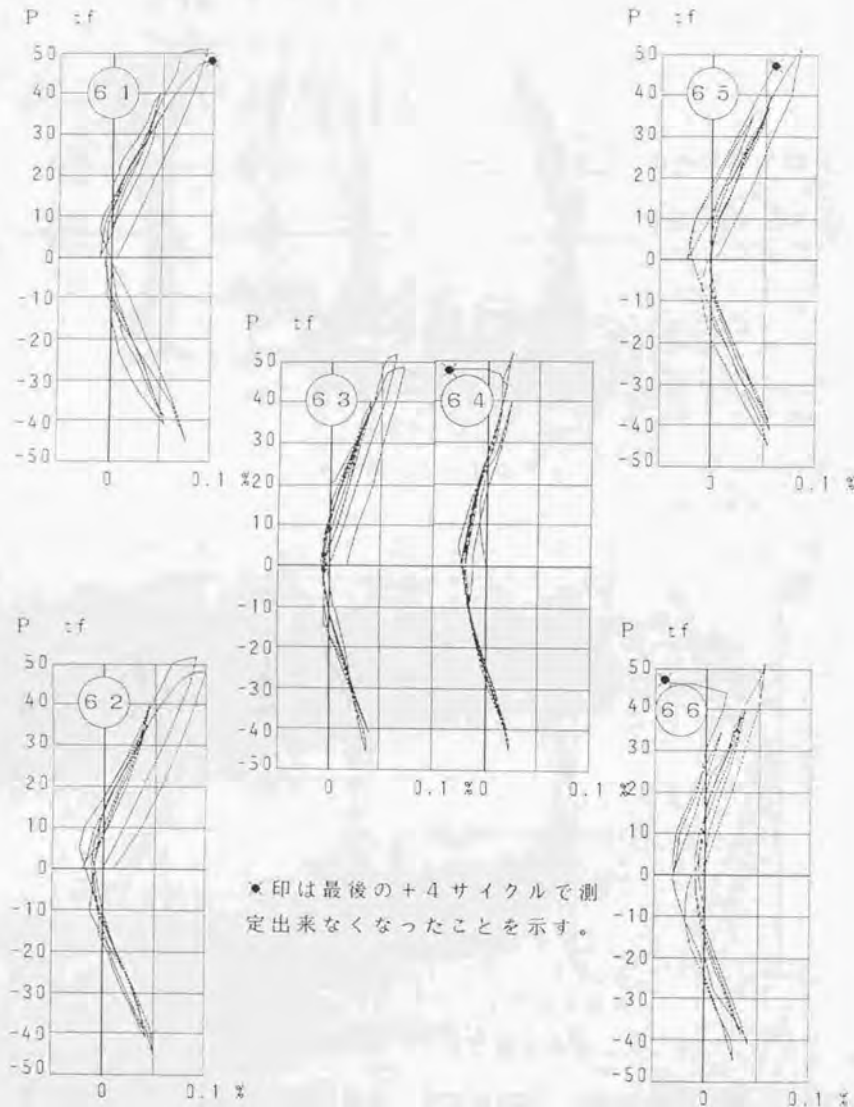


図 2. 3. 13 (c) 試験体 N O. 3 の接合部フープの P - ε 曲線



●印は最後の+4サイクルで測定出来なくなったことを示す。

図 2.3.13 (d)

試験体 N O . 4 の接合部鉛直補強筋の荷重-ひずみ度曲線

2.4 スラブ付一部 P C a のはり・柱接合部の実験

2.4.1 実験概要

2~3階建の多目的住宅を、一部場所打一部 P C a (プレキャスト鉄筋コンクリートの略)として、はり間壁式構造、けた行オープンフレーム構造とする構法で設計し、施工する工法が立案され、けた行のオープンフレームの剛性に関して、P C a 部材の一体化が接合部においてどの程度保持されるかを確かめるために、けた行中柱のはり・柱接合部の実大試験体を作成して、長期荷重時応力および激震時に相当する応力を加えることによって実験的に究明することになった。

本節は前節までに述べた D 4 1 あるいは D 5 1 の太径異形鉄筋を用いた試験体と比較して、普通径異形鉄筋を用いたスラブ付のはり・柱接合部のせん断破壊やはり主筋の付着破壊の力学的性状を明らかにすることを目的とする。

2.4.2 試験体および使用材料

試験体は、図 2.4.1 に示すような十字形はり・柱接合部であり、実際の工法に合わせてはりのスラブより下の部分、スラブ板および壁体をプレキャスト部材として作製し、柱およびはりの上部にコンクリートを打設して一体化したものである。

スラブおよび壁体の全幅は 1.35 m であり、これは構造計算を行った際の弾性剛性に寄与する協力幅に等しく取っている。部材の断面は、図 2.4.2 に示すようにはりの幅×せいが 55 cm × 40 cm、柱の幅×せいが 60 cm × 40 cm で、いずれも幅よりせいが小さく偏平である。スラブ厚は 13 cm、壁厚は 15 cm である。

はりのプレキャスト部材中の下端主筋は 4-D16 で、柱部材中に下向きに折り曲げて定着され、場所打部分の上端主筋は 5-D19 で、図 2.4.2 に示すようにはり・柱接合部全長にわたって通し配筋されている。はり端の鉄筋の定着は 9 mm 厚の鉄板との溶接定着による。左右のはりの下端筋は接合部で交差しないように、互いに位置をずらして配筋されているため、主筋のないせん断補強筋の一方のコーナーには補助筋として 1-D13 が配筋されている。下端筋の接合部内定着強度を増すために、下端筋の下側の柱中心線位置に構面と直交して 1-D16、L=500 が配筋された。P C a 部材内部のはりの上端筋は 2-D13 であり、これに対する幅止め筋は D10、@400 が配筋されている。はりのせん断補強筋は D13、@200 (閉鎖形) で、接合部端では @100

に増量している。

柱主筋は12-D22を配筋しており、せん断補強筋はD10、@100（閉鎖形）で、接合部パネル内では目形のを2段配筋している。

スラブのPCa板内補強筋は下端筋だけで、はりに沿って1-D13、外周に沿って1-D10を配筋し、配筋筋としてD10、@200を配筋した。スラブにこのほか接合筋として、D10のループ筋が@400ではりへ向かう方向に配筋され、はり・柱接合部周辺にはさらに、2-D10（はり直交）および2-D13（はり平行）のさし筋が配筋され、対辺のPCa板の向き合うさし筋同士を添え筋で溶接した。

壁のPCa板内補強筋は、柱に沿って1-D13、外周に1-D10が配筋され、上下層の壁板を接合する直ジョイント筋として1-D16が配筋され、セッチングベース方式の溶接接合がなされた。また柱との接合筋としてD10のループ筋が@450で配筋されている。この接合筋のループ面は水平で、柱打設時にかんざし筋1-D13が配筋された。

後打コンクリートとの接合をよくするために、上記の数々の接合筋のほかに、PCa板にはコッターが設けられた。スラブPCa板のコッターは、はりに沿った面に10cm×20cm、深さ4cmのものが@400で設けられ、PCaばりには、上面に20cm×35cm、深さ3.5cmのコッターが@400で設けられ、はり・柱接合部端部の鉛直面には13cm×35cm、深さ5cmのコッターが1つ設けられ、PCa壁板には、柱に沿った面に9cm×20cm、深さ3cmのコッターが@450で設けられた。

コンクリートは、設計基準強度 $F_c = 21.0 \text{ kg/cm}^2$ の普通コンクリートを指定し、鉄筋はSD35、鋼材はSM50Aを指定した。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2.4.1に示す。

2.4.3 実験方法

加力実験は反力床および反力壁のある構造物実験室で行われ、図2.4.3に示すように、試験体柱脚部にはピン鉄骨治具を取り付け、反力床側に軸受けを設けることによりピン支持とした。はりの両端のローラー支点には、はり側と反力床側にピン接合されたパイプ鉄骨が設けられ、ひずみ度を測定することによりこれを荷重計としても利用した。

まず最初に長期荷重に対応する応力を与えるため、はりのシャスパンが実状に近くなるような位置にはりのローラー支点を設置し、柱下部の支点を自由にしてジャッキで下から上へ加力した。長期荷重を除荷した後にローラー支点を所定のスパンの位置に入れ換

えて、地震時想定荷重に相当する水平荷重をアクチュエーターで加え、はりの上下主筋のひずみ度の測定値から、接合部の両側のはり主筋が規格降伏点に達したときのフレーム変形 δy を確認し、 δy の1、2、4倍の変形振幅で正負3サイクルずつの繰り返し変形を与えた後に、正加力で1.0 δy 程度の大変形に到らしめた。

上記のフレーム変形は、柱頭部の加力点の水平変位がフレームの層間変形を表しているため、試験体の代表的な変形量として取り上げたが、反力床などを基点として直接測定することは、支点回りのずれ、がたなどの影響で誤差が大きくなる。そこで、図2.4.4に示すように試験体の接合部パネルに固定したゲージホルダーを用いて、これを基点とする試験体の変形を測定することにした。ゲージホルダー取り付けボルトは4本あり、接合部パネル面に直角で、接合部パネル内の柱主筋の外側に接するようにして、下段ははり下端筋の上側（柱主筋との交差部）、上段ははり中心線より3cm上方に位置させたものである。この取り付けボルトにアングルをL形に鉄板を介して接合したブラケットを接合し、スラブおよび壁板の幅よりもとびださせて、本体のゲージホルダーをこのブラケットにボルト接合した。

変形の測定点を図2.4.5に示すが、はりのたわみ（D1～D4：Dはダイヤルゲージの意）および柱のたわみ（D5、D6）は、上記のゲージホルダーを基点としており、試験体の表側と裏側に設置した2系統のゲージホルダーを互いにアングルを渡して緊結し、このアングルの中央の構面上の点に変形形を取り付けて測定したものである。このほか別系統の変形として、はりの接合部断面の回転を測定するために（D7～D10）、はりの上面、下面にボルトを埋め込みゲージホルダーを取り付けた。またはりPCa部材とスラブPCa板との相対ずれ変形を測定した（D11～D14）。さらに、接合部のせん断変形の測定法として、打設時にパネルの対角線方向にビニールパイプを埋め込んでおき、脱型時にこれを引き抜いて空洞を作成した。実験に際してこの空洞内の柱の曲げひびわれの影響の変形が含まれないくらいの深い位置に、ゲージホルダー（ビニールパイプ）を固定し、ダイヤルゲージを取り付けて軸変形を測定した（図2.4.6）。なお測定点D15、D17は1対で、柱主筋の幅方向の一番外側のものの内側に沿っており、D16、D18はその反対側に位置する。以上の測定点のほかに、試験体のフレーム変形を測定するゲージホルダーとはり・柱接合部付近のスラブとの相対部材角を測定した（D19～D22）。

はりおよび柱およびスラブの補強筋のひずみ度を測定した。測定点は実験結果の荷重-歪度曲線に併せて示す。

2. 4. 4 実験経過

1) 鉛直加力

試験体のはりの自重(鉄骨治具0.16tを含めた)による最大モーメント(2.97tm)をキャンセルするように、はりの左右の支点到反力(2.28tf)を加えた状態を、荷重および変形の原点として、はりの設計の長期許容曲げ耐力計算荷重(8.5t)まで3回の片振り繰り返し荷重を加えたところ、図2.4.10に示すように、はりのたわみ剛性は一定で弾性的な挙動を示した。このとき曲げひびわれは現れず、スラブPc板と後打コンクリートとの肌分かれも発見されなかった。長期荷重における剛性は、スラブ全幅有効とする一体断面の計算剛性に対して約70%の値を示した。

第4サイクルで短期許容曲げモーメントに相当する荷重まで加力したところ、長期荷重を少し越える荷重で、Pc板上面の柱に近いコッターの後打ちコンクリート部に肌分かれが発見され(11.6tf)同様な位置のひびわれに発展するものが増加し始めたが(13.7tf~14.6tf)、図2.4.7のひびわれ図に示すように、ひびわれはこの部分に限られスパン全域には及ばずに短期相当荷重に達した(18.8tf)。このサイクルのひびわれ発生後は剛性が漸減し、最大変形は3mm程度であった。

2) 水平加力

加力を行う前に、はりの自重(鉄骨治具を含めた)による最大曲げモーメント(3.17tm)をキャンセルするように、左右のはりの支点到反力(1.38tf)を与えた状態を、その後の応力および変形の測定原点とした。

P-δ曲線を図2.4.11に示し、水平荷重時のひびわれ図を図2.4.8および図2.4.9に示す。

第1サイクル正荷重では、水平力3.5tfで下の柱とはりの下面に曲げひびわれが発生したが、フレームの剛性はほとんど変化せず、前記の鉛直加力時に計算剛性より低めにではりの実験曲げ剛性と柱の計算曲げ剛性を用いて計算したフレーム剛性を維持した。

水平力が8.0tfになると、上の柱とスラブの上面および下側面にも曲げひびわれが発生して、上下の壁体にもひびわれが発生した。この点の前後でややフレーム剛性は低下し、はりおよび柱の曲げひびわれが増加した。水平力が11.8tfになるとはりスラブ間のコッター上のひびわれが発生し、接合部パネル内にもせん断ひびわれが発生した。上下はり主筋のひずみ度が規格降伏点時のひずみに達したので、12.6tfで除荷し始めた。

第1サイクル負荷重では、-4.0tfではり下面、-5.0tfではりの下面と柱との接合コーナーに開口が認められ、壁体にもひびわれが発生し、-6.0tfでスラブ側にも曲げひびわれが発生した。-9.0tfで接合部パネル内にせん断ひびわれが発生し、柱の曲げひびわれも発生した。-10.0tfでは下の壁体とスラブ間の開口がみられた。-12.9tfでははり主筋の規格降伏点を確認されたので除荷した。

はり主筋の応力が規格降伏点となる荷重段階(12.6tf 計算値)での変形を δ_y とすると、そのときの剛性は計算初期剛性の約25%であり、第1サイクルから第3サイクルまでの δ_y の変形振幅増加では、ひびわれ幅の拡大とか、コンクリートの剝落といった目立った破壊は生じなかった。

第4サイクルから第6サイクルの正荷重における $2\delta_y$ の変形振幅増加では、はり主筋の実際降伏点の超過によって最高荷重が計算耐力の3割程度上昇したが、上下柱の曲げひびわれや接合部内のせん断ひびわれおよびスラブ、壁体それぞれを接合している部分のひびわれが数本発生した他は、はり部材の曲げひびわれは新たに発生するものがほとんどなく、ひびわれ幅が増大した。第4サイクルの最高荷重は+16.6tf、-15.6tfであった。

第7サイクルから第9サイクルにかけての $4\delta_y$ の変形振幅増加においては、接合部パネルの周辺のひびわれが増加した他、はり主筋の接合部からの抜け出しを示す大きな開口や、めり込みに伴う圧壊が生じた。また、繰り返しによる耐力低下現象が少し生じた。

また、柱のコーナーのかぶりコンクリートがはりせいの区間で剝落を生じた。最高荷重は+18.0tf、-16.7tfであった。

最終加力の第10サイクル正では、はり端付け根の開口および圧壊などが進行し、変形が $9.2\delta_y$ に達したときには、はりのスラブ上面における柱面からの距離がはり成の2倍の位置の曲げひびわれの開口が顕著に生じ2cmに達した。最高荷重は18.6tfに達したが耐力はまだ残っていた。

2. 4. 5 各部の変形

1) 接合部パネルの応力と変形

水平加力時の接合部パネルの応力度 τ_p とせん断変形角 γ_p の関係を図2.4.12に示す。 τ_p および γ_p の測定値からの算定式は次の通りである。

$$\tau_p = \frac{1 - j_b/H - j_c/L}{j_b \cdot j_c \cdot t_p} HP \quad \text{式 2. 4. 1}$$

$= 4.702P \quad \text{kg/cm}^2$ (Pはtf単位)

j_a : はりの応力中心間距離	300 mm
j_c : 柱の応力中心間距離	290 mm
t_p : 接合部の有効パネル厚	575 mm
H: 柱の階高	2800 mm
L: はりのスパン	5500 mm

$$\gamma_p = (D_{16}/\chi_{16} + D_{17}/\chi_{17} - D_{16}/\chi_{16} - D_{15}/\chi_{15}) / 2 \quad \text{式 2.4.2}$$

$D_{16} \sim D_{15}$: 測定点の変形

$\chi_{16} \sim \chi_{15}$: 図 2.4.6 に示す標点距離

最高荷重時のパネルせん断応力度は

$$\tau_{pu} = +84.6, -78.5 \quad \text{kg/cm}^2$$

第一正荷重においてパネルのせん断ひびわれは発見 ($P = 11.8 \text{ t}$, $\tau_p = 55.5 \text{ kg/cm}^2$) よりかなり以前から発生していたらしく、 $\tau_p - \gamma_p$ 曲線上では τ_p が 25 kg/cm^2 位から剛性低下となって現われている。

はり主筋の規格降伏点相当の計算荷重の振幅で制御された第1サイクルの $\tau_p - \gamma_p$ 曲線は膨らみを保つが、変形振幅 δ_y で制御された第2第3サイクルの $\tau_p - \gamma_p$ 曲線は振幅がやや進行するとともに、逆S化の傾向がすでに現われた。 $2\delta_y$ の4, 5, 6サイクルおよび $4\delta_y$ の7, 8, 9サイクルと全体の変形振幅が大きくなるとそれにはほぼ比例して γ_p の振幅も大きくなるが、繰り返しによる振幅の増大と逆S化の傾向がさらに強まった。

最後の第10正荷重の加力で $9.2\delta_y$ まで全体変形が進んだのに対して、 γ_p は比較の変形の進行は少なかったとみることができパネルのせん断耐力もまだ保持されていたといえよう。

2) 変形寄与率

全体の変形Rをはりおよびパネルおよび柱の三つの変形要素 R_B, R_P, R_C に分解し、全体に対する各変形要素の変形寄与率を求めた。各変形要素の分解と測定値との関係を図 2.4.13 に示す。パネル変形は直接測定され、はり変形と柱変形は間接的に測定されたことになる。

図 2.4.14 に1, 4, 7, 10各サイクルの正負最大荷重における各変形寄与率

の全体変形に関する推移を示す。接合部パネルの寄与率 (R_B/R) は正荷重のときの方が負荷重のときよりも若干小さく、一貫して3ないし7%の小さな範囲にあり変動が少なかった。

この図と破壊状況からみる限りではパネルのせん断強度は2, 2節および2, 3節の太い径の場合よりも低めの範囲にあったのでせん断破壊は比較的軽微であったと思われる。

一方はりの寄与率 (R_B/R) は1サイクル目でも正負荷重で70%近くの大きな値となり、変形振幅の増加とともに増大して $4\delta_y$ では80%程度まで上昇し、最終変形の $8\delta_y$ では90%に達した。

はりの寄与率増大に連動して、柱の寄与率 (R_C/R) は1サイクルの正負荷重で25%前後のある程度の大きさを占めるが、変形振幅の増加とともに減少して $4\delta_y$ では10%強まで落ち、大変形の $8\delta_y$ では10%以下に低下した。

3) はりの端部の応力と変形

はりの柱付け根端における曲げモーメントMと回転角 θ の関係を図 2.4.15 に示す。同図には正荷重ではりの下側が引張になる西側のはりの $M_1 - \theta_1$ 曲線 (a) と、正荷重ではりの上側が引張になる東側のはりの $M_2 - \theta_2$ 曲線 (b) が示されている。 M_1, M_2 はそれぞれのはりの支点反力として測定されたはりのせん断力 Q_1, Q_2 によって次式で算定し、これらをはりの上側引張方向を正とするたて軸に取った。

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{Bmatrix} L' \quad \text{式 2.4.3}$$

[$L' = 2550 \text{ mm}$: はりのジャスパン]

θ_1, θ_2 は図中挿図に示したように、はりの柱付け根端からそれぞれ71mmおよび58mm離れた断面の回転をそれぞれ上下2個のダイヤルゲージの変形測定値 (D7, D8, D9, D10) より次式で算定した。

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (D7 - D8) / h_1 \\ (D10 - D9) / h_2 \end{Bmatrix} \quad \text{式 2.4.4}$$

[$h_1 = 723 \text{ mm}$, $h_2 = 712 \text{ mm}$: 上下ダイヤルゲージ間隔]

同図 (a) および (b) に示す $M - \theta$ 関係は、はりの断面形状および配筋の非対称性の影響を受けている。すなわちはりの断面がT形で、5-D19を引張鉄筋量とする上

ば引張の曲げモーメントに対する強度と剛性の方が、4-D16を引張鉄筋とする下ば引張の曲げモーメントに対するそれらよりもそれぞれ大きくなっている。

表2.4.2に平面保持を仮定したe関数法解析(梅村式)と実験結果を比較した。

材料の定数は表2.4.1の材料試験結果を用いた。但しコンクリートについては場所打ちのデータを用いた。はりの断面の仮定をを次の4通りのCaseに分けた。

Case 1: 下ば引張、はり幅にスラブを含めない。

Case 2: 下ば引張、はり幅にスラブ全幅を含める。

Case 3: 上ば引張、引張鉄筋にPcスラブ接合筋を含めない。

Case 4: 上ば引張、引張鉄筋にPcスラブ接合筋を含める。

同表のはりの曲げ降伏及び終局強度の実験値は、図2.4.15に●印で示した曲げモーメントを採用した。

下ば引張の場合、曲げ降伏モーメント M_y は解析でスラブの考慮をしてもしなくても実験値と解析値はよく一致するが、曲げ終局モーメント M_u はスラブ全幅を考慮した解析のCase 2方が大きくて実験値に近くなった。

解析では圧縮線からの中立軸の距離は圧縮鉄筋の距離と比較すると、曲げ降伏時にスラブを考慮していないCase 1の場合に大きくなり圧縮応力を受けているが、曲げ降伏を越えて終局に達すると中立軸の距離が圧縮鉄筋の距離より小さくなり、圧縮鉄筋も引張を受けることになる。Case 2のようにスラブを考慮すると引張鉄筋の弾性範囲からすでに中立軸がかぶりコンクリート側において、圧縮鉄筋は引張応力を受け引張降伏に到ることが分かっている。

実験ではスラブが曲げ圧縮に対して全幅有効であったとはいえないが、圧縮鉄筋の引張応力はスラブの効果によっても生じる可能性はある(このことについては次項2.4.6に詳述する)。

上ば筋引張の場合、 M_y および M_u は解析でスラブ接合筋を考慮したCase 4の場合が実験値に近く、Case 3のときに考慮しないと大幅に実験値を下回るが、Case 3およびCase 4のどちらの解析においても曲げ圧縮を受ける圧縮鉄筋は引張鉄筋の降伏までは中立軸が内側において圧縮応力を受けるが終局時には引張応力に反転する。

両側のはりの $M-\theta$ 曲線の各サイクルのループ形状は第1サイクルだけは紡糸形をしているが、第2サイクルからは低荷重で曲線勾配が低下する逆S化現象があり、はり主筋の接合部からの抜け出しおよび押し込みが早期からあったことが類推できる。

はり主筋の規格降伏点相当の全体変形 δ_y の倍数を繰返し加力の制御振幅としたにも拘らず、正荷重の $2\delta_y$ (4, 5, 6サイクル)および $4\delta_y$ (7, 8, 9サイクル)の

繰返し加力における折返し頂点の $M-\theta$ 関係は、正荷重では繰返し回数とともに M は減少 θ は増大する傾向が負荷重より際立つような推移を見せている。この正荷重での M が減少 θ が増大する現象は、はりの変形が繰返し回数とともに柱付け根端への集中度を高めたことを示していると考えられる。

はりの柱付け根端の回転が全体変形に占める割合は、前述のはりの変形寄与率の一部であり、図2.4.14にその値を示した。1, 4, 7, 10サイクルの正負最大回転角にはりのクリアスパンを乗じて求めたはりのたわみに基づいて比較した。

同図に示すようにはりの柱付け根端の回転による寄与率は、正荷重の1サイクルでは40%程度で小さいが、4, 7, 10サイクルでは46, 49, 54%と僅かに増加し、負荷重の1, 4, 7サイクルでは45, 54, 64%と大幅に増加する。一方はり自身に対するはりの回転成分の比率も、1, 4, 7, 10サイクルの正荷重では55, 59, 60, 60%と漸増したが、1, 4, 7サイクルの負荷重では65, 74, 81%と急増している。

このように1, 4, 7サイクルのはりの回転成分が全体変形に対してもはり変形に対しても、各サイクルにおいて正荷重の場合より負荷重の方が大きな割合を占め繰返し回数によってその差が開くことは、そのサイクルの正荷重で柱付け根端のはり主筋の抜け出しがパネル内での付着の破壊およびはり主筋の降伏が大きく生じたので、その直後の負荷重でははり変形が柱付け根端の回転に集中し易くなったことを暗示していると思われる。

表2.4.3に第1サイクルの正負最大荷重時に測定されたはり端部の回転角を前記e関数法解析Case 2およびCase 4の場合の値と比較した。e関数法の曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係から実験応力 M_1, M_2 に相当する ϕ_1, ϕ_2 を求め、直線的に曲率分布を仮定してはり端回転角測定区間の回転角を算定した。

実験値は解析値の十倍近くで、かけ離れて大きいのは測定点が柱付け根に接近していることと、はり主筋の接合部からの抜け出しあるいはPcはり部材の境界面の変形などがあったことが原因しているのは明かである。

同表で回転角の実験値から解析値を差し引いた残りは実験値の8.5~9.1%であり、実験値の殆どが境界面に集中したといえる。

4) P C a床板とはりとのずれ変形

図2.4.16にP C aはりの側面とP C aスラブ板下面との相対水平ずれ S のはりせん断力 Q に対する関係を示す。測定点は西側のはりと東側のはりのそれぞれに2箇所ずつあり全て柱面から275mmの位置にあり、一箇所の測定点ではその位置のスラブ下

面とはり側面のコーナーから100mmおよび150mm離れた2点間の相対水平ずれが測定された。グラフの縦軸はスラブ側が引張になる方向のはりせん断力を正に取り、横軸はスラブを現準としてはり外側にずれるのを正とした。

同図に示すように、25%の繰返し加力の6サイクルまでは各測定点の変形は±1mm以内で非常に小さいが、7サイクルのときに西側のはりの測定点(D₁₃, D₁₄)で+2mm程度の大きなずれが生じた。東側のはりでは一方の測定点(D₁₁)だけが7サイクルで+1mm程度のずれを生じたがその後の進展は小さい。大変形加力の10サイクルでは西側のはりの測定点において一方(D₁₃)は+4mm以上、他方(D₁₄)は+9mm以上のずれが生じた。

正方向の大きなずれは何れもスラブが圧縮側のときに生じ、圧縮側のスラブを基準としてはり側面が柱から遠ざかったことになる。最大変形時には西側のはりの柱付け根から測定点にかけてのP C aスラブ下面とP C aはりの上面との上下の隙間が傾斜して生じ、柱付け根では1cm以上開いたことが観察された。この変形状態から推測すれば、同一断面のはりとスラブで回転角差が生じたのでずれの測定点に回転の変形が増幅されて現われたのではないと思われる。

このように西側のはりの柱付け根端部にはP C a部材どうしの局所的な変形があったが、東側のスラブにはその変形は比較的小さかったといえる。東側のスラブにはずれ変形の測定点の外側に1cm以上の開きのある曲げひびわれが大変形時に生じたので、スラブ引張の曲げに対するずれ変形はその影響を受けて大きくならなかったと思われる。

2. 4. 6 補強筋の挙動

1) はり主筋の挙動

図2. 4. 17 (a) ~ (e) にはり主筋のP-ε曲線を示す。横軸は1目盛り0.1%で、各グラフを測定点の位置に合わせて並べてある。

同図(a)は西側のはりの測定点のP-ε曲線であり、測定点100~103は支点位置でここでは当然最後までひずみ度は小さく主筋の付着および末端の定着がよかったことを示す。106~109ははりの中間の測定点であり、上2段の図の上ば筋のひずみ度は第1負荷重で曲げひびわれが生じたときに急激な増加があった後はP-ε点は正負荷重で折れ線上を行き来した。負荷重での最大ひずみ度はコーナー主筋(106)の方が内部主筋(107)よりも若干大きくでている。同位置の下2段の図の下ば筋のP-ε曲線は正荷重の繰返し加力で剛性が低下する傾向を示しているが、最後まで主筋が弾性で

あったことを示し、正荷重の最大ひずみ度はコーナー主筋(109)の方が内部主筋(108)よりも大きめである。112~115は柱の付け根から外側へはりせい程度離れた測定点であり、上2段の図の上ば筋のP-ε曲線は1および4サイクルの負荷重で大きな剛性低下を示した他は6サイクルまで弾性範囲内のひずみ度であった。7サイクルでの引張降伏後は残留ひずみ度付近のループを描いて圧縮降伏はしなかった。下2段の図の下ば筋のP-ε曲線は第1正荷重でP=2~3t fでの曲げひびわれ時に急激なひずみ度の増大があったが、4サイクル正で上ば筋の負荷重の場合と同程度の剛性低下があった他は弾性範囲内の直線的なループを示した。7サイクル正で主筋の降伏による急激なひずみ度の増大があったが、上ば筋の場合より小さく1%以内に留まった。10サイクル正の大変形加力では1.6%まで増大した。

同図(d)は東側のはりの測定点のP-ε曲線であり、214~217の支点位置ではひずみ度は最後まで小さく、208~211のはりの中間位置では第1サイクルで曲げひびわれとともに急激なひずみ度の増大があった他は、正負で折れ線状であり、上ば筋(208, 209)では4, 7, 10サイクル正で若干の剛性低下があるが下ば筋では殆どなく、全体として弾性範囲内の折れ線形を示した。この位置と対称な西側の測定点(同図(a)106, 107, 109, 108)でみられたようなコーナー主筋と内部主筋との最大ひずみ度の差もここではなく、上ば筋下ば筋ともにそれぞれ殆ど同形のP-ε曲線が得られた。柱付け根に近い測定点の内上ば筋の202, 203では、1サイクル正で曲げひびわれによる剛性低下があったが4サイクル正でも主筋の降伏による剛性低下が生じ0.3%までのひずみ度の進行があった。これは西側の対称位置のP-ε曲線(同図(a)112, 113)が4サイクルまでは弾性的であったのと異なる。その後7サイクル正ではさらに大きな2%までの降伏ひずみ度が生じた。同位置の下ば筋(204, 205)では、4サイクル負で若干降伏ひずみが生じて剛性が低下したが上ば筋ほど急激ではなく、7サイクル負に到って1%以上の大きな降伏ひずみ度を生じ、その後のサイクルでは残留ひずみ度を残した膨らみをもつループのP-ε曲線を描き、圧縮降伏はしていないものと思われる。

同図(b)および(c)は接合部パネル内の測定点のP-ε曲線を示しており、それらの測定点は両側の柱付け根および両側からパネル区間長の1/4内側に位置する。

同図(b)における西側のはりの柱付け根の上ば筋の測定点(300, 301)では、第1正荷重のP=10t fの前後でひずみ度が圧縮から引張に転じており4サイクル正ではこの引張ひずみ度がさらに大きくなった。負荷重では曲げひびわれによる剛性低下が第1サイクルで若干生じるが2, 3, 4サイクルでは直線的なP-ε曲線であり、4サイ

クル負に到って降伏して1.5%以上のひずみが生じた。5, 6, 7サイクルのP-ε曲線は4サイクル負の最大ひずみ付近でループを描き、7サイクル負ではさらに降伏ひずみが増大した。コーナー主筋(300)と内部主筋(301)のP-ε曲線は殆ど同形であった。

同位置の下ば筋の測定点(119, 118)では、第1正荷重で曲げひびわれと若干降伏したことによる剛性低下が生じたが残留ひずみ度が0.1%または0.06%に留まり、これを原点とする二つの剛性線に沿って2, 3, 4サイクルのP-ε曲線が描かれた。4サイクル正では完全に降伏して最大ひずみ度は1%近くになった。4サイクル負のP-ε曲線は、4サイクル正の残留ひずみ度からP=-10t付近まではひずみ度が減少するがその後再び増加した。これは測定点近傍の曲げひびわれが完全に閉じるまでは断面の中立軸が断面外にあって、はりの曲げ圧縮合力をすべて軸筋が負担するためひずみ度は圧縮側へ大きく進行するが、ひびわれが閉じることと引張側が降伏ひずみ度を越えることにより中立軸がかぶりコンクリート内に移動して引張方向へひずみ度が増大することを示していると思われる。この現象は5, 6サイクルでは正荷重の引張側で新たな塑性ひずみの増加および接合部からの主筋の新たな抜け出しが少ないため、4サイクル時と比較すると小さく生じている。なおスラブがあって圧縮側のひずみ度に影響を与える上ば筋の場合(300, 301)にも、7サイクル正において上記の鉄筋塑性段階における圧縮鉄筋の引張反転は若干生じている。

1/4内側測定点の上ば筋(302, 303)のP-ε曲線は、第1正荷重で圧縮鉄筋の引張反転があって4サイクル正ではその引張ひずみが大きくなったこと、4サイクル負で降伏することなどが前述の柱付け根位置の測定点(300, 301)の場合に一致して、4サイクルまでの曲線形が同形となった。細かく比較すれば、引張鉄筋の場合も圧縮鉄筋の場合も同一荷重に対する4サイクルまでの弾性範囲の引張ひずみ度は柱付け根測定点の場合よりも大きくなっており、4サイクル負荷重では先に降伏ひずみ度に達している。

同位置の下ば筋(305, 304)のP-ε曲線は、第1正荷重で曲げひびわれと若干降伏したことによって残留ひずみ度が生じ、4サイクル正で大きな降伏ひずみ度が生じ、4サイクル負では鉄筋塑性段階での圧縮鉄筋の引張反転が生じたことなどを示す形状であり、柱付け根測定点のP-ε曲線(119, 118)と近似しているが、各サイクルの同一荷重に対するひずみ度は常に柱付け根測定点の場合より小さくでている。

同図(c)における東側はりの柱付け根の上ば筋の測定点(310, 311)では、圧縮鉄筋の引張反転が第1負荷重で生じ、第4正荷重で降伏して1%以上の降伏ひずみ度

に達することなど反対側の西側の柱付け根の測定点(306, 307)と正負の荷重を天地すればほぼ同形のP-ε曲線を呈した。

同位置の下ば筋のP-ε曲線(200, 201)は、第1負荷重で若干降伏し4サイクル負で完全に降伏して最大ひずみ度が1%以上生じたことなど、西側の測定点(204, 205)と一致する点が多いが降伏ひずみ度は西側よりもやや大きくでている。

1/4内側の上ば筋の測定点(306, 307)のP-ε曲線は、4サイクルまでは東側の柱付け根測定点のものと対称形で、同一荷重におけるひずみ度は大きくなっていることは、前述の西側の2測定点(302, 303と300, 301)の対比と同じである。

同位置の下ば筋の測定点(308, 309)の4サイクルまでのP-ε曲線は、4サイクル負で初めて降伏し、それまでは隣の柱付け根の測定点(200, 201)の場合と比較して、第1正荷重を除けば、同一荷重におけるひずみ度は常に小さくでており弾性範囲にあった。

同図(e)は下ば筋のパネル内定着部の90°折曲げの開始点と終点を測定点とするP-ε曲線である。折曲げ開始点は柱付け根から柱中心を越えて220mm離れたところに位置する。

西側はりの下ば筋の折曲げ開始点のP-ε曲線(317, 316)は、4サイクル以降繰り返し加力の度に最大ひずみ度が増加して5サイクル正では降伏したことを示している。

東側はりの下ば筋の折曲げ開始点のP-ε曲線(319, 318)は、7サイクル以降負荷重で降伏したが、各サイクルの降伏ひずみ度は西側はりのものより小さかったことを示している。

西側および東側はりの折曲げ終点のP-ε曲線(313, 312, 315, 314)は測定値が乱れているが、0.1%以下のひずみ度内でループを描いていると思われる。

図2.4.23には4サイクル正負荷重で、はり主筋の柱面点におけるひずみ度が降伏ひずみ度近くになって流れ始める直前のパネル内ひずみ度分布を示した。図に示すようにパネル区間のひずみ度の分布は引張鉄筋側からパネル内1/4点まではひずみ度は減少するがその勾配が小さく、柱中心の反対側の1/4点までは急激な減少勾配となるが、そこから圧縮鉄筋側にかけてひずみ度が増大し勾配が逆転している。このときのパネル区間中央の付着応力度は5.7~6.9 kg/cm²で非常に大きい。

2.3.7項1)では、接合部パネル内へのはり主筋の応力伝達のための定着に対して非常に不利な太径異形鉄筋D51を配筋した場合には、接合部のせん断破壊が激しいと、ひずみ度の最大点および降伏領域がパネル内に進入したと報告された。普通径(D19)

を通し配筋した本実験の場合にも接合部のせん断破壊が鉄筋の弾性範囲でも若干進行し変形角は0.001ラジアンまで達したので(図2.4.12参照)、パネル内の定着が悪くなって大きなひずみ度がパネル内まで進入したと考えることができる。

一方、前項の3)に述べたように、スラブを考慮したT形断面でスラブ側が曲げ圧縮を受ける場合の断面解析では、鉄筋弾性範囲でも中立軸がかぶりコンクリート側に位置してスラブ内の圧縮鉄筋が引張応力を受ける可能性のあることが述べられた。

しかし実験では図2.4.17(a)の上ば筋の柱付け根から離れた測定点112, 113のP-ε曲線でみたように、第1正荷重では僅かであるが圧縮ひずみ度が進行している、はり断面の中立軸距離は解析でスラブの有効幅を無視したCase1(表2.4.2参照)のように、引張鉄筋弾性のときは圧縮鉄筋距離より大きく、引張鉄筋降伏後は小さくなる挙動に近かったと考えられる。

ただし隣接する柱付け根の測定点300, 301では、前項3)で述べたように、はり端の回転が柱付け根に第1サイクルから集中したことを考慮すれば、中立軸のかぶりコンクリート側への移動は鉄筋弾性範囲から生じたので、第4正荷重までに圧縮鉄筋は0.1%の大きな引張ひずみ度に達したのであろうと思われる。

さらに上ば引張を受けるはり部材の上ば筋のひずみ度最大点がパネル内部へ移動したことによって、あたかもはり部材がパネル内へ延長して曲げモーメントが増加したと考えられるような曲げ抵抗機構が発生していたと仮定できる。このようなモデルは上ば筋が弾性範囲にあるときのもので、柱付け根点まで上ば筋が降伏した後は、パネル内の上ば筋の大きな降伏ひずみによって柱付け根では大きな抜け出しが生じて中立軸が圧縮鉄筋より外側に偏り、下ば筋のひずみ度の引張反転を鉄筋塑性段階でも加速するという機構に移行したと思われる。下ば筋は定着性能が良いとはいえ、1/4測定点で降伏する荷重は柱付け根点よりも多少高いが大きな降伏ひずみ度が生じたので、下ば引張の曲げに対しても主筋の抜け出し現象があり、これが上ば筋にも中立軸の移動によって生じる圧縮鉄筋の塑性段階での引張反転を誘発したといえる。このようなはり主筋の挙動は2.4.5-3)に述べたはり変形の端部回転集中に結びつくものと考えられる。

2) スラブ筋の挙動

図2.4.18は、はりに平行なスラブ補強筋(D10, D13)のP-ε曲線である。最終の10サイクル目を除けば柱に近い測定点よりもはりの中間の測定点のひずみ度の方が大きな値に到ったが、全測定点で降伏した痕跡は見当たらない。

図2.4.19は、PCaのスラブとはり、またはスラブとスラブを接合した差し筋

またはコッター筋のP-ε曲線である。西側と東側のスラブを接合した差し筋の測定点(131, 230, 231)において、7または10サイクルで降伏した他は他の測定点のひずみ度は弾性範囲にあった。

3) 柱主筋の挙動

図2.4.20は、柱主筋の測定点のP-ε曲線である。はりの上下面に位置する測定点では、0.3%強のひずみ度まで生じたが、大きな降伏ひずみ度は生じなかった。

同図の測定点324のP-ε曲線にみられるように、第1正荷重61f位までは圧縮ひずみであるが荷重が上がると引張ひずみに変じて、その後のサイクルでは正荷重が増大すれば常に引張ひずみも増大している。この圧縮鉄筋が引張ひずみを生じる傾向は他の全てのはり上下面の測定点で強く現われている。

前述したe関数法解析では表2.4.2に示すように、中立軸は引張鉄筋が弾性範囲にあれば圧縮鉄筋より内部に位置し、引張鉄筋が降伏するとかぶりコンクリート側へ移動する。この実験では引張鉄筋は弾性を保ったので、平面保持の仮定の基では当然圧縮鉄筋は圧縮を受けると推論される。

しかし上述の2)のように、はりでは端部に不連続な回転集中が起きることによって中立軸がかぶりコンクリート側へ移動し圧縮鉄筋が引張を受けるという機構が推察された。

柱の場合にもこのような境界面での不連続な回転変形があったとすれば、柱部材は全体が場所打ちでありはり上下面での打ち継ぎもなくコンクリートは一体性があったので、その原因は柱主筋D22が接合部パネル内に40cmの長さで貫通していることが定着不良による主筋の抜け出しを誘起したからと考えざるを得ない。

はりも柱も接合部パネルとの境界面で主筋の抜け出しが少しでもあれば、引張鉄筋が降伏した場合のe関数法解析に近似すると考えることもでき、それによって圧縮鉄筋の引張ひずみ現象を説明することができる。一方圧縮鉄筋の引張応力は接合部を介して反対側の引張応力が、定着強度の不足から伝達されたという説明も納得できるが、両者の考え方の複合が生じたと思われる。

4) せん断補強筋の挙動

図2.4.21は、はりのスターラップのP-ε曲線である。全測定点で弾性ひずみ度であり、せん断破壊は小さいので降伏はなかったものと思われる。

図2.4.22は、柱および接合部パネルのフープのP-ε曲線である。柱フープのひずみ度は微小でせん断破壊が小さかったことを示唆している。パネル内フープは1

点だけ4サイクル正で降伏し(409)、他の3点は7サイクルの正または負で降伏している。

2.4.7 まとめ

一部Pc a一部場所打ちとして一体化したフレーム構造として作製された2~3階建ての住宅の実大はり・柱接合部試験体の剛性および耐力変形性能を確かめるため、長期荷重および地震荷重を模した加力実験を行なった結果、場所打ちに比して剛性は多少落ちるものの、コッターや接合筋によって接合部の一体化は保持され、水平加力による降伏変形の数倍までは十分な耐力とじん性を有することが分かった。

本実験の試験体の接合部パネルの寸法は比較的小さくてパネルのせん断応力度が大きくなったり、はり主筋が普通径異形鉄筋を使用しているにもかかわらずパネル内の付着応力度も大きくなったにも拘らず、前節での太径異形鉄筋を使用した場合よりは耐力および変形性能は向上した。これは一体打のスラブとPc a壁板が接合部パネルを拘束していること、および下筋は柱内に曲げ下げ定着されていることが大きく影響していると考えられる。

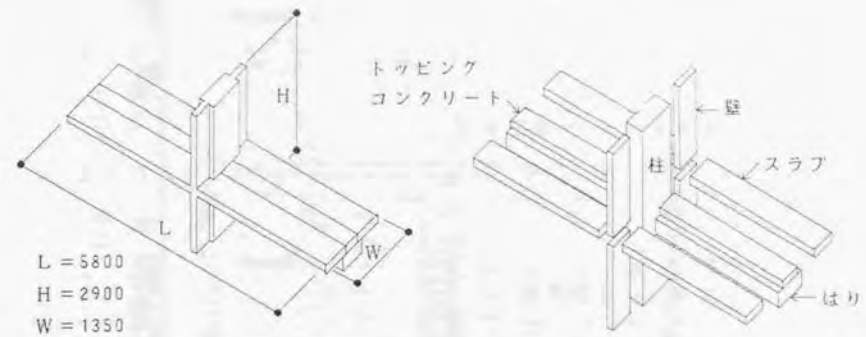


図2.4.1 試験体形状

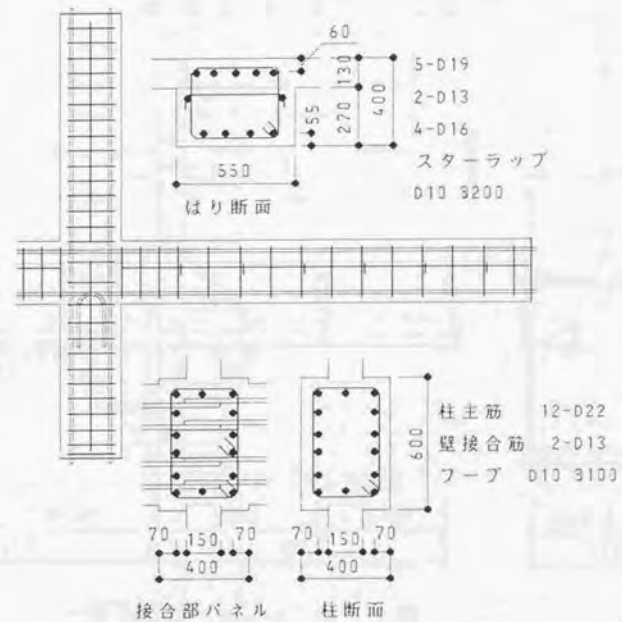


図2.4.2 試験体配筋詳細

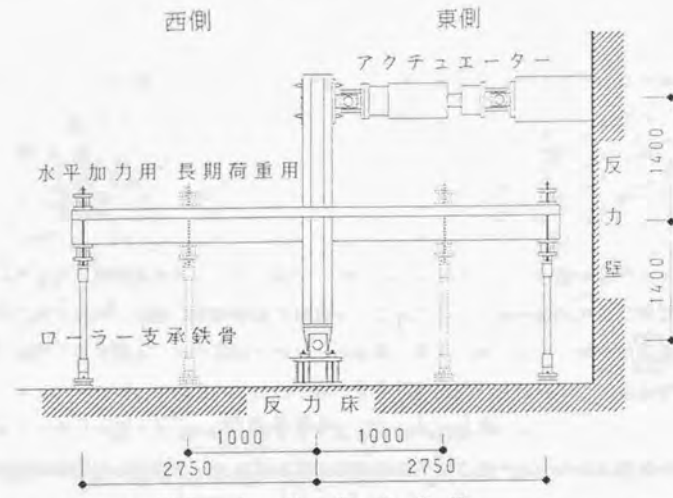


図 2.4.3 加力装置

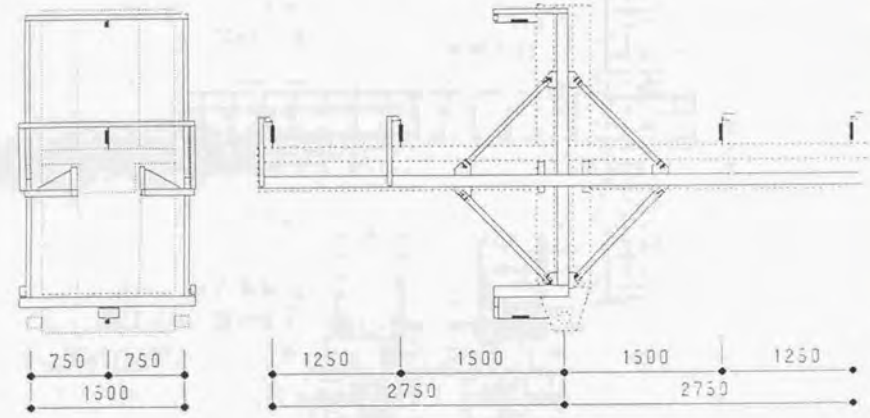


図 2.4.4 ゲージホルダー

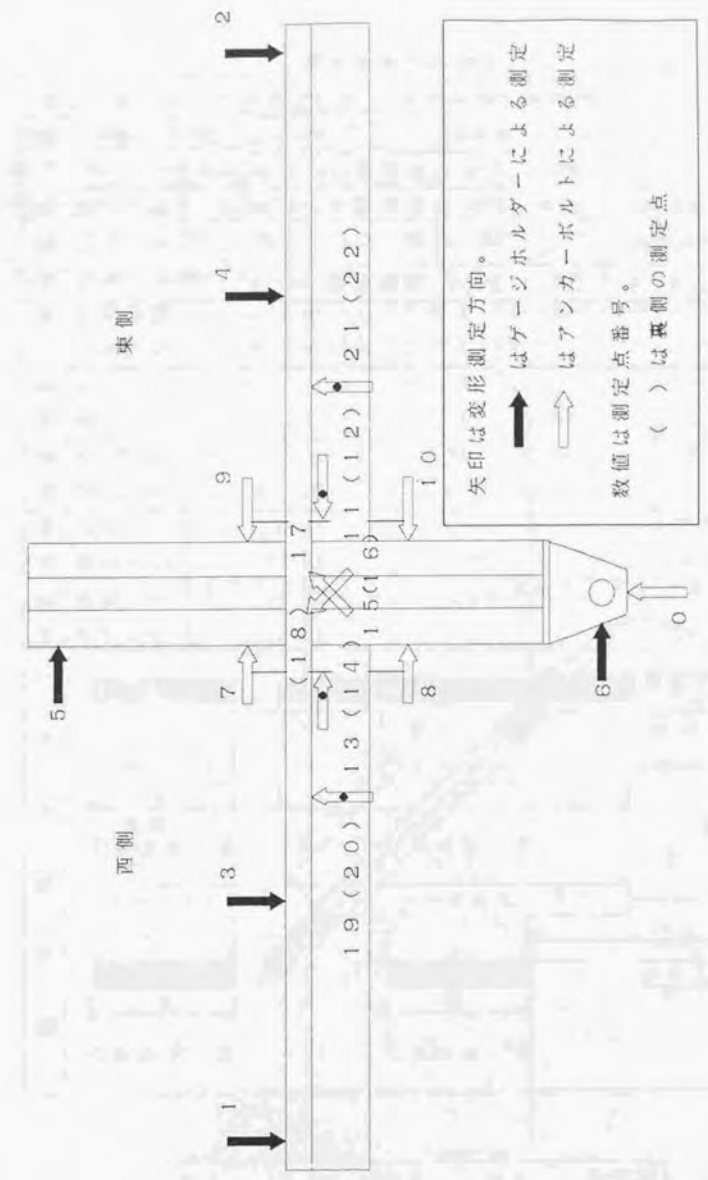
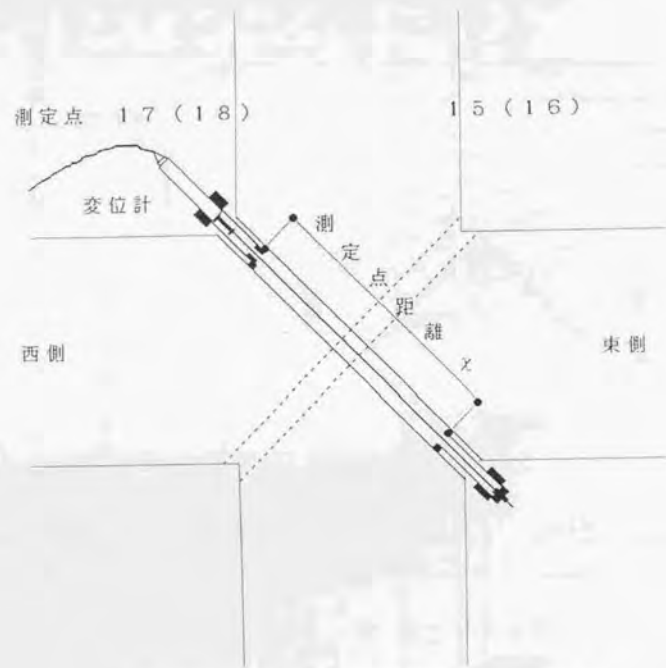


図 2.4.5 変形測定点

表 2.4.1 材料の力学的性質

	コンクリート		鉄 筋				
	PC	場所打		D13	D16	D19	D22
圧縮強度 kg/cm^2	354	321	降伏点 tf/cm^2	3.66	4.66	3.88	4.01
弾性係数 tf/cm^2	293	258	引張強さ tf/cm^2	5.25	6.82	5.89	6.19
割裂強度 kg/cm^2		30.7	伸 び %	18.3	12.3	12.7	11.8
強度時ひずみ度 %	.2047	.2160	弾性係数 tf/cm^2	1840	1980	1860	2050



測定点	15	16	17	18
x mm	424	392	424	415

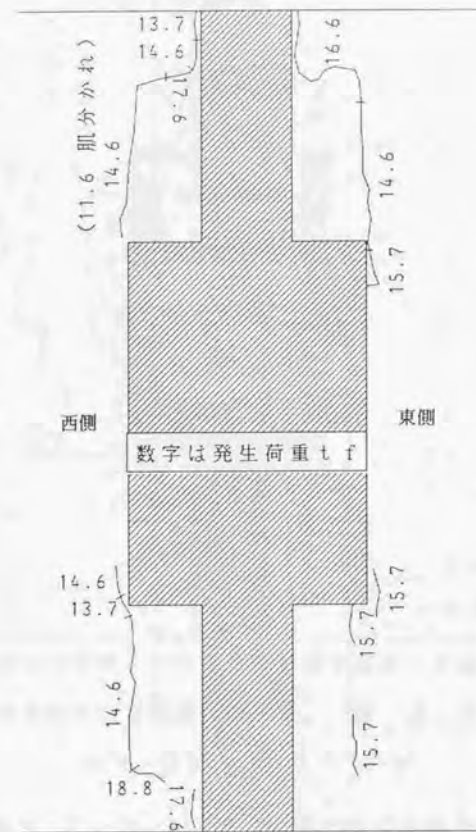
図 2.4.6 接合部パネル変形測定方法

表 2.4.2 はりおよび柱の断面解析と実験結果

項 目	は り				柱		
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4			
断 面	B	em	40	135	40	40	60
仮 定	d	em	34.5	34.5	34	34	53
	d c	em	6	6	5.5	5.5	7
	引張鉄筋		4-D16	4-D16	5-D19	5-D19=4-D13	6-D22
	圧縮鉄筋		5-D19	5-D19	4-D16	4-D16	6-D22
解 析	M_y	tm	12.83	12.33	17.16	22.96	26.8
	M_u	tm	13.23	15.11	18.19	23.99	28.5
結 果	M_y 時	$\times n$	6.80	4.67	8.75	10.06	10.11
	M_u 時	$\times n$	4.53	2.63	4.61	5.33	6.31
実 験	西 M_y	tm	12.33		23.87		最大モーメント
	東 M_y	tm	12.96		25.93		
結 果	西 M_u	tm	18.87		28.43		ト
	東 M_u	tm	15.96		32.19		
は りの断面図							

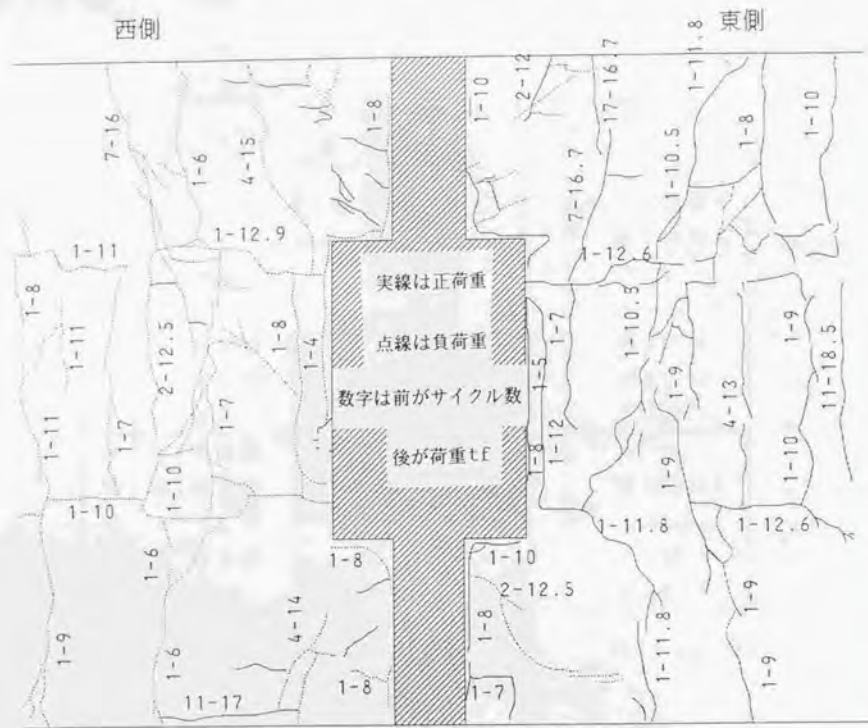
表2.4.3 はりの端部回転角の実験と解析 (e関数法)

	実験および解析	第1正荷重	第1負荷重
西側 はり	M1実験値 t_m	13.1	21.2
	$\phi 1$ 解析値 $1/cm$	0.000100	0.000070
	$\theta 1$ 実験値	0.00483	0.00425
	解析値	0.00071	0.00050
	残り	0.00412	0.00375
東側 はり	M2実験値 t_m	20.6	12.9
	$\phi 2$ 解析値 $1/cm$	0.000066	0.000081
	$\theta 2$ 実験値	0.00298	0.00532
	解析値	0.00038	0.00047
	残り	0.00260	0.00485



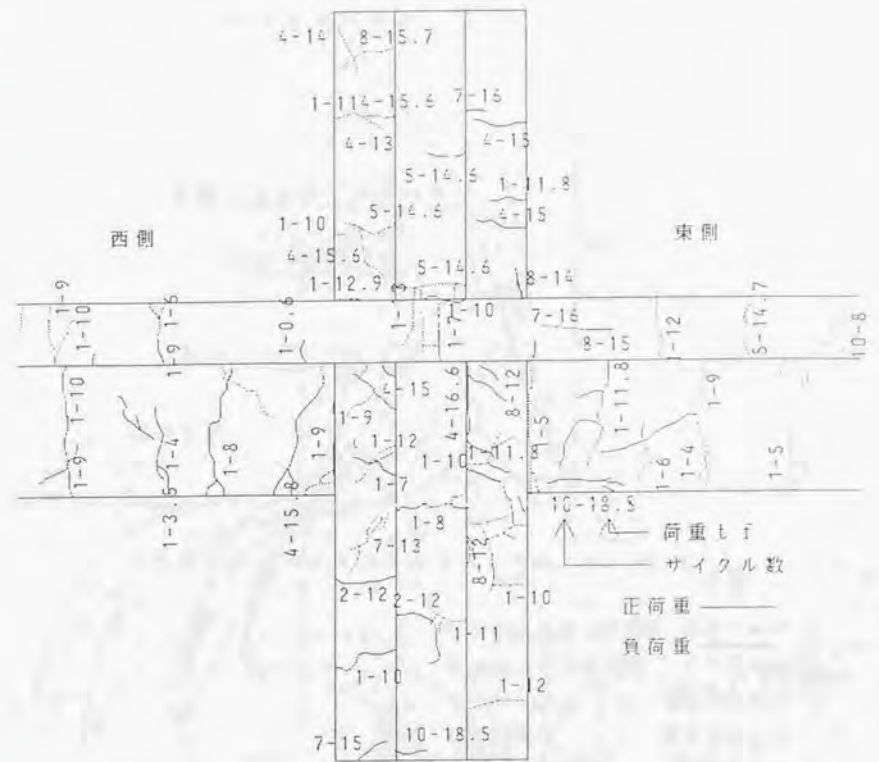
はり・柱接合部付近のスラブ上面

図2.4.7 鉛直荷重時のひびわれ発生



はり・柱接合部付近のスラブ上面ひびわれ

図2.4.8 水平加力時のひびわれ発生状況



はり・柱接合部付近の立面図

図2.4.9 水平加力時のひびわれ発生状況

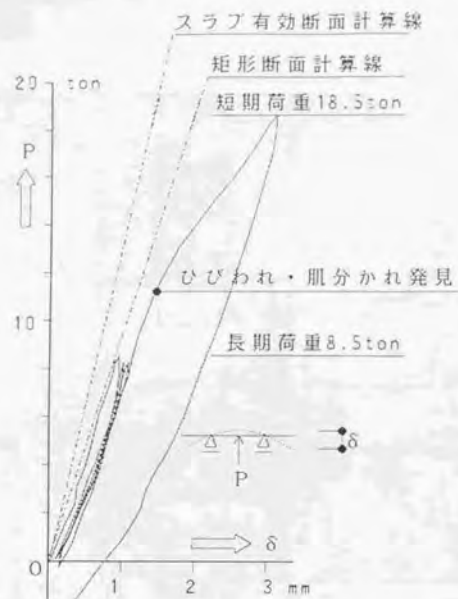


図2.4.10 鉛直荷重によるP-δ曲線

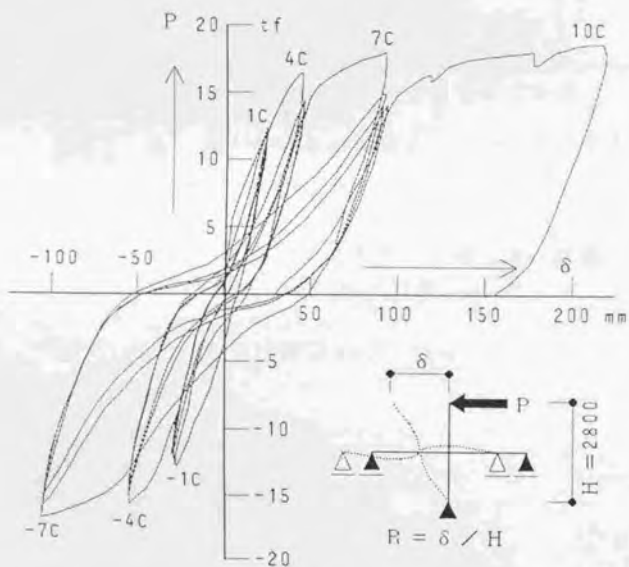
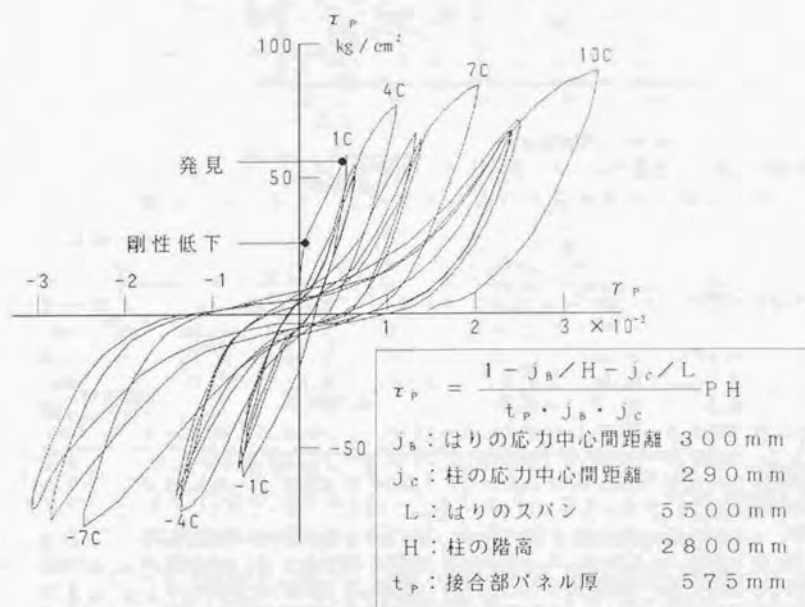


図2.4.11 水平荷重によるP-δ曲線

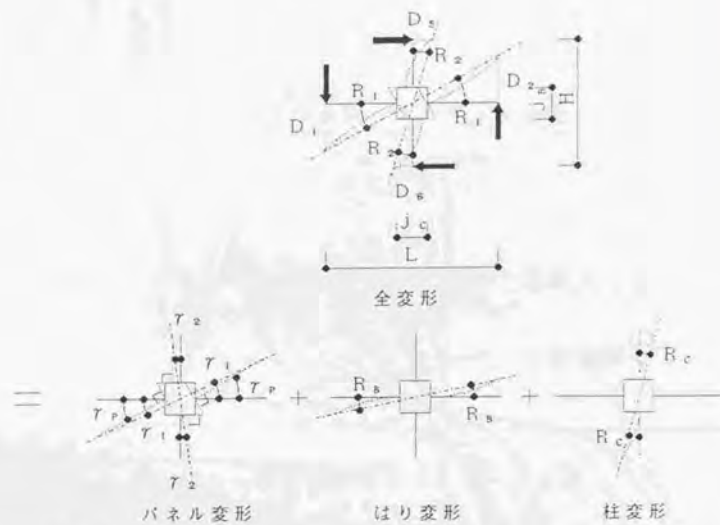


$$\tau_p = \frac{1 - J_b/H - J_c/L}{t_p \cdot J_b \cdot J_c} P H$$

$$\gamma_p = (D_{18}/\chi_{18} + D_{17}/\chi_{17} - D_{16}/\chi_{16} - D_{15}/\chi_{15}) / 2$$

$D_{18} \sim D_{15}$: 測定点18~15の変形
 $\chi_{18} \sim \chi_{15}$: 図2.4.6に示す測定点距離

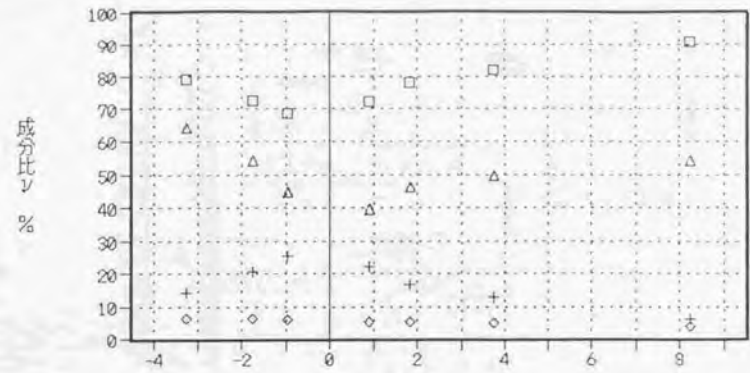
図2.4.12 接合部パネルの τ_p - γ_p 曲線



関係式

$$\begin{aligned}
 R_P &= \gamma_1 - \gamma_2 & R_1 + R_2 &= R \\
 \gamma_1 &= \gamma_P (L - j_c) / L & R_1 &= (D_1 + D_2) / L \\
 \gamma_2 &= \gamma_P j_c / H & R_2 &= (D_5 + D_6) / H \\
 \gamma_P &= (D_{1B} / \chi_{1B} + D_{1T} / \chi_{1T} - D_{1B} / \chi_{1B} - D_{1S} / \chi_{1S}) / 2 \\
 R_B &= R_1 - \gamma_1 & R_C &= R_2 + \gamma_2 & R_P + R_B + R_C &= R
 \end{aligned}$$

図2.4.13 変形の分解と測定値の関係

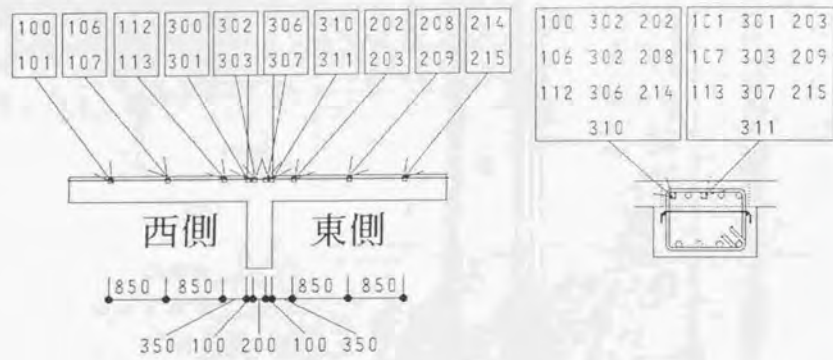


全体部材角 $R \times 0.01$

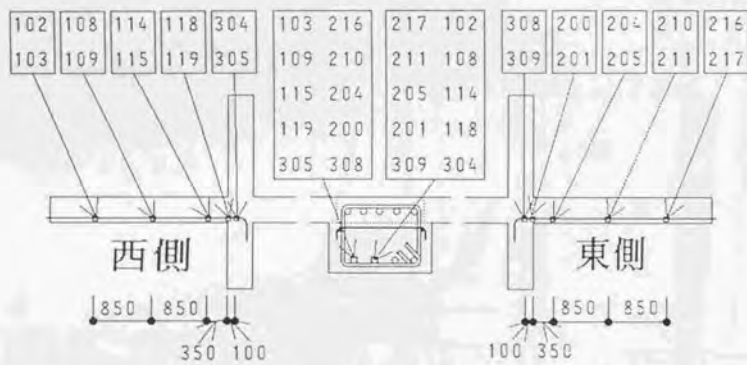
□ はり成分 + 柱成分 ◊ パネル成分 △ はり回転成分

図2.4.14 全体変形 R に対する変形寄与率の推移

データ	1	CYCLE	4	CYCLE	7	CYCLE	10	CYCLE
-D1	-20.9	18.7	-41.7	38.5	-96.4	78.2	-212.8	
D2	17.6	-21.4	42.6	-39.3	83.6	-77.1	215.5	
-D5	-2.3	3.2	-3.2	4.7	-5.2	6	-3.1	
D6	3.1	-3.5	5	-5.2	7.9	-6.2	9.4	
γ_P	0.00056	-0.0006	0.00111	-0.0013	0.00206	-0.0024	0.00344	
θ_1	-0.0048	0.00425	-0.0104	0.01026	-0.0226	0.0226	-0.0595	
θ_2	0.00298	-0.0053	0.00817	-0.0109	0.01816	-0.0236	0.03944	
γ_1	0.00053	-0.0006	0.00105	-0.0012	0.00195	-0.0023	0.00325	
γ_2	0.00006	-0.0000	0.00011	-0.0001	0.00022	-0.0002	0.00036	
R1	0.007	-0.0072	0.01532	-0.0141	0.03272	-0.0282	0.07787	
R2	0.00192	-0.0023	0.00292	-0.0035	0.00467	-0.0043	0.00446	
R	0.00892	-0.0096	0.01825	-0.0176	0.03740	-0.0325	0.08233	
R _P	0.00047	-0.0005	0.00093	-0.0011	0.00173	-0.0020	0.00289	
R _B	0.00646	-0.0066	0.01427	-0.0128	0.03077	-0.0258	0.07461	
R _C	0.00198	-0.0024	0.00304	-0.0036	0.00489	-0.0046	0.00483	
R θ	0.00352	-0.0043	0.00840	-0.0095	0.01843	-0.0208	0.04469	
R * 100	0.89285	-0.9683	1.82558	-1.7681	3.74058	-3.2593	8.23370	
R _P / R	5.26929	5.81268	5.10819	6.41459	4.62673	6.39244	3.51002	
R _B / R	72.4587	68.7360	78.1985	72.7702	82.2756	79.4241	90.6203	
R _C / R	22.2719	25.4512	16.6932	20.8151	13.0976	14.1833	5.86960	
R θ / R	39.5049	44.6730	46.0528	54.1635	49.2773	64.0599	54.2856	
R θ / R _B	54.5205	64.9922	58.8922	74.4308	59.8929	80.6554	59.9044	



はり上ば筋のひずみ測定点位置および番号



はり下ば筋のひずみ測定点位置および番号

図2.4.17 はり主筋の荷重-ひずみ度曲線

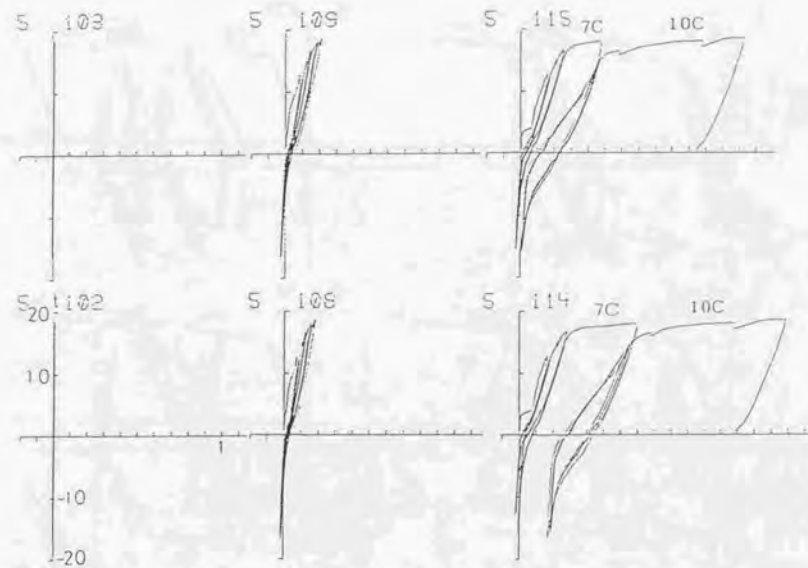
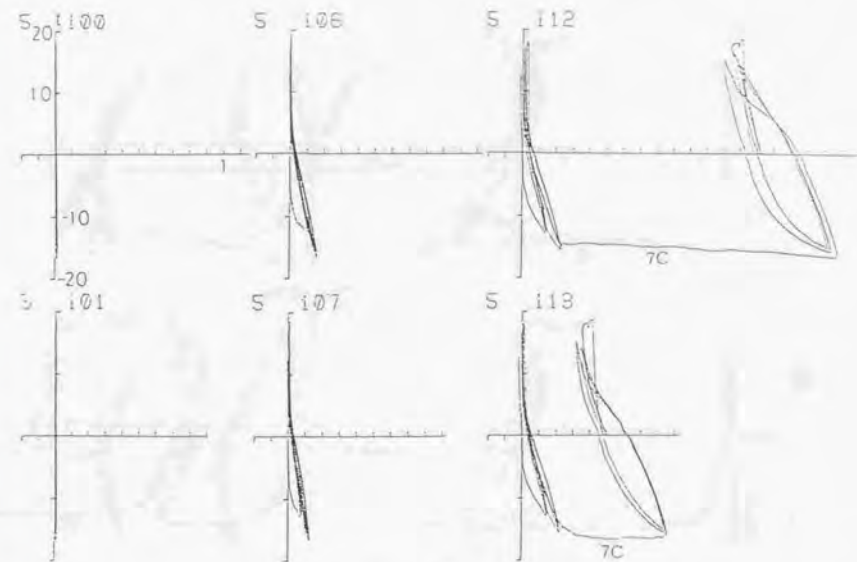


図2.4.17 はり主筋の荷重-ひずみ度曲線(a)

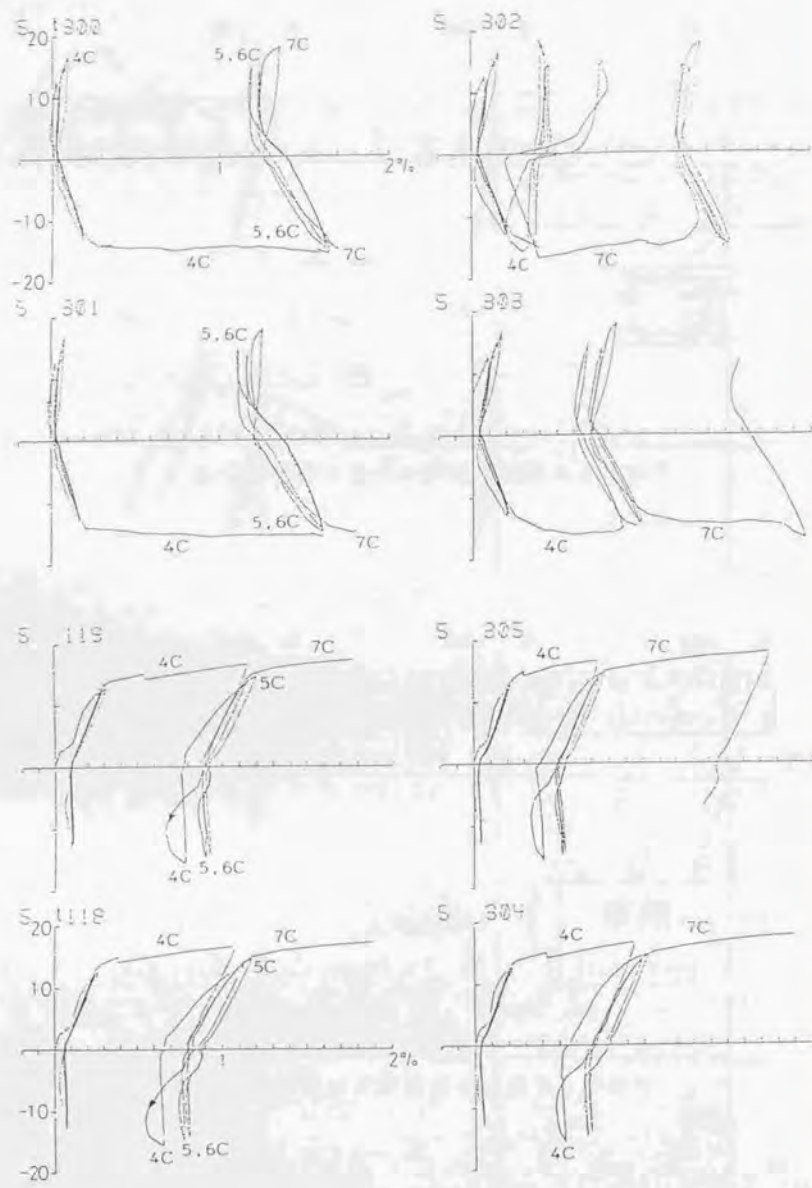


図2.4.17 はり主筋の荷重-ひずみ度曲線(b)

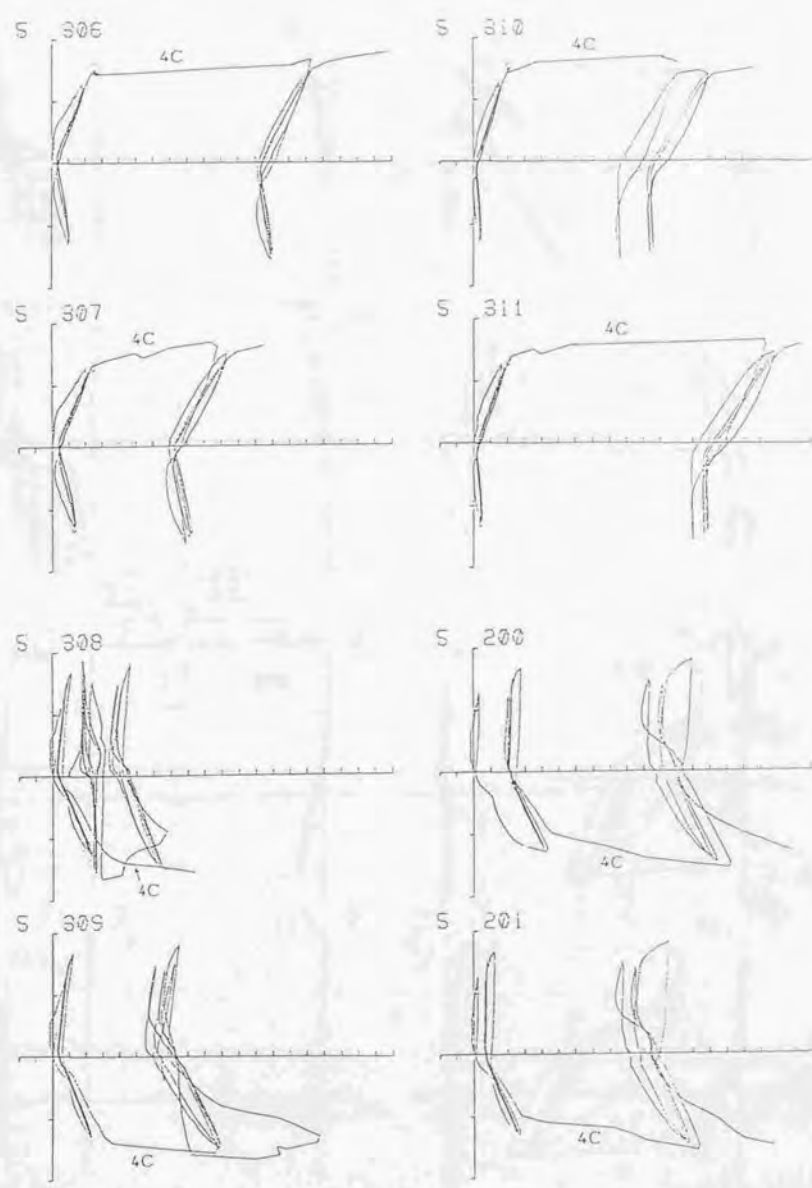


図2.4.17 はり主筋の荷重-ひずみ度曲線(c)



図2.4.17 はり主筋の荷重-ひずみ度曲線(d)

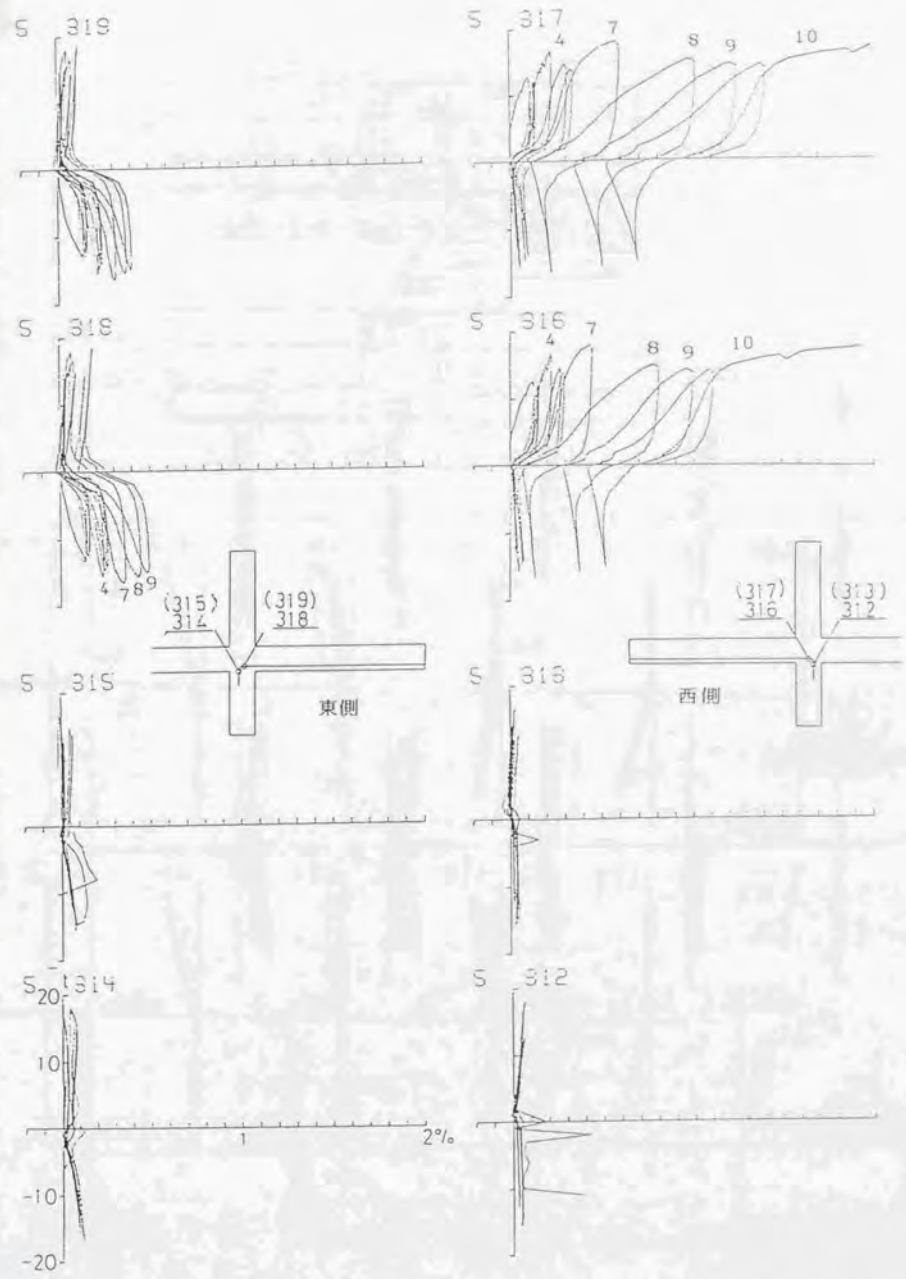


図2.4.17 はり主筋の荷重-ひずみ度曲線(e)

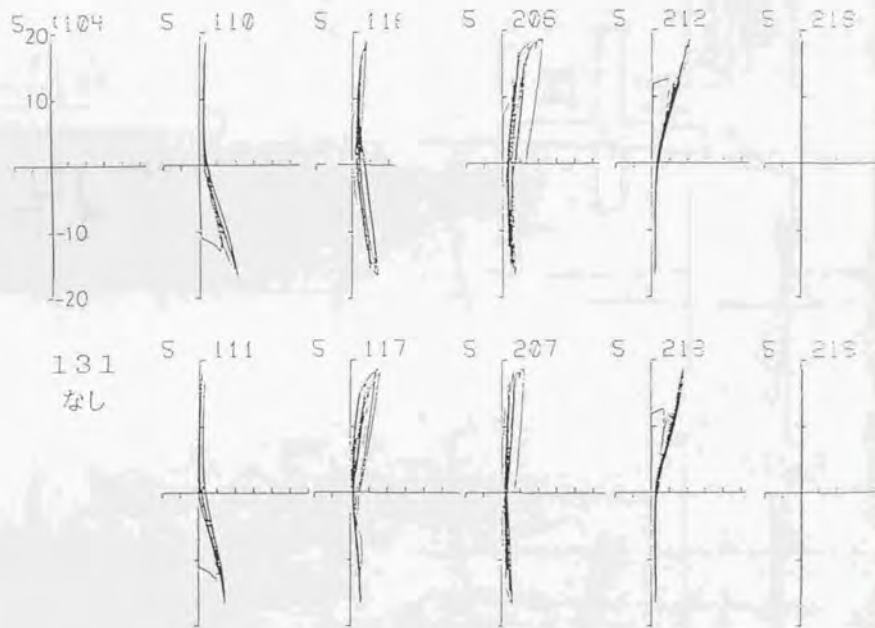
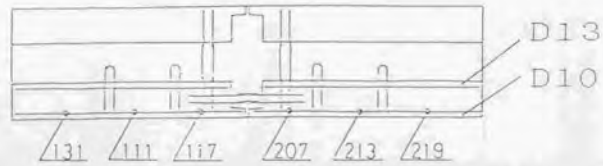
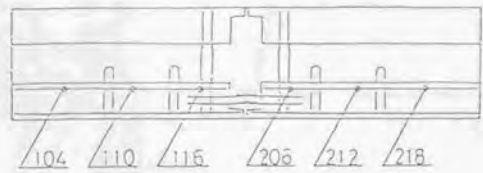


図2.4.18 スラブ主筋の荷重-ひずみ度曲線

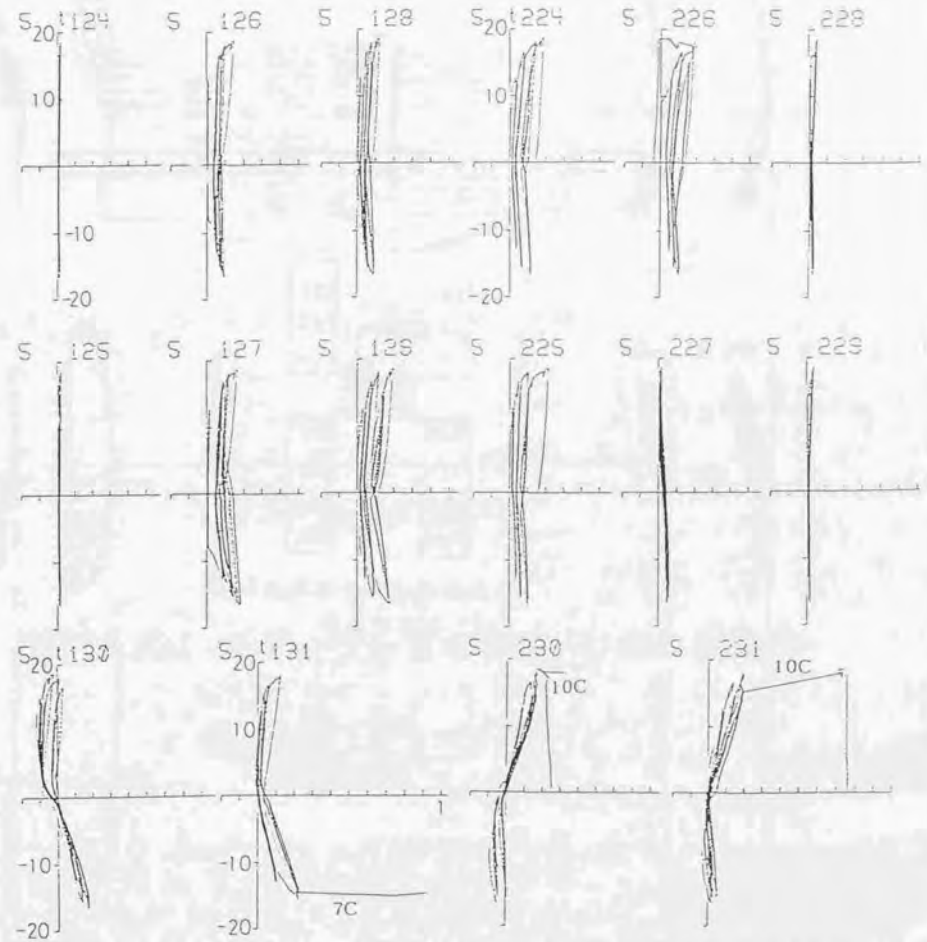
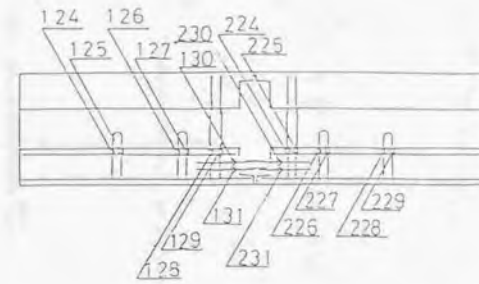


図2.4.19 スラブ接合筋の荷重-ひずみ度曲線

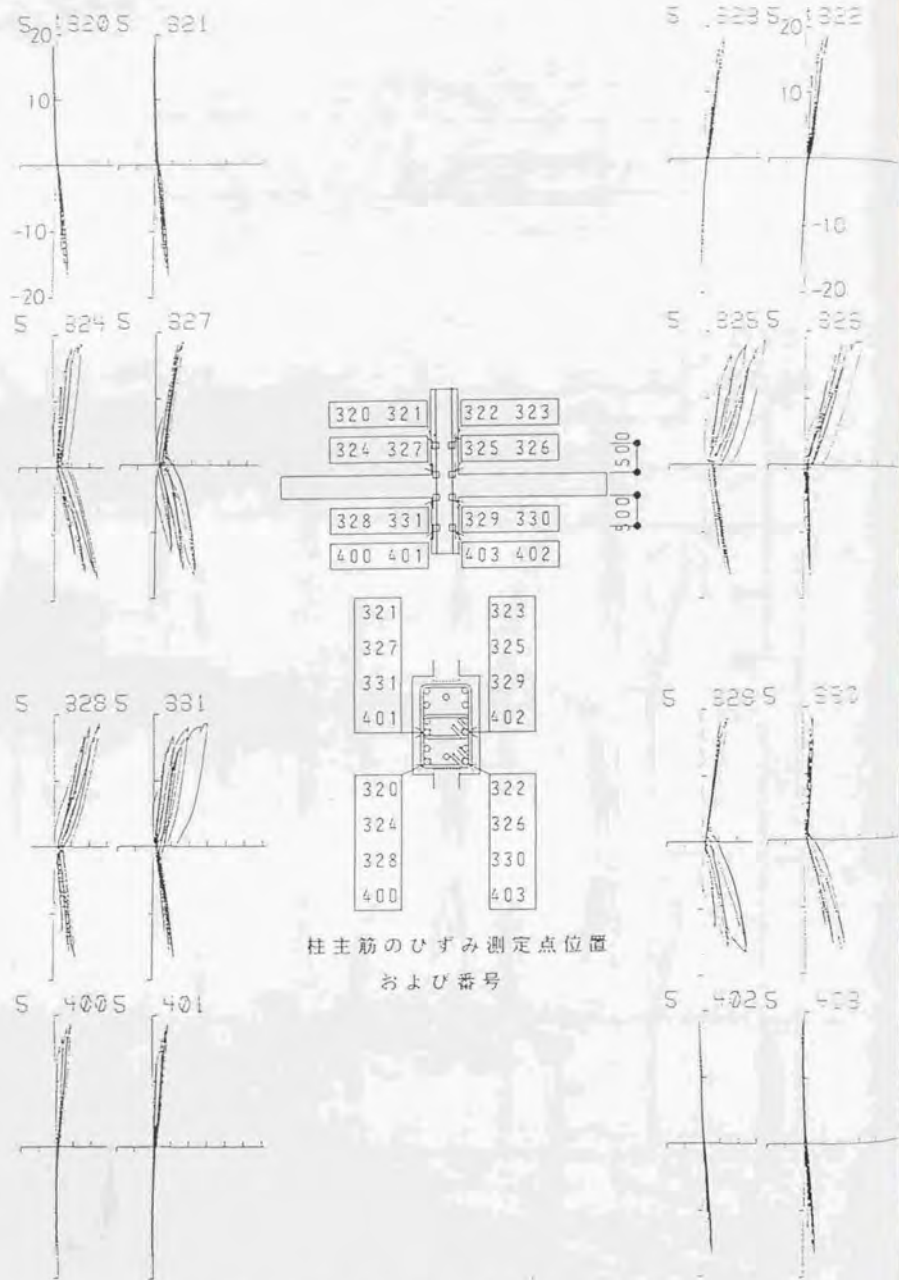


図2.4.20 柱主筋の荷重-ひずみ度曲線

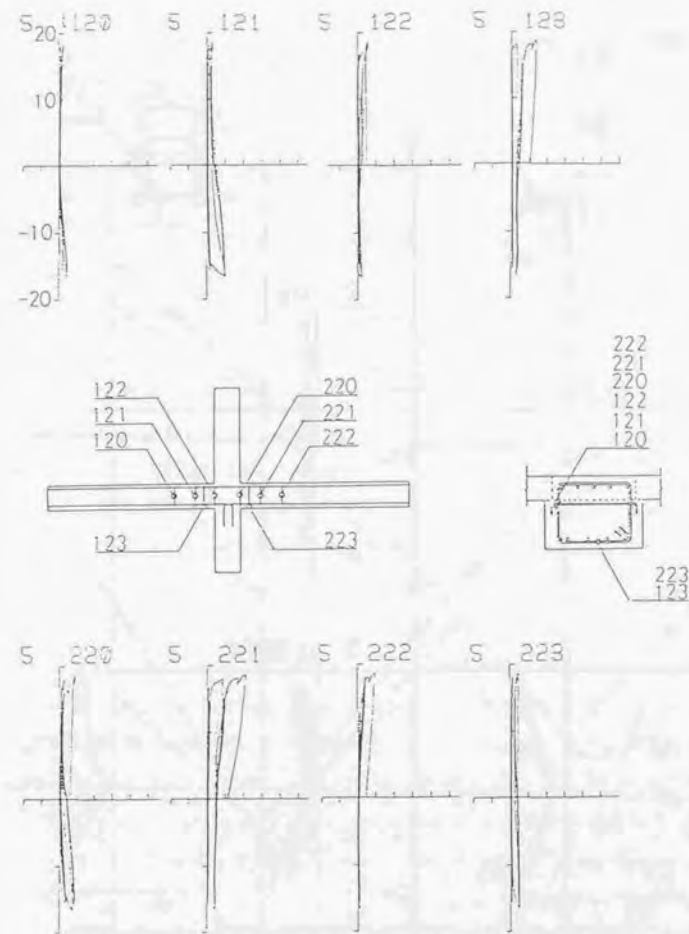


図2.4.21 スターラップの荷重-ひずみ度曲線

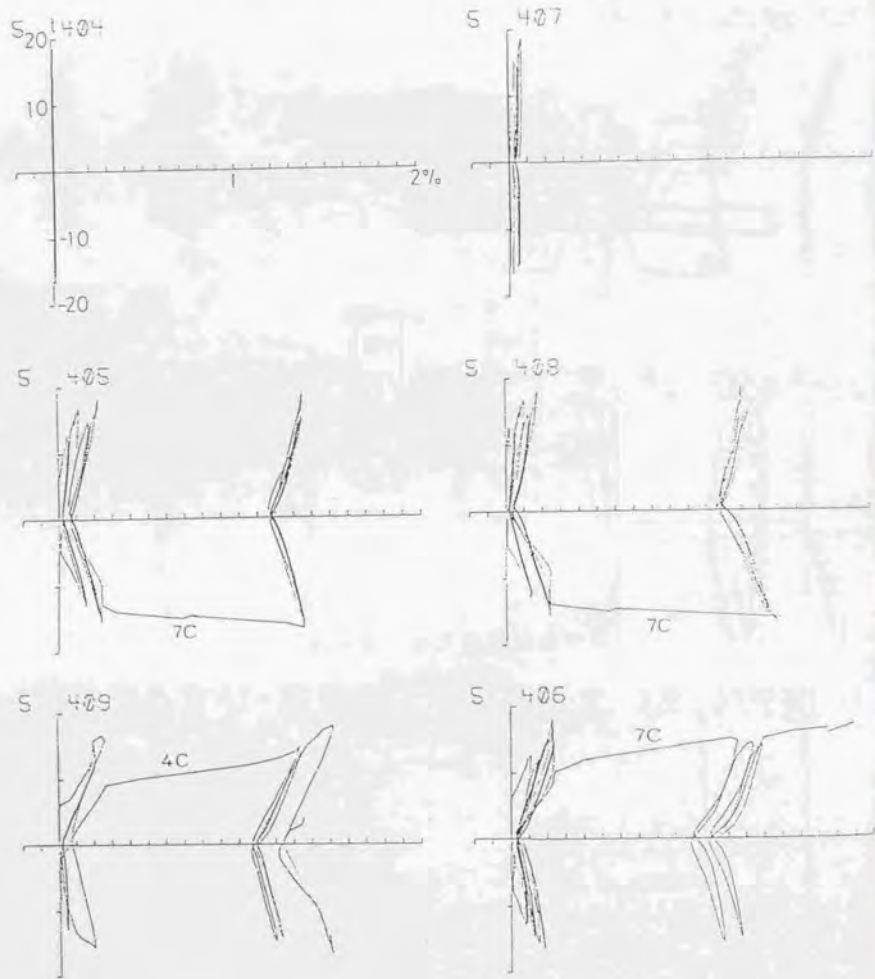
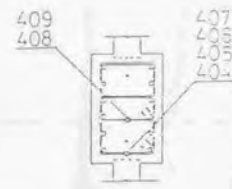
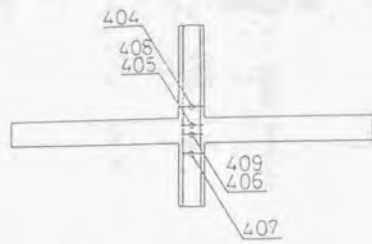


図2.4.22 フープの荷重-ひずみ度曲線

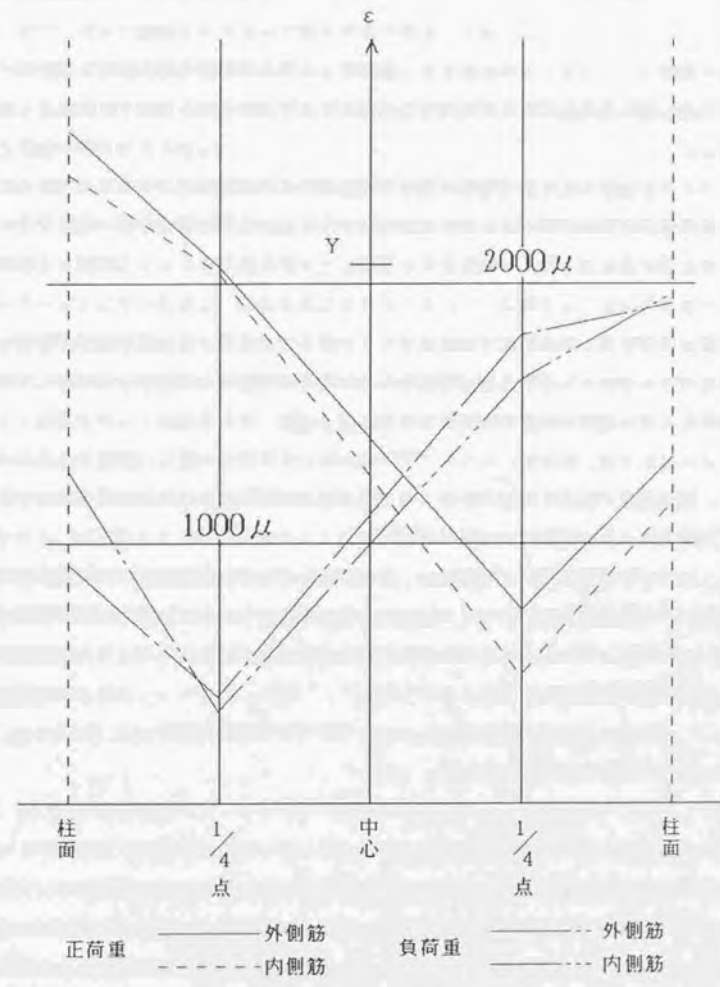


図2.4.23 はり上端筋のパネル区間歪度分布

2.5 機械式鉄筋継手を有するはり・柱接合部の実験

2.5.1 実験概要

この実験は3つのシリーズからなり、全部で13体の試験体に継手位置と接合部パネルの最大せん断応力度を主な実験変数として含ませ、それぞれのシリーズは次のように計画された。

シリーズ1では、柱はり交差部またはその近傍にはり主筋の継手を有する骨組みにおいて主筋の軸方向剛性が継手によって不連続に増大することの影響を詳細に検討するために、はり主筋に溝を切ってその剛性変化を表現した6体の試験体によって実験することが計画された。

シリーズ2では、はり主筋を実際のスリーブ継手で接合し、その継手鉄骨部がはりの両端またはパネル内にある場合または継手のない場合の骨組の力学的特性を比較して検討するために3体の試験体の実験が計画された。

シリーズ3では、接合部パネルに大きなせん断力を作用させ激しい破壊を生じさせる場合に、継手位置と柱軸方向力がはり・柱接合部の力学的性状に与える影響を検討することを目的とした4体の試験体の実験が計画された。

とくにシリーズ1では、十字形はり・柱接合部において、はり主筋に機械式鉄筋継手を施すとはりの曲げ降伏時のひずみは継手区間外に集中することに注目し、継手位置が接合部パネルの内外にある場合の力学的挙動を加力実験によって調査して、シリーズ2の実験のスリーブ継手を使用した場合と比較した。

2.5.2 試験体および使用材料

図2.5.1～図2.5.3に示すように、各シリーズの試験体は30cm×50cmのはりと50cm×50cmの柱を有し、それぞれの主筋のかぶり厚は継手の外径によって大きく取らなければならないことを考慮して、鉄筋心で部材せいの0.12倍(6cm)に統一した。シリーズ1およびシリーズ3のはり主筋には同一のD29のねじふし鉄筋を用いた。シリーズ2の主筋は普通の異形鉄筋D22である。

シリーズ1では、はり主筋に図2.5.4に示すような溝切加工を施して、連続した鉄筋に溝有りとなしの区間を設け継手部の不連続な剛性変化を模擬した。この溝の幅は約11mm、深さは約6mmで、溝切部分の断面積は母材の公称断面積(6.42cm²)の

約0.8倍(5.20cm²)である。この断面積比はシリーズ2で使用した実際のスリーブ継手の性能判定試験^{2.5.1}に倣った特定検長のみかけのヤング係数に対する母材のその剛性比に近ずけたものである。

シリーズ2で使用したスリーブ継手は最大外径72mm、長さ310mmのものである。

シリーズ3では、連続したねじふし鉄筋に、300mmの長さにナットを連ねて締付けることによって、剛性は実際の継手ほどには上げずにスリーブ継手程度の継手長さとなじ継手程度の外径を与えた。

表2.5.1に各試験体のはり主筋の継手形状および位置または断面分布を示した。

シリーズ1のはり主筋に断面変化がある場合断面積の大きい方に機械式継手があることを想定している。

シリーズ1においては、試験体名は3文字からなりLは溝なし、Sは溝あり、Kは溝ありなしの境界に定着板を設けたことを示し、中央の文字が接合部パネル区間の鉄筋断面を示す。KSK試験体の定着板は、はり主筋の柱面位置に外径72mm厚さ4.4mmのワッシャ3枚をナットで締め付け、実際の継手鉄骨端部の支圧効果を発揮させることを目的としたものである。

シリーズ2の試験体名はSJP, SJB, SJNであり、SはSleeve、JはJoint、PはPanel、BはBeam、NはNo Jointのそれぞれ頭文字である。シリーズ3の試験体名はPJ-N, BJ-N, PJ-0, BJ-0であり、英数字の意味はP、Bは前記と同じで、Nは柱軸方向力有り、0は無しを表わす。

使用したコンクリートは砕石粗骨材を用いた普通コンクリートで $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ で調合設計された。

表2.5.2に各試験体のコンクリートおよび鉄筋の力学的性質を示した。

2.5.3 実験方法

シリーズ1の加力方法は、図2.5.5(a)に示すような実験装置を用いて、十字形はり・柱接合部の逆対称応力正負交番繰返し加力形式とし、柱軸方向力はかけない。

シリーズ2および3では、同図(b)および(c)に示すような形式の加力装置によって水平力のほかに試験体頂部に一定軸方向力が与えられた。図2.5.6に示すように、この一定軸方向力Nと柱頂部の水平変位 δ によって試験体には柱軸方向力以外の応力が作用し、これは水平力Pによる応力に付加される。同図に示すはりを基準とした柱の部材角をRとすれば、

は柱せん断力として付加されるべき応力である。このP'を軸力効果と呼ぶことにする。

正負加力は上記部材角Rが一定振幅となるように制御され、 $R_y = 1/150$ を降伏変形と定義してその整数倍(1, 2, 4, 6, 8, 10)の振幅を1~3サイクル与えることにした。各試験体の加力ルールは表3.2.1に示されている。

それぞれのシリーズにおいて鉄筋のひずみは測定点をシリーズどうしの比較ができるように選び、はり端の回転およびパネルの変形なども比較のために測定された。シリーズ1では、接合部パネル内のはり主筋のすべりが図2.5.7に示す方法で測定された。

2.5.4 破壊経過

シリーズ1の各試験体では、第1正荷重でははりにおよそ6tf、柱におよそ8tfのときに曲げひびわれが発生した。その後このはりや柱の曲げひびわれは数を増していった。LLS試験体では多数生じたが、LSLおよびKSK試験体では比較的少なかった。

接合部パネルには第1正荷重の14~18tfの範囲で、各試験体とも必ずせん断ひびわれが発生した。繰り返し加力による負荷重でも、はりおよび柱の曲げひびわれや接合部パネルのせん断ひびわれが正荷重のときよりも若干低い荷重で発生した。4R_yのサイクルからはりの付け根部分にコンクリートの剥落が少しずつ生じていき、はりの曲げ圧壊が段々はっきりしていった。8R_yの大変形の段階までに、はりの付け根の目開きおよびはりが接する柱面のかぶりコンクリートの剥落が顕著になっていった。しかし図2.5.8(c)および(d)に示すように、はりの曲げ圧壊は試験体によって差があり、とくにKSK試験体では軽微であった。

シリーズ2のSJP試験体では、はりの曲げひびわれは5tfから発生し4R_yではパネルのせん断ひびわれが生じたが、これまでに曲げひびわれはその全数の発生が完了し、その後の破壊はパネルのせん断ひびわれが若干増加したがはり付け根の目開きやはり端部の圧壊に集中し、最終サイクルではり側面のコンクリートが一部剥離して主筋がむき出しになった(図2.5.8(a)参照)。

SJB試験体では、はりの曲げひびわれは付け根から2番目のスリーブにかかっているスターラップに沿って最初に発生し、その後スリーブ区間を越えた外側にその本数を増加させた。接合部パネルにははりおよび柱の主筋に沿ってひびわれが発生したが、斜めに横切るせん断ひびわれは最後まで生じなかった。最終サイクルではりに接する柱の

側面および柱のコーナーのコンクリートが剥離した(図2.5.8(b)参照)。

SJN試験体では、はりの曲げひびわれは第1正荷重の6tf位から4R_yのサイクルまでに発生が終了し、それ以後殆ど増加せずはり端のひびわれ幅だけが增大して、目開き部分からはり主筋のすべりが目視できた。8R_yのサイクルでははりの曲げ圧壊が進行するとともに、はりが接する柱側面のコンクリートが大きく剥離した。接合部パネルにははりおよび柱主筋に沿ったひびわれの他は空白が多かった。

シリーズ3の各試験体は、第1正荷重において6~8tf時に最初にはりの曲げひびわれが発生した後、8~15tfで柱の曲げひびわれおよび接合部のせん断ひびわれが合い前後して発生した。2R_yのサイクルでははりの曲げ圧壊の兆候を示すたてひびわれがはり端部に発生し、4R_yのサイクルでそれはコンクリートの剥落などの大きな進展を見せた。はり端部の圧壊はPJタイプの方がBJタイプのものよりも顕著であった。そしてそれ以後繰り返しにより、図2.5.8(d)に示すように接合部のせん断破壊がはりの曲げ破壊より著しくなり耐力が大幅に低下した。

2.5.5 耐力とじん性

図2.5.9(a)に示すシリーズ1のP-R曲線は、各試験体とも第1サイクルを除いて激しいスリップ現象のあったことを示している。破壊性状の観察から、はり付根の目開きで示されるはり端の回転変形成分が非常に大きいと思われる。P-R曲線の内SLS試験体のもは、同一変形振幅における繰り返し加力によるループ面積が、6R_yの変形振幅まではほかの試験体に較べて大きい。はり主筋の降伏領域がはり部材側にあるためと考えられる。

図2.5.9(b)に示すシリーズ2の試験体は2R_yの第一正荷重で最大荷重に達し、その後耐力は水平変位と柱軸方向力の効果により漸減するが、継手のあるSJPおよびSJB試験体では軸力効果を考慮するとはりの曲げ耐力は10R_yまで維持されたことになる(後段表2.5.3で説明)。SJBの圧壊は比較的軽微であり、SJPの接合部パネルにはせん断ひびわれが多数生じた。P-R曲線の同一変形振幅における繰り返し加力によるループ面積は、SJBが最も小さくSJPが最も大きくSJNはその中間である。はり主筋の降伏領域がはり部材側にあることがループ面積を大きくする効果があると考えられる。

図2.5.9(c)に示すシリーズ3の試験体は2R_yまたは4R_yの第一正荷重で最大荷重に達し、パネルの面外膨張をとまなうせん断破壊によって急激に耐力を失い、は

りの目開きと圧壊が生じた。

表2.5.3に全シリーズの耐力と変形の実験結果を示した。表中の実/計の比較の基となる計算値はe関数法による終局曲げ強度であり、シリーズ1の鉄筋の断面積は柱面近傍に溝切り鉄筋がある場合はその断面積を使用し(SSS, SLS, LSL, KSK, LSS)、他は母材の断面積を採用(LLI)した。シリーズ2およびシリーズ3の試験体で柱軸方向力を作用させたものに対しては、同表の実験耐力に前述の軸力効果を加算した耐力と計算値を比較した。同表には最大荷重時の接合部パネルのせん断応力度を示しこれにも軸力効果を加算した。

シリーズ1では、各試験体は4Ry前後の正荷重で最大荷重に達し、計算値と比較するとこの実験耐力は1~3割高い値になっている。しかし10Ryの大変形時の耐力低下は大きく、SSSおよびLLI試験体では計算耐力の約0.7倍に落ちている。KSK試験体のように、パネル内ではり主筋の滑動に対するストッパーがあると、はり主筋のめり込みを抑制し、かつ曲げ圧壊に対する主筋の補強効果を増加させると思われ、大変形時の耐力低下がシリーズ1の中では最も少なく、図2.5.8(d)に示すように、最終破壊状況におけるはりの曲げ圧壊が比較的軽微となった。接合部パネルの最大強度は各試験体で50~60kg/cm²まで達し、パネルのせん断破壊はひびわれが多数生じたが、この強度でははりの曲げ破壊の方が卓越したと考えられる。

シリーズ2では、継手の有無に拘らず最大荷重時の耐力は計算値より2~3割高いが、10Ryの大変形に到っても継手を有するSJPおよびSJB試験体では軸力効果を考慮すれば耐力は上昇し、継手のないSJN試験体では耐力は低下し8Ryの時に実/計が約9割まで落ちる結果となった。接合部パネルの最大強度は各試験体で40kg/cm²程度に達したが、継手がパネル内にあるSJP試験体においてヘックラック程度のせん断ひびわれが多数発生した以外は、他の試験体においてもパネルの破壊は殆どなかったといえる。

シリーズ3では、柱軸方向力がある場合は2Ryのときに、ない場合は4Ryのときに最大荷重に達したが、この耐力ははりの曲げ終局強度計算値よりも若干低く、8Ryの大変形時には実/計の比が0.5~0.6まで低下した。接合部パネルの最大強度は各試験体において70~76kg/cm²まで達し、この強度ではパネルのせん断破壊が支配的であったといえる。

なお文献^{2.1.2}の場合にはパネルせん断応力度は110kg/cm²に達したと計算され、接合部の破壊が激しいので継手の有無というよりは接合部せん断力の大きさが最も影響したと思われる。

2.5.6 各部の変形成分

シリーズ1において、はりおよび柱の相対部材角を全変形としてそれに寄与する接合部パネルおよび柱およびはりの各部の変形成分を、各加力サイクルの正加力最大荷重時点において示したのが図2.5.10である。はり端22cm区間の回転変形成分も合わせて示したが、大変形時には測定点が破壊してデータが得られていない。2Ryまでには図2.5.11のばねの τ - γ 曲線に示すように、既にパネルにはせん断ひびわれが発生しており、図2.5.10の出発点からパネルのせん断変形成分は数%の値を占めているが、この成分ははりの曲げ変形成分に伴い相対的に減少する。代表的な3試験体においてそれぞれ大部分がはりの変形で占められ、2Ryで80%、4Ryで80~90%、6Ryで90~95%と変形と繰返し加力に従って比率が増大する。かつそのほとんどははり端の回転成分であると思われる。この回転成分は2Ryの変形段階ではKSK試験体では2Ryの第1サイクルで全体変形の60%であったのが6Ryの第2サイクルで80%まで増大し、はり主筋に定着板があつてめり込みに対するストッパー効果があつたにも拘らずかなり大きくなった。しかし定着板がなく主筋の断面分布が等しいLSL試験体では、2Ryから4Ryの変形段階に進んだときに回転成分が飛躍的に増大し、その第3サイクルでは85%まで進んではりの成分に対しては100%近くになったのに対して、KSK試験体では定着板のストッパー効果により回転成分は繰返し回数に対して緩やかに増大した。はり主筋のパネル区間の塑性伸びが少なかったと考えられるSL試験体では、2Ryから4Ryへの急激な回転成分増大はあるが、6Ryの第3サイクルまで80%弱の比率で頭打ちになっている。

シリーズ2においても、はり端の回転が大きな変形成分でありスリーブ継手からの主筋の抜け出しも含まれたと想定される。

シリーズ3においては、パネルの変形成分が比較的大きく2Ry変形時にははりは曲げ降伏状態には到らなかったと思われる。

2.5.7 はり主筋の挙動と接合部応力伝達機構

シリーズ1の各試験体は、はり主筋のひずみ度およびすべりの測定点を多く取って、鉄筋断面の大小変化によってパネル内外ではり主筋の塑性化位置が確認され、パネル内ではり主筋のすべり状況も詳しく測定された。本項ではこれらのデータを用いて詳細な検討を行なう。

はり・柱接合部が一方水平力を受ける場合の破壊機構については、最近解析が進みマイクロモデルの提案などがあるが、塑性変形の繰返し応力下の破壊機構については、未だ適切な見解が述べられていない。ここではとくにシリーズ1の実験結果より、はり主筋の塑性域正負繰返し応力度をひずみ測定値で推定して、パネル内での応力伝達機構を分析した。

1) はり主筋の降伏領域

図2.5.11 ははりの上側の主筋の2R_y第1正荷重までのひずみ度分布の進行状況を示している。はり端およびその近傍の主筋の降伏ひずみ度は、シリーズ1では非常に大きく、シリーズ2では最大0.4%、シリーズ3では0.2%前後に停留している。

前節に述べたようにシリーズ1においてははり端の回転は全体変形に占める割合が非常に大きく、回転の第一原因はパネル内のはり主筋のすべりによると思われる、スリップ形のP-R曲線を生じる要素ともなっている。しかしシリーズ2のSJBのようにP-R曲線はスリップ形状の強い形状を呈し、しかもパネル内のはり主筋の降伏伸びは圧縮鉄筋側にストッパーがなく鉄筋径も大きくて付着条件の悪いシリーズ1のLSLに比較すれば小さい筈のシリーズ2のSJBでは、スリーブ継手からの抜け出しもあったと考えられる。シリーズ3ではパネルのせん断破壊の前からはりの曲げ圧壊が進行していたので、鉄筋は弾性で降伏伸びはないがはり端の回転は破壊の前から若干生じていたと思われる。

シリーズ1において、はりが初めて曲げ降伏する段階の2R_y第1正荷重における、ひずみゲージを貼付して得たはり主筋の降伏状況を図2.5.13に示す。継手がパネル内にあることを想定しはり区間の主筋の断面に溝を切ったSL S試験体では、主筋の断面積の小さいはり端において主筋が降伏した。これとは逆にパネル区間だけに溝を切ったLSLおよびKSK試験体では、パネル区間の中央より引張側の測定点で主筋が降伏している。これらの場合柱面近傍の測定点が不足していて、降伏・弾性の境界が明確ではないが、断面変化のないSSSおよびLLL試験体の場合、主筋の降伏領域のパネル内進行が比較的少ないことを考え合わせると、主筋が柱面で断面変化する場合は断面積の小さい方に降伏領域が集中すると考えられる。LSL試験体の主筋の降伏状況からもこの傾向が読み取れる。

シリーズ2において、継手位置によってはり主筋の降伏領域が制限されたことは、継手による補剛が大であることから当然理解できるが、シリーズ3においては、模擬継手の補剛が小さかったこととパネルのせん断破壊が大きかったことから、主筋の降伏領域は継手位置の影響を受けなかったと思われる。

2) はり主筋の弾塑性応力度分布

シリーズ1の実験と平行して行なったはり主筋の材料試験において、鉄筋にストレインゲージ(特に塑性用のゲージではない)を貼付して測定したひずみ度は、図2.5.14に示すように2%程度の大きな値まで正負繰返しの応力に対しても信頼できることが、同時にダイヤルゲージで検長を測定して得た値と比較して確かめられた。

試験体の加力実験で得られたひずみ度は、加力が変形制御であるために、降伏棚領域で折り返すことが多かった。このような塑性域での測定ひずみ度εから鉄筋の応力度σを求めるために、塑性域のσ-εループを下式のRamberg-Osgood式(R-O式)で表現した変換プログラムを用いた。このプログラムは文献2.5.2および2.5.3を参考にして降伏棚領域のひずみ度に対して、履歴最大ひずみ度ε_{max}が大きければループの膨らみも大きくなるように係数を設定した(式2.5.3のε_{0h}/ε_{max})。図2.5.15はこの変換を図2.5.14の測定ひずみ度に対して行なった結果である。

$$\frac{\varepsilon - \varepsilon_B}{\varepsilon_0} = \frac{\sigma - \sigma_B}{\sigma_0} \left[1 + \left| \frac{\sigma - \sigma_B}{\sigma_0} \right| \right]^\alpha \quad \text{式2.5.2}$$

$$\alpha = \frac{\text{LOG} [\{ 10.09E - (1.7\sigma_y \pm \sigma_B) \} / \sigma_0] \varepsilon_{0h}}{\text{LOG} [(1.7\sigma_y \pm \sigma_B) / \sigma_0] \varepsilon_{max}} \quad \text{式2.5.3}$$

$$\sigma_0 = \begin{cases} 0.79\sigma_y + 0.49(\sigma_{max} - \sigma_{min}) & \text{圧縮から引張へ} \\ 0.87\sigma_y + 0.42(\sigma_{max} - \sigma_{min}) & \text{引張から圧縮へ} \end{cases} \quad \text{式2.5.4}$$

$$\sigma_0 / \varepsilon_0 = E \quad \text{式2.5.5}$$

- ε : 考えている半サイクル上のひずみ度
- σ : 考えている半サイクル上の応力度
- ε_B : 考えている半サイクルの出発点のひずみ度
- σ_B : 考えている半サイクルの出発点の応力度
- σ_{max} : 考えている半サイクル以前の最大応力度
- σ_{min} : 考えている半サイクル以前の最小応力度

- E : 鉄筋のヤング係数
 σ_y : 鉄筋の降伏点
 \pm : +は圧縮から引張へ、-はその逆
 ϵ_{sh} : ひずみ硬化時ひずみ度
 ϵ_{max} : 履歴最大ひずみ度

試験体のはり主筋の測定ひずみ度から上記と同様の方法で応力度を求めた。図2.5.16はSSS試験体の上ば筋の応力度分布の推移を示すものである。横方向に測定点の位置を取り、測定点毎の高さ方向に応力度の大きさを取った。各測定ステップ毎にその応力度分布形を右上45°方向に少しずつずらして表示することにより、分布線の干渉縞による山や谷として応力度の推移が理解できる。図2.5.17および図2.5.18にも同じ形式で、それぞれLSL試験体およびKSK試験体の下ば筋の応力度分布の推移を示した。

SSS試験体(図2.5.16)では、+Ryのサイクルの鉄筋が降伏点に近いが弾性の範囲では最大応力時に圧縮側の柱面測定点12まで引張応力の領域が広がっているが、-Ryの負荷重では入れ替わって圧縮側の柱面測定点5, 6, 7では圧縮応力を受けるようになる。これははりの曲げひびわれが閉じるときの圧縮力が鉄筋に過大に伝達されていることを示している。さらに最大圧縮力は最大引張力よりも早期に出現していることからこのことは明白である。+2Ryで鉄筋が初めて完全に降伏したサイクルでは、圧縮側柱面測定点12, 13の応力は終始引張となっているのは、+Ryのときに生じた引張ひずみ度が残留していることによると考えられるが、この試験体の他のはり主筋ではその残留度は小さかった。-2Ryに到ると-Ryの時の圧縮側柱面測定点5, 6, 7の応力が早期に圧縮になる現象がさらに強く出ている。これは正荷重ではり主筋の塑性伸びおよび抜け出しが生じてはり付根のひびわれが大きくなると、負荷重で比較的大きな圧縮力を受けると思われる。このように-2Ryにおいては引張域では降伏域の侵入をやや許し、パネル内反対側のはり付根の圧縮域ではり主筋は比較的大きな圧縮力を受ける形の応力度分布となった。±2Ryの同一変形振幅の残りの2サイクルでは上記の現象が段々弱まり、+4Ryのさらに大きな変形に到ると圧縮側測定点12, 13で大きな引張力が働くようになった。これはパネル内の付着強度が繰り返し応力によって弱くなったことを裏付けている。4Ry以上の変形振幅になるとはり主筋の最大ひずみ度は3%以上になり測定ができなくなったが、正荷重の新しい変形のサイクルでは接合部の圧縮域におけるはり主筋の引張力が生じ、その後の負荷重以降の繰り返しでは前記の圧縮応力早

期増大形の応力度分布推移を保ちながら、はりの曲げ圧壊が顕著になったと思われる。

LSL試験体(図2.5.17)では、+2Ryから始めたので最初のサイクルから鉄筋は降伏した。測定点6, 7で実験進行とともに圧縮から引張へと応力が反転した。-2RyではSSS試験体について述べたように、+2Ryではり端の曲げひびわれの生じた後の圧縮側測定点10, 11, 12で早期から大きな圧縮力を受け-2Ryで除荷されてもかなりの圧縮力が残留した。残りの2サイクルでは圧縮力測定点の最大値は徐々に減少する。+4Ryにいたって新しい変形段階に到ると圧縮側測定点6, 7に大きな引張力が働くようになった。これはパネル内のはり主筋の付着性能が低下したことを示している。

KSK試験体(図2.5.18)では、+2Ryで鉄筋が降伏すると反対側の測定点6, 7では圧縮鉄筋の引張反転が生じ、次の-2Ryで圧縮側測定点12で大きな圧縮力が早期に働いた。2Ryのその後の繰り返しサイクルでもこの圧縮応力早期増大現象は圧縮力最大値を減少しながらも生じた。この試験体は柱面位置のはり主筋に定着板を取り付けているので、パネル内測定点6, 7, 11, 12の圧縮応力は定着板がないことの外は殆ど同一条件の上記LSL試験体の場合よりもその最大値が若干小さくなっている。+4Ryでは測定値がかなり乱れたが、定着板があるにも拘らず圧縮側測定点6の応力がかかなり大ききで引張力になったことが読み取れる。

シリーズ1の各試験体のはり主筋の応力度換算値からパネル内の応力伝達状況を確認するため、表2.5.4に示すように、2Ryまでの2~3サイクルの外力によってパネルの上下に作用する水平せん断力を、はり主筋から付着力で伝達される分、はり付根のコンクリートの圧縮合力による分および逆方向に作用する柱せん断力の分に分けてそれぞれの分担比を求めた。コンクリートの圧縮合力ははり断面の釣合式から求め、柱せん断力は実験水平荷重として求めた。また同表には、折り返し荷重時のはり主筋の付着強度を柱幅の中心より引張側と圧縮側の領域に分けて示した。その値はそれぞれの領域におけるはり主筋上下の歪度測定値から平均的に計算したものである。

付着力の分担比は2Ryの第1サイクル正荷重時には圧縮合力の分担比より小さいが、直後の負荷重においては逆転する。第2サイクル以降はその差は縮まるが付着力の方が大きい傾向にある。はり主筋の付着強度は最初の2Ryの負荷重でその絶対値が大きくなり、例外もあるが概して柱幅に関して圧縮側で非常に大きくなって、その後の加力で減少する傾向がある。

3) はり主筋のすべり

シリーズ1においては、前述の図2.5.7に示す方法ではり主筋の接合部パネル内すべり量が測定された。図2.5.19は、代表的な測定結果として、たて軸に荷重よこ軸にすべり量を取り、後者は図2.5.7を基準にした鉄筋の移動方向に正負を合わせ、図2.5.19中の「圧」と「引」はそれぞれ曲げによる圧縮側と引張側を示している。

はり主筋のすべりと降伏ひずみに着目して、パネル内の付着劣化の機構を分析してみる。図2.5.19に示すように、 $2R_y$ の第1正荷重でパネル内のはり主筋が降伏したSLS試験体のすべりは、図(a)および(b)のA点で示されるように、 1mm 以下であるが、次の負荷重では、図(a)および(b)のB点で示されるように、逆方向へ 1mm 程度のすべりを生じるようになる。LSLおよびKSK試験体では、パネル内の降伏伸びが図(c)および(e)に示すC点からD点へと、すべりを増加させている。接合部パネル内での降伏伸びは、前述のように、SLS試験体では小さくLSL、KSK試験体では大きい傾向にあるが、いずれにしてもはり端の目開きが閉じるときに、そこのはり主筋に大きな圧縮軸力が加わり、付着応力が強大に作用して付着破壊が進行すると考えられる。

SLS試験体の図(a)、(b)とLSL試験体の図(c)、(d)を比較すると、同一の変形振幅制御におけるすべりの正負変形振幅は、SLSがLSLよりも小さく、このことはSLS試験体の荷重変形曲線におけるスリップ形状が他に比べて小さかったとする前報告を裏付けるものである。

KSKとLSLとは、 $2R_y$ までの荷重すべり曲線は、図(c)と図(e)とを比較すれば同形であり、図(d)を含めて測定点が $4R_y$ のサイクルの引張になる荷重で 5mm 以上の測定限界を越えたすべりが生じた。

4) 破壊機構

以上によって、接合部の破壊機構を実験的に分類してみると、図2.5.20に示すように、3つのパターンがみとめられる。パネル内継手型とはり両端継手型とは破壊機構上大差はないかに見えるが、前回の逆方向荷重による目開き分だけ主筋のすべりが生じた後では、継手鉄骨の端部で主筋のすべりが1方向だけ抑制され、コンクリートの圧縮力を軽減する効果は顕著に存在した。

シリーズ1においては、継手がパネル内またははり端にある試験体で、はり主筋の降伏が柱面よりはり側またはパネル側のそれぞれ異なる領域に生じ、また正負の方向に降伏荷重が与えられるとパネル内のはり主筋の付着劣化が激しく大きなすべりを生じる傾向のあることを述べた。これらの破壊パターンをパネル内継手型とはり両端継手型として

図2.5.20の(a)および(b)に示す。

シリーズ2においても、上記のような継手部の変断面剛性による破壊機構が生じたことが当然考えられるが、はり両端継手形の場合にはスリーブ継手からの主筋の抜け出しも考慮しなければならないであろう。

シリーズ3においては、図2.5.20の(c)に示すように、はり主筋は弾性のまま接合部パネルがせん断破壊したが、はり主筋の定着条件がせん断破壊によって悪化する上に繰り返し荷重によるシリーズ1と同様の付着劣化が生じ、その影響ではりの曲げ圧壊も促進されたと思われる。

2.5.8 まとめ

シリーズ1において、各試験体のはり主筋の強度と量によって決まる接合部パネルのせん断応力度は $0.25c\sigma_B$ 前後($c\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度、但しLSLは $0.309c\sigma_B$)であり、この強度の範囲ではりの曲げ破壊が支配的でパネルのせん断ひびわれは多数生じたがパネルは大きな破壊には到らなかった。SLSのようにはり主筋の剛性と強度がパネル区間で高くはり部材側で低い場合には、はりの曲げ降伏がはり端で大きく生じるため荷重変形曲線の膨らみが他の試験体よりも若干大きくなった。KSKのようにはり主筋の柱面位置に定着板を取り付けると曲げ圧壊が他の試験体よりも軽微となった。

シリーズ2において接合部パネルのせん断応力度は $0.15c\sigma_B$ 前後であり、この強度の範囲ではりの曲げ破壊が支配的でパネルのせん断破壊は殆ど生じなかったが、実際スリーブ継手を使用しているかないかによって、またさらに使用している場合はその継手位置によって試験体の破壊性状が大きく異なった。すなわちSJPのように継手がパネル内にある場合には、はり主筋の降伏がはり部材側に集中するので、パネル内での定着がよければパネルにせん断ひびわれが多く発生するものの、継手からの抜け出しさえなければ繰り返し加力による正負の大きな塑性変形に対しても耐力は低下せず、荷重変形曲線のループ面積は比較的大きくなった。SJBのように継手がパネルを挟んで両側にある場合には、パネルのせん断ひびわれとはりの曲げ圧壊は比較的少なくなり耐力は他の試験体よりむしろ上昇したが、はり主筋の降伏域のパネル内進入および主筋の継手からの抜け出しによってパネル内での主筋の滑動が繰り返し加力による大きな塑性変形において激しく生じ、荷重変形曲線のループ面積は比較的小さくなったと思われる。SJVのように継手がない場合にはパネルのせん断ひびわれは生じなかったが、パネル内ではり主筋

の定着が全体的にはよくても柱のかぶりコンクリートに引張鉄筋の降伏域が進入するので、はりの曲げ圧壊が顕著に生じて繰り返し加力における大きな塑性変形を履歴すると耐力が低下した。

以上のようにシリーズ1および2を比較し結論すれば、十字形はり・柱接合部ではパネル内のはり主筋の定着が不十分であると、主筋が滑動してはりの曲げ圧壊が生じ易く繰り返し荷重による耐力低下が激しくなる。継手のストッパー効果によって主筋の滑動とはり端の曲げ圧壊が抑制されると耐力低下は少なくなる。一方継手がパネル内において主筋の降伏がはり端部領域に集中する場合にはエネルギー吸収能は若干向上する。

シリーズ3において接合部パネルのせん断応力度は0.3 σ_c 前後まで達したが、はりの計算曲げ強度に対応する強度の9割程度に留まってパネルの破壊が激しく生じたので、はり主筋は局部を除いて完全には降伏しないで全ての試験体は耐力に達したと考えられる。

柱の軸方向平均応力度が0.17 σ_c 前後であると最大荷重時の変形が降伏変形の2倍であったが、柱軸方向力がないとそれが4倍となり、両者ともその後の変形での耐力低下は激しかった。ネジ鉄筋にナットを連ねただけで継手を模擬したので、継手の位置によって破壊性状に大きな差異はみられなかったが、はり端継手の場合はり端の圧壊がパネル内継手の試験体よりも若干小さかった。シリーズ3のようにパネルへのせん断入力強度が大きくなるとパネルのせん断破壊が激しく生じて、継手の効果は現われにくいと考えられる。

シリーズ1の実験結果の詳細な検討によって次のことが確認された。

継手がはり端にあるとはり主筋の降伏領域はパネル区間に発生するのでその降伏伸びによってはり主筋はパネルから大きく抜け出し、継手がパネル内にあると降伏領域ははり部材区間に発生するのでパネルからはり主筋の抜け出しは比較的小さくなること、降伏変形以上の最初の正荷重のときに確認された。しかしはり主筋の抜け出しが柱面に集中してコンクリートの目開きが生じたり、はり部材区間での降伏伸びがあったりするので、直後の負荷重においては継手の位置に拘らず圧縮側の主筋は大きな圧縮力を受ける。このときパネル内ではり主筋の定着は条件が悪くなるので、引張側でも圧縮側でもすべりが大きくなり、さらに正負の加力が繰り返されると次第にすべり振幅が拡大していくことも新しく確認できた。

最初の正荷重ではり主筋が降伏したときに接合部パネル区間の付着力によって伝達されるせん断力は、はりコンクリートの圧縮合力によって伝達される量よりも小さいが、直後の負荷重では逆転して大きくなり、この負荷重のときに付着力は柱幅に関して圧縮側で非常に大きくなった。その後の変形振幅一定の繰り返し加力ではその差は縮まり圧縮側

の付着力は減少するが、付着力の方が圧縮合力よりも若干大きい。

シリーズ2においても上記シリーズ1のような継手部の断面剛性の変化に応じた破壊機構が生じたと推定することは、実大継手の有無および位置によってはりの曲げ耐力および荷重変形曲線の塑性範囲での履歴ループのエネルギー吸収能力に大きな影響を与えたことをよく説明するものである。

シリーズ3においてはり主筋が弾性範囲であってもはりの曲げ圧壊が生じたことは、はり主筋のパネル区間での定着が不足していたことを示すものであり、パネルのせん断破壊が進行すると同時にさらに定着不足となりはりの曲げ圧壊が促進されたと判断できる。

一般的に十字形はり・柱接合部ではパネル内のはり主筋の定着が悪条件下にあると、塑性変形が繰り返されたとき前回の荷重で生じたはり主筋の抜け出しが逆荷重により押し込まれるため、一層の定着性能の低下が生じる。一方このような条件下ではり主筋に機械式継手が接合部に接して施されると、はりの曲げ圧壊に対しては有効で、架構の耐力およびじん性能を向上させることができる。継手位置がパネル内の場合、パネル内ではり主筋の定着が改善されるためはりの曲げ強度は上昇するが、パネルに伝達されるせん断応力度がコンクリート圧縮強度の0.3倍以上になる場合にはパネルのせん断破壊も促進されるのでパネルの十分なせん断補強が必要である。

参考文献

- 2.5.1 日本建築センター「鉄筋継手性能判定規準 1982」
ビルディングレター 83, 8
- 2.5.2 A.E. Aktan, B.I. Karlsson, M.A. Sozen, "Stress-Strain Relationships of Reinforced Bars Subjected to Large Strain Reversals",
UIIU-ENG-73-2014, June 1973; Civil Engineering Studies,
Structural Research Series No. 397
- 2.5.3 Karlsson, 青山「東大電算センター、Subroutine (STEEL, STST, CONST)」
May, 1972 Karlsson developed
August, 1972 青山 revised
Jan., 1973 青山 revised

表2-5-1 各試験体の諸因子

シリーズ	試験体	諸因子 継手位置 は柱ハ柱は ネ り面ル面り	材 料		加力ルール						
			コンクリート	鉄 筋	柱軸力	1	2	4	6	8	10
			$c\sigma_B$ kg/cm ²	$s\sigma_y$ t/cm ²	σ_a kg/cm ²	$\times R_y$ の加力回数					
1	S L S		191	3.89	0	-	3	2	2	2	.5
	L S L		213	3.89	0	-	3	2	2	.5	
	K S K		195	3.89	0	-	3	2	2	.5	
	S S S		189	3.89	0	1	3	2	2	.5	
	L L L		198	3.89	0	1	3	2	2	.5	
	L S S		220	3.89	0	-	3	2	2	.5	
2	S J P		236	3.84	30	-	3	3	1	1	
	S J B		245	3.84	30	-	3	3	1	1	
	S J N		272	3.84	30	-	3	3	1	1	
3	P J - N		251	3.89	42	-	3	2	2	-	
	B J - N		235	3.89	42	-	3	2	2	-	
	P J - O		251	3.89	0	-	3	2	2	-	
	B J - O		235	3.89	0	-	3	2	2	-	

備 考 シリーズ1で継手位置とは断面変化のある場合に断面積の大きい部分をいう。 は鉄筋に溝を切った区間をしめす。
 $c\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度
 $s\sigma_y$ ははり主筋の降伏点

表2-5-2 材料の力学的性質

(a) 鉄筋の力学的性質

シリーズ	種 類	σ_y t/cm ²	σ_{max} t/cm ²	${}_w E (*10^3)$ t/cm ²	伸び (%)
1	D29 溝なし	3.89	5.66	2.23	20.5
	D10 溝切	3.89	5.55	2.22	
2	D22 継手なし	3.84	5.66	2.10	18.9
	D22 継手あり	3.84	5.66	2.61	
3	D10	3.77	5.49	1.89	18.9
	D29	3.89	5.66	2.23	
	D13	3.77	5.56	1.76	
3	D10	3.90	5.68	1.74	18.9
	D10	3.90	5.68	1.74	

備 考 σ_y : 降伏点
 σ_{max} : 引張強さ
 ${}_w E$: ヤング係数 (継手の場合 $0.7{}_w\sigma_y$ 時の割線剛性)

(b) コンクリートの力学的性質

シリーズ	試験体名	材令 (日)	$c\sigma_B$ kg/cm ²	$c\sigma_t$ kg/cm ²	$c E (*10^2)$ t/cm ²
1	S L S	18	191	21.8	2.19
	L S L	44	213	20.3	1.94
	K S K	52	195	20.1	2.35
	S S S	44	189	22.4	2.15
	L L L	52	198	22.4	2.40
	L S S	52	220	23.7	2.27
	2	S J P	44	236	23.9
S J B		45	245	24.9	2.42
S J N		39	272	25.7	2.61
3	P J N	59	251	21.4	2.27
	P J O				
	B J N	59	235	19.7	1.83
	B J O				

備 考 $c\sigma_B$: 圧縮強度
 $c\sigma_t$: 割裂引張強度
 $c E$: ヤング係数

表2・5・3 耐力・変形の実験結果

シリーズ	試験体	最大荷重時 (正荷重)			最大変形時 (正荷重)	
		P (実/計) tf	R/Ry	τ_p ($c\sigma_B$) kgf/cm ²	Pu (実/計) tf	R/Ry
1	SLS	P=23.5 (1.20)	3.8	50.8 (.266)	P=15.4 (0.78)	9.4
	LSL	P=24.6 (1.25)	4.0	53.2 (.250)	P=15.4 (0.78)	10.2
	KSK	P=24.8 (1.26)	4.0	53.6 (.275)	P=18.2 (0.93)	10.0
	SSS	P=22.0 (1.12)	4.0	47.6 (.252)	P=13.6 (0.69)	10.0
	LLL	P=28.8 (1.20)	4.4	61.2 (.309)	P=15.9 (0.66)	11.2
	LSS	P=24.2 (1.22)	4.0	52.3 (.238)	P=16.3 (0.82)	10.0
2	SJP	P=16.3 P'=1.0 (1.16)	2.0	37.4 (.158)	P=12.7 P'=5.0 (1.18)	10.0
	SJB	P=18.1 P'=1.0 (1.27)	2.0	41.2 (.168)	P=15.2 P'=5.0 (1.35)	10.0
	SJN	P=16.7 P'=1.0 (1.17)	2.0	38.3 (.141)	P=8.9 P'=4.0 (0.85)	8.0
3	PJ-N	P=27.6 P'=1.4 (0.92)	2.0	73.8 (.294)	P=11.6 P'=5.6 (0.55)	8.0
	BJ-N	P=28.5 P'=1.4 (0.95)	2.0	76.0 (.323)	P=9.7 P'=5.6 (0.49)	8.0
	PJ-O	P=27.9 (0.89)	4.0	71.0 (.282)	P=19.8 (0.63)	8.0
	BJ-O	P=28.8 (0.92)	4.0	73.2 (.311)	P=19.0 (0.61)	8.0
備考	実/計 = (P+P') / P _{cal} P _{cal} = (L/H) × (2M _{BU} / (L-D _c)) M _{BU} は e 関数法による。 $\tau_p = (P+P') \cdot H \cdot (1-D_c/L-j_B/H) / (t_p \cdot j_B \cdot j_c)$ $\tau_p = (30+50) / 2 = 40 \text{ cm}$ $j_B = j_c = 7d/8 : d = 4.4 \text{ cm}$ Ry = 1/150 (rad)					

表2・5・4 パネル内応力伝達

試験体	制御変形	外力		伝達分担比 %			平均付着強度	
		P(t)	τ_p	付着力	圧縮合力	柱せん断力	引張側	圧縮側
SSS	+R _v	17.4	38	61	76	-37	38	49
	-R _v	17.4	38	71	62	-33	50	68
	+2R _v	21.2	46	50	83	-33	59	57
	-2R _v	20.7	45	81	51	-32	81	72
	+2R _v	18.4	40	75	54	-29	79	63
	-2R _v	18.6	40	64	65	-29	—	—
LLL	+R _v	26.3	57	58	77	-35	38	59
	-R _v	25.6	55	52	83	-35	40	45
	+2R _v	28.0	61	51	85	-36	34	55
	-2R _v	16.7	36	107	23	-30	50	83
SLS	+2R _v	23.3	50	58	78	-36	38	46
	-2R _v	21.8	47	95	37	-32	52	88
	+2R _v	19.7	43	102	36	-38	36	89
LSL	-2R _v	19.2	42	87	44	-31	46	73
	+2R _v	23.5	51	54	79	-33	60	56
	-2R _v	22.7	49	82	52	-34	72	89
KSK	+2R _v	18.8	41	78	49	-27	77	83
	-2R _v	20.0	43	64	65	-29	68	61
	+2R _v	23.6	51	53	84	-37	44	55
LSS	-2R _v	22.6	49	69	66	-35	68	66
	+2R _v	18.9	41	72	54	-26	34	92
	-2R _v	20.3	44	57	75	-32	42	67
LSS	+2R _v	23.3	50	55	80	-35	52	56
	-2R _v	22.3	48	86	48	-34	63	102
	+2R _v	19.4	42	83	48	-31	63	101
	-2R _v	20.0	43	73	60	-33	54	78

P: 柱に加えた水平せん断力
 $\tau_p = (1-D_c/L-j_B/H) / (t_p \cdot j_B \cdot j_c) \times PH \cdot \frac{Q_c}{Q_c}$
 備 $= 2.162 \cdot P \text{ kg/cm}^2$

T_s: 測定値
 C_s: 測定値
 C_c = -(T_s+C_s)
 考 Q_c = P

パネルの水平せん断力 Q_p
 $= (T_s - C_s) + (-C_c) - (Q_c)$
 付着力 圧縮合力 柱せん断力

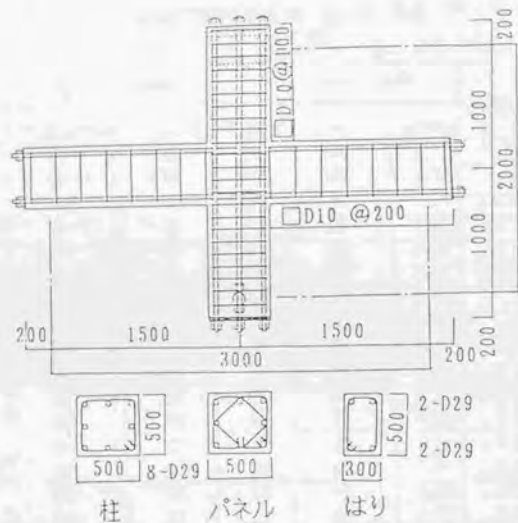
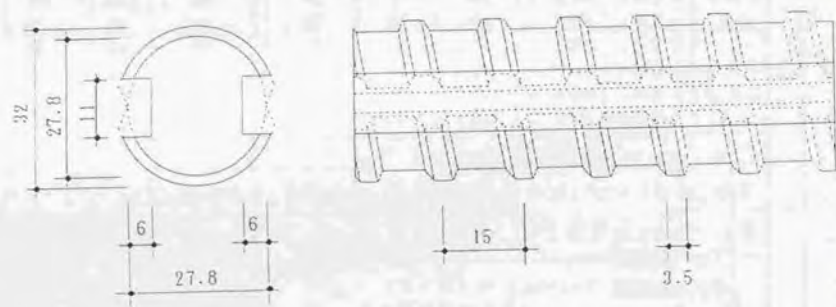


図2・5・1 1シリーズ試験体状



$A = 5.20 \text{ cm}^2$ (溝切鉄筋の断面積)

図2・5・4 溝切鉄筋の形状

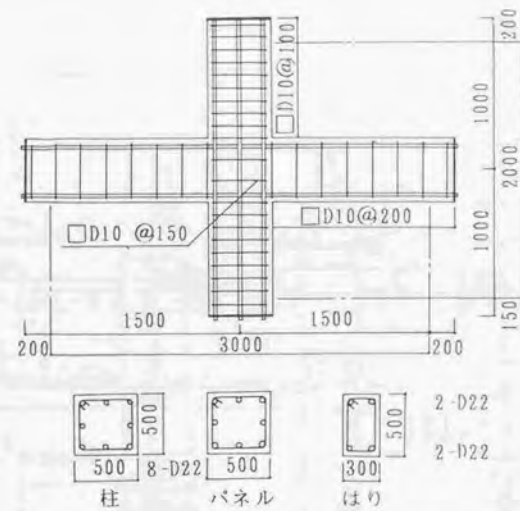


図2・5・2 2シリーズ試験体状

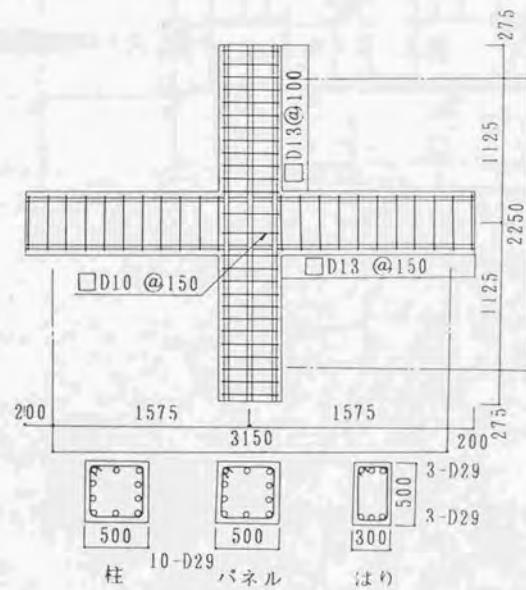


図2・5・3 3シリーズ試験体状

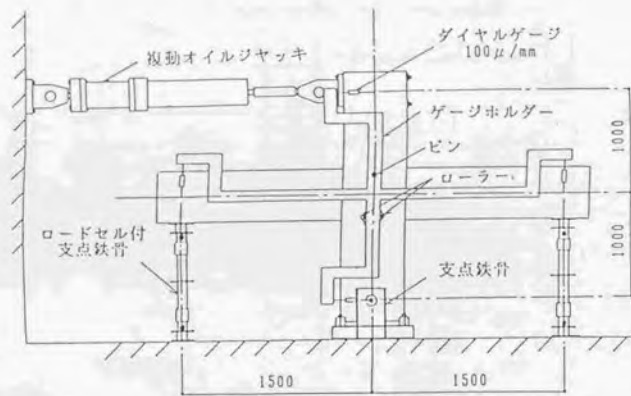


図2・5・5 (a) シリーズ1の実験装置

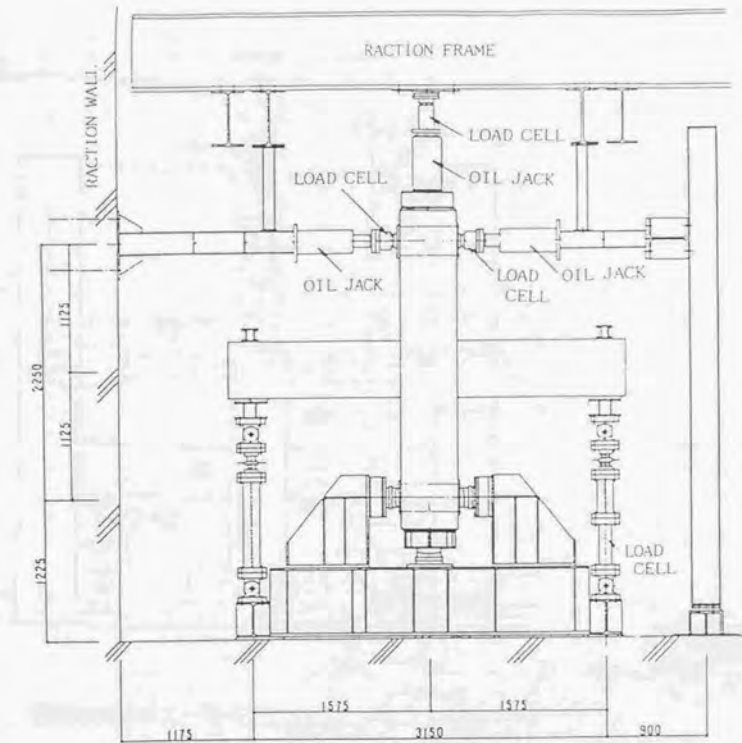


図2・5・5 (b) シリーズ2の実験装置

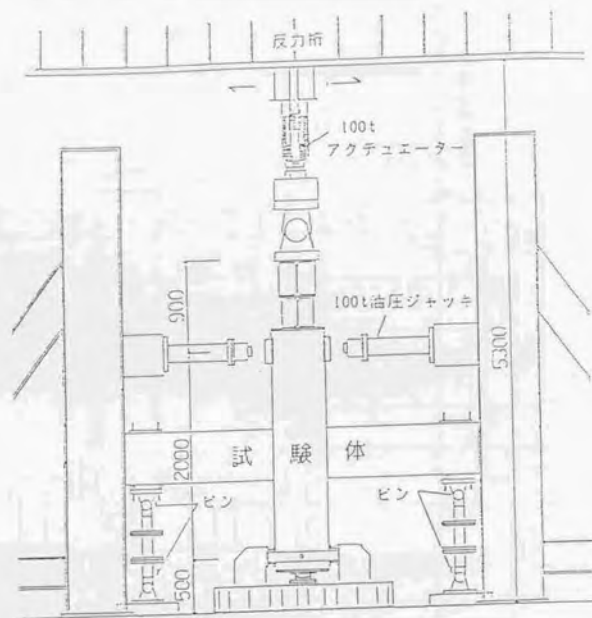
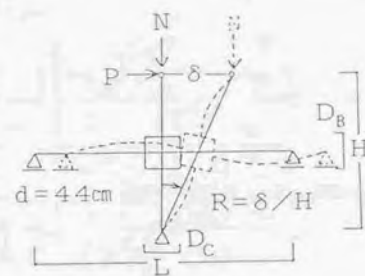


図2・5・5 (c) シリーズ3の実験装置



$N = 75t$ (シリーズ2)
 $105t$ (シリーズ3)
 $P' = N \times R$ (軸力効果)

図2・5・6 軸力効果

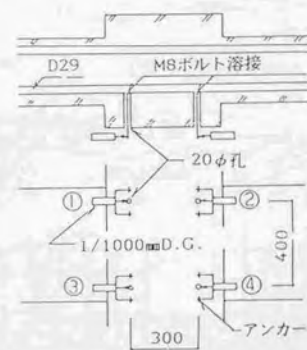
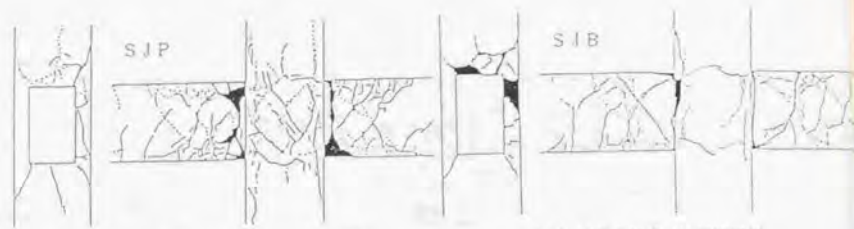


図2・5・7 すべり測定方法



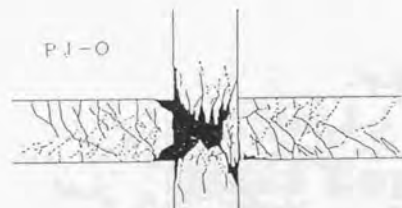
(a) はり圧壊、パネルせん断ひび割れ

(b) はりの圧壊が比較的軽微



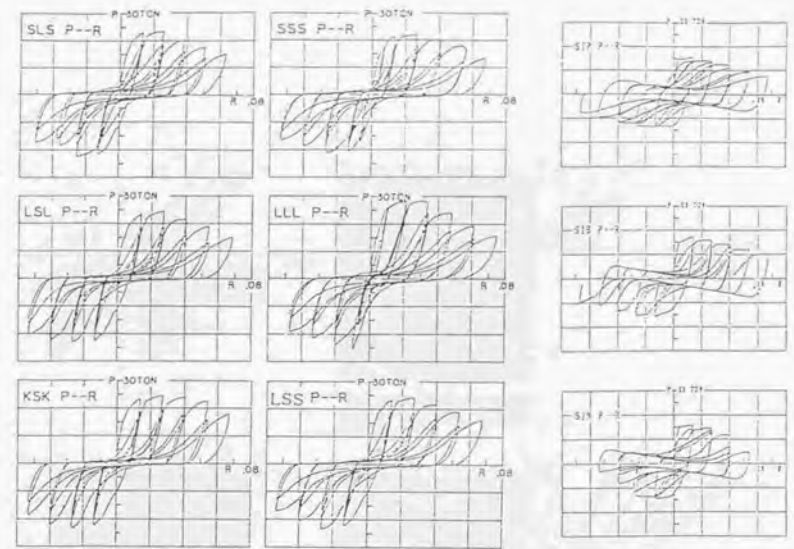
(c) はり圧壊、パネルせん断ひび割れ

(d) はりの圧壊が比較的軽微



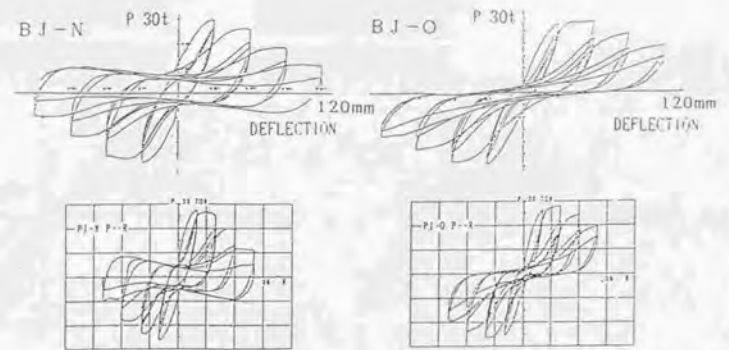
(e) パネルせん断破壊

図2・5・8 接合部の破壊パターン



(a) シリーズ1

(b) シリーズ2



(c) シリーズ3

図2・5・9 荷重(P)-変形(R)曲線

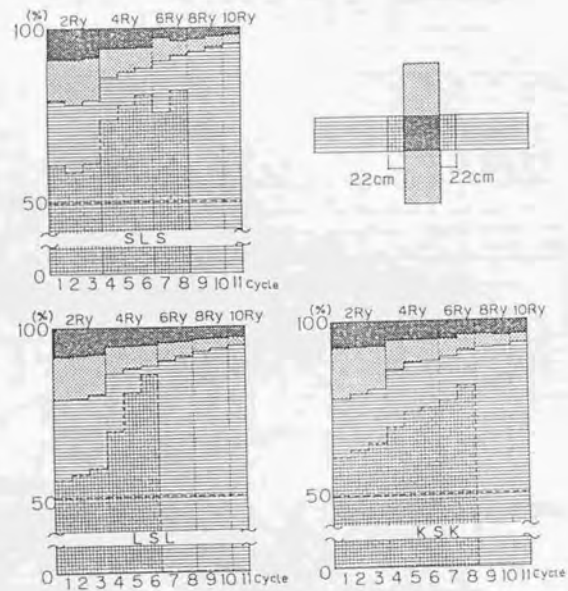
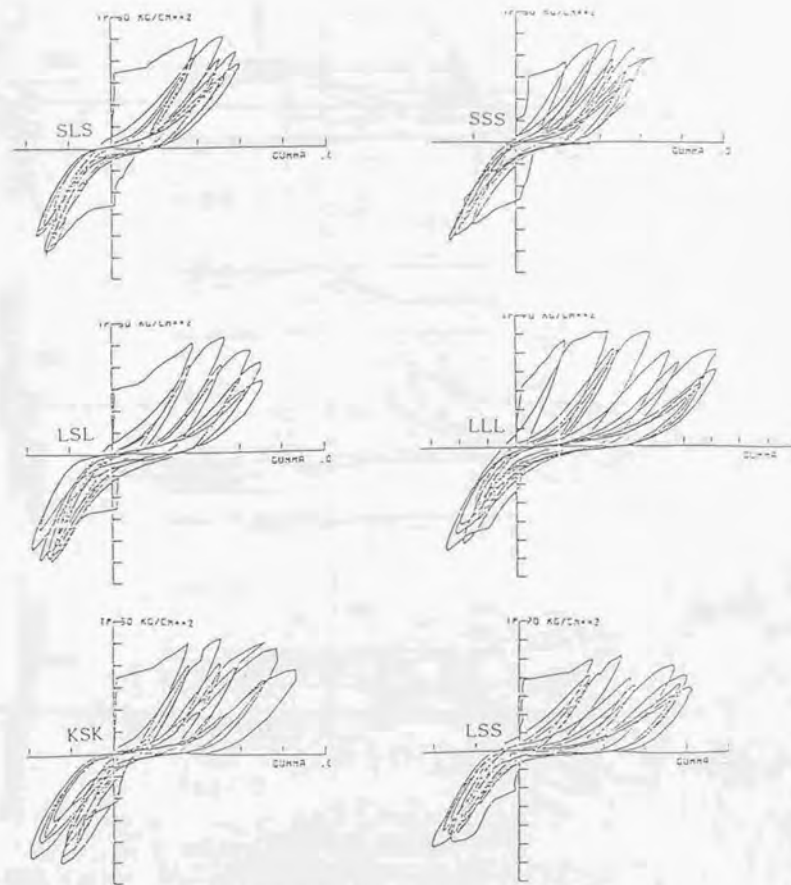


図2・5・10 変形寄与率



(a) シリーズ1

図2・5・11 $\tau_p - \gamma_p$ 曲線

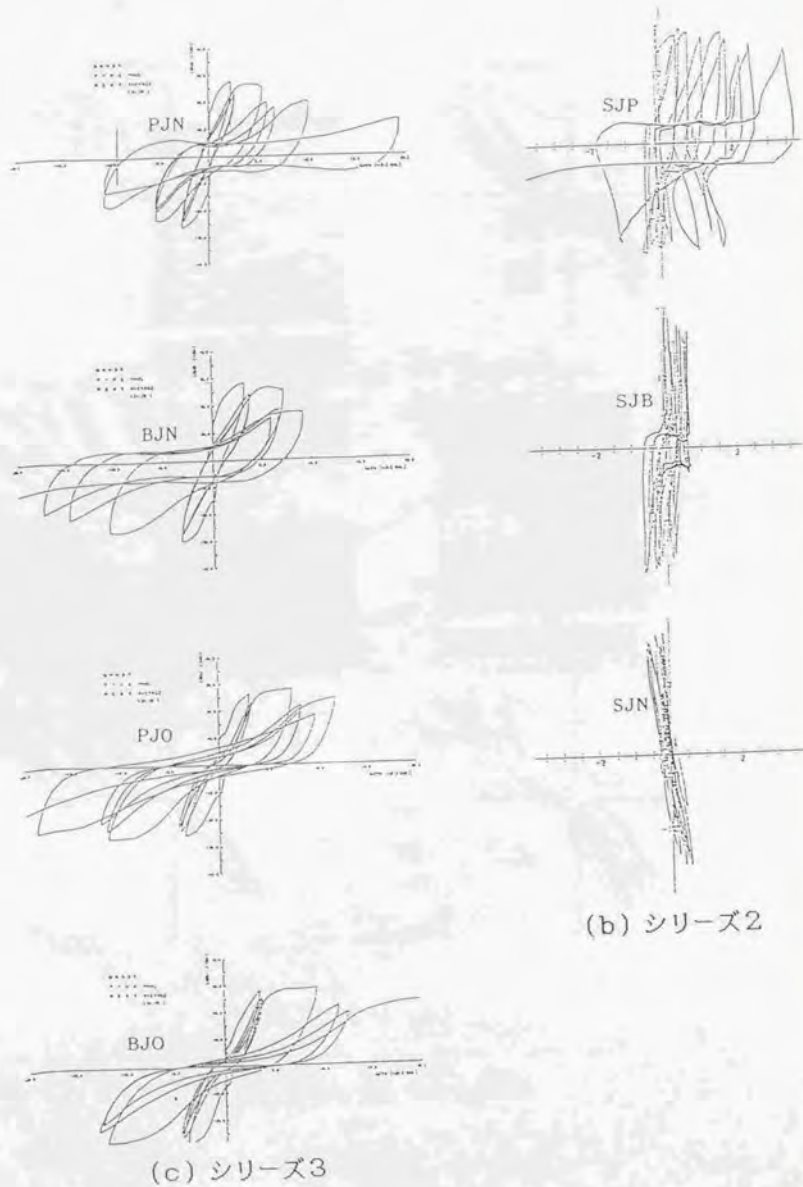


図2・5・11 $\tau_p - \gamma_p$ 曲線

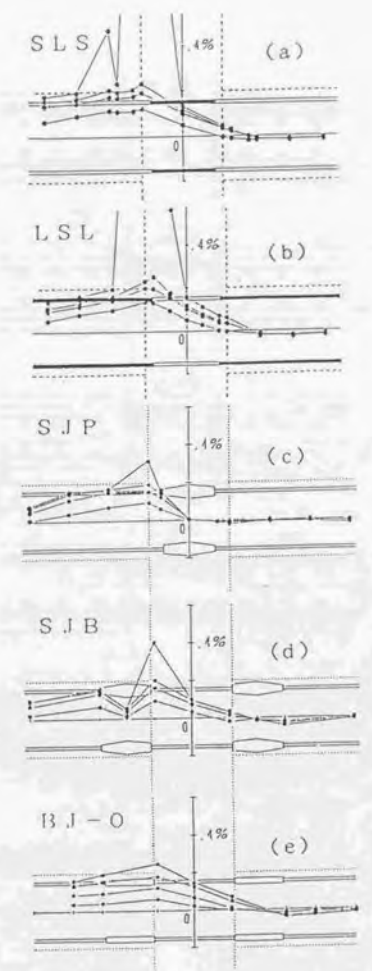


図2・5・12 2R γ 時のひずみ分布

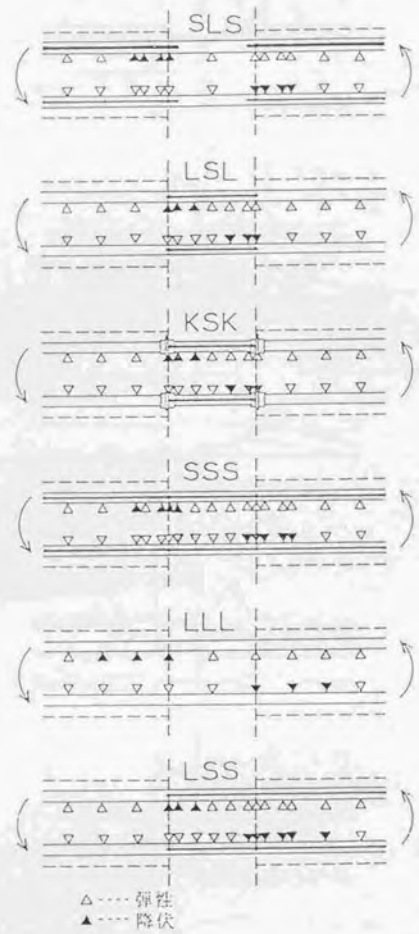


図2・5・13 主筋降伏状況

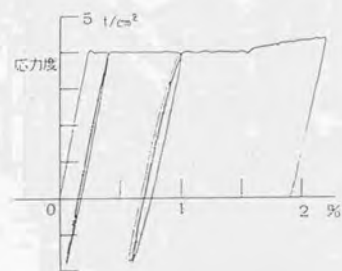


図2・5・14 鉄筋の塑性域正負繰り返し試験

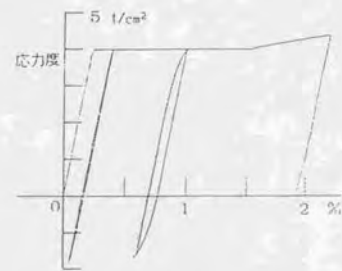


図2・5・15 R-O間数によるひずみ応力変換

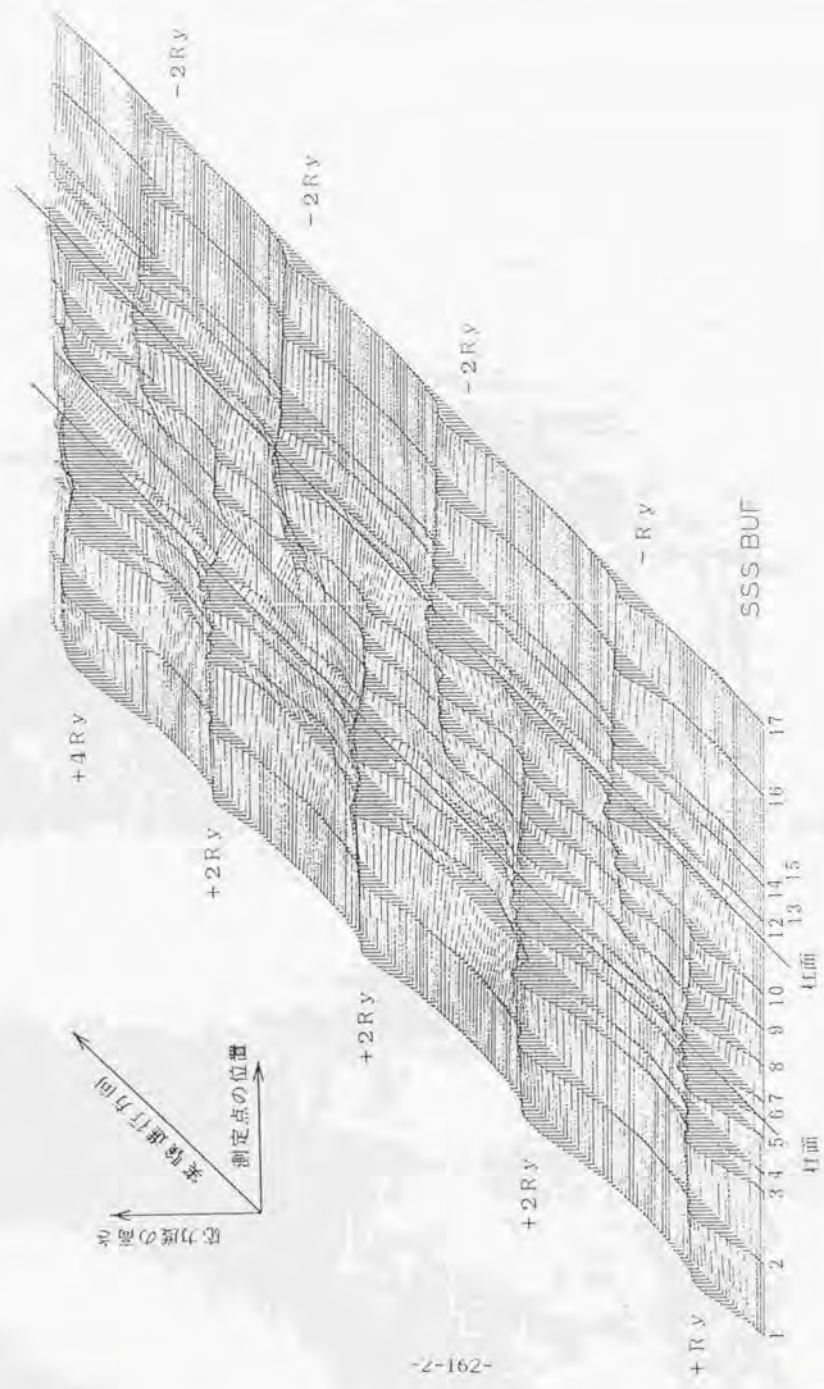


図2・5・16 SSS試験体の上端筋の応力度分布の推移

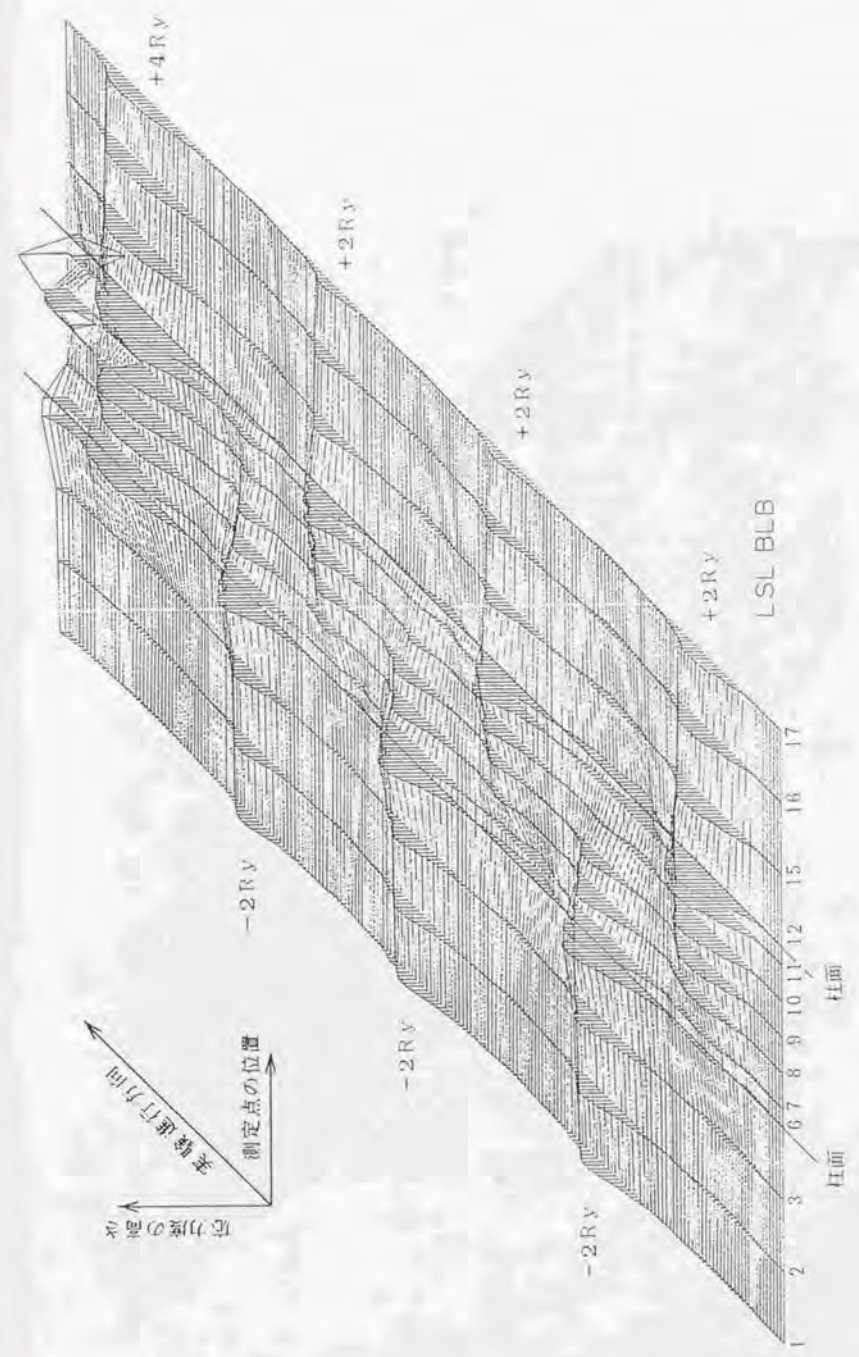


図2・5・17 LSL試験体の下端筋の応力度分布の推移

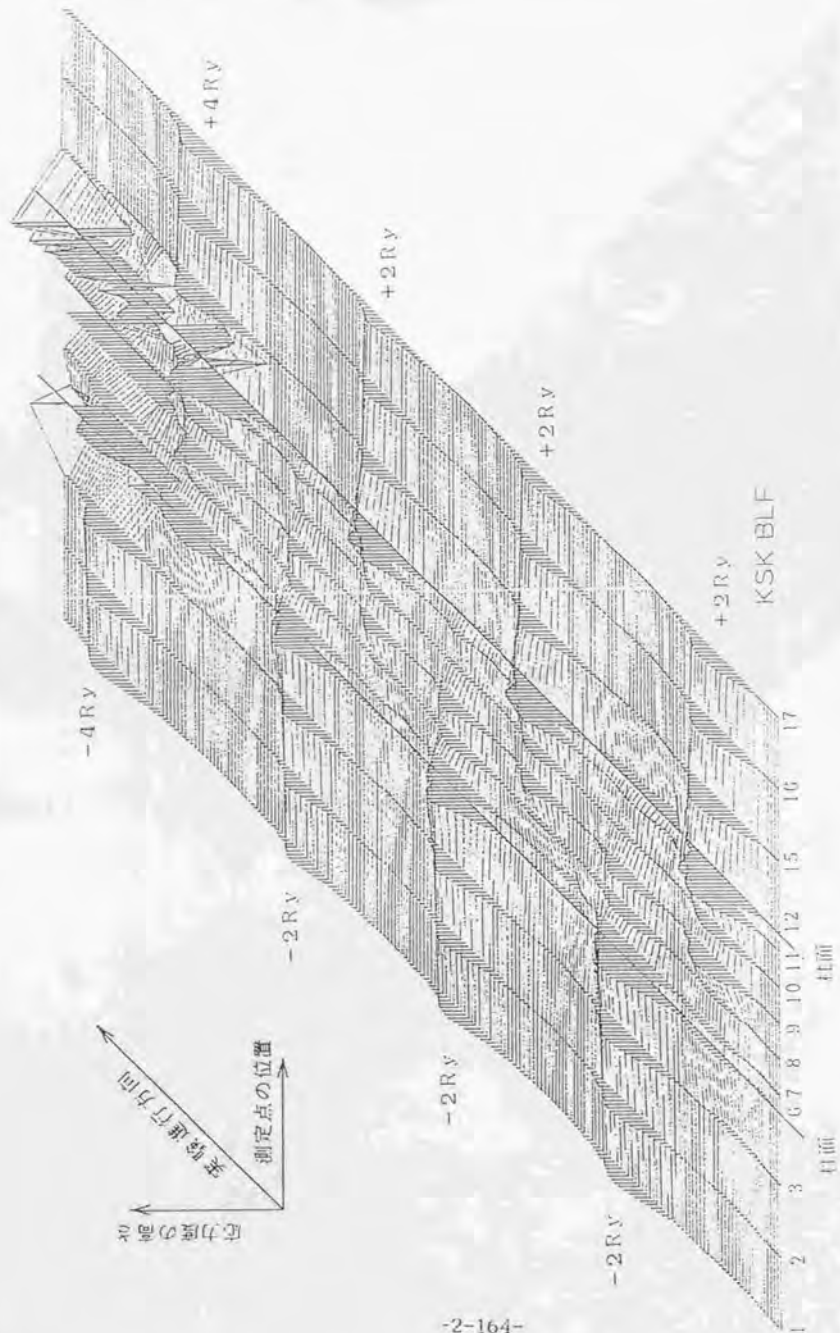


図2・5・18 KSK試験体下端部の応力分布の推移

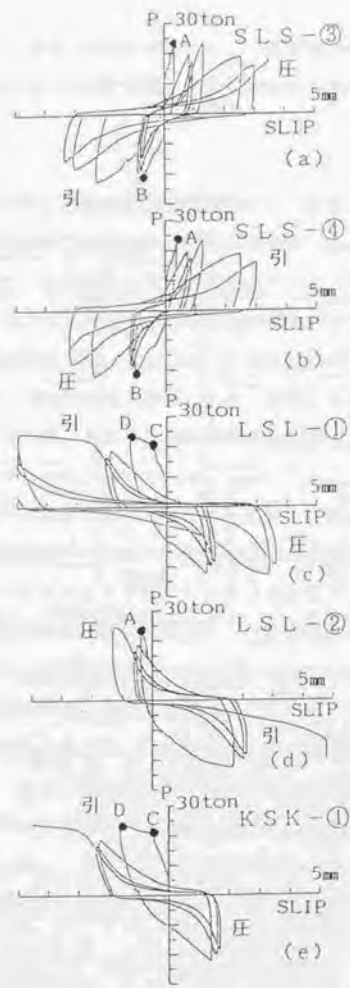


図2・5・19 荷重-すべり曲線

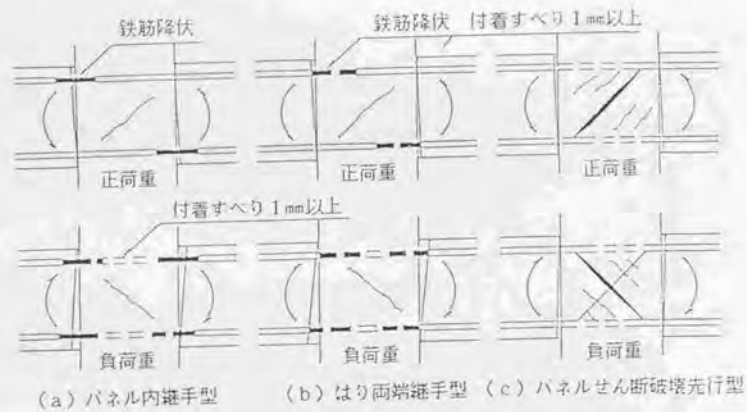


図2・5・20 接合部パネルの破壊機構
(変形振幅 $2R_y$ での第1正・負荷重)

2. 6 本章の結論

本章では20体の多くの実験を詳細に報告した。接合部パネルのせん断とはり主筋の付着に関する問題に焦点をあてて実験事実として主要なものを以下にまとめてここの結論とする。

D41を使用した実験では、柱軸方向力の有無がパネルのせん断破壊の程度に影響した。すなわち柱軸方向力のある方はない方よりせん断強度が高く、パネルコンクリートの破壊が外見上小さかった。しかし両者ともはり主筋のパネル内で付着破壊が生じすべりがかなりあった。そのためにはりのパネル内圧縮側の鉄筋の応力は引張となり、それに伴い柱軸方向力のある方の試験体では、はりの曲げ圧壊が激しかった。両試験体とも通常のはりの略算式による応力中心間距離で計算した曲げ強度よりもかなり高いはりの曲げモーメントまで上昇し、平面保持の仮定に基づく曲げ抵抗機構は大きく崩れたと思われる。

D51を使用した実験では、はり幅が40cmで柱幅の61%と狭くして2-D51をはり主筋として配筋すると接合部パネルはそれほど激しくは破壊せずはりの曲げ破壊が大きくなったが、はり幅をそのままにして3-D51をはり主筋として配筋するとパネルのせん断破壊が柱幅内のはり幅領域に局部的に生じた。はり幅を60cmとして柱幅の91%までに近づけて3-D51をはり主筋として配筋した場合にはパネルコンクリートの圧壊が生じた。パネルの最大せん断応力度はいずれも 100 kg/cm^2 を越える高い値に達した。パネルの圧壊が生じるときには、はりの曲げ破壊の進行が止まりパネル部分の変形だけが大きく進行した。しかし最大荷重まではフープや柱側面の中間軸筋の応力は大きくならず、圧壊が激しくなって変形が進行しても局部的には降伏するが全体的に弾性でせん断補強筋の効果は薄かった。はり主筋は全ての試験体でパネル区間で付着破壊してすべりを伴って、圧縮側の応力が引張に変化する。これによってはりの曲げ圧壊が促進された可能性が強い。

スラブ付一部Pcaの実験では、接合部パネルの最大せん断応力度は 85 kg/cm^2 程度と大きくなったにも拘らず、パネルのせん断破壊は激しくならざりはりの通し配筋した上端筋の付着すべりに伴うはり端部の回転が大きくなった。せん断破壊が激しくならなかったのは場所打スラブとPca壁板がパネルを拘束していたことによると考えられ、はり端部の回転が大きかったにも拘らず曲げ圧壊による耐力低下が少なかったのは曲げ圧壊

に対してはスラブと柱内に曲げ下げ定着した下端筋が有効で、スラブ側が引張の時の上端筋の抜け出しの方が端部の回転を大きくしたからと考えられる。

はり主筋に機械式継手を施した実験では、はり主筋量が多ければパネルがせん断破壊し、少なければなかったが、いずれにしてもはりの曲げ圧壊は生じた。はり主筋の降伏まではパネル内の付着長その他の条件によって付着強度が大きく付着破壊しないが、正負繰り返し荷重によってパネルからの抜け出しが逆荷重で押し戻されることが繰り返されると付着有効長さの減少と付着破壊が生じ易くなる。従ってはり主筋が滑動しないように継手がコンクリートに定着できれば、はり端部の大きな回転や曲げ圧壊が抑制された。

とくにパネルの両側のはり端部に継手が施されるとその効果が大きかった。

第3章 十字形はり・柱接合部パネル内はり主筋の 付着性状に関する研究