

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造建物の

耐震設計法に関する研究

境 有 紀

①

高強度材料を用いた
鉄筋コンクリート造建物の
耐震設計法に関する研究

東京大学大学院工学系研究科
建築学専門課程博士課程

境 有紀

1990年12月

論文要旨

本研究は、高層鉄筋コンクリート造建物の高強度材料の使用による実現を念頭におき、その耐震設計法の開発を目的とした実験的、解析的研究である。

近年、鉄筋コンクリート造建物の高層化に対する要求が高まっているが、高層建物の下層階の柱には高軸力がかかるため、高強度コンクリートを用いることが必要となってくる。フレームの設計法の現在の趨勢は、梁曲げ降伏型の崩壊機構を前提とする終局強度型の設計法であり、この設計法は1階柱脚に塑性ヒンジの発生を許容するため、その塑性変形能力が要求されている。

しかしながら、高強度コンクリートを用いたRC柱部材は、高強度コンクリートの普通強度コンクリートに比べて最大耐力以後の耐力低下が著しく、脆性的であるという材料的な性質により、靱性確保が難しいと言われている。特に、高層建物の1階の柱は高軸力下となるので、曲げ圧縮破壊によってその靱性能が決まる可能性が大きい。しかしながら、高強度コンクリートを用いたRC部材の靱性確保のためには、高強度、高配筋の横補強筋で横拘束することが有効とされているが、横補強筋と部材の靱性能の定量的な関係は把握されていない。

そこで本研究では、曲げせん断力と軸力を受け、曲げ圧縮破壊する高強度コンクリート、高強度横補強筋、普通強度の主筋を用いた柱部材の靱性能を定量的に把握することを目的として、曲げせん断実験、中心圧縮実験、そして円形拘束コンクリートの中心圧縮実験を行ない、これらのデータを基に横補強筋および軸力と部材の耐力と靱性能の定量的な関係について解析的に検討した。そして、必要な靱性を得るための横補強筋量の算定方法について示した。

また一方では、高強度材料を用いた高層鉄筋コンクリート造建物の実現のためには、フレームの設計方法を開発することも必要となる。そこで、鉄筋コンクリート造純フレームを対象として、その高強度材料の使用、そして高層化に伴ういくつかの問題点について解析的に検討した。

以下、各章の内容について述べる。なお、本論文は8章より構成される。

第1章「序論」では、本研究の目的について述べ、本論文で使用する主な用語と記号の定義を行なった。そして、既往の研究について本研究と関わりのある次の4つのテーマについてまとめた。

- ① 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究
- ② 高強度コンクリートの拘束効果に関する研究
- ③ 高強度コンクリートを用いたRC部材の曲げ挙動に関する研究
- ④ 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究

第2章「高強度材料を用いた柱部材の曲げせん断実験」では、圧縮強度 1000kgf/cm^2 程度の高強度コンクリートおよび降伏強度 4000kgf/cm^2 程度の主筋、降伏強度 $4000\sim 12000\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度横補強筋を用いた、曲げ変形が卓越して曲げ圧縮破壊するせん断スパン比2の柱部材の曲げせん断実験を行ない、その変形性能と横補強筋量および配筋方法の関係について検討した。

その結果、高強度コンクリートの脆性的な性質を補うために、高強度の横補強筋を用いば必要な変形能力を確保することが可能であること、同じ横補強筋量でも、中子を配筋することにより変形性能が向上すること、横補強筋の配筋詳細を中子のあるものとすれば、柱の変形性能は横補強筋の強度にほぼ比例すること、柱の変形性能は横補強筋によって実際に供給される横応力度によって決まることが示された。

第3章「高強度材料を用いた柱部材の中心圧縮実験」では、第2章で行なった曲げせん断実験の試験体からかぶりコンクリートと主筋を取り除いたコア部分を取り出して中心圧縮実験を行なった。その結果、曲げせん断力と軸力を受ける柱部材の変形性能は、コアコンクリートの軸応力度-軸歪度関係と強い相関があり、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係は、横補強筋による横応力度と強い相関があることが確認された。そして、第2章の曲げせん断試験体の配筋詳細による靱性能の違いは、横補強筋の横応力度-軸歪度関係の剛性の違いに起因すること、最大耐力点において、横補強筋が降伏していないことが多く、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係ひいては曲げせん断力と軸力を受ける柱部材の変形性能を評価するためには、横補強筋の横拘束耐力だけでなく、横拘束剛性を定量的に評価する必要があることを指摘した。

第4章「円形拘束コンクリートの中心圧縮実験」では、円形スパイラルで横拘束された $10\phi \times 20\text{cm}$ の円柱体の中心圧縮実験を行なった。高強度コンクリートは、高強度横補強筋で横拘束する必要が出てくるため、横拘束剛性は、横補強筋の強度によって様々に変化するが、既往の同様の実験では、これを考慮していないなどパラメータに偏りがあった。よってここでは、あらゆるパラメータを現実的な範囲で網羅するように設定して実験を行なった。即ち、パラメータとしてコンクリート強度、横補強筋比、横補強筋量（横補強筋比 \times 横補強筋強度）、横補強筋強度、横補強筋径を取り上げた。実験の結果、コンクリート強度が大きいほど横歪度が小さく、同じ横補強筋でも横応力度が小さくなるため、拘束効果が低くなることがわかった。そのため、第3章の柱の中心圧縮実験結果と同様に、最大応力点において横補強筋が降伏していないことが特にコンクリート強度が大きい場合に多く、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関

係を評価するためには、横補強筋の横拘束耐力だけでなく、横拘束剛性を定量的に評価する必要があることを指摘した。よって、横補強筋量が同じでも横補強筋比が異なれば、横補強筋の離散の影響の他に、横拘束剛性が異なるため横応力度が異なり、そのため拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係が異なる。

第5章「拘束コンクリートの構成則のモデル化」では、第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験結果を基に、横補強筋の横拘束剛性、コンクリート強度による横はらみの違いの影響を取り入れた形で拘束コンクリートの構成則のモデル化を行なった。そして任意の形状をもつ横補強筋の横拘束剛性を解析的に求めることによってモデルを拡張し、低強度から高強度の横補強筋を使用し、あらゆる配筋詳細をもつ横補強筋によって横拘束された低強度コンクリートから高強度コンクリートまでの拘束コンクリートに適用できる構成則モデルを提案した。そして、モデルを用いた解析結果と実験結果を比較することによってその妥当性を確認した。

第6章「曲げせん断力と軸力を受ける部材の耐力と変形性能の評価および設計」では、まず柱の変形性能を定量的に評価するために、第2章の曲げせん断実験と第3章の中心圧縮実験結果を分析し、限界変形点の定義を行なった。即ち柱の軸力を支えておりその崩壊が建物全体の倒壊につながるという重要度を考慮して、柱の軸力支持能力を評価するために、その軸変形に着目し、軸変形が急増する点の存在を指摘し、限界変形点と定義した。

次に、この限界変形点において、明確に水平耐力が低下すること、ヒンジ領域の圧縮コンクリートの平均軸応力度が最大となることを指摘し、圧縮コンクリートの限界歪を定義した。

そして、第5章で開発された解析モデルを曲げせん断力と軸力を受ける柱部材に適用して、限界変形点を予測し、耐力と変形性能を評価する方法を示し、これを用いた設計法の提案を行なった。

最後に、解析モデルを用いてパラメトリック解析を行ない、設計の目安を示すとともに限界変形のコンクリート強度、横補強筋、軸力比との関係について考察した。

第7章「鉄筋コンクリート造純フレームの設計」では、鉄筋コンクリート造純フレーム、特に高強度材料の使用が必要となる高層、超高層のRC造純フレームを対象とし、その高強度材料の使用、高層化に伴う主に次の3つの要因について解析的に検討した。

- ① 建物の高層化に伴う必要保有水平耐力の低減
- ② 高強度材料の使用による部材断面寸法の低減
- ③ 部材断面寸法の低減による重量と剛性の低減

その結果、一自由度系を用いた動的応答解析により設定した設計用スペクトルに従って設計されたフレームの梁の応答塑性率はほぼ一定値となり、必要保有水平耐力は、一自由度系の応答性状によって評価できること、固有周期が長い超高層建物では、断面の低減による周期の伸びと重量の減少による地震力の低減により、剛性の低下にもかかわらず層間変形角の応答値はあまり変化しないことがわかった。

第8章「まとめ」では、本論文全体をまとめた。

謝 辞

筆者は、学部4年から修士課程、博士課程と東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室に6年間にわたり、在籍させていただき、研究室内外の多くの方々のお世話になり、本論文をまとめることができました。

東京大学工学部教授 青山博之先生、東京大学工学部助教授 小谷俊介先生には、研究の場を与えていただき、終始暖かい御指導、有益な助言を賜りました。両先生には、直接御指導いただいたのは勿論、普段の研究姿勢を以て研究に対する取り組み方のお手本を示され、多くのことを学ばせていただきました。

東京大学地震研究所教授 南忠夫先生には、本論文の内容について有益な助言をいただくとともに、筆者が卒業論文をまとめる際に手とり足とり指導していただき、いわば「研究」の手ほどきをしていただきました。

東京大学生産技術研究所所長 岡田恒男先生、東京大学工学部教授 友沢史紀先生には、本論文の内容について有益な御示唆をいただきました。友沢先生には、円形拘束コンクリート試験体(本論文第4章)のコンクリート打ちの際に御配慮をいただきました。

東京大学工学部助手 細川洋治先生には、研究全般、それ以外のことと面倒を見ていただき、特に柱の曲げせん断実験、中心圧縮実験(本論文第2、3章)の計画、実施の際に多大なる御助力をいただきました。先生の御援助がなければ、実験実施に著しい支障をきたしたと言っても過言ではありません。

東京大学工学部助手 田才晃先生には、研究面について数々の相談に乗って下さると同時に、研究を離れた場でもいろいろとお世話になりました。

筆者が学部、修士課程に在籍していた時に、研究室の多くの諸先輩方、同輩そして後輩の方々のお世話になりました。ここにその名を記して謝意を表わしたいと思います；塩原等氏(筆者学部4年当時博士課程3年、現在建設省建築研究所)、Halim Youshie氏(同博士課程3年)、北山和宏氏(同修士課程2年、現在宇都宮大学助手)、定本照正氏(同修士課程2年、現在竹中工務店)、中村哲也氏(同修士課程2年、現在建設省)、李康寧氏(同修士課程2年、現在横浜国立大学助手)、香田伸次氏(同修士課程1年、現在清水建設技術研究所)、坂本成弘氏(現在大成建設技術研究所)、全大翰氏(現在大阪大学大学院)、浅海慎一郎氏(現在三菱重工)、加々美茂登氏(現在鉄建建設)、島田千悦子嬢(現在佐藤工業)、加藤徹也氏(現在大林組)、犬飼瑞郎君(現在建設省建築研究所)、榑直行君(現在大正海上火災)。特に、塩原等氏、定本照正氏には、筆者が学部4年当時何もわからない時に、様々な基本的な質問に親切に答えていただきました。李康寧氏には、氏作成の加力プログラム、断面解析

プログラムMVSC、グラフ作成プログラムLBP-PL0Tを使用させていただき、平面応答解析プログラムのことでいろいろ教えていただきました。

また、受託研究員、研究生として青山・小谷研究室に在籍された方々には、様々な面でお世話になりました；李声抑氏（筆者学部4年時在籍）、跡部義久氏（筆者学部4年～修士課程1年時在籍、大日本土木）、田中清氏（筆者修士課程1年～2年時在籍、フジタ工業技術研究所）、熊田誠謙氏（修士課程2年時～博士課程1年時在籍、大日本土木）、篠原敬治氏（筆者博士課程3年時在籍、神奈川県工業試験所）。特に田中氏には、氏が青山・小谷研究室に在籍された時は勿論、職場に戻られてからも、研究面、研究以外の面でお世話になり、円形拘束コンクリートの中心圧縮実験の実施の際は、高剛性試験機の使用に配慮していただきました。

筆者が修士課程2年から在籍させていただいたRCD研究会のメンバーの先生方を始め、武藤・梅村・青山・小谷研究室出身の諸先輩方には、研究会の討論等を通して様々な助言をいただきました。特に、横浜国立大学助教授 壁谷沢寿海先生、東京大学生産研究所講師 中埜良昭先生には、RCD研究会での壁フレーム設計例の作業を通して設計に関する様々な意見をいただきました。また、本論文のフレームの応答解析の際に壁谷沢先生の開発されたプログラムDANDYを使用させていただきました。新潟大学助教授 加藤大介先生には、拘束コンクリートの構成則に関していろいろ相談に乗っていただきました。

筆者が博士課程2年の時に行なった柱の曲げせん断実験および中心圧縮実験（本論文第2、3章）の準備、実施の際に多くの方々のお世話になりました。ここに名前を記して謝意を表わしたいと思います；試験体の製作に当たり勝俣英雄氏、久保田氏をはじめとする大林組技術研究所の方々、実験を行なう際に、東京大学工学部総合試験所大型構造物試験室技官の伊藤俊男氏、掛川保富氏、宮田武氏、同総合試験所試作室の森勇氏、青山・小谷研究室の方々；Lopez, Oscar氏（当時博士課程1年）、辰巳佳裕君（当時修士課程2年、現在清水建設）、河村克彦君（当時修士課程2年、現在三菱地所）、遠藤芳雄君、前田匡樹君（以上当時修士課程1年）、王曉敏嬢（当時研究生）、今川俊文君、今村敬君、尾越優君、菅原努君、田代大介君、日比純一君、峰尾学君（以上当時学部4年）。特に日比純一君は、共同研究者として実験の際、一緒に頑張ってくれました。

論文提出の締め切りが2ヶ月後に押し迫った博士課程3年の10月に行なった円形拘束コンクリートの中心圧縮実験（本論文第4章）の実施の際には、次の方々のお世話になりました；実験補助として、石川裕次君、李祥浩君（以上当時修士課程1年）、加藤信人君、嘉村武浩君、美原義徳君（以上当時学部4年）、コンクリート打ちの際に、野口貴文氏（東京大学工学部友沢研究室助手）、小野山貫造君（同修士課程2年）、高剛性試験機の使用の際に神田亨氏、佐々木聡氏（以上フジタ工業技術研究所）。

また、研究室以外の方々にも様々な有益な助言をいただきました。特に佐藤孝典氏

(清水建設技術研究所)には、柱の軸方向変形に関して有益な示唆をいただきました。

研究室の秘書の方々にもいろいろお世話になりました；上田みお子嬢（筆者学部4年時在籍）、久保民子嬢（筆者修士課程1年～2年時在籍）、神田香理嬢（筆者博士課程1年～3年時在籍）、上野久美子嬢（筆者博士課程3年時在籍）。

柱の曲げせん断実験（本論文第2章）は、一部、建設省New RC総プロの研究活動として研究費の援助をいただきました。柱の中心圧縮実験（本論文第3章）は、文部省科学研究費補助金・総合研究（研究代表者：青山博之）によりました。以上の実験の鉄筋の入手に際し東部大和電機製鋼、鮎子多氏をはじめとする住友電工に御協力いただきました。円形拘束コンクリートの中心圧縮実験のスパイラルの入手、加工の際に竹内氏をはじめとする高周波熱練に御協力いただきました。

筆者は、学部から大学院にかけて日本育英会、前沢育英財団、新日本奨学会より、博士課程3年時に竹中育英会より奨学金を受けました。

本論文は、実験が論文提出締め切りの2ヵ月前に終了し、本格的な執筆に取りかかったのが12月と時間的に大変厳しく、パソコン、レーザープリンター、大型計算機などのハードウェア、ワープロ、コンパイラー、様々なユーティリティーなどのソフトウェアなしには、まとめることはできなかったでしょう。これらの開発に携わった人々に感謝したいと思います。

最後に、父を亡くしたにもかかわらず、20代後半に至るまで大学院生として研究に専念することを「あんたが一番やりたいことをやりなさい」と言って、文句一つ言わずに見守ってくれた母にお礼を言いたいと思います。

1990年12月21日

境 有 紀

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法に関する研究

論文要旨

謝辞

目次

発表論文目録

1. 序論

- | | |
|---------------------------------------|------|
| 1.1 研究の目的 | 1- 1 |
| 1.2 用語および記号の定義 | 1- 4 |
| 1.2.1 用語 | |
| 1.2.2 記号 | |
| 1.2.3 記載方法 | |
| 1.3 既往の研究 | 1- 7 |
| 1.3.1 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究 | |
| 1.3.2 高強度コンクリートの拘束効果に関する研究 | |
| 1.3.3 高強度材料を用いた R C 部材の挙動に関する研究 | |
| 1.3.4 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究 | |

2. 高強度材料を用いた柱部材の曲げせん断実験

- | | |
|-------------------------|------|
| 2.1 実験の目的 | 2- 1 |
| 2.2 試験体特性 | 2- 1 |
| 2.2.1 試験体の設計 | |
| 2.2.2 試験体の製作 | |
| 2.2.3 材料特性 | |
| 2.3 試験方法 | 2- 9 |
| 2.3.1 加力方法 | |
| 2.3.2 計測方法 | |
| 2.4 実験結果 | 2-10 |
| 2.4.1 破壊性状 | |
| 2.4.2 復元力特性 | |
| 2.4.3 軸変形 | |
| 2.4.4 変形状状 | |
| 2.4.5 帯筋の歪 | |
| 2.4.6 最大耐力と変形性能 | |
| 2.4.7 帯筋による横応力度と変形性能の関係 | |
| 2.5 まとめ | 2-14 |

3. 高強度材料を用いた柱部材の中心圧縮実験	
3.1 実験の目的	3- 1
3.2 試験体特性	3- 1
3.2.1 試験体の設計	
3.2.2 試験体の製作	
3.2.3 材料特性	
3.3 試験方法	3- 2
3.3.1 加力方法	
3.3.2 計測方法	
3.4 実験結果	3- 3
3.4.1 実験結果の補正	
3.4.2 軸応力度－軸歪度関係	
3.4.3 帯筋による横応力度	
3.5 まとめ	3- 4
4. 円形拘束コンクリートの中心圧縮実験	
4.1 実験の目的	4- 1
4.2 試験体特性	4 -1
4.2.1 試験体の設計	
4.2.2 試験体の製作	
4.2.3 材料特性	
4.3 試験方法	4 -5
4.3.1 加力方法	
4.3.2 計測方法	
4.4 実験結果	4- 5
4.4.1 実験結果の補正	
4.4.2 軸応力度－軸歪度関係	
4.4.3 横補強筋による横応力度	
4.5 まとめ	4- 9

5. 拘束コンクリートの構成則のモデル化	
5.1 本章の目的	5- 1
5.2 モデル化の方針	5- 1
5.3 プレーンコンクリートの構成則	5- 2
5.4 円形拘束コンクリートの構成則	5- 3
5.4.1 応力の破壊条件	
5.4.2 歪の破壊条件	
5.4.3 終局時の軸応力度と軸歪度	
5.4.4 横応力度の評価	
5.5 角形拘束コンクリートへの適用	5- 9
5.5.1 円形横補強筋の横拘束剛性	
5.5.2 角形横補強筋の横拘束剛性	
5.5.2.1 外周フープ	
5.5.2.2 中子がある角形横補強筋	
5.6 拘束コンクリートの構成則のモデル化	5-14
5.6.1 応力度-歪度曲線の表示式	
5.6.2 実験結果との比較	
5.7 まとめ	5-16
6. 曲げせん断力と軸力を受ける部材の耐力と変形性能の評価および設計	
6.1 本章の目的	6- 1
6.2 限界変形点の定義	6- 1
6.3 限界歪の定義	6- 3
6.4 限界変形の推定	6- 5
6.5 実験結果との比較	6- 5
6.6 設計法の提案	6- 6
6.7 パラメトリック解析	6- 7
6.8 まとめ	6- 9

7. 高層鉄筋コンクリート造純フレームの耐震設計

- 7.1 解析の目的 7- 1
- 7.2 中高層RC純フレームの耐震設計法 7- 1
 - 7.2.1 対象建物
 - 7.2.2 フレームの設計法
 - 7.2.3 フレームのモデル化
 - 7.2.4 一自由度振動系モデルの設定
 - 7.2.5 設計用スペクトル
 - 7.2.6 フレームの応答解析
- 7.3 超高層RC純フレームの試設計 7- 1
 - 7.3.1 対象建物
 - 7.3.2 フレームの設計法
 - 7.3.3 フレームのモデル化
 - 7.3.4 静的非線形解析
 - 7.3.5 動的地震応答解析
- 7.4 まとめ 7- 5

8. まとめ

図、表および写真の一覧

参考文献

発表論文目録

・研究テーマによる分類

- | | |
|---|--------------------------------------|
| 1. 一自由度系による弾塑性地震応答解析 | 1, 2, 3, 12, 15 |
| 2. 震害を受けたRC部材のエポキシ樹脂による補修に関する研究 | 4, 5, 6, 7 |
| 3. 鉄筋コンクリート造フレームの弾塑性地震応答解析および
終局強度型耐震設計法に関する研究 | 8, 9, 10, 11, 13
14, 16 |
| 4. 高強度コンクリートを用いたRC部材および
RCフレームの耐震設計法に関する研究 | 17, 18, 19, 20, 21
22, 23, 24, 25 |

・発表論文一覧 (1990年12月現在)

[1] 境有紀

地震動の破壊力に関する研究
東京大学卒業論文、1986年2月

[2] 定本照正、境有紀、南忠夫、青山博之

八戸工業高等専門学校南棟の地震被害に関する考察
第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986年6月

[3] 境有紀、南忠夫、小谷俊介、青山博之

地震動の破壊力に関する研究
日本建築学会大会学術講演梗概集B構造I、pp.437-438、1986年8月

[4] 田才晃、小谷俊介、青山博之、境有紀

付着割裂破壊を対象とした補修に関する実験的研究(その1)
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、pp.595-596、1986年8月

[5] 田才晃、境有紀、青山博之

付着割裂破壊した鉄筋コンクリート部材のエポキシ樹脂による補修効果
第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986年12月

[6] 境有紀、田才晃、小谷俊介、青山博之

震害を受けた鉄筋コンクリート造部材のエポキシ樹脂による補修に関する
実験的研究
コンクリート工学年次論文報告集第9巻第2号、1987年6月

- [7] Tasai, A. Sakai, Y. Otani, S. and Aoyama, H.
Experimental Study on Repair with epoxy Resin for Damaged Reinforced
Concrete Members
Transactions of the Japan Concrete Institute Vol.9, 1987
- [8] 境有紀、小谷俊介、青山博之
フレーム応答解析における縮約解法
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、pp. 265-266、1987年10月
- [9] 境有紀
鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計法に関する研究
東京大学大学院修士論文、1988年2月
- [10] 境有紀、小谷俊介、青山博之
靱性に依存する鉄筋コンクリート造純フレームの設計用地震力スペクトル
コンクリート工学年次論文報告集第10巻第3号、1988年6月
- [11] 青山博之、境有紀、小谷俊介
靱性に依存する鉄筋コンクリート造純フレームの設計用柱応力の割増率
コンクリート工学年次論文報告集第10巻第3号、1988年6月
- [12] Otani, S. Sakaki, N. and Sakai, Y.
Damage on Concrete Structures from The 1985 Mexico Earthquake
Proceedings of the Japan Concrete Institute Vol.10 No.3, 1988.6
- [13] 境有紀
終局強度型耐震設計におけるRC純フレームの柱曲げモーメントの動的割増率
日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、1988年10月
- [14] Sakai, Y., Otani, S. and Aoyama, H.
Design Earthquake Spectra for Ductile Reinforced Concrete Frame
Structures
Transactions of the Japan Concrete Institute Vol.10, 1988.12
- [15] Otani, S., Sakaki, N. and Sakai, Y.
Damage on Concrete Structures from The 1985 Mexico Earthquake
Transactions of the Japan Concrete Institute Vol.10, 1988.12

- [16] 境有紀、小谷俊介、青山博之
中高層RC純フレームの終局強度型耐震設計
構造工学論文集 Vol.35B、1989年3月
- [17] 境有紀、遠藤芳雄、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式
コンクリート工学年次論文報告集第11巻第2号、1989年6月
- [18] 遠藤芳雄、境有紀、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式
(その1) 曲げ耐力
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1989年10月
- [19] 境有紀、遠藤芳雄、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式
(その2) せん断耐力
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1989年10月
- [20] 境有紀、日比純一、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ変形性状に関する実験的研究
コンクリート工学年次論文報告集第12巻第2号、1990年6月
- [21] 青山博之、境有紀、日比純一、小谷俊介
高強度コンクリートを用いたRC柱に関する実験的研究
(その1) 曲げせん断実験とその結果の概要
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1990年6月
- [22] 日比純一、境有紀、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いたRC柱に関する実験的研究
(その2) 帯筋と曲げ変形性能の関係
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1990年10月
- [23] 境有紀、日比純一、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いたRC柱に関する実験的研究
(その3) 中心圧縮実験
日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ、1990年10月

- [24] 境有紀、河村克彦、小谷俊介、青山博之
高強度コンクリートを用いた超高層RCフレームの耐震設計
第8回日本地震工学シンポジウム講演集、1990年12月
- [25] Sakai, Y., Hibi, J., Otani, S. and Aoyama, H.
Experimental Study on Flexural Behavior of Reinforced Concrete Columns
Using High Strength Concrete
Transactions of the Japan Concrete Institute Vol.12, 1990.12

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 研究の目的

本研究の目的は、高層鉄筋コンクリート造建物の高強度材料の使用による実現のために、その耐震設計法を実験的、解析的手法を用いて開発することである。

近年、鉄筋コンクリート造建物の高層化に対する要求が高まっているが、高層建物の下層階の柱には高軸力がかかるため、高強度コンクリートを用いることが必要となってくる。フレームの設計法の現在の趨勢は、梁曲げ降伏型の崩壊機構を前提とする終局強度型の設計法であり、この設計法は1階柱脚に塑性ヒンジの発生を許容するため、その塑性変形能力が要求されている。

しかしながら、高強度コンクリートを用いたRC柱部材は、高強度コンクリートの普通強度コンクリートに比べて最大耐力以後の耐力低下が著しく、脆性的であるという材料的な性質により、靱性確保が難しいと言われている。

そのため、普通強度コンクリートを用いた柱では、変動軸力によって大きな軸力が生じる外柱、隅柱を除いて特に考慮する必要のなかった、圧縮靱性を確保するための耐震規定が、高強度コンクリートを用いた柱には必要となってくると考えられる。特に、高層建物の1階の柱は高軸力下となるので、曲げ圧縮破壊によってその靱性能が決まる可能性が大きい。

高強度コンクリートを用いたRC部材の靱性確保のためには、高強度、高配筋の横補強筋で横拘束することが有効とされているが、横補強筋と部材の靱性能の定量的な関係は把握されていない。

そこで本研究では、曲げせん断力と軸力を受け、曲げ圧縮破壊する高強度コンクリート、高強度横補強筋、普通強度の主筋を用いた柱部材の靱性能を定量的に把握することを目的として、曲げせん断実験、中心圧縮実験、そして円形拘束コンクリートの中心圧縮実験を行ない、これらのデータを基に横補強筋および軸力と部材の耐力と靱性能の定量的な関係について解析的に検討した。そして、必要な靱性を得るための横補強筋量の算定方法について示した。

また一方では、高強度材料を用いた高層鉄筋コンクリート造建物の実現のためには、フレームの設計方法を開発することも必要となる。そこで、鉄筋コンクリート造純フレームを対象として、その高強度材料の使用、そして高層化に伴ういくつかの問題点について解析的に検討した。

以下、各章ごとにその概要を述べる。なお、本論文は8章より構成される。

第1章「序論」では、本研究の目的について述べ、本論文で使用する主な用語と記号の定義を行なう。そして、既往の研究について本研究と関わりのある次の4つのテーマについてまとめる。

- ① 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究
- ② 高強度コンクリートの拘束効果に関する研究
- ③ 高強度コンクリートを用いたRC部材の曲げ挙動に関する研究
- ④ 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究

第2章「高強度材料を用いた柱部材の曲げせん断実験」では、圧縮強度 1000kgf/cm^2 程度の高強度コンクリートおよび降伏強度 4000kgf/cm^2 程度の主筋、降伏強度 $4000\sim 12000\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度横補強筋を用いた、曲げ変形が卓越して曲げ圧縮破壊するせん断スパン比2の柱部材の曲げせん断実験を行ない、その変形性能と横補強筋量および配筋方法の関係について検討する。

第3章「高強度材料を用いた柱部材の中心圧縮実験」では、第2章で行なった曲げせん断実験の試験体からかぶりコンクリートと主筋を取り除いたコア部分を取り出して中心圧縮実験を行ない、実験結果をコアコンクリートの軸応力度-軸歪度関係、横補強筋の横応力度-軸歪度関係から検討する。

第4章「円形拘束コンクリートの中心圧縮実験」では、円形スパイラルで横拘束された $10\phi \times 20\text{cm}$ の円柱体の中心圧縮実験を行なう。高強度コンクリートは、高強度横補強筋で横拘束する必要があるため、横拘束剛性は、横補強筋の強度によって様々に変化するが、既往の同様の実験では、これを考慮していないなどパラメータに偏りがあった。よってここでは、あらゆるパラメータを現実的な範囲で網羅するように設定して実験を行なう。即ち、パラメータとしてコンクリート強度、横補強筋比、横補強筋量（横補強筋比 \times 横補強筋強度）、横補強筋強度、横補強筋径を取り上げた。そして実験結果を、軸応力度-軸歪度関係、横応力度-軸歪度関係から検討し、コンクリート強度、横補強筋の違いによるその影響について検討する。

第5章「拘束コンクリートの構成則のモデル化」では、第4章の円形拘束コンクリートの中心圧縮実験結果を基に、横補強筋の横拘束剛性、コンクリート強度による横はらみの違いの影響を取り入れた形で拘束コンクリートの構成則のモデル化を行なう。そして任意の形状をもつ横補強筋の横拘束剛性を解析的に求めることによってモデルを拡張し、低強度から高強度の横補強筋を使用し、あらゆる配筋詳細をもつ横補強筋によって横拘束された低強度コンクリートから高強度コンクリートまでの拘束コンクリートに適用できる構成則モデルを提案する。

第6章「曲げせん断力と軸力を受ける部材の耐力と変形性能の評価および設計」では、まず柱の変形性能を定量的に評価するために、第2章の曲げせん断実験と第3章の中心圧縮実験結果を分析し、限界変形点の定義を行なう。その際、柱の軸力を支えておりその崩壊が建物全体の倒壊につながるという重要度を考慮して、柱の軸力支持能力を評価するために、その軸変形に着目する。

次に、この限界変形点における圧縮コンクリートの性状について考察し、その物理的意味を明らかにし、圧縮コンクリートの限界歪を定義する。

そして、第5章で開発された解析モデルを曲げせん断力と軸力を受ける柱部材に適用して、限界変形点を予測し、耐力と変形性能を評価する方法を示し、これを用いた設計法の提案を行なう。

最後に、解析モデルを用いてパラメトリック解析を行ない、設計の目安を示すとともに限界変形のコンクリート強度、横補強筋、軸力比との関係について考察する。

第7章「鉄筋コンクリート造純フレームの設計」では、鉄筋コンクリート造純フレーム、特に高強度材料の使用が必要となる高層、超高層のRC造純フレームを対象とし、その高強度材料の使用、高層化に伴う主に次の3つの要因について解析的に検討する。

- ① 建物の高層化に伴う必要保有水平耐力の低減
- ② 高強度材料の使用による部材断面寸法の低減
- ③ 部材断面寸法の低減による重量と剛性の低減

第8章「まとめ」では、本論文全体をまとめる。

1.2 用語および記号の定義

本節では、本論文で使用する主な用語および記号の定義について説明する。

1.2.1 用語

● コンクリート

本論文では、次のように定義する。

- ・ 高強度コンクリート：圧縮強度が 800kgf/cm^2 以上のコンクリート
- ・ 中強度コンクリート：圧縮強度が 400kgf/cm^2 以上、 800kgf/cm^2 以下のコンクリート
- ・ 低強度コンクリート（普通強度コンクリート）：圧縮強度が 400kgf/cm^2 以下のコンクリート

● 帯筋、横補強筋

主筋と直交方向に配筋される補強筋の呼称としては、柱では「帯筋」、「フープ」、梁では「あばら筋」、「スターラップ」が用いられている。これらの補強筋の役割としては、次のようなものがある。

- ① せん断力に対する抵抗
- ② コアコンクリートの拘束
- ③ 主筋の座屈防止
- ④ 付着割裂の防止

これらの役割に対応して特に①、②については、①せん断補強筋、②拘束筋という呼称、また、これらを総称した「横補強筋」という呼称もある。これらの補強筋は、上に示した4つの役割のうちある特定のもののみに機能するのではなく、複合的にその役割を果たすものである。そこで、役割を特定する呼称は用いず、「横補強筋」を用いることとする。ただし、第2、3章に限っては、特に柱を対象とした実験なので、呼称の短さという簡便性から「帯筋」を用いることとする。

● 応力度と歪度

「単位面積あたりの力」という意味での応力と応力度、「単位長さあたりの変形」という意味での歪と歪度は、混同して用いられているが、本論文では慣用的に応力、歪を用いる場合（例えば「応力」の破壊条件、終局歪）以外は、原則として応力度、歪度を用いる。また、主方向の応力度、歪度をそれぞれ軸歪度、軸応度、直交方向の応力度、歪度をそれぞれ横応度、横歪度と呼ぶ。ただし、単に応力度、歪度と呼ぶ時は、特に断らない限りそれぞれ軸応度と軸歪度を表わす。

●横補強筋の横拘束剛性と横拘束耐力

本研究では、横補強筋のコンクリートの横はらみに対する抵抗性能を横拘束剛性と横拘束耐力の2つの面から捉えている。円形拘束コンクリートの横拘束剛性は、横補強筋比 p_w に依存し、横拘束耐力は、 $p_w \sigma_{wy}$ に依存する。また、角形拘束コンクリートの横拘束剛性は、同じ p_w でも円形のそれより低い、横拘束耐力は、等しいと考えている。

1.2.2 記号

- w_c : コンクリートの気乾単位容積重量
 η : 軸力比=軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度
 F_c : コンクリート設計規準強度
 σ_B : コンクリート1軸圧縮強度
 σ_t : コンクリートの引張強度
 A_w : 横補強筋断面積
 b : 柱幅
 S : 横補強筋のピッチ
 R : 円柱体の直径★
 D : 柱せい
 p_w : 帯筋比、横補強筋比 ($= 2 A_w / b D$)
 σ_{wy} : 帯筋降伏強度、横補強筋降伏強度
 E_s : 鉄筋の初期剛性
 E_c : コンクリートの初期剛性
 σ_z : 軸応力度、加力方向の応力度
 ε_z : 軸歪度、加力方向の歪度
 σ_r : 横応力度、加力方向に直交する方向にコンクリートがはらもうことによって帯筋に生じる力によって横方向からコンクリートに供給される応力度
 σ_s : 横補強筋に生じる応力度
 ε_r : 横歪度、加力方向に直交する方向にコンクリートがはらもうことによって生じる歪度 (= 横補強筋に生じる歪度)
 σ_{rm} : コンクリートの軸応力度-軸歪度関係の最大応力点における横補強筋による横応力度
 σ_{cm} : 拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係の最大軸応力度
 ε_{cm} : 拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係の最大応力点における軸歪度
 ε_m : プレーンコンクリートの軸応力度-軸歪度関係の最大応力点における軸歪度
 σ_u : プレーンコンクリートの終局時 (平均軸応力度が最大となる時) の軸応力度
 ε_u : プレーンコンクリートの終局時 (平均軸応力度が最大となる時) の軸歪度

σ_{cu} : 拘束コンクリートの終局時(平均軸応力度が最大となる時)の軸応力度

ε_{cu} : 拘束コンクリートの終局時(平均軸応力度が最大となる時)の軸歪度

α : 横補強筋の離散による横応力度の低減率($= 1 - S/R$)

β : コンクリート強度による最大応力時の横応力度の低減率

γ : 横補強筋の不整形による横拘束剛性の低減率

p_w' : 有効横拘束筋比($= \alpha \gamma p_w$)

X_n : 中立軸深さ

X_{n1} : 中立軸深さ/部材せい

ε_a : 断面の平均軸歪度

R : 部材変形角★

※ ★のついたものは、同じ記号を2通り以上の意味に使うことを示す。

1.2.3 記載方法

記載方法についていくつか説明しておく。

●簡条書は簡条の先頭の記号によって次の3通りを使い分けている。

① 丸数字(①、②…)

② 括弧数字((1)、(2)…)

③ 点(・)

①は、簡条が並列であることを示している。

②は、簡条が数字の小さい順番であることを示す。

③は、基本的には①と同じだが、①よりは、より羅列的で簡条書の数が多い場合に用いている。

●文献番号は[]で表わす。[]の中の数字は、本論文末尾の文献リストの番号を指す。

1.3 既往の研究

本節では、高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材およびフレームに関する既往の研究の中で本研究に関係する次の4つについてまとめた。

- ① 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究
- ② 高強度コンクリートの拘束効果に関する研究
- ③ 高強度材料を用いたRC部材の曲げ挙動に関する研究
- ④ 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究

なお本節に限って、用語および記号は、1.2 用語および記号の定義で示したのではなく、既往の研究の論文に掲載されたものをそのまま用いたものもある。

1.3.1 高強度コンクリートの材料的性質に関する研究

高強度コンクリートの材料的性質は、ACI Committee 363 によって、アメリカにおける1983年頃までの高強度コンクリートに関する研究についてまとめられた報告[6]がある。これを要約すると次のようになる。

・一軸圧縮状態での応力度-歪度関係は、上昇部分については、コンクリートが高強度になるほどその傾きはより直線的で急勾配となる。最大応力度点における歪度は、コンクリートが高強度になるとやや大きくなる。最大応力度点以降の下降部分は、コンクリートが高強度になるほど急勾配となり、脆性的となる(図1.1)。

・弾性係数は、コンクリートが高強度になるについて上昇するが、ACI Building Code[5]に示された式により高強度コンクリートの弾性係数を求めると、やや過大評価になる。Carrasquilloらは、次の関係を示している[7]。

$$E_c = 10600 \sqrt{\sigma_u} + 70000 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (210 < \sigma_u < 840 \text{ kgf/cm}^2) \quad (1.1)$$

E_c : 弾性係数(kgf/cm²)、 σ_u : 圧縮強度(kgf/cm²)

ちなみに、ACI Building Code[5]による式およびこれを基にした日本建築学会のRC規準[1]による式を下に示す。

・ACI Building Code

$$E_c = 33w_c^{1.5} \sqrt{\sigma_u} \quad (\text{psi}) \quad (1.2)$$

E_c : 弾性係数(psi)、 w_c : コンクリートの気乾単位容積重量(pcf)、
 σ_u : 圧縮強度(psi)

・日本建築学会 R C 規準

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \times (\gamma / 2.3)^{1.5} \times \sqrt{\sigma_u / 200} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1.3)$$

E_c : 弾性係数 (kgf/cm²)、 γ : コンクリートの気乾単位容積重量 (t/m³)、

σ_u : 圧縮強度 (kgf/cm²)

・割裂強度は、普通強度コンクリートでは圧縮強度の10%であるのに対して、高強度コンクリートでは5%になるとしている。

一方、日本においても近年多くの研究がなされているが、ここでは、六車、友沢らの研究を紹介しておく。

六車は、高強度コンクリートを構造物に適用するために、その強度特性、応力度－歪度関係、クリープ、乾燥収縮特性、疲労特性を調べ、その特徴を述べている[8]。

友沢らは、高強度コンクリートの圧縮強度と弾性係数、圧縮強度時の歪、ポアソン比、引張強度等の基礎的力学特性の関係について非常に多くの実験データを基に論じている。弾性係数については次の関係式を提案している(図1.2(1))。

$$E_c = 9200 \sigma_u^{0.3} \gamma^2 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1.4)$$

E_c : 弾性係数 (kgf/cm²)、 γ : コンクリートの気乾単位容積重量 (ton/m³)、

σ_u : 圧縮強度 (kgf/cm²)

これは、Carrasquilloらの提案する式とはほぼ一致するが、コンクリート強度 σ_u の適用範囲が限定されず、実用性が高い。また、これらの基礎的力学特性は、骨材によって異なり、圧縮強度で一意的に決めるのは難しいとも述べている。

圧縮強度時のひずみと圧縮強度の関係は、骨材の種類によってばらつきが大きいとしている(図1.2(2))。

ポアソン比についてもばらつきが大きい、圧縮強度が大きくなると若干大きくなると述べている(図1.2(3))[9]。

1.3.2 高強度コンクリートの拘束効果に関する研究

圧縮コンクリートの拘束効果については、古くはRichart らによる研究[12]に始まり、現在に至るまで数多くの研究がなされている[13～17][37]。ここでは、本論文の研究対象を考え、次に示す場合に限定してまとめを行なった。

- ① 比較的低い受動側圧を受ける場合
- ② 高強度コンクリートをその対象に含む場合

Pafitis らは、コンクリート強度が大きくなると応力度-歪度関係の上り勾配がより直線的になるという性質を取り入れた形で、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係をモデル化している。そして、このモデルを既往の柱の中心圧縮実験と比較し、更にこのモデルを用いて平面保持を仮定した断面曲げ解析を行ない、モーメント-曲率関係を求めて、既往の曲げせん断実験結果と比較し、モデルの妥当性を示している[18~20]。

Ahmad らは、3軸応力下のコンクリートの塑性現象をよく表現するといわれる八面体応力、八面体歪度に着目し、破壊条件、応力度-歪度関係を提案している[21]。そして、提案した能動側圧に対する構成則モデルを受動側圧の場合に適用する方法について示し、スパイラルによって拘束された圧縮強度 210kgf/cm^2 から 650kgf/cm^2 のコンクリートの中心圧縮実験結果と比較し、その妥当性を示している[22]。

Martinezらは、圧縮強度 830kgf/cm^2 の普通コンクリート、圧縮強度 620kgf/cm^2 程度の軽量コンクリートを用い、降伏強度 4000kgf/cm^2 程度の円形スパイラルによって横補強された円柱体の中心圧縮実験を行なっている。その結果、Richart による提案式(式(1.5))における側圧 f_2 を横補強筋が降伏しているとし、横補強筋の離散の効果をIyengar らの提案式[47]で評価する(式(1.6))ことによって、式(1.5)が高強度コンクリートについてもほぼ成立するとしている。そしてこれらの実験結果を基にし、拘束コンクリートの構成則モデルを提案している。

$$f_c = f_c' + 4.1 f_2 \quad (1.5)$$

$$f_2 = p_w \sigma_{wy} (1 - S/D) \quad (1.6)$$

f_c : 拘束コンクリートの圧縮強度、 f_c' : プレーンコンクリートの圧縮強度

f_2 : 側圧、 p_w : 横補強筋比、 σ_{wy} : 横補強筋降伏強度

S : 横補強筋ピッチ、 D : 部材せい

Abdel-Fattahらは、普通強度および高強度コンクリート($240 \sim 640\text{kgf/cm}^2$ 程度)を用いた拘束コンクリートの応力度-歪度関係のせん断力および載荷パスによる影響について調べている。その結果、これらの影響はかなり小さいという結論を得ている。

六車らは、普通強度から高強度のコンクリート($318\text{kgf/cm}^2 \sim 900\text{kgf/cm}^2$)と円形および角形スパイラルフープ筋($1950\text{kgf/cm}^2 \sim 14250\text{kgf/cm}^2$)を用い、横拘束した

円柱および角柱の中心圧縮実験を行なっている。その結果、コンクリート強度が大きいほど拘束効果が緩慢で、極めて多量の横補強筋が必要であると述べている。そして、高強度コンクリートは、横拘束筋に高強度鉄筋を用いてコンクリートの圧壊に至るまで横拘束筋を降伏させないことが重要であるとしている[26]。また、次に定義する拘束係数 C_c によって拘束の効果を表現できるとして、実験データの回帰解析を行ない、構成則モデルを提案している[27]。

$$C_c = \rho_s \sqrt{f_y / f'_c} (1 - 0.5 S / W) \quad (1.7)$$

C_c : 拘束係数、 ρ_s : 横拘束筋の拘束コンクリートコアに対する体積比

f_y : 横拘束筋降伏強度 (kgf/cm^2)

f'_c : プレーンコンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)

S : 横拘束筋のピッチ、 W : 横拘束コア断面最小寸法

更に、高強度コンクリートを用いた柱の曲げせん断実験を行ない、実験結果と適合するように構成則モデルの修正を行なっている[28][29]。

加藤らは、普通強度から高強度のコンクリート ($400, 600, 800 \text{ kgf/cm}^2$) と角形フープ筋 (降伏強度 $4000, 8000, 12000 \text{ kgf/cm}^2$) を用いて横拘束した角柱の中心圧縮実験を行ない、拘束コンクリートの応力度-歪度関係について検討している。そして、角形フープ筋の断面方向の拘束が不均一であることを、有効拘束剛性という形で考慮し、これを用いて最大応力時のポアソン数を推定することによって、角形拘束コンクリートの応力度-歪度関係を推定している[34]。更に、これを曲げせん断力を受ける部材の靱性能の評価に適用している[35]。

畑中らは、独自に開発した横拘束装置を組み込んだ高剛性試験機を用いて低側圧3軸圧縮下の普通強度コンクリートの塑性変形挙動について調べている[36]。試験体の形状 (高さ-辺長の比)、側圧の載荷過程 (一定側圧、漸増側圧)、側圧載荷箇所 (均一、集中) および2方向の側圧の相異が3軸圧縮下のコンクリートの応力度-歪度関係に及ぼす影響について検討し、3軸圧縮下のコンクリートの構成則モデルを提案している。そして、これを高強度コンクリートに拡張し、構成則モデルの修正を行なっている。更に、円形拘束コンクリート (コンクリート強度 $143 \sim 775 \text{ kgf/cm}^2$ 、横補強筋降伏強度 $2800 \sim 13300 \text{ kgf/cm}^2$ 、横補強筋間隔 $1.25 \sim 5 \text{ cm}$) の中心圧縮実験を行ない、側圧-軸歪度曲線の数式モデルを作成して先に提案した構成則モデルから円形拘束コンクリートの応力度-歪度関係を推定している[38][39]。

佐藤らは、鋼管の軸方向伝達を無くすために、鋼管の内面に厚さ約 0.2 mm のアンボンド材を塗布した円形鋼管コンクリートの中心圧縮実験 (コンクリート強度 $262 \sim 627 \text{ kgf/cm}^2$) を行なっている。そして、すべり面角度を考慮することによって、その応

力度-歪度関係について解析的に検討している[39]。

肖らは、円形鋼管によって横拘束されたコンクリートの中心圧縮実験（コンクリート強度 $270\sim 487\text{kgf/cm}^2$ ）を行ない、その結果に基づき、八面体応力-八面体歪関係によってその構成則をモデル化している。実験の際、試験体中央部における軸方向歪を正確に測定するために柱中心に埋設したパイプの内面の軸方向歪を測定するという方法をとっている[40][41]。

樹田らは、降伏強度 5000kgf/cm^2 程度の円形スパイラルで横拘束されたコンクリート強度 $600\sim 1200\text{kgf/cm}^2$ 程度の円柱体の中心圧縮実験を行ない、スパイラルによる横応力度を実験結果から得られた値を用いることによって、Richartの提案する式(1.5)における係数4.1が、高強度コンクリートの場合には大きくなることを示している[43]。

1.3.3 高強度コンクリートを用いたRC部材の曲げ挙動に関する研究

高強度コンクリートを用いたRC部材の実験は、ここ数年盛んに行なわれるようになり、その数もかなりのものとなっている。ここでは、本論文に関連した曲げ挙動を対象とした部材実験についてまとめを行なった。

Leslieらは、コンクリート強度が $651\sim 826\text{kgf/cm}^2$ の長方形梁の曲げ実験を行ない、ACI規準[5]の長方形ストレスブロックでは、コンクリート強度 f_c' が 560kgf/cm^2 以上の梁の性状を予測し得ないとし、やや過小評価となるが、圧縮縁応力度をコンクリート強度 f_c' 中立軸位置を0とした三角形ストレスブロックを用いることを提案した[49]。

これに対し、Ghoshらは、釣り合い鉄筋比以下の曲げ部材は、最大モーメントはコンクリート強度、ストレスブロックの形状の影響をあまり受けず、高強度コンクリートを用いてもあまり効果がないのではないか、という討論を行なっている[50]。

しかしながら、Hanksらは、普通強度コンクリートと高強度コンクリート（ 800kgf/cm^2 程度）を用いた梁の大変形での繰返し加力試験を行ない、その結果をエネルギー消費から比較することによって、高強度コンクリートを用いた梁の方が圧縮強度に余裕があるため、良好なエネルギー消費能を示し、梁に高強度コンクリートを用いる効果を示した[51]。

黒正らは、コンクリートの圧縮強度を $200\text{kgf/cm}^2\sim 800\text{kgf/cm}^2$ とし、拘束筋量、せん断スパン比を変化させて、梁の曲げせん断実験を行ない、これらの因子と変形能

力の関係を調べている[52][53]。

また、コンクリートの圧縮強度を $200\text{kgf/cm}^2 \sim 800\text{kgf/cm}^2$ とし、拘束筋量、軸力を変化させて、柱の曲げせん断実験を行ない、これらの因子と変形能力の関係を調べている。その結果、高強度コンクリートを用いた柱を靱性のあるものとするには、軸力を普通強度コンクリートを用いた柱より低く抑える必要があるとしている[54][55]。

そして、200、400、600、800 kgf/cm^2 とコンクリート強度を変え、材料試験によって得られたコンクリートの軸応力度—軸歪度関係を用いて、平面保持を仮定した断面曲げ解析を行なって終局曲げモーメントが同じになるように、柱の断面寸法を決めるという方法で柱を設計し、曲げせん断実験を行なっている。その結果、高強度コンクリートを用いることにより断面を小さくして、普通強度コンクリートを用いた部材と同程度以上の変形性能をもつ柱が設計可能であること、高強度コンクリートを用いた柱はその履歴性状がS字形となることを示した(図1.3)[56]。

菅野らは、圧縮強度400、600、800 kgf/cm^2 の高強度コンクリート、降伏強度3000、8000、13000 kgf/cm^2 の高強度横補強筋を使用した柱の中心圧縮実験と曲げせん断実験を行なっている。その結果、曲げせん断実験において、曲げ耐力時のせん断応力度を横補強筋比 \times 横補強筋強度とする全補強式でせん断補強すれば、曲げ降伏を先行させることができ、軸力比が同じであればコンクリート強度によらず同等の変形性能を得ることができるとしている。しかしながら、中心圧縮実験、曲げせん断実験双方において、横補強筋量の増加による圧縮靱性の向上は、コンクリート強度が大きいほど緩慢であるとしている。また、高強度コンクリートの横拘束に横補強筋量のみならず、配筋詳細が大きく影響すると述べている[57～60]。

坂口らは、圧縮強度1000 kgf/cm^2 の高強度コンクリート、主筋に降伏強度10000 kgf/cm^2 、横補強筋に14000 kgf/cm^2 の高強度鉄筋を用いた柱の曲げせん断実験を行ない、そのうち曲げの卓越する試験体について、エネルギー吸収面積および残留変形が小さいS字形履歴ループとなったこと、拘束コンクリートの応力度—歪度関係を拘束効果を考慮した台形分布とすることで終局曲げ耐力を精度よく推定できることを示している[61][62]。

本田らは、コンクリート強度を360～600 kgf/cm^2 、横補強筋降伏強度を4100～16500 kgf/cm^2 、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を30.7～160.5 kgf/cm^2 とした中心圧縮、引張実験、コンクリート強度を480～800 kgf/cm^2 、横補強筋降伏強度を2000～18000 kgf/cm^2 、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を12.8～263 kgf/cm^2 、軸力比を0.24～0.8、主筋配筋を12-D13、12-D16とし、中子のある横補強筋を用いた柱の曲げせん断実験と、パラメータを非常に広範囲に変化させた実験を行なっている。その結果、中心圧縮実験から、拘束コンクリートの終局歪は、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ にはほぼ比例すること、圧縮と引張を交互に受ける場合は単調圧縮より高い靱性が得られることを示している。曲げせん断実験からは、

$p_w \sigma_{wy}$ / 最大せん断応力度を軸力比に応じて1~2とすれば、限界変形角（耐力が最大耐力の80%に低下する時の変形角）1/50を確保できるとしている。また、 $p_w \sigma_{wy}$ が同じなら、降伏強度が低い方が高い耐力を示すとしている。そして、更に仮想的実験を行ない、静的実験との対応を明確にしている。また、最大応答変位が限界変形の50%を越える場合は残留変形が生じるとしている[63]。

黄らは、圧縮強度928kgf/cm²の高強度コンクリート、主筋に降伏強度8800kgf/cm²、横補強筋に13600kgf/cm²の高強度鉄筋を用いた柱の曲げせん断実験を行ない、主筋量、軸力が破壊性状、最大耐力、変形性能に与える影響について検討している[64][65]。

平石らは、一定軸力下で単調水平載荷を受け、曲げ変形が卓越してコンクリートが圧壊して破壊に至る柱の変形の限界を、柱のエネルギー吸収性状の面から引張鉄筋の伸びが最大となる時と定義し（これを安定限界と呼んでいる）、この時の危険断面のコンクリートの圧縮縁歪、曲率、中立軸位置の算定方法を示している。この時の部材の変形角を算定する方法として、柱の変形機構をトラスモデルに置換し、安定限界時の危険断面における引張鉄筋歪、中立軸位置から、部材変形角の算定する式を導いている[66][67]。

そして、圧縮強度344kgf/cm² ~ 800kgf/cm² 程度の高強度コンクリートを用いた柱の一定軸力下の曲げせん断実験を行ない、繰り返し水平載荷を受ける場合にも同様の現象が見られ（これを擬似安定限界と呼んでいる）、安定限界と同様の算定法で危険断面のコンクリートの圧縮縁歪、曲率、中立軸位置を算定している。そして、これを実験結果と照合し、単調載荷あるいは、軸力が小さい場合は、安定限界と同様の方法で算定できるが、軸力が大きく、繰り返し載荷を受ける柱は、繰り返し載荷が限界変形に及ばず影響が大きく、推定できないとしている。

また、同時に曲げせん断試験体から主筋、かぶりコンクリートを取り除いたプリズム試験体の中心圧縮実験を行ない、得られた圧縮コンクリートの応力度-歪度関係から曲げせん断実験結果を説明している[68~71]。

1.3.4 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究

本研究の対象とする高強度材料（コンクリート圧縮強度800kgf/cm²程度以上、横補強筋強度8000kgf/cm² 程度以上）を用いた鉄筋コンクリート造フレームの設計に関する研究は、未だ数少なく、設計に有効な結論を得ているのは更に少ない。ここでは、葉研地ら、New RC設計分科会の平成元年度の研究成果の中から設計のクライテリアに関する研究と建物の試設計について紹介する。

葉研地らは、圧縮強度400~500kgf/cm² 程度のコンクリートを用いて実際に設計された35階の比較的整形な純フレームについて、これを高強度材料（コンクリート圧縮

強度 1000kgf/cm^2 、鉄筋強度 9000kgf/cm^2)を用いて試設計し、原建物と試設計建物を比較することによって次のことを検討している[78]。

- ① 部材断面寸法
- ② 既往の設計式を用いた部材、接合部のせん断、付着の検討
- ③ 地震応答性状

その結果、高強度材料を用いた試設計建物について次の結論を得ている。

- ① 部材断面寸法は原建物より2割程度小さくできる。
- ② 既往の設計式を用いて部材、接合部のせん断、付着の検討を行なった結果は、充分設計可能なものであった。
- ③ 地震応答性状は設計のクライテリアを満足し、周期の伸びを考えれば更なる地震荷重の低減、断面の縮小の可能性がある。

New RC設計分科会では、純フレームの階数とコンクリート強度を変化させた時の、柱の設計を支配する要因として

- ① 長期軸力比
- ② せん断応力度比
- ③ 変形制限

の3つについて検討し、更にフレームに連層耐震壁を組み込んだ時のその有効性について検討している[79]。

その結果、次の結論を得ている。

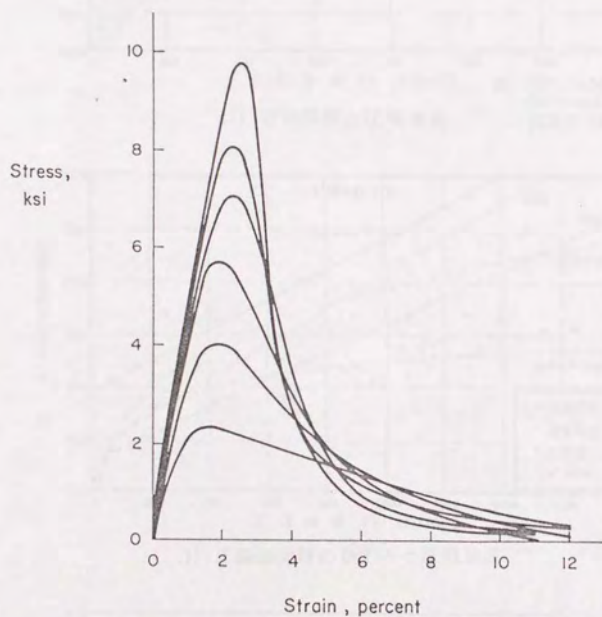
- ・ある階数以下では変形制限が、それ以上の階数では長期軸力比が柱の設計を支配する。
- ・強度に関しては高層建物の連層耐震壁の有効性には限界がある。

更に、New RC設計分科会では、次に示す建物の試設計を行ない、その耐震性能について検討している。

- ① 60階建集合住宅（純フレーム構造）
- ② 60階建集合住宅（耐震壁フレーム構造）
- ③ 40階建事務所ビル（ダブルチューブ構造）
- ④ 40階建事務所ビル（「ダブル+コア壁」構造）
- ⑤ 15階建事務所ビル（大スパン、独立耐震壁フレーム構造）
- ⑥ 15階建事務所ビル（大スパン、並列耐震壁フレーム構造）

その結果、高強度材料を用いた縮小された断面寸法で充分設計可能であることを示しており、次に示すことを挙げている。

- ・60階建純フレーム構造は、全体曲げの影響が大きく軸方向変形の考慮が必要である。
- ・60階建耐震壁フレーム構造において、耐震壁は変形集中を抑える効果がある。
- ・大スパン構造において、純フレーム構造は、変形制限に抵触する可能性が高い。



※ percentは、permill の誤りと思われる（筆者注）

図1.1 ACI Committee 363の報告書に紹介された
コンクリートの応力度－歪度関係 [5]

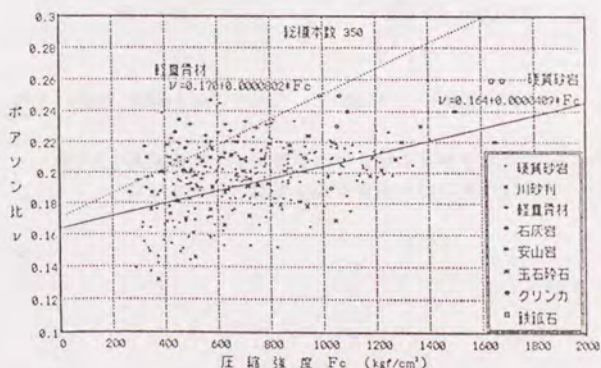
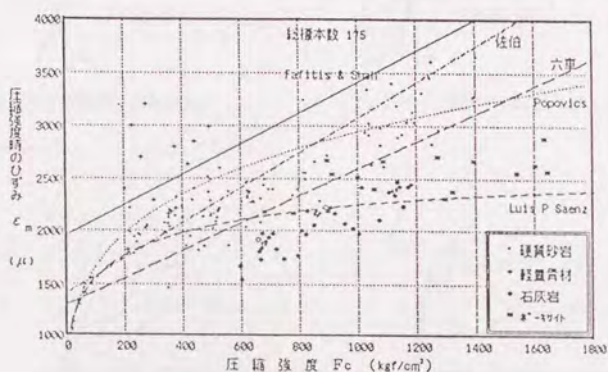
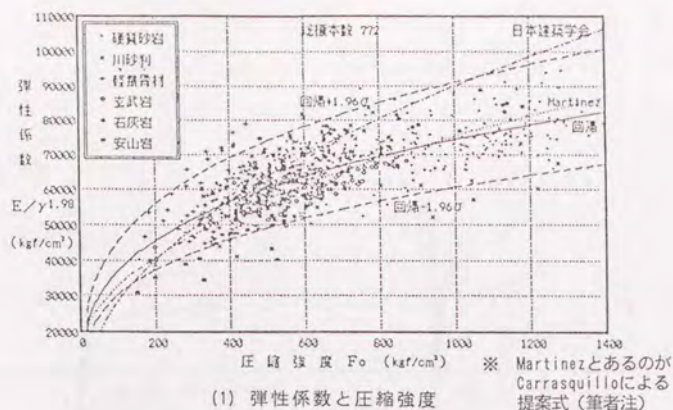
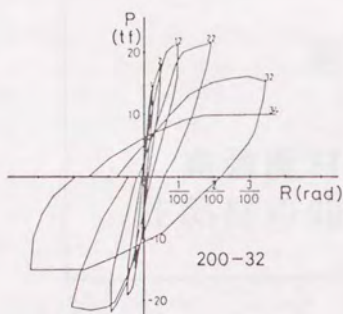
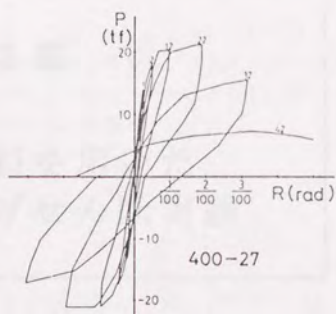


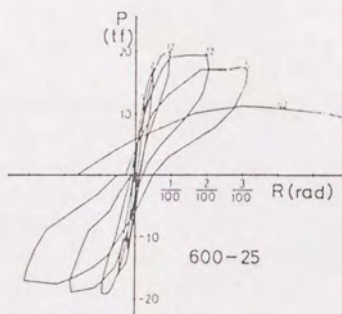
図1.2 友沢らによる高強度コンクリートの基礎的力学特性の調査 [9]



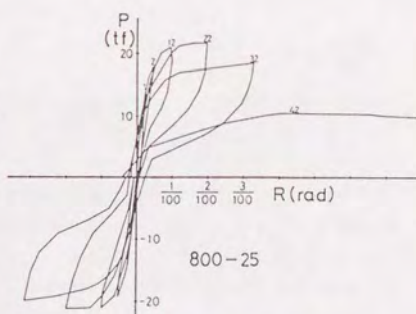
コンクリート強度 : 200kgf/cm²



コンクリート強度 : 400kgf/cm²



コンクリート強度 : 600kgf/cm²



コンクリート強度 : 800kgf/cm²

図 1.3 黒正らによって行なわれた柱の実験に基づく
コンクリート強度による履歴性状の違い [56]

第 2 章

高強度材料を用いた 柱部材の曲げせん断実験

第2章 高強度材料を用いた柱部材の曲げせん断実験

2.1 実験の目的

圧縮強度 1000kgf/cm^2 程度の高強度コンクリートを用いた、曲げ変形の卓越するRC柱について、帯筋量、帯筋の配筋詳細と柱の曲げ変形性能の関係を把握することを目的とした曲げせん断実験を行なった。破壊性状、復元力特性、軸変形、変形状および帯筋の歪について考察し、帯筋量と変形性能の関係について検討した。

2.2 試験体特性

2.2.1 試験体の設計

試験体は、超高層建物（住宅で60階、事務所で30階程度）の曲げ変形が卓越する1階柱を想定し、固定因子を下のように定めた。

- | | |
|------------|--------------------------------------|
| ① 断面寸法 | ($25\text{cm} \times 25\text{cm}$) |
| ② シアスパン比 | (2.0) |
| ③ コンクリート強度 | (800kgf/cm^2) |
| ④ 主筋強度 | (4000kgf/cm^2) |

実大の断面寸法は、60階程度の住宅で1階柱の断面寸法が 80cm 、30階程度の事務所では 90cm 程度となることを想定している。よって、①断面寸法 $25\text{cm} \times 25\text{cm}$ は、 $1/3$ から $1/4$ 程度の縮尺となる。

②でシアスパン比を2.0としたのは、曲げ変形が卓越する柱を対象としたためであり、破壊モードとしてはコンクリートの圧壊によって破壊に至る、曲げ圧縮破壊を想定した。高強度コンクリートを用いることによって柱の断面寸法が縮小化し、細長くなることを考えれば、普通強度のコンクリートを用いた柱より曲げ変形が卓越する柱となる可能性が高くなる。

③コンクリート強度は、軸力比（軸力／全断面積／コンクリート圧縮強度）が $1/3$ 程度に収まる[2]ように定めた。

④で主筋強度を 4000kgf/cm^2 としたのは、柱に高強度鉄筋を用いることは、配筋が混むのを避けられるという施工的メリットはあるが、構造的にはそれほど大きな効果は期待できないことと、部材剛性が低下するというデメリットを考えたためである。

変動因子は、部材の変形性能に影響を与える因子とし、次のように定めた。

① 帯筋量 ($p_w \sigma_{wy} : 20、40、60 \text{ kgf/cm}^2$)

② 帯筋比 ($p_w : 0.5、0.75\%$)

③ 帯筋の配筋詳細 (中子の有無、帯筋径)

④ 主筋配筋 (12-D13、4-D19)

⑤ 軸力 (軸力比 $\eta : 0.35、0.55$)

※ 軸力比 $\eta = \text{軸力} / \text{全断面積} / \text{コンクリート圧縮強度}$

変動因子の設定は、以下に述べる方針に従って行なった。

まず、帯筋の配筋に関する因子として、①、②、③の3つを取り上げたのは次のような理由による。

部材の変形性能に与える帯筋配筋の因子は、帯筋の耐力と剛性の2つに分類できる。ここで、帯筋の耐力とは、帯筋が降伏した時に供給できる横拘束力であり、ほぼ $p_w \sigma_{wy}$ に依存する。一方、帯筋の剛性とは、コンクリートの横にはらもうとする力に対する帯筋の剛性であり、鉄筋の初期剛性がその強度によらずほぼ一定 ($\approx 2.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$) であることを考えると、帯筋比 p_w と帯筋の配筋詳細に依存する。

ここで、部材の変形性能は、帯筋の剛性が大きい時には、帯筋が降伏することにより横拘束力が供給できなくなって、圧縮コンクリートが破壊し、水平耐力が低下するため、帯筋の耐力に依存する。一方、帯筋の剛性が小さい時には、帯筋が降伏する以前に圧縮コンクリートが破壊するので、変形性能は帯筋の剛性に依存する。つまり、帯筋の剛性が小さい時には部材の変形性能は帯筋の剛性に依存し、帯筋の剛性がある一定値を越えると、部材の変形性能は帯筋の耐力に依存する。

よって、帯筋に関する因子は、主に帯筋の剛性と耐力の2つに影響を与えるものとした。

まず、帯筋の剛性が大きく、帯筋が降伏することにより横拘束力が供給できなくなって、圧縮コンクリートが破壊し、水平耐力が低下する場合を想定し、帯筋の耐力 ($p_w \sigma_{wy}$) を3通りに変化させた。帯筋の剛性は、帯筋が降伏する前にコンクリートが圧縮破壊しないように、帯筋比 p_w を0.5%、帯筋の配筋詳細は中子のあるものとした。帯筋の耐力の具体的な値は①に示すように、 $p_w \sigma_{wy} = 20、40、60 \text{ kgf/cm}^2$ とした。 $p_w \sigma_{wy}$ の値は、その違いによって変形性能に有意な差が生じるように次に示す方法によって設定した。

まず、本研究の目的は必要な変形性能を満たす帯筋量、帯筋の配筋詳細の解明であるから設定すべき帯筋量のレベルとしては、下の3つとなる。

① 必要な変形性能をぎりぎり満たすもの

② 必要な変形性能を満たすもの

③ 必要な変形性能を満たさないもの

ここで必要な変形性能は、次のように設定した。

- ・変形角1/100 まで耐力低下を起こさない。
- ・変形角1/50まで最大耐力の80%の耐力を維持する。

それぞれに対応する帯筋量の大小関係は、③<①<②となり、この中で①のレベルの $p_w \sigma_{wy}$ の設定が基準となる。そこで、まず①のレベルの $p_w \sigma_{wy}$ の設定をおこなった。

①のレベルの帯筋量 $p_w \sigma_{wy}$ は、必要な変形性能をぎりぎり満たすのであるから、 $p_w \sigma_{wy}$ は、ぎりぎりまで減らす必要がある。しかしながら、 $p_w \sigma_{wy}$ を減らし過ぎると曲げ降伏以前にせん断破壊する危険性があり、本研究の対象とする破壊モードからはずれてしまう。そこで、せん断に対する検討と併せて①のレベルの $p_w \sigma_{wy}$ を設定した。その方法を以下に示す。

鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説[2]（以下指針と呼ぶ）に示されたせん断耐力の算定式（以下指針式と呼ぶ）によれば、せん断耐力は $p_w \sigma_{wy}$ と、塑性ヒンジの回転角に依存する。指針式を以下に示す。

$$Q_u = b \cdot j \cdot t \cdot p_w \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_u / 2 \quad (2.1)$$

ここで、 b ：部材幅、 $j \cdot t$ ：主筋中心間距離、 D ：全せい、 L ：内法長さ、

p_w ：せん断補強筋比

$$\begin{aligned} \nu &: \text{コンクリート圧縮強度の有効係数} = (1.0 - 15 R_p) \nu_o \quad (0 < R_p \leq 0.05) \\ &= 0.25 \nu_o \quad (R_p > 0.05) \end{aligned}$$

$$\text{ここで、} \nu_o = 0.7 - \sigma_u / 2000$$

ただし、 $p_w \sigma_{wy} > \nu \sigma_u / 2$ の時は $p_w \sigma_{wy} = \nu \sigma_u / 2$

$$\cot \phi = \text{Min} \{ 2.0, j \cdot t / (D \tan \theta), \sqrt{\nu \sigma_u / (p_w \sigma_{wy}) - 1.0} \}$$

ϕ ：トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

$$\tan \theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D, \beta = \{(1 + \cot 2\phi) p_w \sigma_{wy}\} / (\nu \sigma_u)$$

ただし、 $\sigma_{wy} > 25 \sigma_u$ の時は $\sigma_{wy} = 25 \sigma_u$

曲げ降伏が部材角1/200 で起こるとした時の、指針式による各 $p_w \sigma_{wy}$ の値に基づくせん断耐力と曲げ耐力の関係を図2.1 に示す。曲げ耐力は、以下に示す方法で求めた最大モーメントが危険断面位置の値となる時のせん断力として求めた。

- ・危険断面における平面保持を仮定する。
- ・圧縮コンクリートの応力度－歪度関係に、高強度コンクリートを対象として開発された六車によるモデル[27]を用いる。
- ・コンクリートの初期剛性は、Carrasquilloらによる次の関係式[7]を用いる。

$$E_c = 10600 \sqrt{\sigma_u} + 70000 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.2)$$

E_c : 初期剛性 (kgf/cm^2)、 σ_u : 圧縮強度 (kgf/cm^2)

・引張コンクリートは、次に示す菅野式[84]によって評価する。

$$\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_u} \quad \sigma_t: \text{引張強度} (\text{kgf/cm}^2)、\sigma_u: \text{圧縮強度} (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.3)$$

・鉄筋の応力度-歪度関係は、バイリニアとし、歪硬化は考慮しなかった。

・材料強度は設計時の値を用いた。

このようにして求めた各試験体の曲げ耐力を表2.1 に示してある。ここに示した方法で、高強度コンクリートを用いたRC部材の曲げ耐力を2割ほど低目にだが、小さくならつきで推定し得ることが文献[75]で示されている。

図2.1 において、曲げ耐力の横線(文献[75]に従い表2.1 の値を20%割り増してある)とせん断耐力の右下がりの線が交わる所でせん断破壊が起こることになる。曲げ降伏は部材角にして1/200~1/100程度で起こるとすると、曲げ降伏がせん断破壊に先行するために必要な $p_w \sigma_{wy}$ はほぼ40 kgf/cm^2 となる。

ここで指針式は、せん断耐力の平均値ではなく最小値を示す式である[75]ということとを勘案すれば、 $p_w \sigma_{wy} = 40 \text{ kgf/cm}^2$ なら、ほぼ確実に曲げ降伏が先行することになる。よって、基準となる①のレベルの $p_w \sigma_{wy}$ として40 kgf/cm^2 という値を設定した。

このようにして基準となる①のレベルの $p_w \sigma_{wy}$ が定まり、②、③に対応する $p_w \sigma_{wy}$ は、3つのレベルによる変形性能の差がはっきり現われるように、それぞれ60 kgf/cm^2 、20 kgf/cm^2 と比較的大きく変化させた。

次に帯筋の耐力を一定として剛性を変化させた。帯筋の剛性に影響を与えるものとしては、帯筋比 p_w と帯筋配筋詳細がある。まず、帯筋比 p_w の影響を見るために、帯筋の耐力が $p_w \sigma_{wy} = 60 \text{ kgf/cm}^2$ の場合について、 p_w を0.5%、0.75%と変化させた(それぞれ試験体B4、B2に対応する)。帯筋強度はいずれも8000 kgf/cm^2 となる。また、帯筋配筋詳細の影響を見るために帯筋の耐力が $p_w \sigma_{wy} = 40 \text{ kgf/cm}^2$ の場合について、帯筋配筋詳細を中子のあるものとなしとした(それぞれ試験体B1、B5に対応する)。帯筋強度はいずれも8000 kgf/cm^2 となる。

また、以上の帯筋に関する基本的な2つの因子に加えて、同じ p_w でも間隔が狭く、断面積が小さい帯筋のほうが拘束効果は大きいと考えて、帯筋径をパラメータとした。即ち、 $p_w \sigma_{wy} = 40 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $p_w = 0.5\%$ 、帯筋配筋詳細は中子のないものとして、帯筋径を5 ϕ 、7 ϕ とした(それぞれ試験体B5、B6に対応する)。帯筋強度はいずれも8000 kgf/cm^2 となる。

以上の帯筋に関する因子に加えて、主筋配筋を次に示す2つの目的により変化させた。

① 曲げに寄与する主筋量を同じ、即ち曲げ耐力が同じ場合に、軸力に寄与する主筋量の違い、即ち中段筋の影響を見る。

② 主筋の圧縮コンクリートを拘束する効果を見る。

$p_w \sigma_{wy} = 40 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $p_w = 0.5\%$ 、帯筋配筋詳細は中子のないもの、帯筋径を5φとして、主筋配筋を12-D13、4-D19と変化させた（それぞれ試験体B5、B7に対応する）。主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比 p_g 、引張鉄筋比 p_t は、12-D13の場合が各々 $p_g = 2.44\%$ 、 $p_t = 0.82\%$ 、4-D19の場合が各々 $p_g = 1.84\%$ 、 $p_t = 0.92\%$ となる。

また、軸力比の値は、高軸力下において、水平方向の復元力特性が安定しているように見えても、軸方向変形が大きくなってしまうことがあるので、コンクリート強度が大きくなることによって軸力比を大きくするのではなく、普通強度コンクリートの値（1/3程度）に押える[2]のが望ましいという考えに基づき、しかも、コンクリートの圧壊の現象を必要な変形性能のレベルで把握するために許容できるぎりぎりの軸力比（0.35）とした。

また、外柱試験体（試験体B8）の軸力の大きさも同様の考えによって定めたが、内柱より外柱の方が軸力が小さくなることを考慮して、長期軸力比で0.25とした。そして、その性状は最大となる軸力（ 0.25 ± 0.25 なら0.5）がクリティカルになるので、特に変動軸力を作用させる実験は行わず、正方向が軸力比の大きい一定軸力下、負方向が軸力0の実験で代用した。

ここで補足として、試験体B1～B5の $p_w \sigma_{wy}$ が決まった時の p_w と σ_{wy} の値を決定する過程について説明する。

まず、帯筋径は1/3～1/4という縮尺と実大の場合に使われる帯筋径（13mm、16mm）を考えて5mmとした。そして p_w 、即ち帯筋のピッチは次に示す2つの制限を受ける。

① 主筋の座屈によって柱の変形性能が決定することのないように、帯筋のピッチは指針[2]に示された値を参考にし、ややきびしく主筋径の6倍以下とする。

② 施工上の問題から帯筋のピッチは30mm以上とする。

試験体B1、B5は、ともに $p_w \sigma_{wy}$ が 40 kgf/cm^2 であり、帯筋のピッチを上にした①、②の条件を満たすように設定すると、試験体B1、B5それぞれ60mm、30mmとなり、帯筋強度はいずれも 8000 kgf/cm^2 となる。

試験体B3は、 $p_w \sigma_{wy}$ が 20 kgf/cm^2 であり、上の条件①を満たすために帯筋のピッチを60mm（試験体B1と同じ）とし、帯筋強度を 4000 kgf/cm^2 とした。

$p_w \sigma_{wy}$ が 60 kgf/cm^2 の場合は、試験体B1と同じ帯筋のピッチとし、帯筋強度を大きく（ 12000 kgf/cm^2 ）した試験体B4、試験体B1と帯筋強度を同じとし、帯筋ピッチを小さく（40mm）した試験体B2と2つ設定した。試験体B2は、上の条件②を満たしている。

- 以上のことに加えて、以下に示すことも考慮して試験体のパラメータを設定した。
- ・荒川式[85]によってせん断耐力を算定し、曲げ耐力の算定値を上回るようにした。
 - ・指針[2]に示された付着耐力算定式によって、付着割裂破壊が生じないようにした。

また、かぶり厚さ、帯筋の折り曲げ形状・寸法等の具体的な配筋の詳細は、建築工事標準仕様書・同解説JASS 5鉄筋コンクリート工事[83]に従った。

以上のことに基いて設定された試験体の諸元を表2.2に、配筋図を図2.2に示す。また、各試験体間の関係を模式的に図2.3に示す。

2.2.2 試験体の製作

試験体の製作は、鉄筋加工、箔歪ゲージの張り付けを東京大学工学部11号館の青山小谷研究室で、試験区間の鉄筋組みを東京大学工学部11号館の地下2階実験室で行なった。そして、試験区間の組み立てが完了した時点で大林組技術研究所に運搬し、スタブの鉄筋組み、主筋のプレートへの溶接、測定用ボルトの設置および型枠へのセットを行なった。

2.2.2.1 鉄筋

主筋には、D13にSD40相当、D19にSD35相当の異形鉄筋を、帯筋には、丸鋼溶接フープ(住友電工製)を使用した。帯筋は、溶接部分を削ったものと削らなかったものの両方を引張試験した結果、違いは見られなかったので、付着の影響を考慮して溶接部分の盛り上がり部分を削って使用した。なお、SR40相当の帯筋は、材料の手配がつかず、5.5φのSR35相当の丸鋼で代用した。また、この帯筋は溶接部分が鉄筋より強度が低かったので加力方向と直交する方向に溶接部分が来るように配筋した。

主にヒンジ領域となることが予想される材端部付近の主筋および帯筋には箔歪ゲージを貼付し、帯筋、危険断面位置付近の主筋には、裏表2枚貼った。

箔歪ゲージから出たリード線は、分散してはわせ、試験区間内のゲージは試験区間中央から2箇所、危険断面位置およびスタブ内は、スタブから2箇所、計4箇所から取り出した。

2.2.2.2 コンクリート

コンクリート打ちは、1989年10月24日に大林組技術研究所にて、全ての試験体同時に行なった。型枠は合板型枠とし、打設方向は横打ちとした。試験部分のコンクリートは、スケール効果を考へて骨材に豆砂利(最大径10mm)を用いる必要があったが、大林組技術研究所のバッチャープラントの容量が足りないため、豆砂利を用いてしかも高強度コンクリートが打設できるプラントを探した。しかし条件を満たすプラント

が見つからなかったもので、試験部分のコンクリートは、骨材に豆砂利（最大径10mm）を用い、大林組技術研究所の簡易パッチャープラントで練ったもの、スタブ部分のコンクリートは、骨材に最大径25mmのものをういたプラントのものとした。

設計強度はいずれも800kgf/cm²とした。そのため、配合をパッチャープラント、プラントの2種類行ない、また、大林組技術研究所のパッチャープラントの容量が0.3m³と、試験体1体分しかないため、試験体1体1バッチで合計8バッチとなった。全てのバッチは配合は全く同じだったのではほぼ同一の強度となったが、豆砂利を用いてしかも高強度コンクリートが打設できるプラントがあれば、コンクリート打設は簡単になり、しかも全試験体同じバッチで打設できるので好都合といえる。

以上のような事情により、コンクリート打設は複雑なものとなった。打設手順を下に示す。

- (1)スタブの下部をプラントのミキサー車からのコンクリートで打つ。
- (2)技術研究所簡易パッチャープラントで練り混ぜたコンクリートをフォークリフトで運搬し（この間2～3分）、試験部分とスタブ部分のコンクリートが交じらないように板で仕切をして、試験部分のコンクリートを打つ。
- (3)スタブ中央部および上部をプラントのミキサー車からのコンクリートで打つ。

打設機械にはバイブレーターを用いた。打設後は、ならし面を金こてで仕上げたが、高強度コンクリートの粘りのある性質のため、精度を出すのが難しかった。

試験体は、打設直後から2週目までならし面を水を含ませたスポンジで覆い屋内養生とした。そのため、乾燥ひび割れは観察されなかった。また、散水を1日に2回行ない、2週で脱型した。スランブが大きかったので、ジャンカ等も見られなかった。脱型後は、水分の供給は行なわなかった。

2.2.3 材料特性

2.2.3.1 鉄筋

鉄筋の引張試験は、200ton ネジ式万能試験機（島津製作所製）を用いて行なった。引張試験結果を表2.3に、応力度－歪度関係を図2.4に示す。歪の測定は、試験片の両側に2枚の箔歪ゲージ（東京測器研究所製）を貼って行ない、2枚のゲージの値の平均とした。最大荷重は200ton試験機のダイヤルから直読した。応力度は、測定された荷重を公称断面で除すことによって求めた。鉄筋の初期剛性、降伏強度および降伏歪は、降伏後の強度の上昇を適切に評価するために、0.2% offsetによる値ではなく、歪度が20000μまでの応力度－歪度曲線においてその履歴面積が等しくなるようにバイリニアに置換した時の値とした（図2.5）。

主筋の引張試験結果はD13が降伏強度 $\sigma_y=3900\text{kgf/cm}^2$ 、D19が $\sigma_y=3500\text{kgf/cm}^2$ 程度

であった。丸鋼の引張試験結果は、SR35、SR80相当のものは、比較的明確な降伏棚が見られたが、SR120相当のものには明確な降伏棚が見られなかった。また、帯筋の溶接による強度の変化は、SR80、SR120 相当のものについては溶接部分の強度が鉄筋の強度より高かったが、SR35相当のものは、溶接部分が若干低くなった。

2.2.3.1 コンクリート

使用したコンクリートは、設計基準強度 800kgf/cm^2 の高強度コンクリートである。コンクリートの調合を表2.4に示す。なおコンクリート打ちに先立ち、1ヵ月前に試し練りを行なった。

コンクリート打設の際に、8つの各バッチについて $10\phi \times 20\text{cm}$ の軽量モールドで12本、 15ϕ の鋼製モールドで3本ピースを採取した。また、3つのバッチについてはコア抜きピースを各々3本採取した。そして、そのうち1つをバッチを強度管理用バッチとした。圧縮試験は、各3本ずつ行なった。コンクリートの圧縮試験結果を表2.5に示す。値はいずれも3本の平均である。

圧縮試験は、ならし面を研磨して行なった。加力装置は、28日目（4週）、56日目（8週）、99日目が200ton万能試験機（島津製作所製、大林組技術研究所所有）、53日目、95日目が200tonネジ式万能試験機（島津製作所製）、171日目が、高剛性試験機（フジタ工業技術研究所所有）[10]とした。荷重はロードセルにより変形はコンプレッソメータにより測定した。

10ϕ の軽量モールドの4週の試験結果を見ると、コンクリート強度は、 $884\text{kgf/cm}^2 \sim 938\text{kgf/cm}^2$ と各バッチ間に若干のばらつきが見られた。また、コア抜きのピースと軽量モールドのピースについて強度に違いが見られ、コア抜きの強度は、軽量モールドのその95%程度であった。

圧縮試験の結果、コンクリートの圧縮強度は、普通強度のコンクリートと異なり、4週以降も上昇し続け、当初の設計基準強度をかなり上回り、試験体加力時には 1000kgf/cm^2 程度となった。そこで、各試験体のコンクリート強度をできるだけ同じにするために、コンクリート強度の上昇とバッチの違いによるコンクリート強度による差を互にキャンセルするように、4週強度の高い試験体から加力することにした。

そして、各試験体のコンクリート強度の値は、軽量モールドで現場養生した 10ϕ ピースの材料試験結果を試験体加力時に補正し、4週の軽量モールドとコア抜きのピースの圧縮強度比によって、コア抜き相当に換算した値とした。このような方法で補正された各試験体のコンクリートの圧縮強度を表2.5の一番下に示してある。各バッチ間のばらつきとコンクリートの時間経過による強度の伸びがキャンセルして、試験体によらずほぼ一定の値となっている。

また、高剛性試験機を用いた171日目の試験結果を用いて応力度を上記の方法で補正したコンクリート圧縮試験時の応力度-歪度関係を図2.6に示す。点線が各々のピースの応力度-歪度曲線、実線がそれらの平均を表わす。応力度はロードセルから測

定した値を断面積で割った値とし、歪度は最大耐力時まではコンプレッソメーターの値、最大耐力以降は、加力盤間の変形をマグネットスタンドに取り付けた変位計により測定したので、この測定値を基にピース径に等しいとする破壊領域を想定し、破壊領域外では除荷される（除荷剛性は初期剛性とした）として破壊領域内の歪度を求めた。

コンクリートの引張強度算定のための割裂試験は、材齢53日で200ton ネジ式万能試験機（島津製作所製）を用いて行なった。荷重は、試験機のダイヤル表示から直読した。

表2.6 に割裂試験結果と圧縮試験結果の圧縮強度、初期剛性の平均値を示す。初期剛性は、最大荷重の1/3 の点の割線剛性とした。表2.6 には、下に示した菅野式[84]によるコンクリート引張強度算定値も併せて示してある。

$$\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_c} \quad \sigma_t: \text{引張強度 (kgf/cm}^2\text{)}, \sigma_c: \text{圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2.3)$$

上式は、普通強度のコンクリートを対象として求められたものであるが、高強度コンクリートについても良好な適合性をもつことがわかる。

以上の材料試験による使用材料の実強度に基づいた試験体諸元を表2.7 に示す。

2.3 試験方法

2.3.1 加力方法

加力は、東京大学工学部総合試験所大型構造物試験室の2000ton大型構造物試験機および3台のジャッキを用いて行なった。加力装置を図2.7、加力中の様子を写真2.1 に示す。加力方法は、2000ton大型構造物試験機で一定軸力をかけた状態で、試験部分の柱の変形が逆対称となるように上梁とそれに付く三角形の治具を介して、試験部分の中央高さの水平ジャッキで正負交番繰り返し加力を行なった。その際、上スタブと下スタブの平行を維持し、軸力を一定に保つように試験体の両側に2本のジャッキにより制御した。

加力は変位制御とした。加力履歴を図2.8 に示す。変形角にして1/200を1サイクル行なった後、1/100、1/50、1/25を繰り返すによる耐力低下を見るために各変形角について2サイクルずつ行なった。また、大変形経過後の小変形の剛性の低下を見るために、1/50と1/25の加力の間に1/100の加力を1回行なった。計画では、これらの繰り返し載荷の後、正方向に大変形（1/10程度）の載荷を行なう予定であったが、全ての試験体が最後の大変形のサイクルの途中以前に軸力が保持できなくなった。

軸力は、B1～B7は一定軸力（軸力比0.35）とし、B8は正方向で軸力比0.5、負方向で0と、正負それぞれの方向で一定軸力とした。

2.3.2 計測方法

柱にかかる水平力、軸力をロードセルにより測定した。柱の層間変位、軸方向変位、端部の回転、柱の全長にわたるたわみ、断面の歪分布を電気式変位計により測定した。また、箔ひずみゲージによって主にヒンジ領域となることが予想される材端部付近の主筋、帯筋の歪を測定した。使用したロードセルおよび変位計の一覧を表2.8に示す。

箔歪ゲージはいずれも東京測器研究所製の3線式のものとし、主筋にFLA-3、帯筋にFLE-1を用いた。また、一部スイッチボックスに届かない箔歪ゲージ（いずれもFLE-1）は、リード線を延長して用いた。各箔歪ゲージのFACTORを下に示す。

- ・リード線: 素線直径0.12mm×素線数10=断面積0.11mm²
- ・リード線の抵抗値 $r=1\text{m}$ 当たりの片道の抵抗値 $0.16\Omega \times 5\text{m}=0.8\Omega$
 〃 (延長) = $0.16\Omega \times 10\text{m}=1.6\Omega$
- ・主筋: FLA-3-5LT-11: GAUGE RESIST=119.5±0.5Ω
 GAUGE FACTOR=2.12
 補正したGAUGE FACTOR= $R/(R+r) \cdot K=119.5/(119.5+0.8) \cdot 1.06=1.053$
- ・帯筋: FLE-1-5LT-11: GAUGE RESIST=119.5±0.5Ω
 GAUGE FACTOR=2.14
 補正したGAUGE FACTOR= $R/(R+r) \cdot K=119.5/(119.5+0.8) \cdot 1.07=1.063$
- ・延長したゲージ (FLE-1-5LT-11) の
 補正したGAUGE FACTOR= $R/(R+r) \cdot K=119.5/(119.5+1.6) \cdot 1.07=1.056$

2.4 実験結果

2.4.1 破壊性状

各試験体の各変形角1サイクル目終了時のひび割れ状況を図2.9に示す。破壊性状について以下に示す。

- ・一定軸力下の試験体 (B1~B7) は、いずれも主筋の圧縮降伏、コンクリートの圧壊が、主筋の引張降伏より先行し、最大耐力が決まった。
- ・その後、中段筋沿いに圧縮ひび割れがはいり、コンクリートの圧壊が進み、最終的には軸力を保持できなくなって破壊（以下最終破壊と呼ぶ）に至った。
- ・主筋の引張降伏は起こらなかった。
- ・中子のあるB1~B4は、材端部のかぶりコンクリートの剥落後もすぐには大きな破壊には至らず、最終的には部材中央部でもかぶりコンクリートが剥落して破壊に至った。
- ・これに対して、中子の無いB5~B7は、かぶりコンクリートの損傷が進まないうちに最終破壊に至った。

・正と負で軸力の異なるB8は、軸力比の大きい正側では一定軸力下の試験体とほぼ同様の破壊性状を示したが、軸力比の小さい負側では主筋が引張降伏し、コンクリートの圧壊は見られなかった。

2.4.2 復元力特性

水平力-水平変形関係を図2.10に示す。水平力は、図2.11に示す方法で $P-\Delta$ 効果を補正した。各試験体の復元力特性を比較すると次のようになる。

・ p_w 、 $p_w \sigma_{wy}$ が等しいB1とB5を比較すると、中子の無いB5は耐力低下、最終破壊ともに中子のあるB1より早期に起こっており、その性状に非常に大きな差がある。

・帯筋の配筋が同じで帯筋強度のみが異なるB1、B3、B4を比較すると、帯筋強度の大きいほど変形性能に優れ、帯筋に高強度のものをを用いることが部材の靱性確保に効果的である。

・ $p_w \sigma_{wy}$ が同じで帯筋強度が異なるB2とB4を比較すると、最終破壊はB4よりB2の方が早期に起こっているが、耐力の低下はB2よりB4の方が早く起こっており、高強度の帯筋を粗いピッチで配するよりは、帯筋強度を小さくし、その分ピッチを細かくする方が部材の靱性確保に効果がある。

・ p_w は同じで帯筋径が異なるB5とB6については、帯筋径を小さくして細かいピッチで配したB5の方が性状がよいことが予想されたが、両者の間に有為な差は認められなかった。

・帯筋の配筋は同じで主筋の配筋が異なるB5とB7を比較すると、B7はB5より早期に耐力低下を生じている。これは主筋の拘束効果、軸方向筋量の違いの2つが考えられるが、いずれにしても部材の靱性評価に主筋の配筋をも考慮する必要がある。

・試験体B2と同じ配筋で軸力の異なるB8は、軸力のない負方向では、耐力は低いが耐力低下は起こさず、軸力がB2より大きい正方向では最大耐力はB2とほぼ同じだったが、B2より早期に耐力低下を生じ最終破壊に至った。

2.4.3 軸変形

各試験体の軸変形-水平力関係を図2.12に示す。

・一定軸力を受けるB1～B7は、繰返し変形を受ける度に軸変形が蓄積し、破壊に至っている。これに対して、正負で軸力の異なるB8は、軸変形が蓄積する現象は見られないが、B2と比較すると、正方向では軸力が大きいため軸変形は大きくなっている。

・試験体B1とこれと同じ帯筋量($p_w \sigma_{wy}$)をもち、中子の無いB5、B6、B7を比較すると両者は、途中まではほぼ同じ性状を示しているが、中子の無い試験体は、ある地点で急激に軸変形が進み最終破壊に至っている。

・同じ帯筋量 (pwy) を有し、帯筋強度の異なる B2 と B4 を、同じ水平変形と比較すると B2 より B4 の方が軸変形が大きくなっている。

2.4.4 変形状

コアコンクリートに埋め込んだボルトに取り付けた変位計により測定した各変形角 1 サイクル目正方向ピーク時の変形状態を 10 倍に誇張して表現したものを図 2.13 に示す。変形角が大きくなるに従って変形が部材端に集中し、変形モードは曲げ変形が卓越していた。同様に、各変形角 1 サイクル目正方向ピーク時の材軸方向の曲率分布を図 2.14 に示す。大きな曲率が生じているのは、危険断面からほぼ部材せいの範囲であり、この領域がヒンジ領域とみなせる。

2.4.5 帯筋の歪

各変形角 1 サイクル目正方向ピーク時の帯筋の歪を図 2.15 に示す。縦軸は柱脚の危険断面位置からの距離であり、25cm が部材せい位置である。図中の ε_y は材料試験の結果をバイリニアに置換した (2.3 材料特性) 時の降伏歪である。LOAD という文字の下に矢印は、その向きが圧縮側となることを示している。変形角によって線種を変えてあるが、耐力低下を起こしたサイクルは、実線で示してある。いずれの試験体も耐力低下を起こしたサイクルの次の変形角のサイクルで軸力を保持できなくなる最終破壊に至っている。

・加力方向 (図の左側) とそれに直交する方向 (図の右側) の帯筋の歪を比較すると加力方向では部材の中央部に近い領域まで歪が大きくなっているのに対して、加力方向に直交する方向の帯筋は、部材端に近いほどその歪が大きくなっている。これは、加力方向の帯筋はせん断補強筋としての役割が強く、せん断力は部材全長にわたって一定であるのに対して、加力方向に直交する方向の帯筋は拘束筋としての役割が強く、モーメントが大きくなる部材端ほど歪が大きくなったと考えられる。

・帯筋の歪を軸方向で比較すると、危険断面位置よりも、危険断面位置から部材せい/2 の位置、部材せい位置で大きくなっている。危険断面位置が曲げモーメントが最も大きいにもかかわらず、帯筋の歪が小さくなったのは、スタブの拘束効果によるものと考えられる。

・中子のある試験体と中子の無い試験体を比較すると、中子のあるものは、帯筋の歪が降伏歪近くまで達しており、帯筋が効力を発揮しているのに対し、中子の無いものは、帯筋の歪が小さいうちに耐力低下を起こしてしまい、帯筋が効力を発揮しないうちに破壊に至ったのがわかる。

・中子のある試験体の外周フープ (図の上部) と中子 (図の中央、図の下部) の歪を比較すると、加力方向に直交する方向に配された中子 (図の下部) の歪は外周フープ

に比べると小さくなっているが、加力方向と平行に配された中子（図の中央）は、外周フープと同程度、場合によってはそれ以上の歪が生じており、中子が有効に働いていることがわかる。

2.4.6 最大耐力と変形性能

各試験体の主な実験結果一覧と最大耐力と限界変形角の計算値を表2.9に示す。計算値は、圧縮コンクリートの構成則に六車らによるモデル[27]とParkらによるモデル[46]を用いた場合について示した。なお、六車らによるモデルは、プレーンコンクリートの圧縮強度 $\sigma_c > 841$ (kgf/cm²) の場合には最大耐力点の歪度 $\varepsilon_m > \text{終局歪度 } \varepsilon_u$ となるので、 $\sigma_c > 841$ (kgf/cm²) となる場合には最大耐力点の歪度 $\varepsilon_m = \text{終局歪度 } \varepsilon_u$ として計算した。限界変形角は、耐力が最大耐力の80%に低下した変形角とした。

・六車らによるモデルを用いた場合には最大耐力と限界変形角ともに実験値に比べて小さく評価する。最大耐力の実験値/計算値は、平均するとほぼ1.2程度であり文献[75]に示された結果と合致している。

・Parkらによるモデルを用いた場合には最大耐力と限界変形角ともに実験値に比べて大きく評価する。

また、部材の限界変形角と帯筋量 ($\rho_w \sigma_{wy}$) の関係を図2.16に示す。

・中子のある試験体B1~B4と中子のない試験体B5~B7を比較すると、 $\rho_w \sigma_{wy}$ に対する限界変形角の割合が著しく異なり、同じ $\rho_w \sigma_{wy}$ でも中子を配することによって変形性能が向上する。

・中子のある試験体B1、B3、B4を比較すると、帯筋強度の増加に伴い限界変形角が比例的に増加している。即ち、帯筋の配筋詳細を十分に拘束剛性の大きいものとすれば、帯筋強度に比例した変形性能が得られる。

・帯筋量 $\rho_w \sigma_{wy}$ が同じで帯筋強度が異なる試験体B2とB4、帯筋配筋が同じで主筋配筋が異なる試験体B5とB7の変形性能の差が現われている。

2.4.7 帯筋による横応力度と変形性能の関係

帯筋による横応力度と部材の変形性能の間には密接な関係があると考えられる。そこで、ここでは、横応力度と変形性能の関係について考察する。

横応力度は、帯筋の材軸方向の伸びによる力によって供給されると仮定して図2.17に示すものと定義し、帯筋に貼った箔歪ゲージの値を基に、帯筋の履歴モデルをバイリニアに仮定した計算により求めた。横応力度は部材の材軸方向において、危険断面からは部材せい位置、危険断面からは部材せい/2の位置で同程度の値となり、

最も大きくなったので、ここでは危険断面から部材せいの位置における帯筋について示した。

横応力度と水平変形の関係を図2.18に示す。帯筋が全て降伏した時の横応力度、即ち横拘束耐力 $p_w \sigma_{wy}$ を水平線で示してある。実線、点線はそれぞれ、水平変形が正、負となる時に圧縮となる側の横応力度である。

中子のある試験体(B1~B4)は、水平変形が大きくなるに従って横応力度が大きくなり、最終的には横応力度が横拘束耐力程度まで達して破壊に至っており、帯筋がその性能を十分に発揮しているといえる。これに対して、中子のない試験体(B5~B7)は、横応力度が横拘束耐力よりかなり小さいうちに破壊に至っており、帯筋がその性能を十分に発揮していない。

各変形角の1サイクル目のピークの点を結ぶと、変形角が同じ時の横応力度は試験体によらずほぼ等しく、水平変形にはほぼ比例している。この結んだ線は、部材が水平耐力を維持している間は、部材の水平耐力維持に必要な横応力度を表わしていると考えられ、許容できる限界変形とこの「必要横応力度」から、帯筋が供給する必要のある横応力度が推定できることを示している。この各変形角の1サイクル目のピークの点を結んだ線の傾き即ち、比例定数は軸力比によって変化すると考えられる。

一般に帯筋が実際に供給できる横応力度は、横拘束耐力よりは小さいと考えられ、その大きさは主に帯筋の配筋形状に依存する。同じ横拘束耐力をもち、配筋形状の異なるB1とB5の変形性能が著しく異なったのは、帯筋が実際に供給できる横応力度が違ったためと考えられる。これは帯筋が材軸方向のみではなく、材軸に直交する方向にも力を受け、曲げ変形するためであり、あらゆる帯筋の配筋形状による部材の靱性を定量的に評価するには、帯筋の曲げ変形による横応力度を定量的に把握し、帯筋が実際に供給できる横応力度を評価することが必要である。そして部材の変形性能を高めるには、帯筋が実際に供給できる横応力度が横拘束耐力にできるだけ近づくような配筋形状とするのが望ましいといえる。

2.5 まとめ

曲げ変形の卓越する、高強度コンクリートを用いたRC柱の変形性能と帯筋の関係を把握するために行なった柱の曲げせん断実験の結果から次のことがわかった；

① 高強度コンクリートを用いたRC柱の靱性確保は難しいとされるが、帯筋の配筋詳細を中子のある十分に拘束剛性の大きいものとすれば、帯筋強度に比例した変形性能が得られるので、高強度の帯筋を用いれば要求される変形性能を確保することが可能である。

② 同じ帯筋量でも、中子を配筋することにより変形性能が向上する。

③ 中子をもつ試験体と中子のない試験体の著しい変形性能の違いが、その帯筋の歪から確認された。

④ 柱主筋を4隅に配筋するよりも、周辺に分布させて配筋する方が変形性能が向上する。

⑤ 本研究で対象とした高強度コンクリートを用いたRC柱の変形特性は、普通強度のコンクリートを用いたRC柱と同様に、ヒンジ領域は危険断面からほぼ部材せいの部分で、変形はヒンジ領域に集中する。

⑥ 六車らとParkらによる圧縮コンクリートの構成則モデルの高強度コンクリートを用いた本実験結果への適合性は、前者は耐力、変形ともに過小評価し、後者は耐力、変形ともに過大評価する結果となった。特に変形の算定値は実験値から大きく隔たった。

⑦ 部材の変形性能は、帯筋によって実際に生じている横応力度と密接な関係があり、部材の耐力維持に必要な横応力度は、試験体によらずほぼ部材の変形角に比例することがわかった。

表2.1 設計基準強度に基づく試験体の曲げ耐力

ID	曲げ耐力 (tonf)
B1	30.7
B2	32.7
B3	30.5
B4	31.2
B5	31.8
B6	31.8
B7	32.7
B8	29.1

表2.2 試験体諸元

ID	主筋	軸力比	横補強筋			Fc
			配筋	pw		
B1	12-D13	0.35	4-5 ϕ *1 @60	0.50%		800
B2	12-D13	0.35	4-5 ϕ *1 @40	0.75%		800
B3	12-D13	0.35	4-5 ϕ *3 @60	0.50%		800
B4	12-D13	0.35	4-5 ϕ *2 @60	0.50%		800
B5	12-D13	0.35	2-5 ϕ *1 @30	0.50%		800
B6	12-D13	0.35	2-7 ϕ *1 @60	0.50%		800
B7	4-D19	0.35	2-5 ϕ *1 @30	0.50%		800
B8	12-D13	0.55	4-5 ϕ *1 @40	0.75%		800

※ 軸力比：軸力／全断面積／コンクリート圧縮強度

*1 σ_{wy} ：8000kgf/cm²程度

*2 σ_{wy} ：12000kgf/cm²程度

*3 σ_{wy} ：4000kgf/cm²程度

@：帯筋間隔 (mm)

pw：帯筋比 (%)、Fc：コンクリート設計規準強度 (kgf/cm²)

σ_{wy} ：帯筋強度 (kgf/cm²)

表2.3 鉄筋の引張試験結果

材料名	Es	σ_y	ϵ_y	σ_m
D13 (SD40)	1.867	3867	2071	5816
D19 (SD35)	1.849	3458	1870	5221
5 ϕ (SR80)	2.035	7892	3878	8741
7 ϕ (SR80)	2.123	8738	4117	9516
5.5 ϕ (SR35)	2.080	3507	1686	3888
5 ϕ (SR120)	1.876	11482	6126	13405

※ Es: 初期剛性 (10^4 kgf/cm^2)、 ϵ_y : 降伏歪 (μ)

σ_y : 降伏強度、 σ_m : 引張強度 (kgf/cm^2)

表2.4 コンクリートの調合

水セメント比	スランブ		細骨材率	水	セメント		細骨材	粗骨材	混和材
W/(C+D)	Sl.	Air	s/a	W	C	S	G	D	
(%)	(cm)	(%)	(%)			(kg/m^3)			
29.4	23~25	2	55	168	514	888	742	57	

※ セメント: 普通ポルトランド、水: 水道水、S: 丘砂、

G: 硬質砂岩碎石 (10mm以下)、D: シリカヒューム、

減水剤: 高性能減水剤、高性能AE減水剤の2種併用

表2.5 コンクリートの圧縮試験結果

BATCH	1	2	3	4	5	6	7	8	S
材齢(日)									
28	938	938	912	911	902	885	898	884	801
28(17抜き)			902		836		851		
53	1093	1069	(1051)	(1050)	(1040)	(1020)	(1035)	(1019)	(923)
56(17抜き*)			982		917		963		
59	B2								
78		B1							
84			B3						
87				B5					
93					B4				
95	()	()	1073	1068	(1068)	1036	1096	1043	929
97						B7			
99(17抜き*)			991		928		930		
100							B6		
105								B8	
171	1103	1070	1046	1027	(1038)	1025	1038	1030	
補正した値	1043	1020	1018	1017	1018	989	1042	995	

※ 単位はいずれも kgf/cm^2

()の値は材齢4週(28日)の時の試験結果を基に予測した値

*印のついたコア抜きは、ピースの養生した場所が試験体と異なるので参考値
試験体IDの記入してある所が試験体の加力日

BATCHでSは、スタブに用いたコンクリートを指す

表2.6 コンクリートの性質

圧縮強度 (kgf/cm ²)	初期剛性 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	菅野式の算定値 (kgf/cm ²)
1015	3.39×10 ⁵	55.5	57.3

表2.7 材料試験結果に基づく試験体諸元

横補強筋							
ID	主筋	軸力比	配筋	p _w	σ _{wy}	p _w ・σ _{wy}	σ _n
B1	12-D13	0.35	4- 5φ @60	0.50%	7892	39.5	1020
B2	12-D13	0.34	4- 5φ @40	0.75%	7892	59.2	1043
B3	12-D13	0.35	4-5.5φ @60	0.50%	3507	21.2	1018
B4	12-D13	0.35	4- 5φ @60	0.50%	11482	57.4	1018
B5	12-D13	0.35	2- 5φ @30	0.50%	7892	39.5	1017
B6	12-D13	0.34	2- 7φ @60	0.50%	8738	43.7	1042
B7	4-D19	0.36	2- 5φ @30	0.50%	7892	39.5	989
B8	12-D13	0.55	4- 5φ @40	0.75%	7892	59.2	995

※ 軸力比：軸力／全断面積／コンクリート圧縮強度

@：帯筋間隔 (mm)、p_w：帯筋比 (%)、σ_{wy}：帯筋強度 (kgf/cm²)

σ_n：コンクリート実強度 (kgf/cm²)

表2.8 使用ロードセルおよび変位計

Ch.No	測定器具	測定対象	測定部位	感度	ストローク	
000	ロードセル	軸力		0.01 V/tonf		MONITOR
001		層せん断力		40 μ /tonf		MONITOR
002		曲げ戻し	東	66.7 μ /tonf		MONITOR
003		"	西	"		MONITOR
004	歪ゲージ	横振れ	東北下			MONITOR
005		"	東南下			MONITOR
006		"	東北上			MONITOR
007		"	東南上			MONITOR
008		"	西北上			MONITOR
009		"	西南上			MONITOR
010	変位計	層間変位	下	100 μ /mm	100 mm	MONITOR
011		"	上	100	100	MONITOR
012		軸方向変形	下	200	50	MONITOR
013		"	上	200	50	MONITOR
014		端部回転	下, 東, D/2	500	25	
015		"	下, 東, D	500	25	
016		"	下, 西, D/2	500	25	
017		"	下, 西, D	500	25	
018		"	上, 東, D/2	500	25	
019		"	上, 東, D	500	25	
020		"	上, 西, D/2	500	25	
021		"	上, 西, D	500	25	
022		歪分布	下1, 東	1000	10	
023		"	下1, 中	2000	5	
024		"	下1, 西	1000	10	
025		"	下2, 東	1000	10	
026		"	下2, 中	2000	5	
027		"	下2, 西	1000	10	
028		"	下3, 東	1000	10	
029		"	下3, 中	2000	5	
030		"	下3, 西	1000	10	
031		"	下4, 東	2000	5	
032		"	下4, 西	2000	5	
033		"	下5, 東	2000	5	

-----次ページに続く-----

034	"	下5, 西	2000	5
035	"	上5, 東	2000	5
036	"	上5, 西	2000	5
037	"	上4, 東	2000	5
038	"	上4, 西	2000	5
039	"	上3, 東	1000	10
040	"	上3, 中	2000	5
041	"	上3, 西	1000	10
042	"	上2, 東	1000	10
043	"	上2, 中	2000	5
044	"	上2, 西	1000	10
045	"	上1, 東	1000	10
046	"	上1, 中	2000	5
047	"	上1, 西	1000	10
048	たわみ分布	下1	1000	10
049	"	下2	1000	10
050	"	下3	500	25
051	"	下4	500	25
052	"	下5	200	50
053	"	下6	200	50
054	"	上6	200	50
055	"	上5	200	50
056	"	上4	500	25
057	"	上3	500	25
058	"	上2	1000	10
059	"	上1	1000	10

060～ 番ゲ-シ

表2.9 実験結果と解析結果

ID	実験値		解析値			
	Q max	R u	六車		修正 Kent-Park	
			Q max	R u	Q max	R u
B1	41.0	0.020	36.2	0.010	46.6	0.111
B2	41.8	0.035	38.0	0.012	47.1	0.161
B3	43.6	0.014	35.3	0.009	45.5	0.103
B4	40.5	0.025	36.7	0.011	47.6	0.121
B5	40.2	0.014	35.7	0.010	46.7	0.152
B6	42.5	0.015	36.7	0.010	46.9	0.111
B7	39.0	0.010	36.6	0.010	45.4	0.158
B8	38.8	0.028	35.4	0.009	51.4	0.093

※ Q max : 最大耐力 (tonf)、R u : 限界変形角 (rad.)

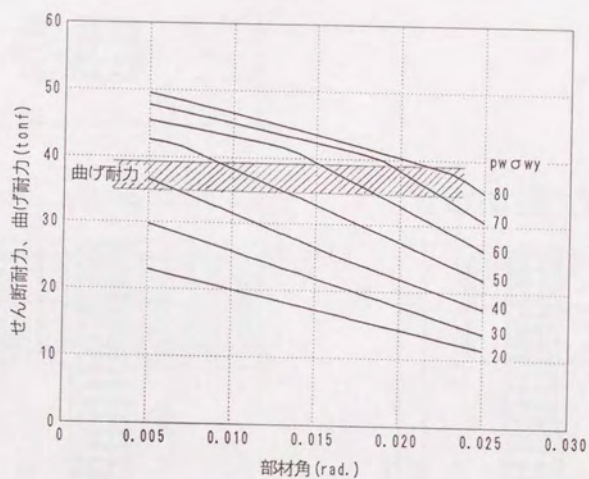
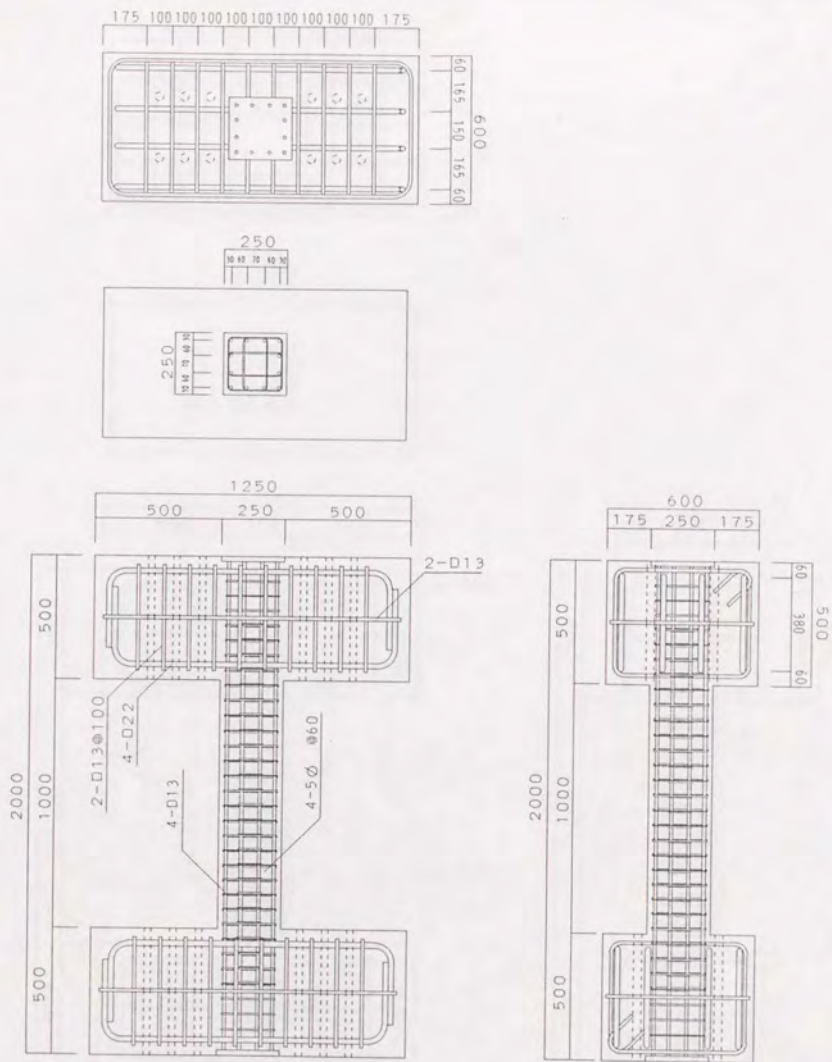
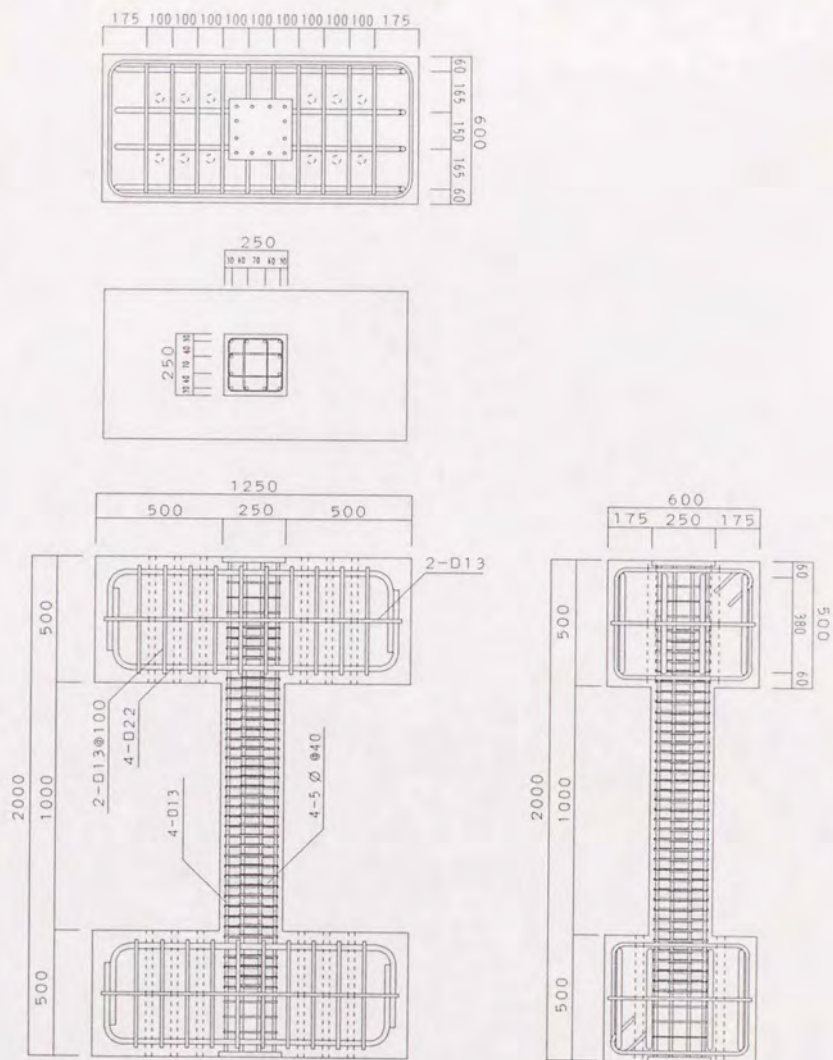


図2.1 曲げ耐力と指針式によるせん断耐力の関係



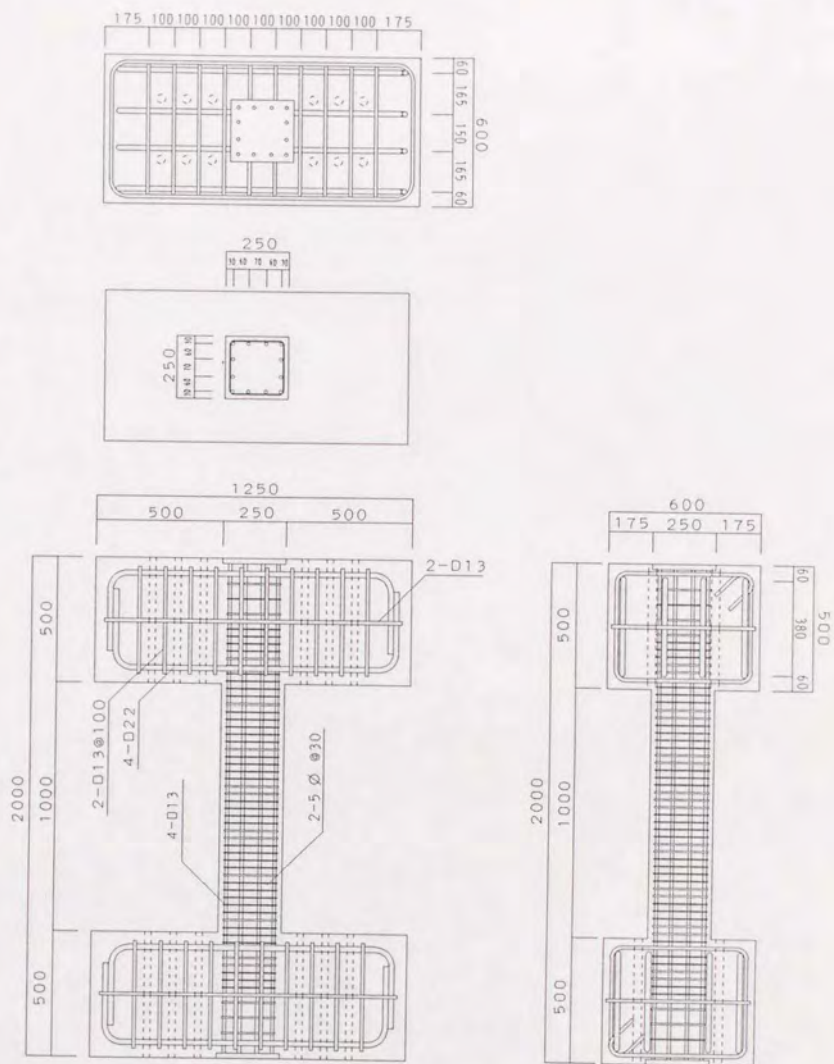
単位: mm

図2.2-1 配筋図 (試験体B1.3.4)



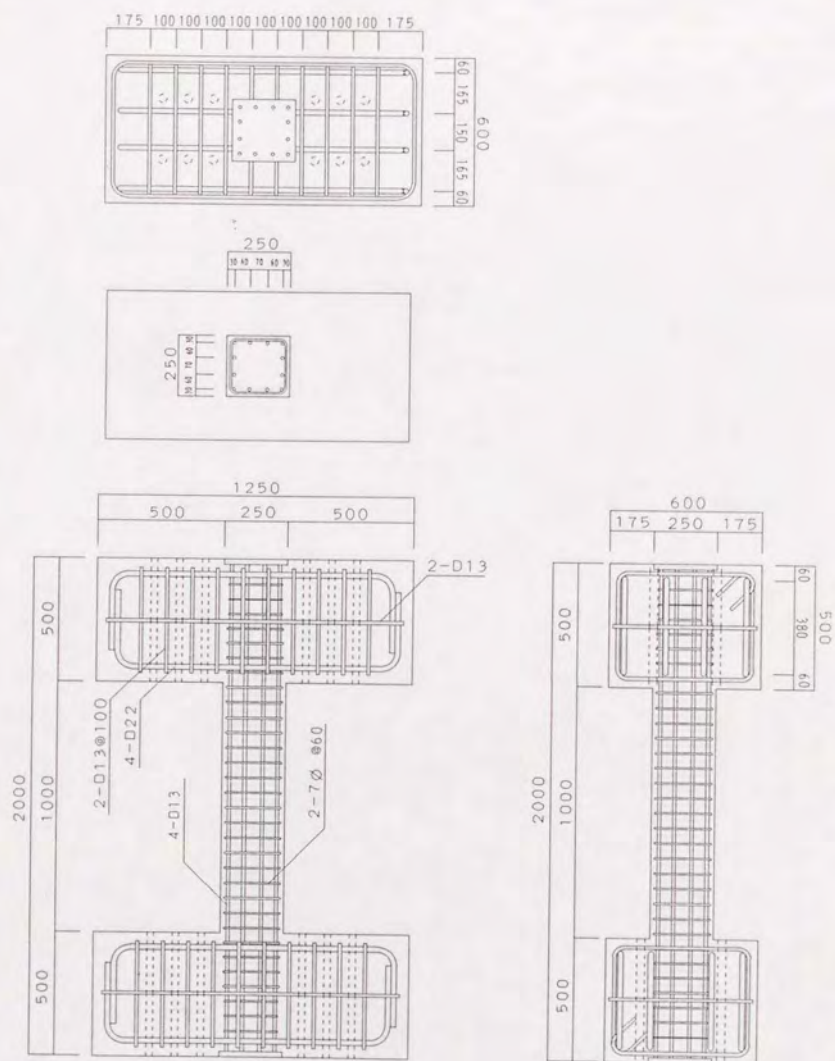
単位 : mm

図2.2-2 配筋図 (試験体B2.8)



単位: mm

図 2.2-3 配筋図 (試験体85)



単位: mm

図2.2-4 配筋図(試験体B6)

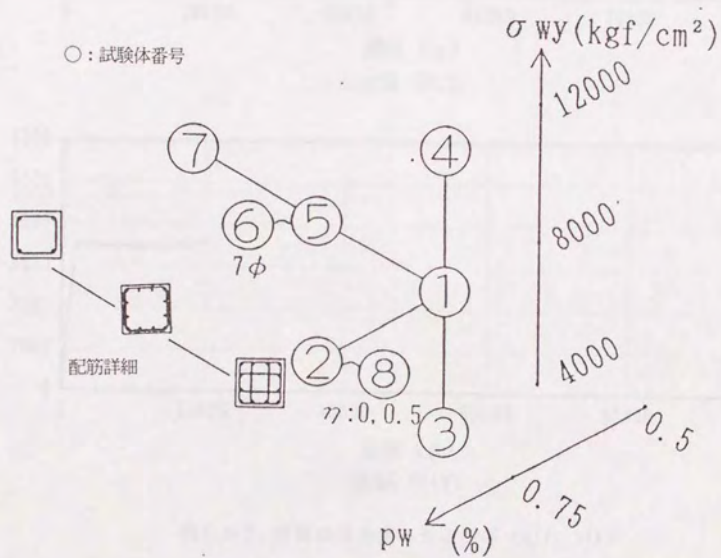


図2.3 試験体間の関係

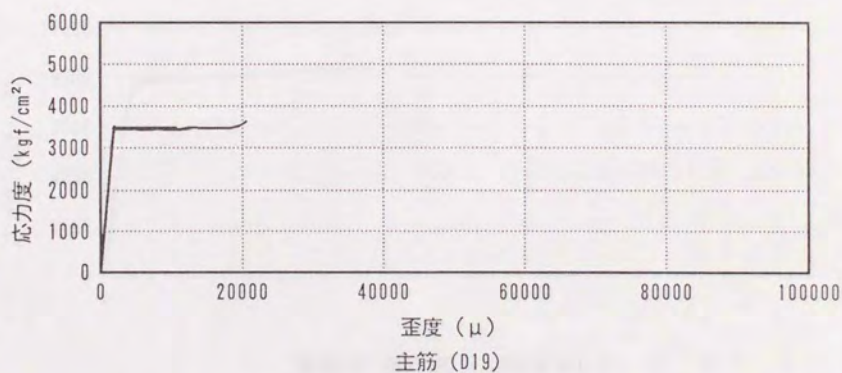
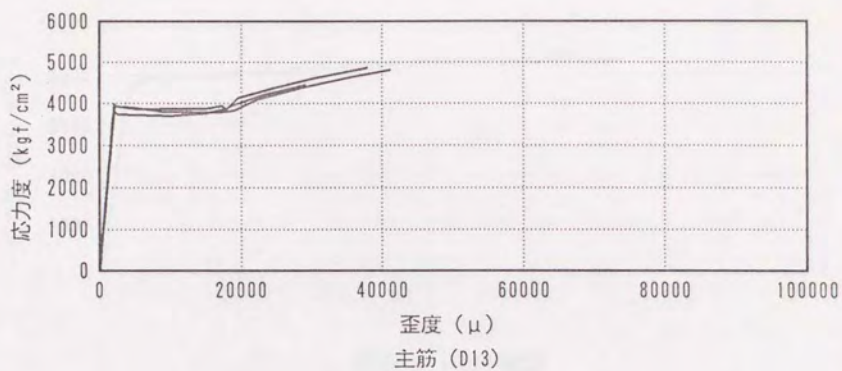
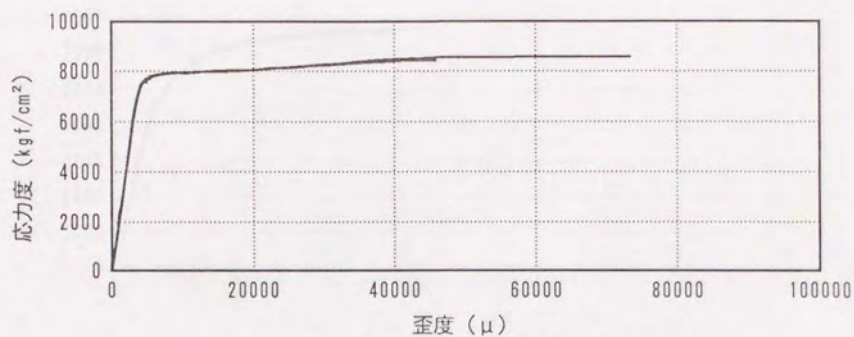
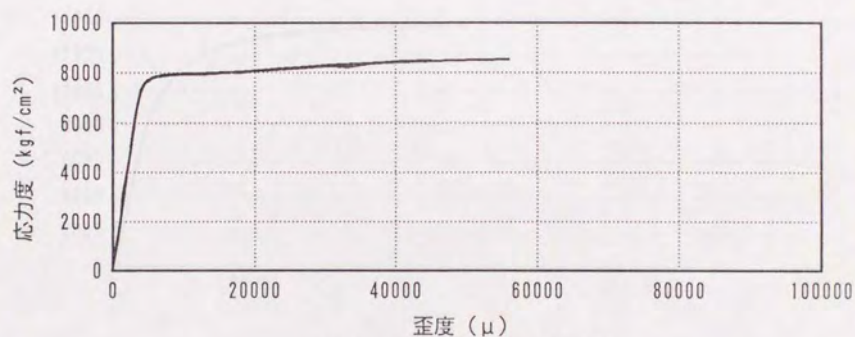


図2.4-1 鉄筋の応力度－歪度関係 (D13、D19)



帯筋5φ (SD80相当)



帯筋5φ (SD80相当, 溶接部有り)

図2.4-2 鉄筋の応力度－歪度関係 (5φ、SR80相当)

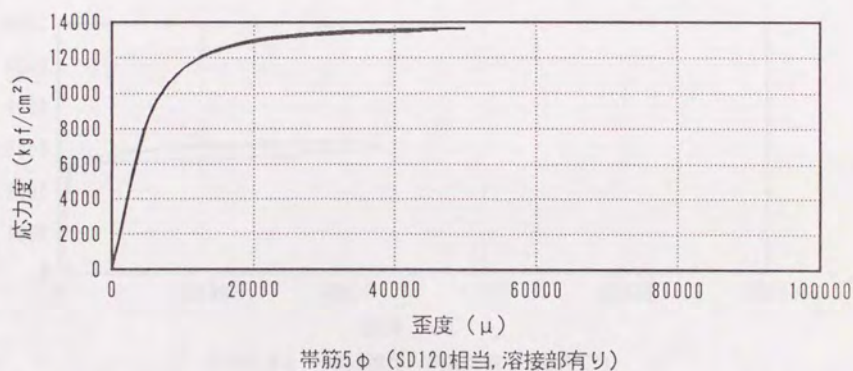
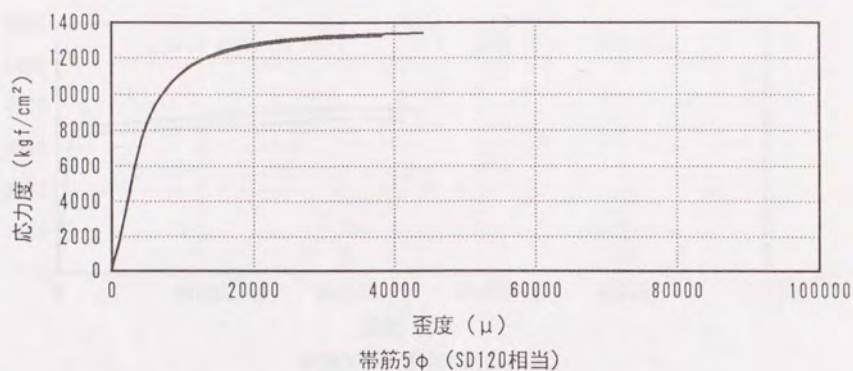
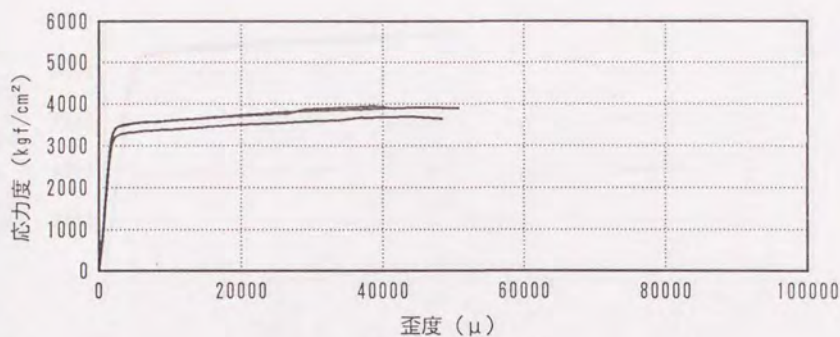
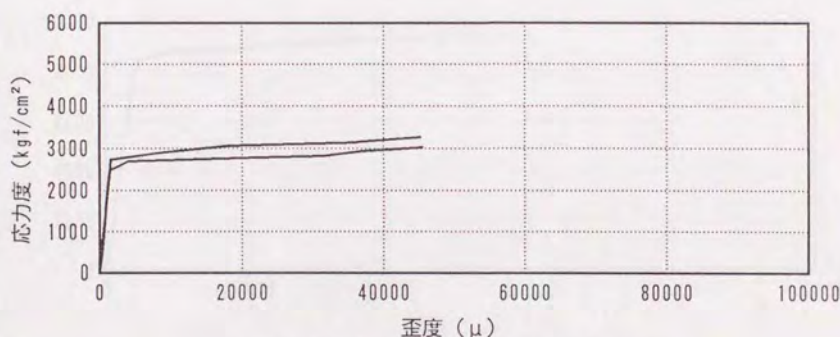


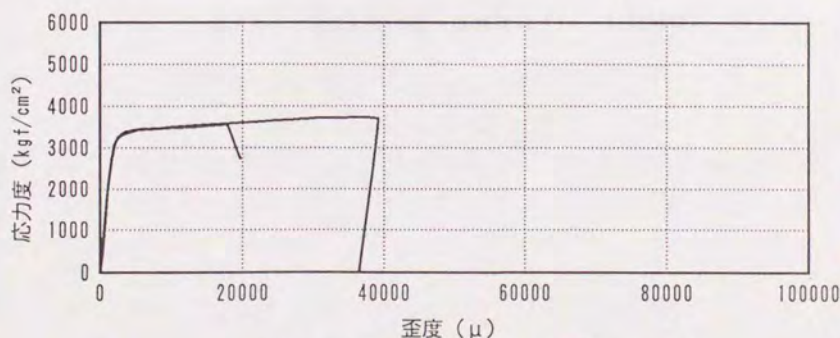
図2.4-3 鉄筋の応力度－歪度関係 (5φ、SR120相当)



帯筋5.5φ (SD35相当)



帯筋5.5φ (SD35相当, 溶接部有り, 溶接部)



帯筋5.5φ (SD35相当, 溶接部有り, 溶接部外)

図2.4-4 鉄筋の応力度-歪度関係 (5.5φ、SR35相当)

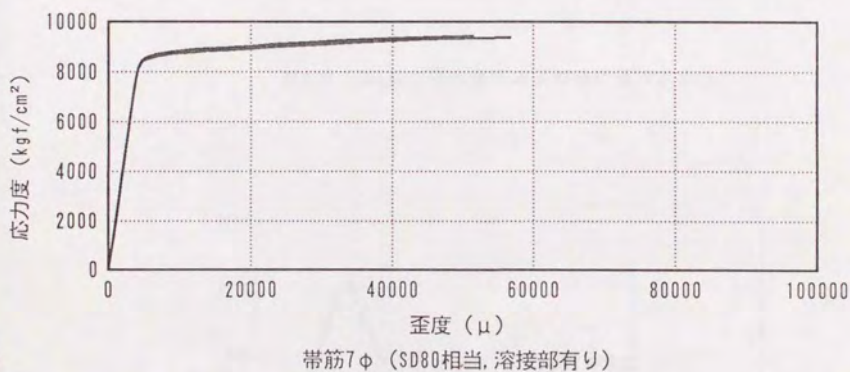
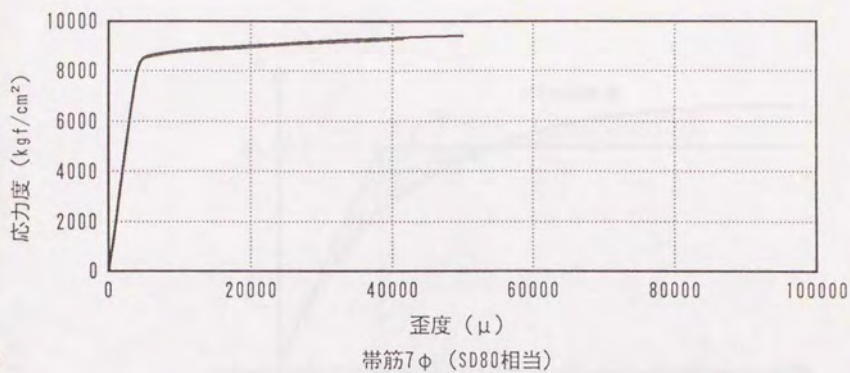


図2.4-5 鉄筋の応力度－歪度関係 (7φ、SR80相当)

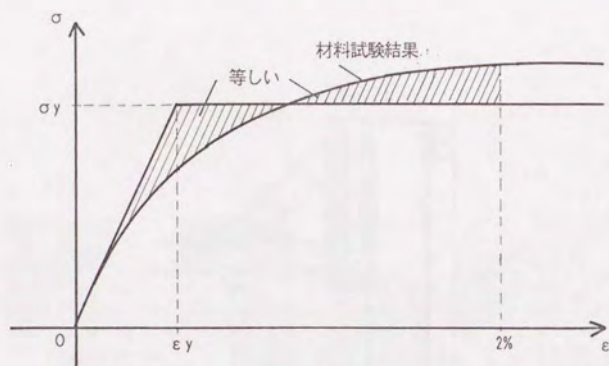


図2.5 鉄筋の降伏強度および降伏歪の求め方

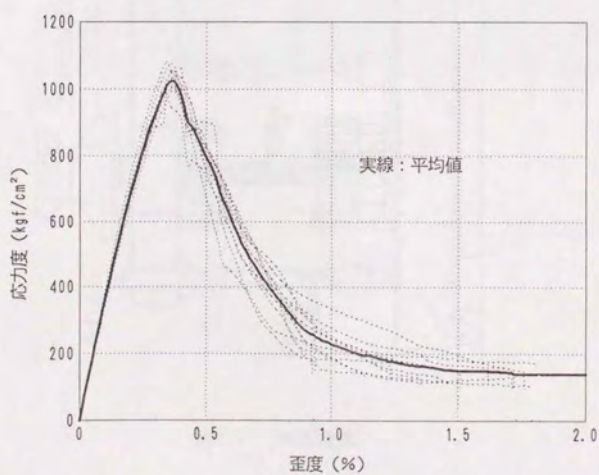


図2.6 コンクリートの応力度-歪度関係

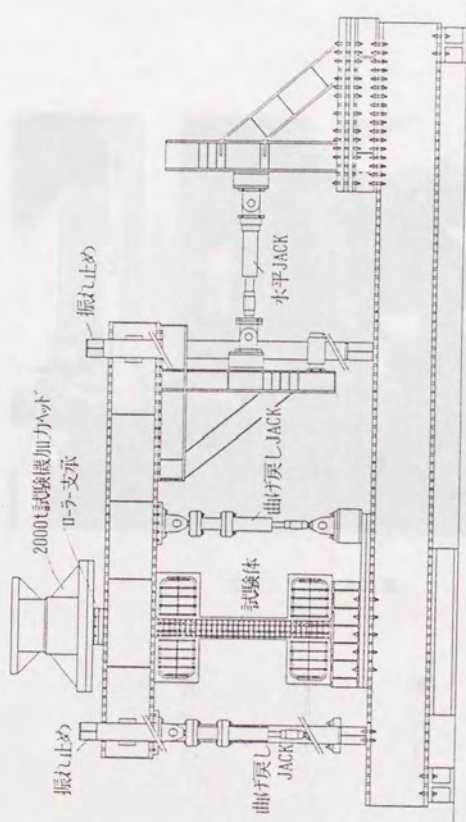


図2.7 加力装置

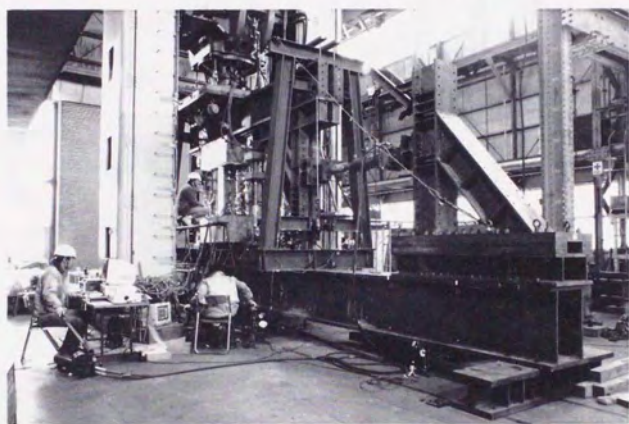


写真2.1 加力風景

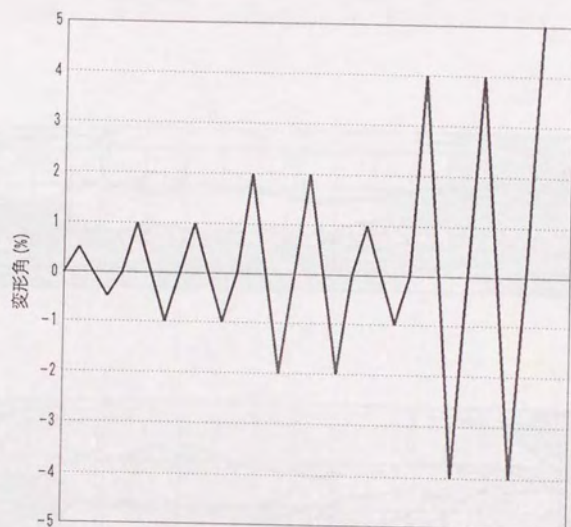


图2.8 加力履歴

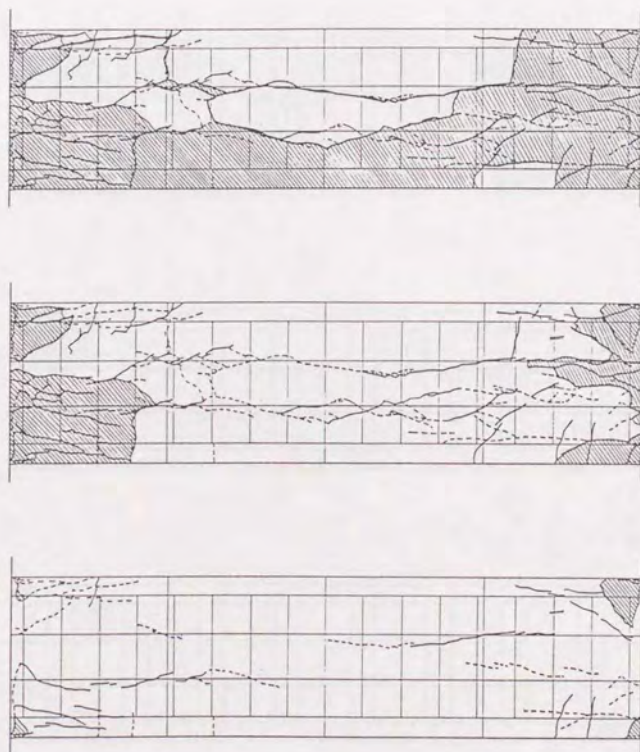
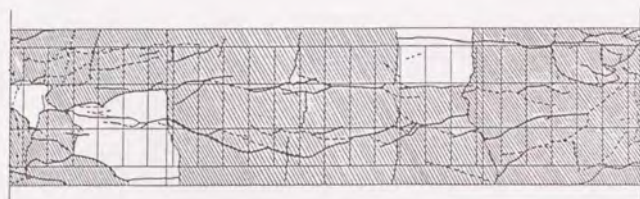
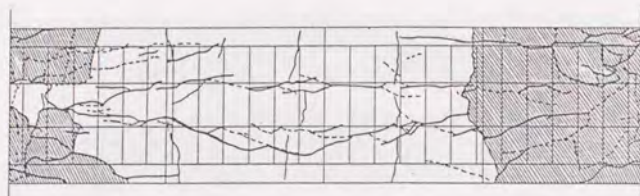


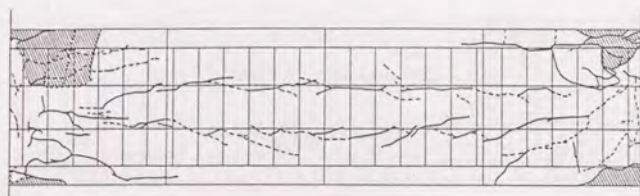
図2.9-1 ひび割れ状況 (試験体 B1)



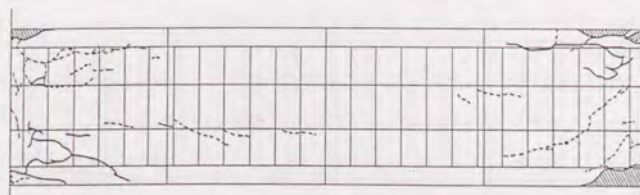
加力終了時



変形角1/25

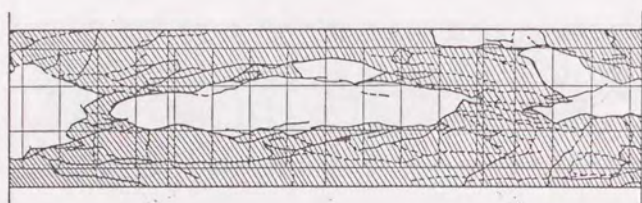


変形角1/50

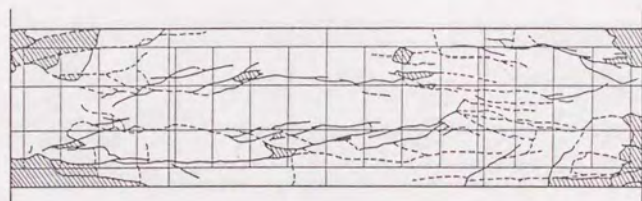


変形角1/100

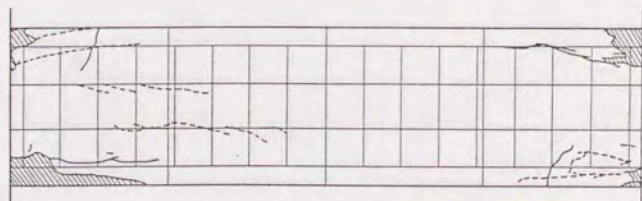
図2.9-2 ひび割れ状況（試験体 B2）



加力終了時

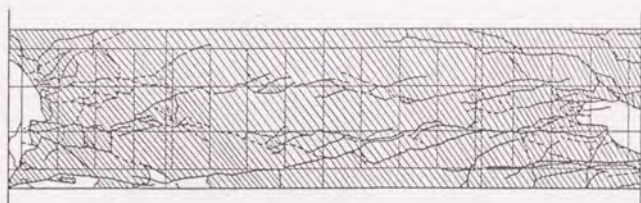


変形角1/50

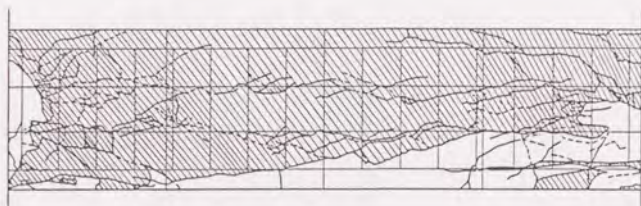


変形角1/100

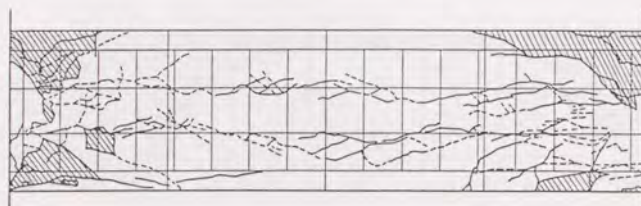
図2.9-3 ひび割れ状況（試験体 B3）



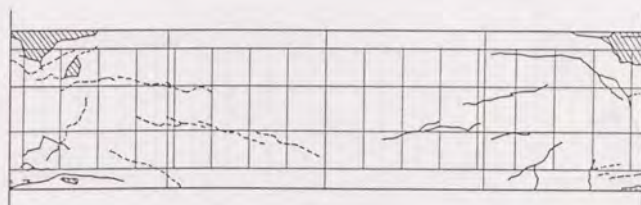
加力終了時



変形角 1/25



変形角 1/50



変形角 1/100

図2.9-4 ひび割れ状況 (試験体 B4)

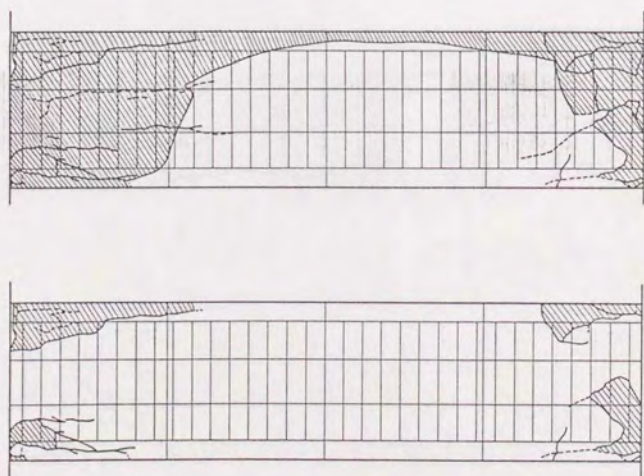


図2.9-5 ひび割れ状況 (試験体 85)

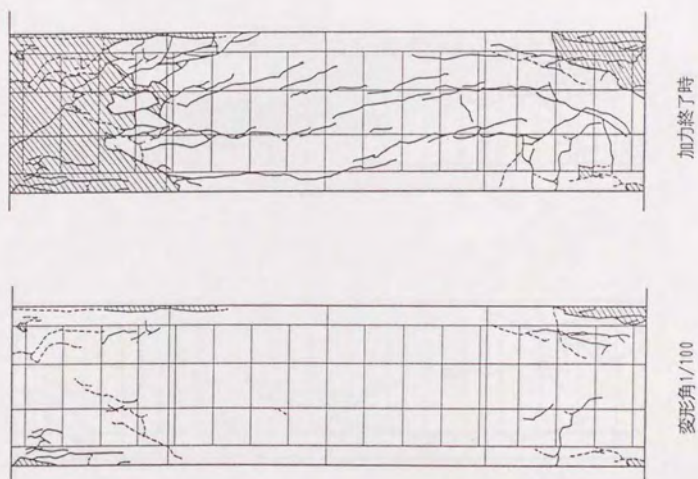
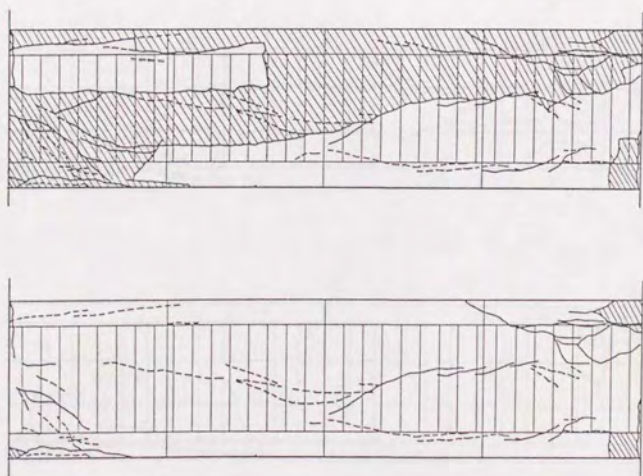


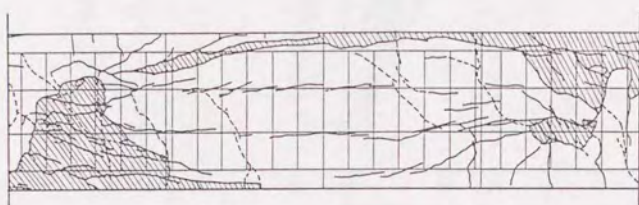
図2.9-6 ひび割れ状況（試験体 B6）



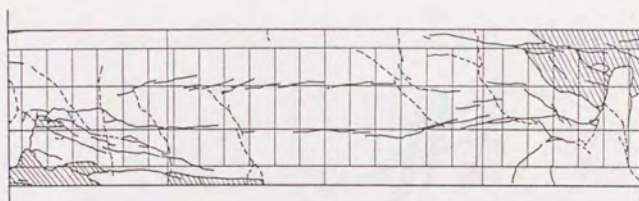
加力終了時

変形角1/100

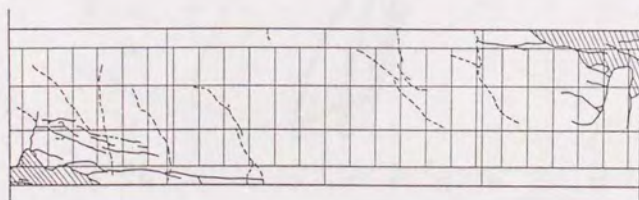
図2.9-7 ひび割れ状況 (試験体 87)



加力終了時



変形角 1/50



変形角 1/100

図2.9-8 ひび割れ状況（試験体 B8）

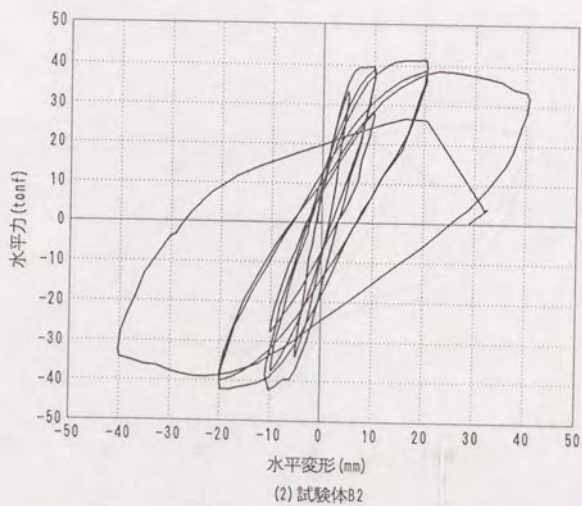
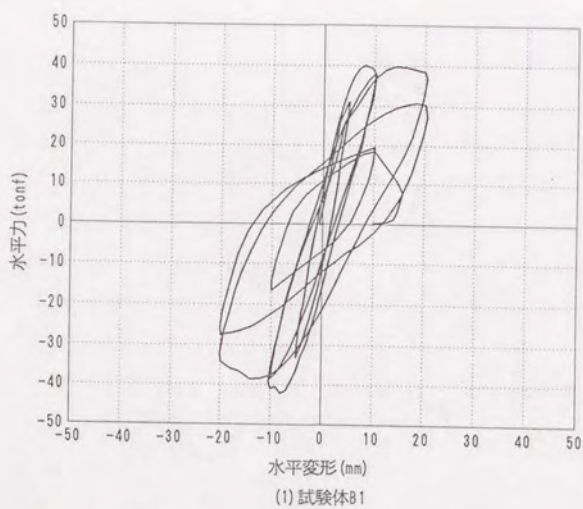


図2.10-1 水平力-水平変形関係 (試験体 B1、B2)

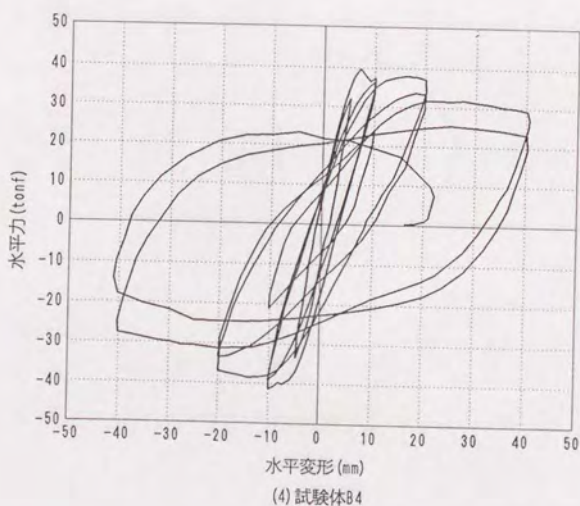
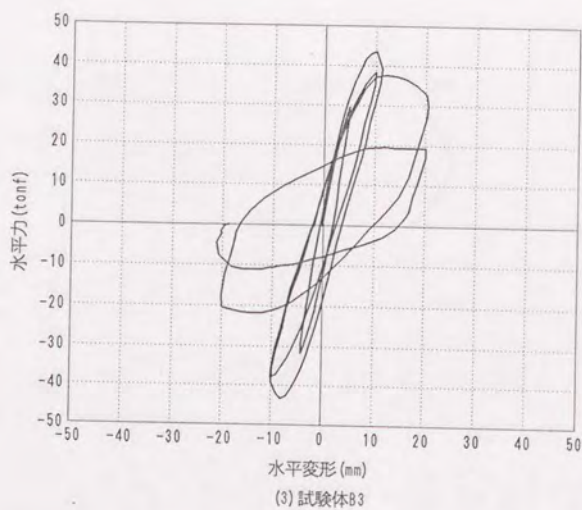


図2.10-2 水平力-水平変形関係 (試験体 B3、B4)

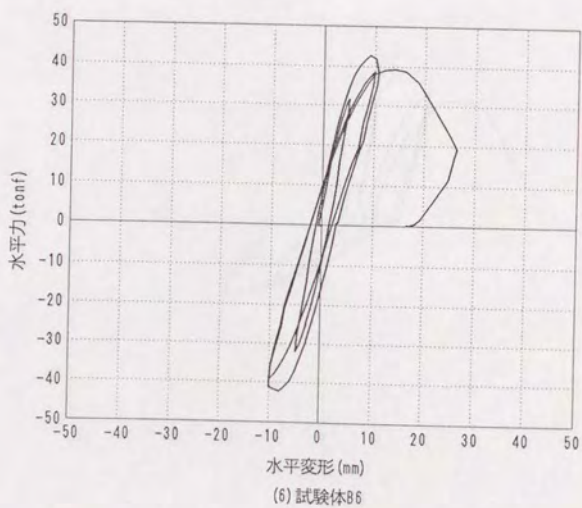
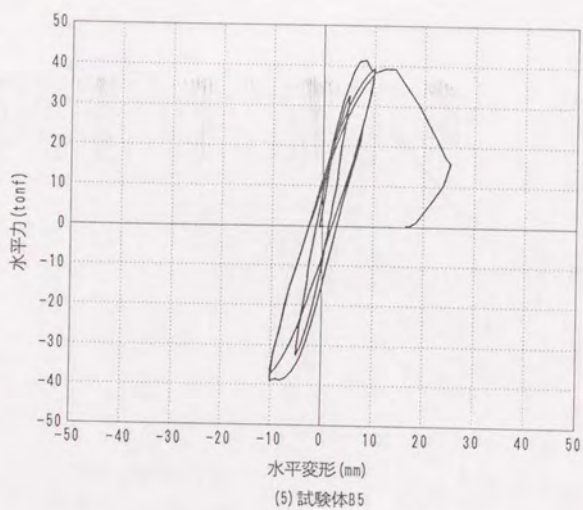


図2.10-3 水平力-水平変形関係 (試験体 B5、B6)

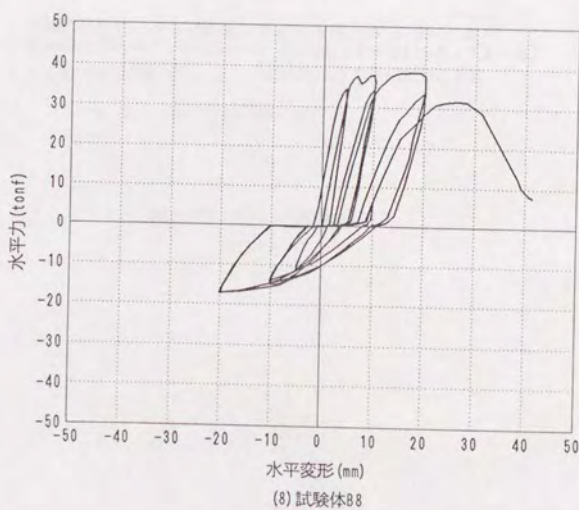
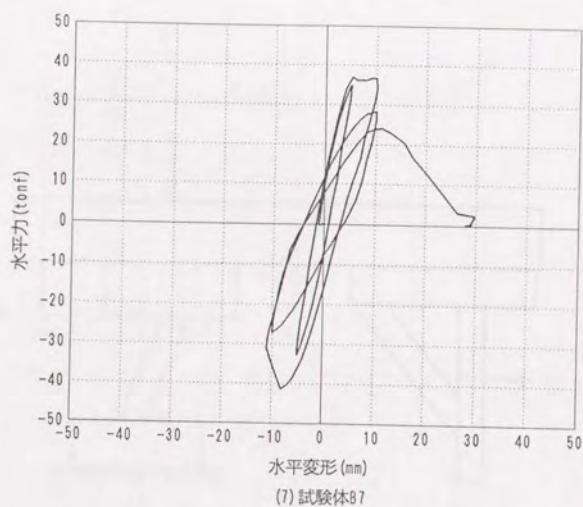
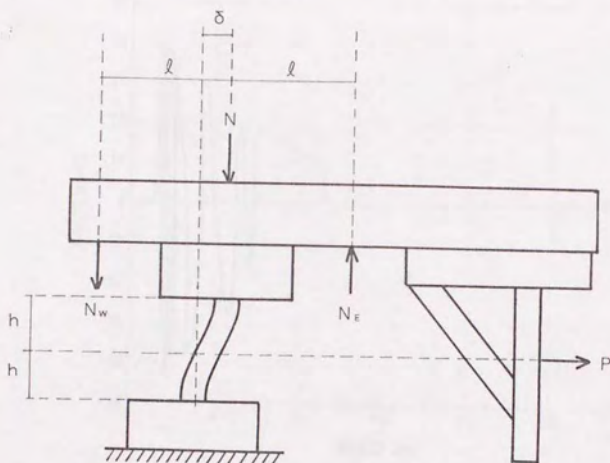


図2.10-4 水平力-水平変形関係 (試験体 B7、B8)



$$\begin{aligned}
 \text{柱頭回りのモーメント } M_T &= -P\ell + (N_W - N_E)\ell - N\delta \\
 \text{柱脚回りのモーメント } M_B &= +P\ell - N_E(\ell + \delta) + N_W(\ell - \delta) \\
 \text{せん断力} &= \frac{M_B - M_T}{2\ell} = \frac{2P\ell + (N - N_E - N_W)\delta}{2\ell} \\
 &= P + \frac{N - N_E - N_W}{2\ell} \delta
 \end{aligned}$$

図2.11 P-Δ効果の補正

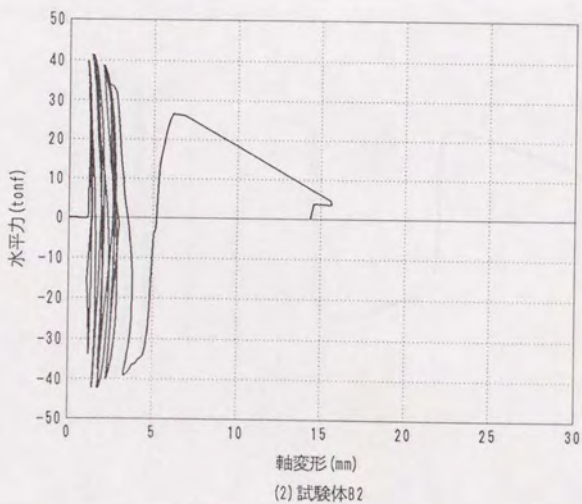
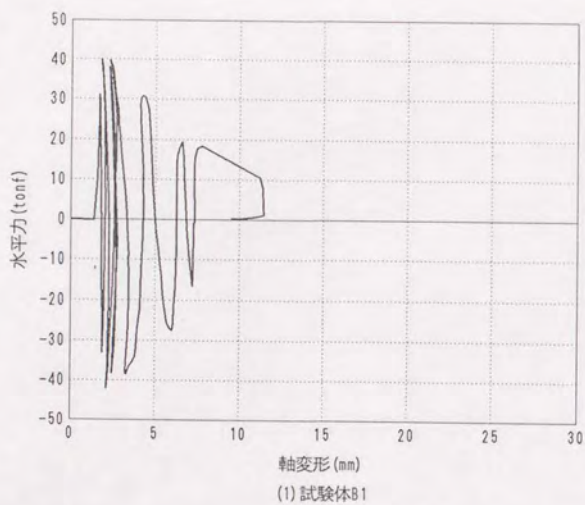


図2.12-1 水平力－軸変形関係（試験体 B1、B2）

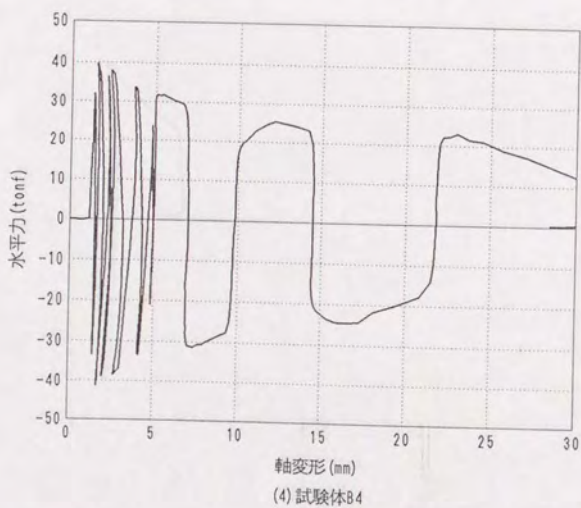
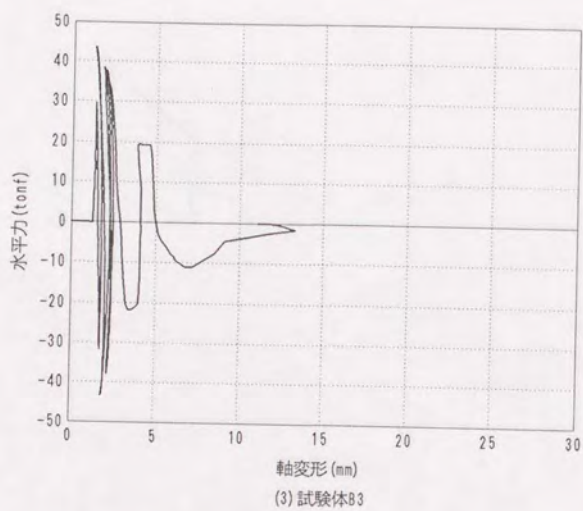


図 2.12-2 水平力-軸変形関係 (試験体 B3、B4)

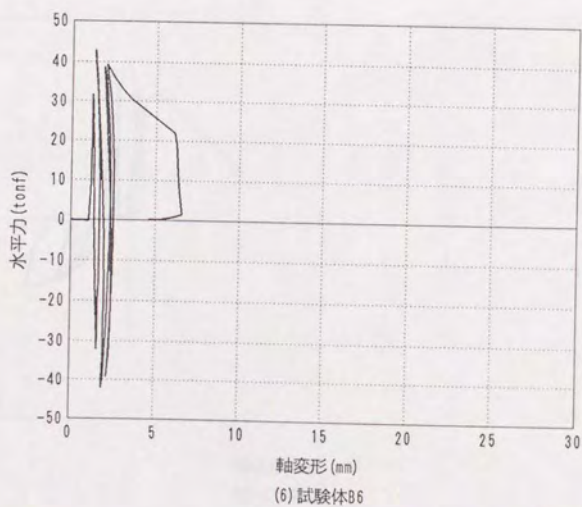
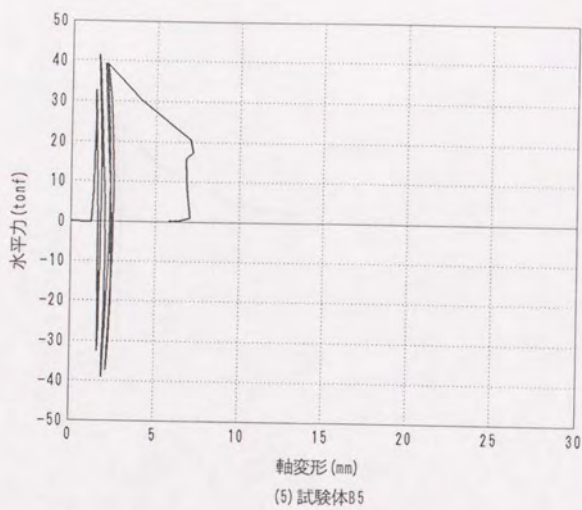


図2.12-3 水平力－軸変形関係（試験体 B5、B6）

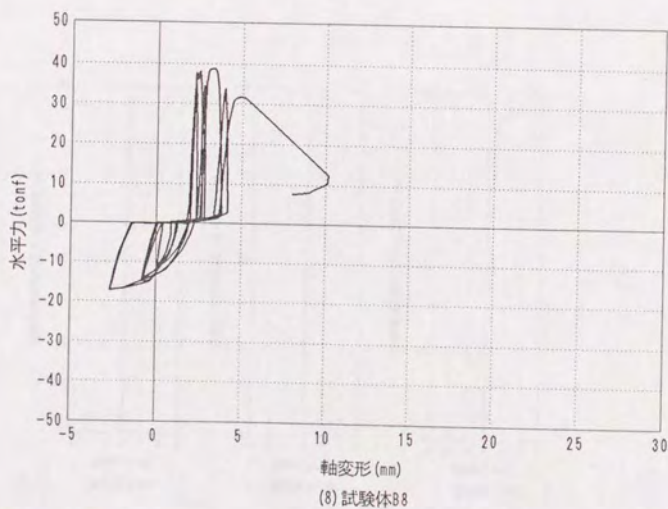
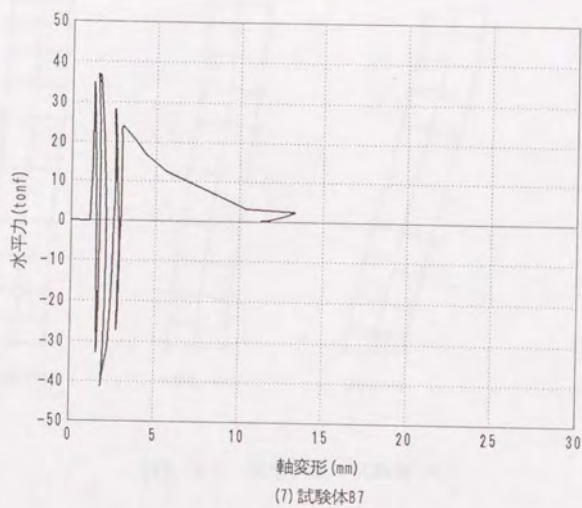


図2.12-4 水平力-軸変形関係 (試験体 B7、B8)

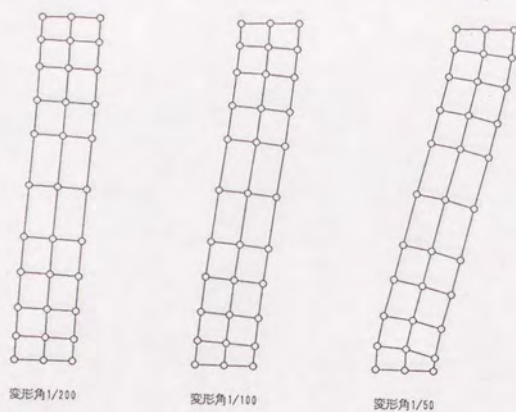


図 2.13-1 変形状態 (試験体 B1)

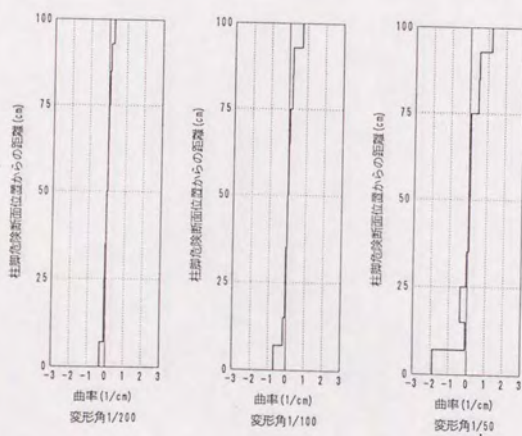


図 2.13-1 曲率分布 (試験体 B1)

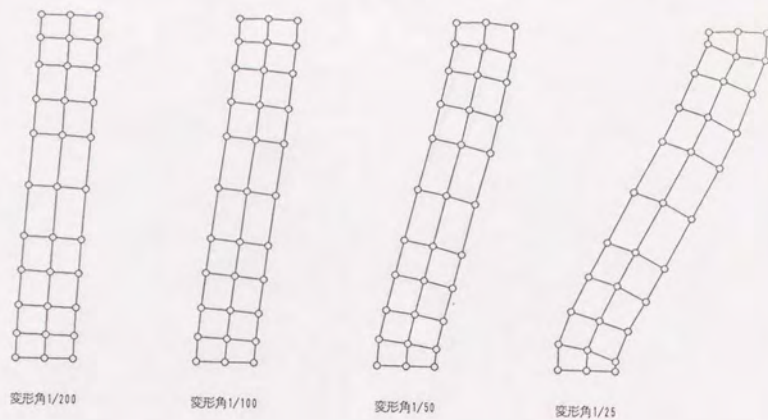


図 2.13-2 変形状態 (試験体 B2)

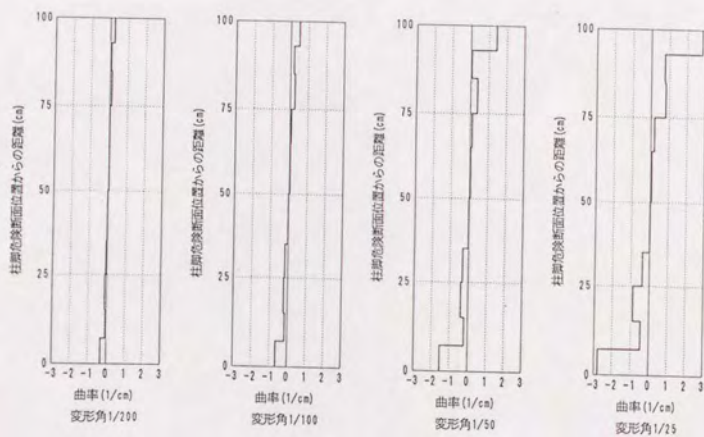


図 2.14-2 曲率分布 (試験体 B2)

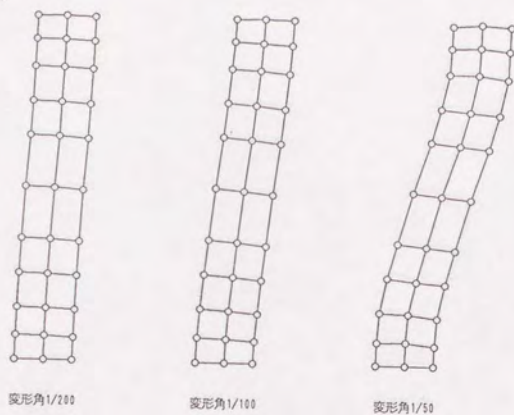


図 2.13-3 変形状態 (試験体 B3)

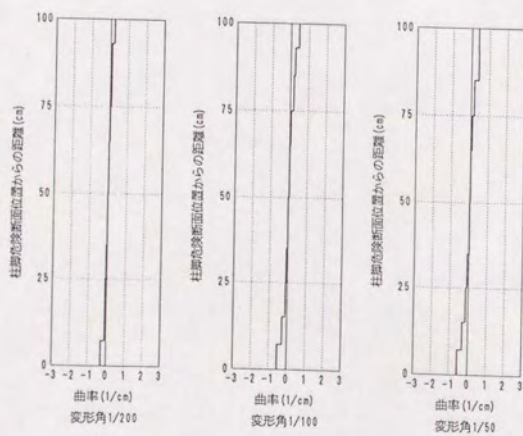


図 2.14-3 曲率分布 (試験体 B3)

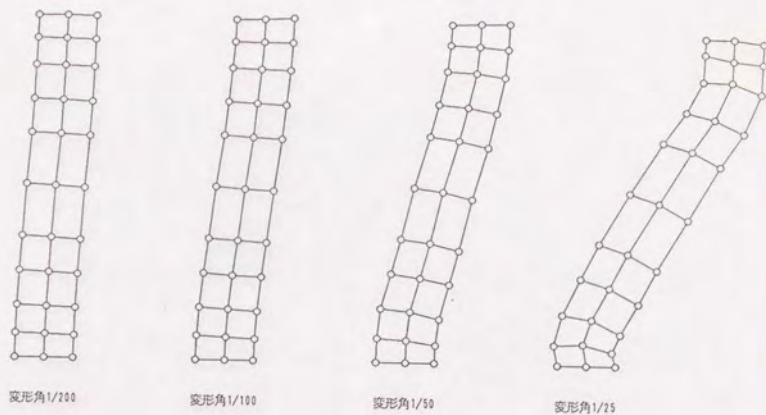


図 2.13-4 変形状態 (試験体 B4)

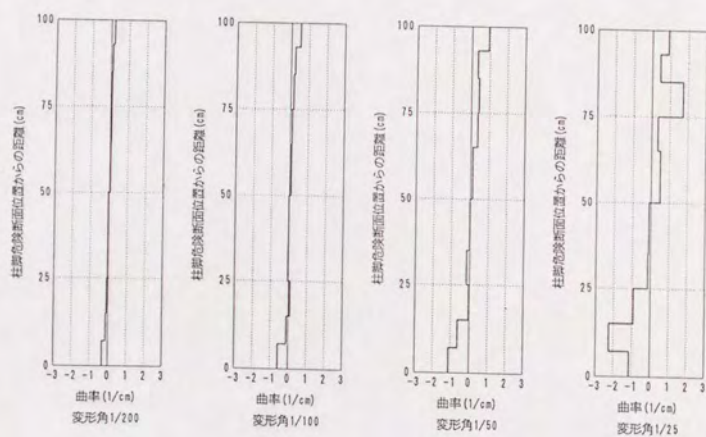
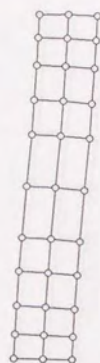
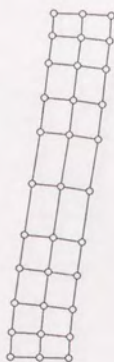


図 2.14-4 曲率分布 (試験体 B4)



変形角1/200



変形角1/100

図2.13-5 変形状態 (試験体 B5)

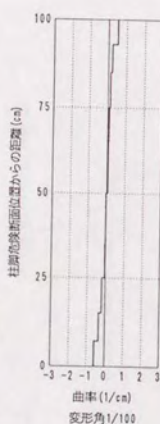
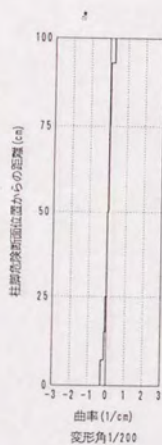
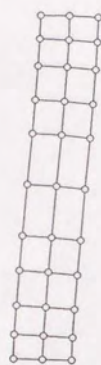
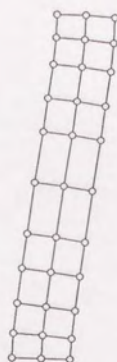


図2.14-5 曲率分布 (試験体 B5)



変形角1/200



変形角1/100

図2.13-6 変形状態 (試験体 B6)

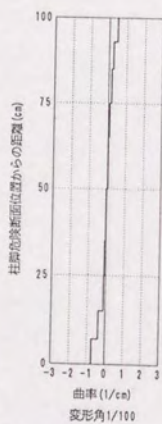
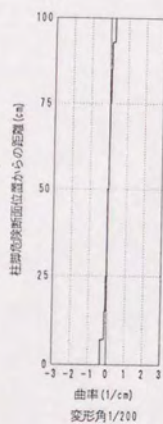
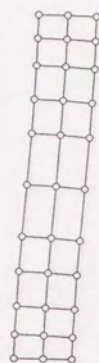
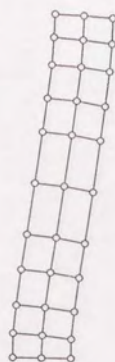


図2.14-6 曲率分布 (試験体 B6)



変形角 1/200



変形角 1/100

図2.13-7 変形状態 (試験体 B7)

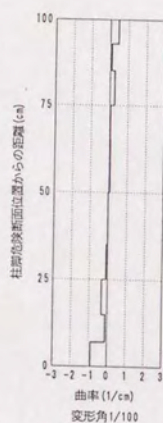
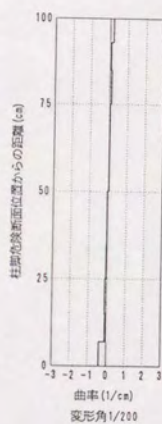


図2.14-7 曲率分布 (試験体 B7)

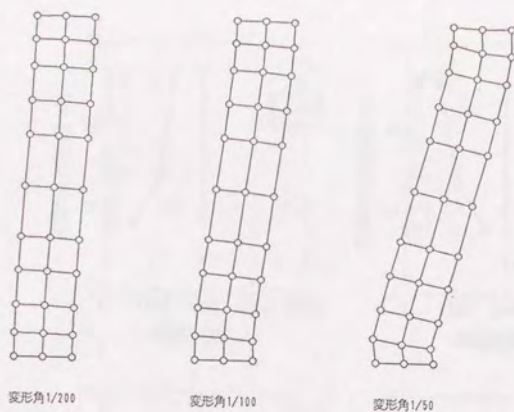


図 2.13-8 変形状態 (試験体 B8)

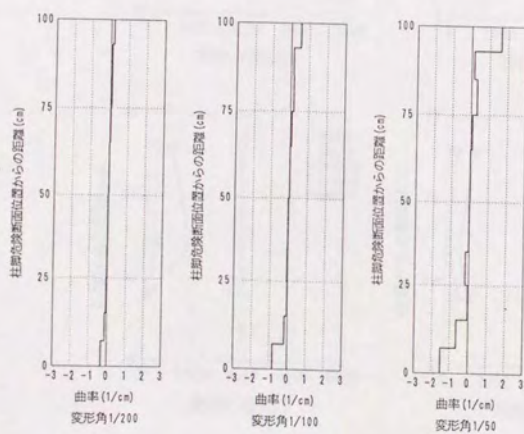


図 2.14-8 曲率分布 (試験体 B8)

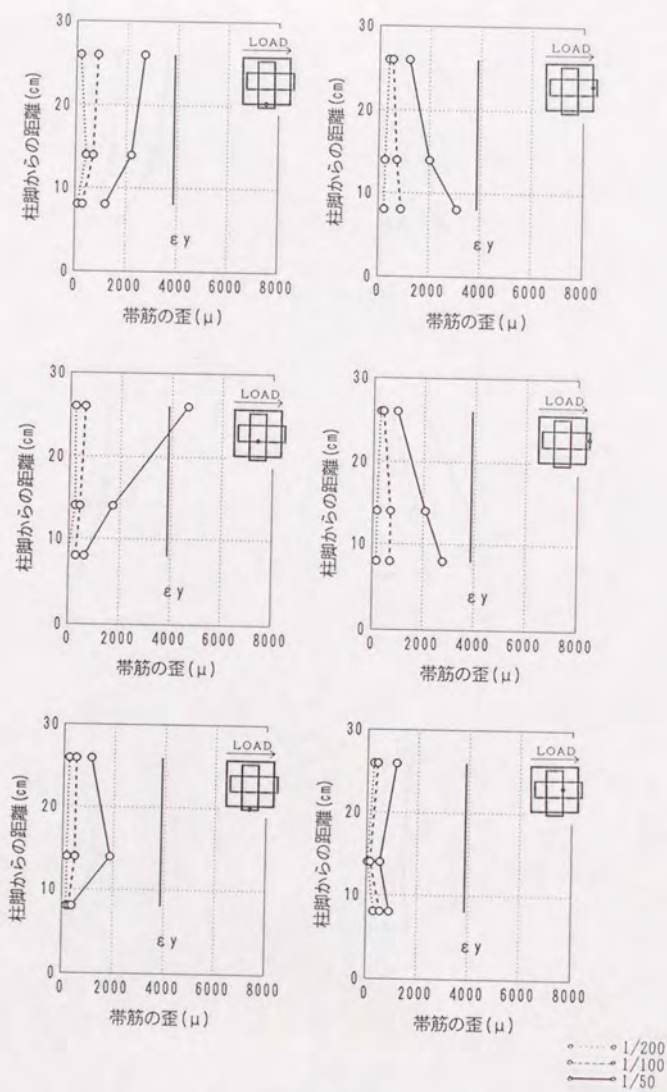


図2.15-1 帯筋の歪 (試験体 B1)

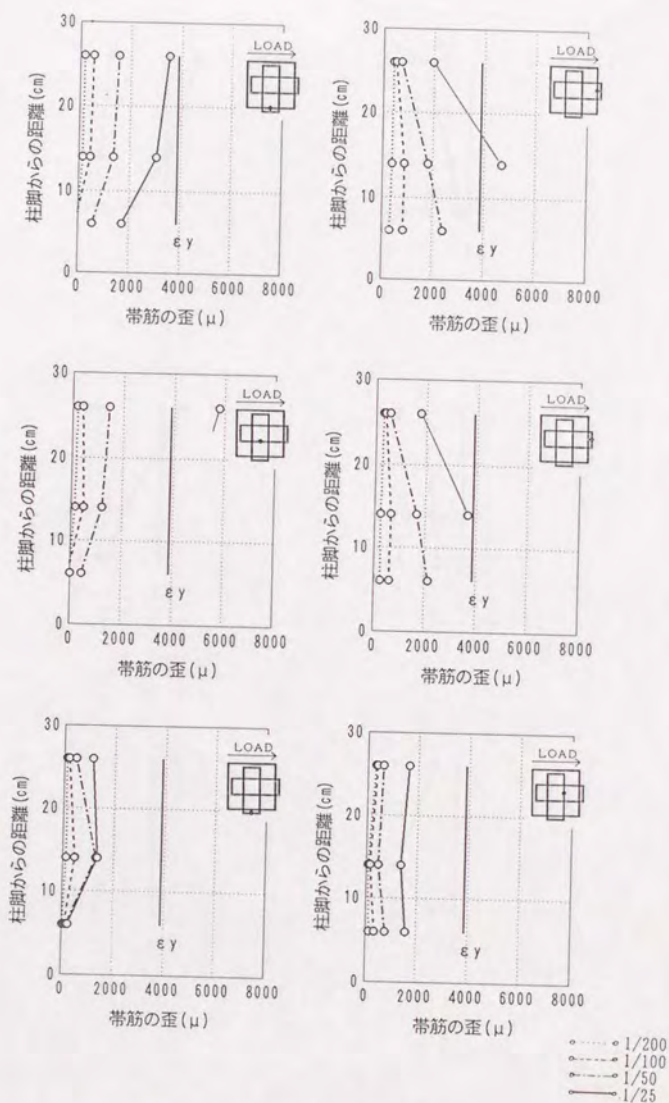


図2.15-2 帯筋の歪 (試験体 B2)

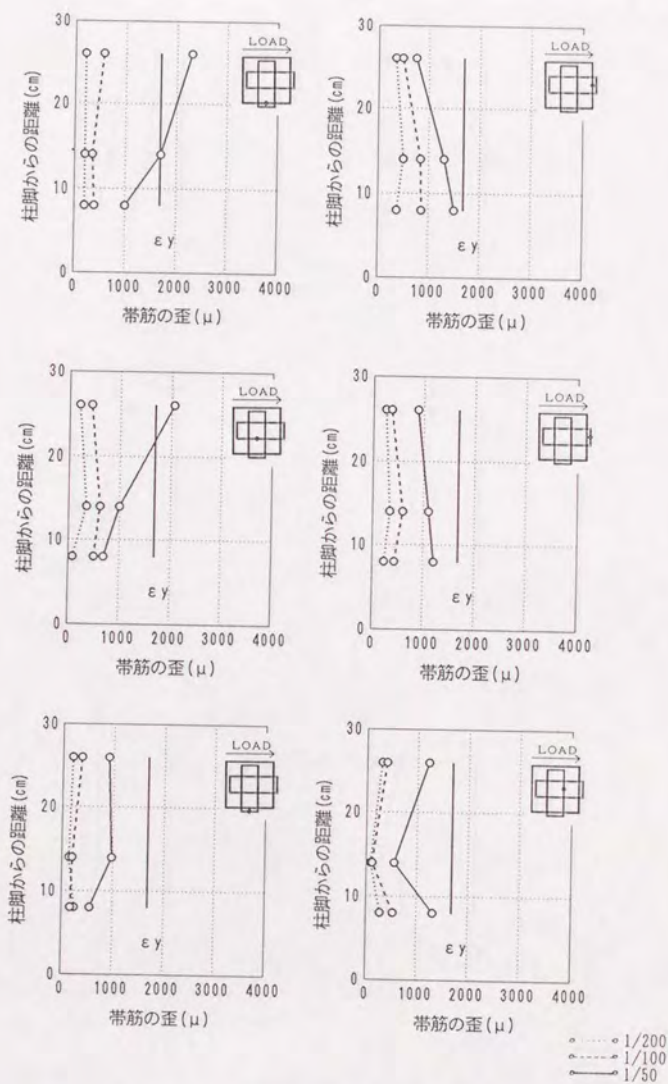


図2.15-3 帯筋の歪 (試験体 B3)

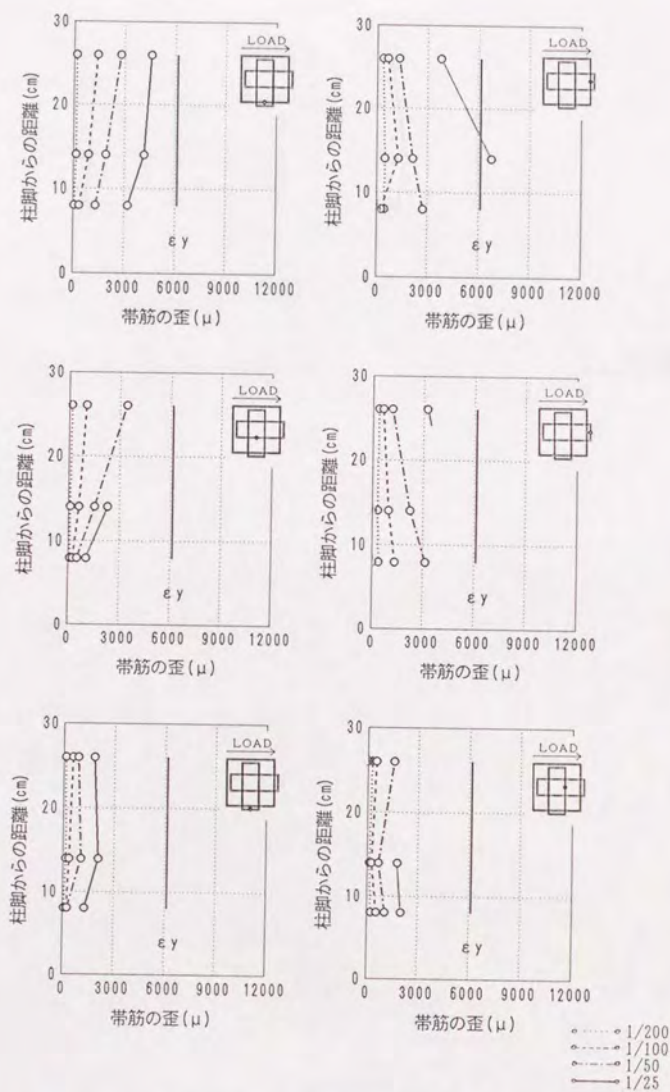
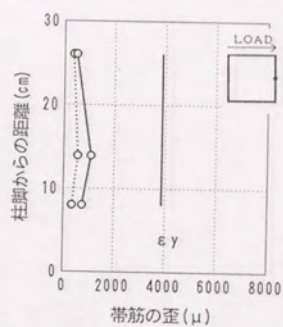
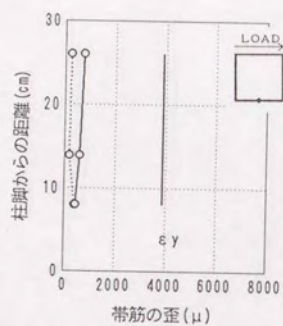
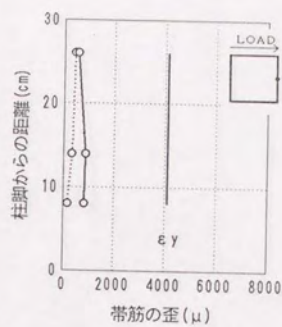
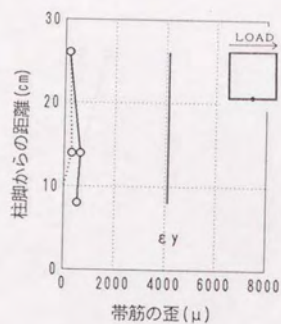


図2.15-4 帯筋の歪 (試験体 B4)



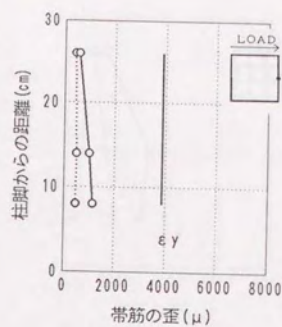
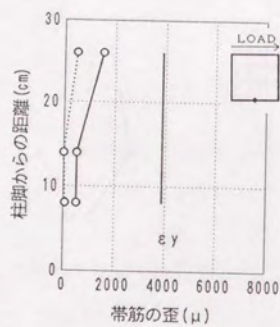
○ 1/200
 ————— 1/100

図2.15-5 帯筋の歪 (試験体 B5)



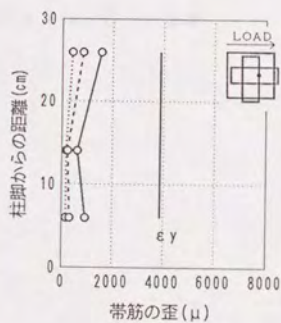
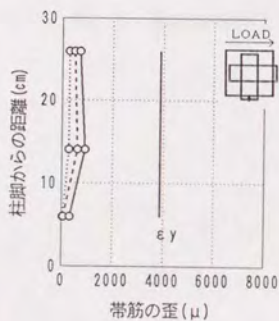
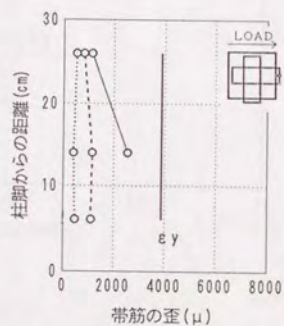
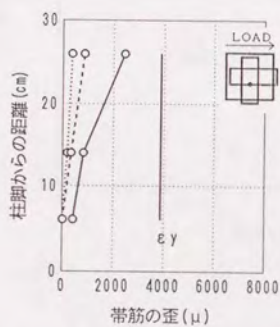
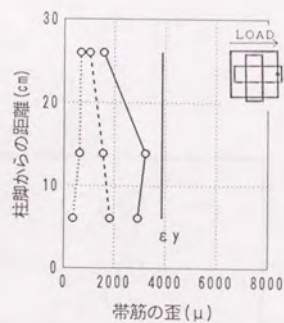
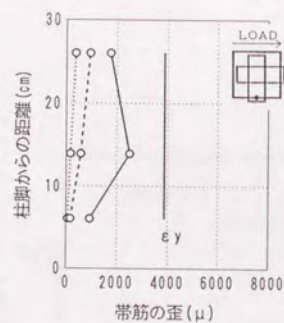
○ 1/200
 ————— 1/100

図2.15-6 帯筋の歪 (試験体 86)



..... 1/200
 ——— 1/100

図2.15-7 帯筋の歪 (試験体 B7)



○ ○ ○ ○ 1/200
 ○ ○ ○ ○ 1/100
 ○ ○ ○ ○ 1/50

図2.15-8 帯筋の歪 (試験体 B8)

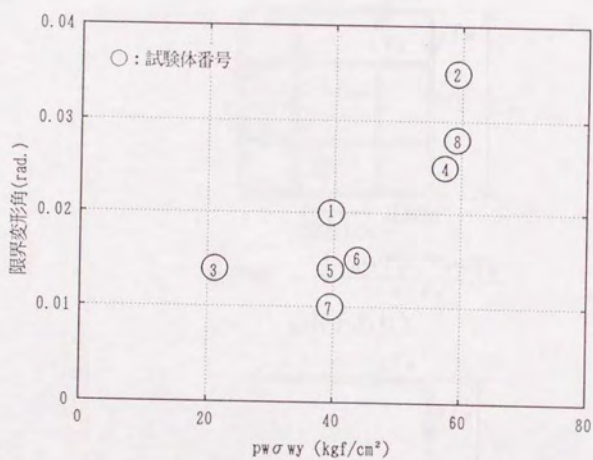
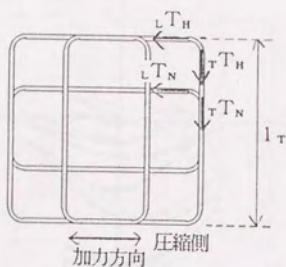
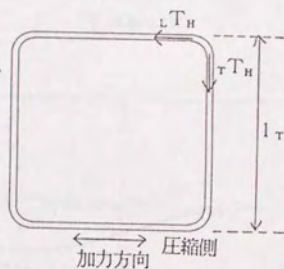


図2.16 限界変形角と帯筋量 ($p\sigma_{wy}$) の関係



$$\text{横応力度} = \frac{L T_H + T T_H + L T_N + T T_N}{S \cdot l_T}$$

(中子あり)



$$\text{横応力度} = \frac{L T_H + T T_H}{S \cdot l_T} \quad s : \text{帯筋間隔}$$

(中子なし)

図2.17 横応力度の定義

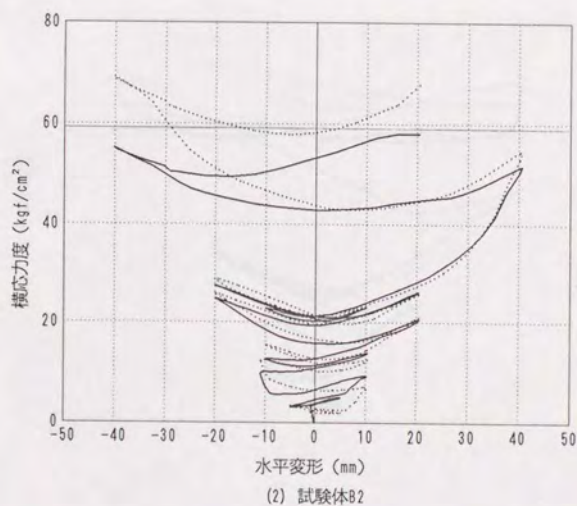
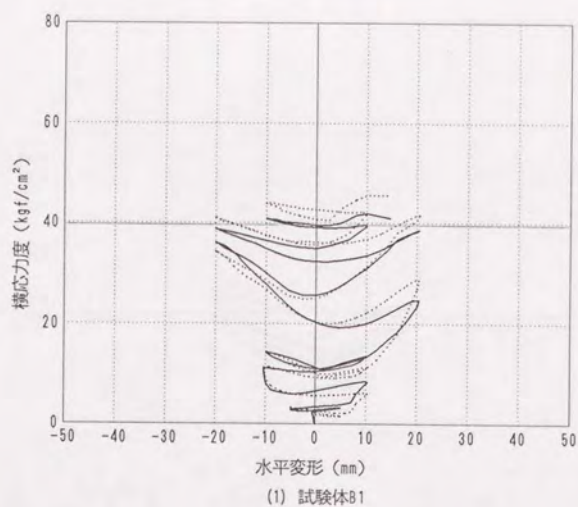
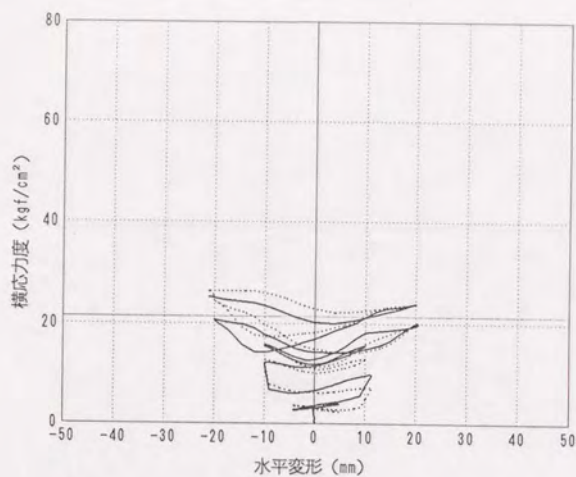
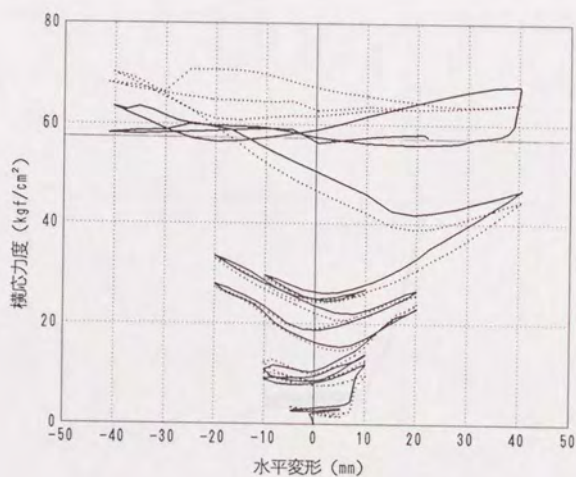


図2.18-1 帯筋による横応力度と水平変形の関係 (試験体B1、B2)



(3) 試験体B3



(4) 試験体B4

図2.18-2 帯筋による横応力度と水平変形の関係(試験体B3、B4)

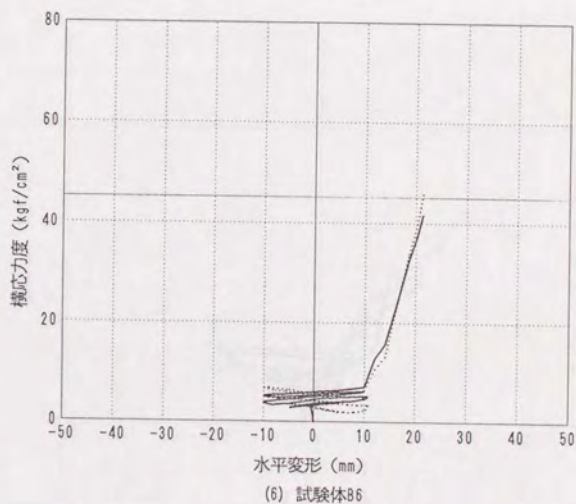
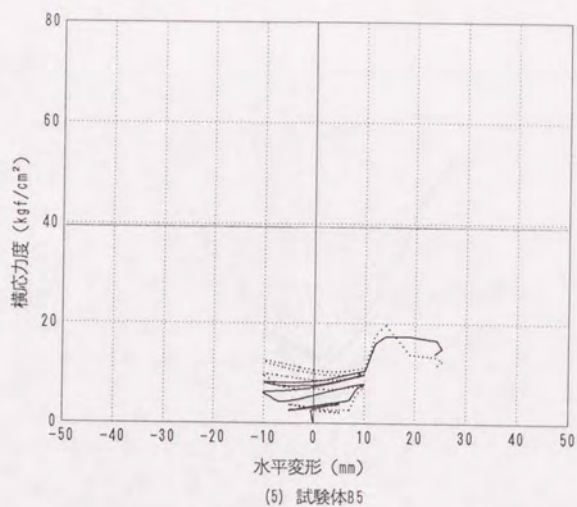


図2.18-3 帯筋による横応力度と水平変形の関係 (試験体B5、B6)

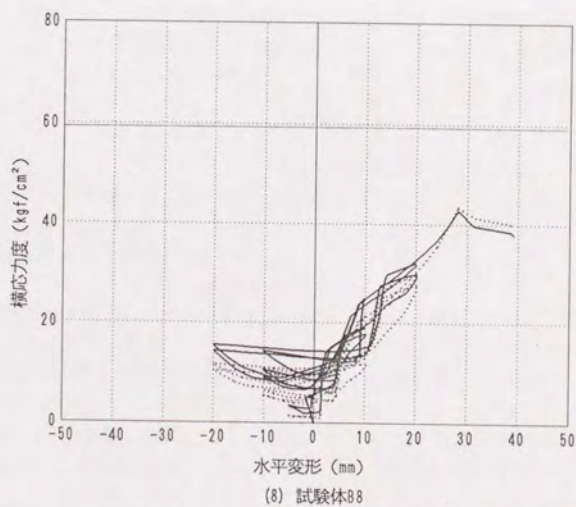
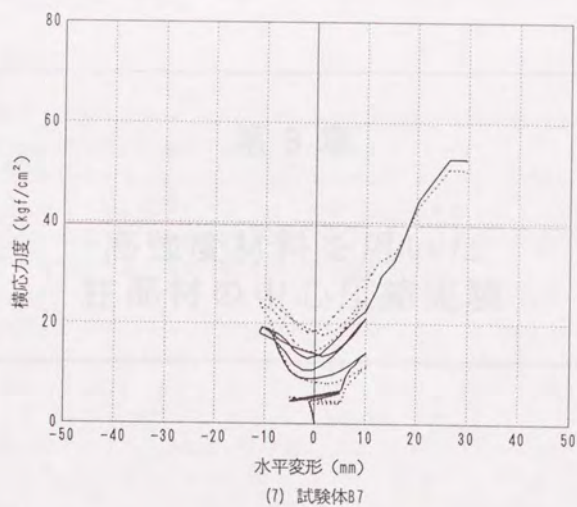


図2.18-4 帯筋による横応力度と水平変形の関係 (試験体B7、B8)

第 3 章

高強度材料を用いた 柱部材の中心圧縮実験

第3章 高強度材料を用いた柱部材の中心圧縮実験

3.1 実験の目的

曲げせん断力と高軸力を受け、曲げ圧縮破壊するRC柱の変形性能は、圧縮コンクリートの応力度-歪度関係の影響を大きく受ける。

そこで本章では、第4章の曲げせん断力と軸力を受ける柱からコア部分を取り出して中心圧縮実験を行ない、圧縮コンクリートの応力度-歪度関係および帯筋による横応力度を調べた。そして、曲げせん断力と高軸力を受ける柱の変形性能に与える圧縮コンクリートの応力度-歪度関係の影響について検討した。

3.2 試験体特性

3.2.1 試験体の設計

試験体は第2章の曲げせん断試験体から主筋、かぶりコンクリートを取り除いたものとした。

・固定因子

- ① 寸法 (曲げせん断試験体に対応する断面寸法、高さ50cm)
- ② コンクリート強度 (800kgf/cm^2)

・変動因子

- ① 帯筋量 ($p_w \sigma_{wy} : 20, 40, 60\text{kgf/cm}^2$)
- ② 帯筋比 ($p_w : 0.5, 0.75\%$)
- ③ 帯筋の配筋詳細 (中子の有無、帯筋径)

※ 帯筋量、帯筋比は曲げせん断試験体の値をそのまま示している。

試験体の諸元を表3.1に、配筋図を図3.1に示す。配筋は、端部で壊れることのないよう端部を密に補強した。試験体の名称は、B1に対応するものがC1というように対応する試験体は番号を等しくしている。なお、曲げせん断試験体B5、B7に相当する試験体は、厳密にはコア面積が異なるが、ほぼ同じであるとして両方とも試験体C5とした。

またスケール効果を補正するために、中心圧縮試験体とほぼ同じ大きさのプレースの試験体を2体作成した。

3.2.2 試験体の製作

曲げせん断試験体と平行して製作を行なった。コンクリート打ちは曲げせん断試験体と同時にしない、打設方向は縦打ちとした。試験体は、かぶりコンクリートを取るために、型枠（木製）に帯筋、帯筋に貼ったゲージの被覆に相当する段差をつけた（写真3.1）。試験体は2週で脱型し、熊取谷石材工業で試験体のならし面を研磨した。

3.2.3 材料特性

鉄筋、コンクリートとも対応する曲げせん断試験体と同じものを用いたので、材料特性は第2章 曲げせん断実験で述べた値と同じとなる（表2.3、2.4、2.5）。コンクリート強度は、曲げせん断試験体と同様、設計規準強度をかなり上回り、 1000kgf/cm^2 程度となった。ただし中心圧縮試験体の加力は、曲げせん断試験体終了後に行なったのでコンクリートの材齢が異なる。そこで、曲げせん断試験体と同様の方法でコンクリート強度を補正した。コンクリートの圧縮試験結果を表2.5と同様の形で、表3.2に示す。コンクリートの材齢が異なるので対応する曲げせん断試験体と中心圧縮試験体のコンクリート強度 σ_c がわずかに異なっている。材料試験による使用材料の実強度に基づいた試験体諸元を表3.3に示す。

3.3 試験方法

3.3.1 加力方法

加力は単調載荷とし、東京大学工学部総合試験所大型構造物試験室の2000ton大型構造物試験機を用いて行なったが、最初、試験機が荷重制御であるため、最大耐力を越えて急激な破壊を起こし、下り勾配の情報を得ることができなかった（試験体C6）。そこで4台のジャッキを用いて、最大耐力以降、試験機の加力盤間を支え、試験体が急激に破壊しないように工夫した。加力装置を図3.2、写真3.2に示す。また、2000ton試験機の加力ヘッドは試験体端部になじませた後、固定した。

3.3.2 計測方法

試験体およびジャッキにかかる軸力をロードセルにより測定した。試験体上下方向中央部の試験区間の軸変形を試験体端部に埋め込んだボルト間にとりつけた変位計により、加力試験機のヘッド間をマグネットスタンドに取り付けた変位計により4面全てについて測定した。箔ひずみゲージによって試験体上下方向中央部の帯筋の歪を測定した。使用したロードセルおよび変位計の一覧を表3.4に示す。

3.4 実験結果

3.4.1 実験結果の補正

軸応力度と軸歪度は、破壊の不均等性を考慮し、以下に示す方法により、測定値を修正して求めた[32]。

① 軸歪度は、最大耐力点までは試験体の試験区間の軸変形を試験体端部に埋め込んだボルト間にとりつけた変位計により測定された値を用いた。

② 最大耐力点後は部材せいに等しいとする破壊領域を想定し、破壊領域外では除荷されるとして破壊領域内の軸歪度を求めた(図3.3)。破壊領域外の除荷剛性は初期剛性とした。

3.4.2 軸応力度-軸歪度関係

3.4.1の方法によって得られた軸応力度-軸歪度関係を図3.4に示す。

・対応する曲げせん断試験体の変形性能にすぐれたものほど、縦軸の応力度は大きくなっており、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係と柱の曲げ変形性能の間には密接な関係がある。

・例として、曲げせん断実験で同じ $p_w \sigma_{wy}$ をもちながら中子があるかないかで変形性能が大きく異なった2つの試験体C1、C5の軸応力度-軸歪度関係を見ると、中子のあるC1が軸応力度が大きくなっている。

・帯筋の配筋が同じで帯筋強度のみが違うC1、C3、C4を比較すると、帯筋強度が大きいほど軸応力度が大きくなっており、曲げせん断実験の変形性能と対応している。

・ $p_w \sigma_{wy}$ が同じで帯筋強度が異なるC2とC4を比較すると、C4よりC2の方が軸応力度が大きくなっており、曲げせん断試験体のB2とB4の変形性能と対応している。

3.4.3 帯筋による横応力度

拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係は、帯筋による横応力度に依存すると考えられる。そこで、各試験体の帯筋による横応力度を横応力度を図3.5に示す方法で求めた。

横応力度と軸歪度の関係を図3.6に示す。

・軸応力度-軸歪度関係において応力度の大きい試験体ほど横応力度が大きくなっており、帯筋による横応力度と圧縮コンクリートの応力度-歪度関係の間には密接な関

係があることがわかる。

・例えば、中子のない試験体C5は、中子のある試験体C1、C2、C3、C4 に比べて横応力度の上昇が緩やかで、大きな歪度に至るまで降伏に達せず、コンクリートが有効に拘束されない。

・曲げせん断実験で同じ帯筋量をもちながら中子があるかないかで変形性能が大きく異なった2つの試験体C1、C5を比較すると、両者の最終的に到達する横応力度は等しいが、中子がないC5の方が剛性が低いため横応力度が小さく、そのため応力度-歪度関係における応力度が小さくなり、これが曲げせん断試験体において変形性能の差となって現われた。

・帯筋の配筋が同じで帯筋強度のみが違ふC1、C3、C4を比較すると、帯筋の配筋が同じであるため剛性は等しいが、帯筋強度が大きいほど横拘束耐力（帯筋が降伏した時の横応力度 $=p_w \sigma_{wy}$ ）が大きくなっており、軸応力度-軸歪度関係ひいては、曲げせん断実験の変形性能と対応している。

・ $p_w \sigma_{wy}$ が同じで帯筋強度が異なるC2とC4を比較すると、 p_w が大きいC2の方が初期剛性が大きく、最大耐力点付近の横応力度、軸応力度が大きくなっており、曲げせん断試験体のB2とB4の変形性能と対応している。

・最大耐力点付近における横応力度を見ると、横拘束耐力の80%程度に達している試験体C2を除いては、いずれの試験体も横応力度は横拘束耐力よりかなり小さく、従って最大耐力点における横応力度は横応力度-軸歪度関係の初期剛性に依存する。

3.5 まとめ

高強度コンクリートを用いたRC柱の中心圧縮試験を行なった結果、次のことがわかった。

① 帯筋により拘束された圧縮コンクリートの軸応力度-軸歪度関係と曲げせん断試験体の曲げ変形性能の間には密接な関係がある。

② 帯筋により拘束された圧縮コンクリートの軸応力度-軸歪度関係と帯筋による横応力度の間には密接な関係があり、軸応力度-軸歪度関係の違いが、横応力度-軸歪度関係に起因することが指摘された。

③ 中子のない試験体は、中子のある試験体と比べて横応力度-軸歪度関係の剛性が小さいため、軸応力度が小さくなる。そしてこれが、曲げせん断試験体において変形性能の差となって現われた。

④ 最大耐力点において帯筋は降伏していないことが多く、軸応力度-軸歪度関係の推定のためには、横応力度-軸歪度関係の耐力だけでなく、剛性を評価する必要がある。

表3.1 試験体諸元

ID	横補強筋		pw	Fc
	配筋			
C1	4-5 ϕ^{*1} @60		0.50%	800
C2	4-5 ϕ^{*1} @40		0.75%	800
C3	4-5 ϕ^{*3} @60		0.50%	800
C4	4-5 ϕ^{*2} @60		0.50%	800
C5	2-5 ϕ^{*1} @30		0.50%	800
C6	2-7 ϕ^{*1} @60		0.50%	800
CP	-	-	-	800
CPS	-	-	-	800

※ *1 σ_{wy} : 8000kgf/cm²程度

*2 σ_{wy} : 12000kgf/cm²程度

*3 σ_{wy} : 4000kgf/cm²程度

@: 帯筋間隔 (mm)

pw: 対応する曲げせん断試験体断面の帯筋比 (%)

Fc: コンクリート設計規準強度 (kgf/cm²)

σ_{wy} : 帯筋強度 (kgf/cm²)

表3.2 コンクリートの圧縮試験結果

BATCH	1	2	3	4	5	6	7	8	S
材齢(日)									
28	938	938	912	911	902	885	898	884	801
28(コア抜き)			902		836		851		
53	1093	1069	(1051)	(1050)	(1040)	(1020)	(1035)	(1019)	(923)
56(コア抜き*)			982		917		963		
95	()	()	1073	1068	(1068)	1036	1096	1043	929
99(コア抜き*)			991		928		930		
113							C6		
118								CP	
132		C1	C3		C4	C5			
135	C2								
136								CPS	
171	1103	1070	+1046	1027	(1038)	1025	1038	1030	
補正した値	1043	1020	1018	1017	1018	989	1042	995	

※ 単位はいずれも kgf/cm^2

()の値は材齢4週(28日)の時の試験結果を基に予測した値

*印のついたコア抜きは、ピースの養生した場所が異なるので参考値
試験体IDの記入してある所が試験体の加力日

BATCHでSは、スタブに用いたコンクリートを指す

表3.3 材料試験結果に基づく試験体諸元

ID	横補強筋				
	配筋	pw	σ_{wy}	$pw \cdot \sigma_{wy}$	σ_u
C1	4- 5 ϕ @60	0.50%	7892	39.5	1021
C2	4- 5 ϕ @40	0.75%	7892	59.2	1050
C3	4-5.5 ϕ @60	0.50%	3507	21.2	1012
C4	4- 5 ϕ @60	0.50%	11482	57.4	1005
C5	2- 5 ϕ @30	0.50%	7892	39.5	984
C6	2- 7 ϕ @60	0.50%	8738	43.7	
CP	-	-	-	-	984
CPS	-	-	-	-	984

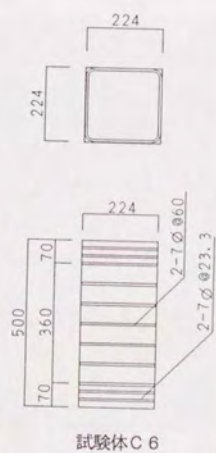
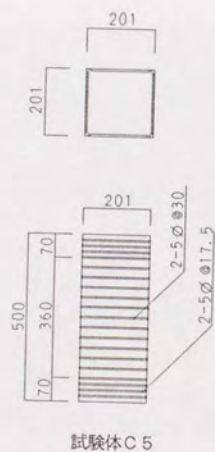
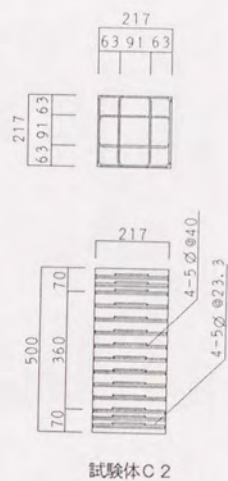
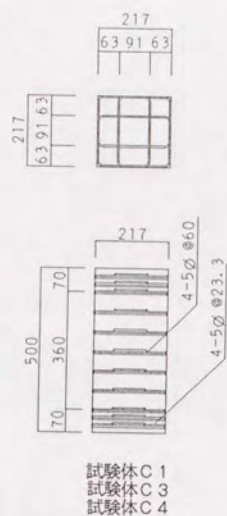
※ 軸力比：軸力／全断面積／コンクリート圧縮強度

ϕ ：帯筋間隔 (mm)、pw：帯筋比(%)、 σ_{wy} ：帯筋強度 (kgf/cm²)

σ_u ：コンクリート強度 (kgf/cm²)

表3.4 使用ロードセルおよび変位計

Ch.No	測定器具	測定対象	測定部位	感度	ストローク
000	ロードセル	軸力		0.01 V/tonf	MONITOR
001	変位計	軸方向変形	東	500 μ /mm	25 mm MONITOR
002		"	南	500	25 MONITOR
003		"	西	500	25 MONITOR
004		"	北	500	25 MONITOR
005		" (全体)	東	500	25
006		"	南	500	25
007		"	西	500	25
008		"	北	500	25
009	ロードセル	JACK	南東	30.70	
010		"	南西	-29.84	
011		"	北西	30.03	
012		"	北東	27.75	
013～	歪ゲージ				



単位：mm

図3.1-1 配筋図

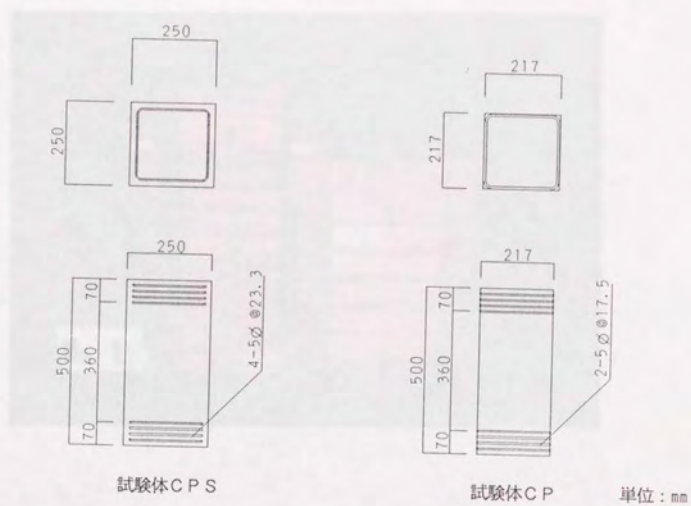


図3.1-2 配筋図

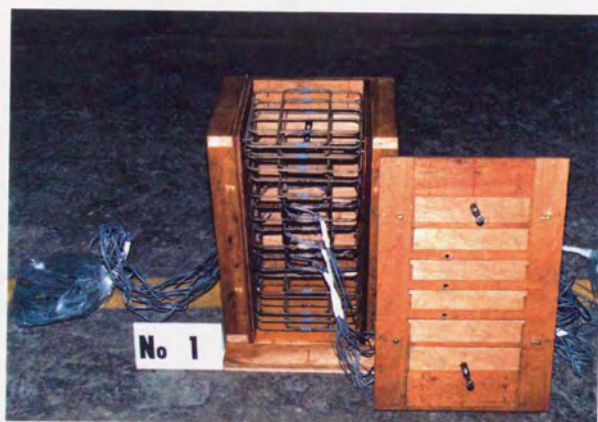


写真3.1 型枠（試験体C1）

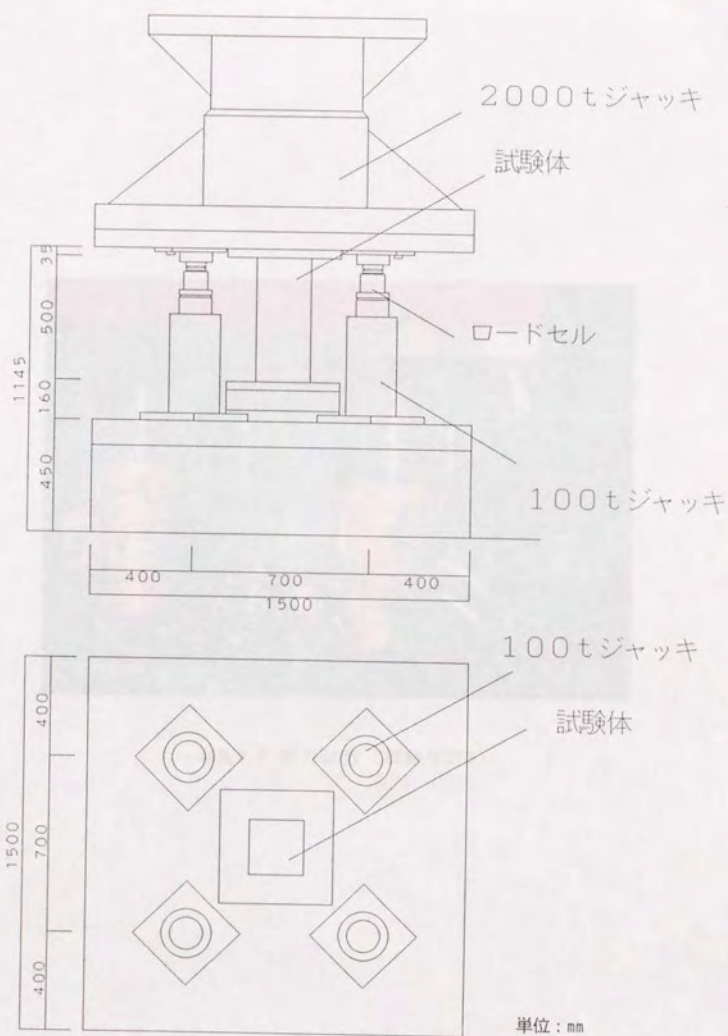


図3.2 加力装置



写真3.2 加力装置（試験体CPS）

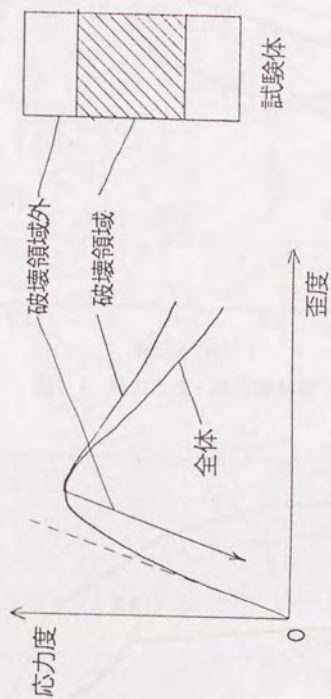


図3.3 軸方向の破壊の不均等性の補正

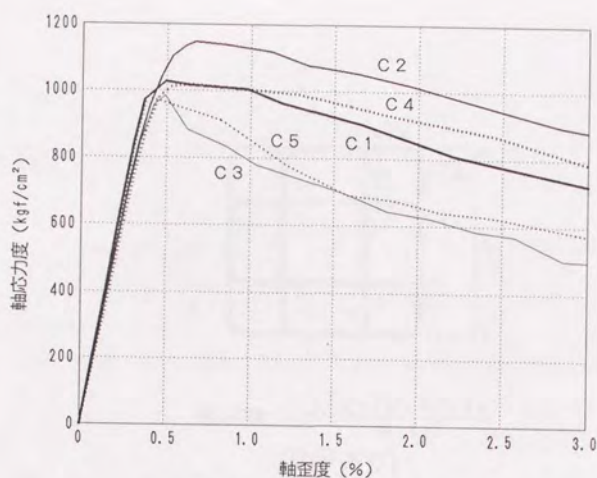


図3.4 軸応力度－軸歪度関係

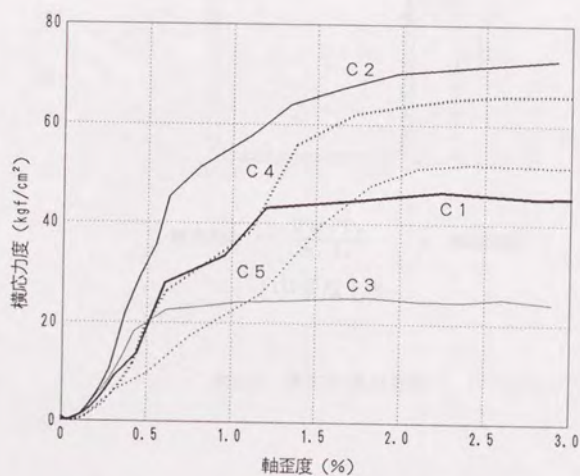
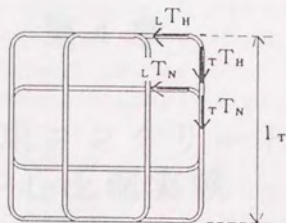
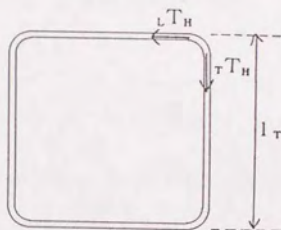


図3.6 横応力度－軸歪度関係



$$\text{横応力度} = \frac{L T_H + T T_H + L T_N + T T_N}{S \cdot l_T}$$

(中子あり)



$$\text{横応力度} = \frac{L T_H + T T_H}{S \cdot l_T} \quad s : \text{帯筋間隔}$$

(中子なし)

図3.5 横応力度の定義

第 4 章

円形拘束コンクリートの 中心圧縮実験

第4章 円形拘束コンクリートの中心圧縮実験

4.1 実験の目的

曲げせん断力と高軸力を受け、曲げ圧縮破壊するRC柱の変形性能を評価するためには、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係の把握が不可欠である。そこで、1. 3 既往の研究に示したように、数多くの拘束コンクリートの中心圧縮実験が行なわれてきた。しかしながら、現在の段階では、次に示す情報が不足している。

- ・圧縮強度 800 kgf/cm^2 を越える高強度コンクリートを用いた実験はほとんどない。
- ・拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係に影響を与える横補強筋に関するパラメータに偏りがある。特に、コンクリート強度が大きくなると横補強筋として高強度鉄筋を用いる必要性が生じ、横補強筋比と横補強筋強度の兼ね合いで横拘束剛性が様々な変化する。

そこで本章では、これらの不足した情報を得るために、様々な円形スパイラルで横拘束された拘束コンクリートの中心圧縮実験を行なった。

4.2 試験体特性

4.2.1 試験体の設計

試験体は、直径 10 cm 、高さ 20 cm の円形ピースで、横方向を円形スパイラルで補強し、かぶりコンクリートのないものとした。試験体の概観を図4.1に示す。

変動因子は、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係（特に最大応力点と、最大応力点以降の下り勾配）に影響を与える因子とし、下のように定めた。

- | | |
|----------------|---|
| ① コンクリート強度 | ($250, 500, 1000\text{ kgf/cm}^2$) |
| ② 横補強筋比 | ($0.31, 0.63, 1.26\%$) |
| ③ 横補強筋強度×横補強筋比 | ($9.4, 18.8, 37.7, 75.4\text{ kgf/cm}^2$) |
| ④ 横補強筋径 | ($2\text{ mm}, 3\text{ mm}$) |

変動因子の設定は、以下に述べる方針に従って行なった。

①については、本論文は、高強度コンクリートを対象としているが、コンクリート強度が変わって、材料の性質が変わった時の影響を見るためにコンクリート強度もパラメータとして取り入れた。

横補強筋のパラメータを②、③、④としたのは、次のような理由による。

まず②、③については、横補強筋の横拘束性能は、横補強筋の横応力度－横歪度関係によって表わされる、即ち、横補強筋の横拘束性能は、横応力度－横歪度関係の耐力と、剛性の2つの要素によって決まると考えた。②は、横応力度－横歪度関係における剛性、③は耐力を表わしている。

ちなみに、②、③から決まる横補強筋強度は、3000、6000、12000 kgf/cm²となる。

また、横補強筋のピッチが粗くなると横応力度が小さくなるだけでなく、横補強筋の離散の影響が出てくるため、横補強筋のピッチは30mm程度以下とした。そのため、横補強筋の径をできるだけ細く、④に示すように2mm、3mmとした。

ブレンコンクリートの軸応力度－軸歪度関係を得るために、ブレンの試験体を各強度ごとに6本ずつ用意した。

試験体一覧を表4.1に示す。

4.2.2 試験体の製作

試験体の製作の手順を以下に示す。

- ・スパイラルの加工は、高周波熱練特線部にばね鋼線として発注し、加工後初期応力は、除去せず冷間加工とした。
- ・試験体は、軽量モールドに予めスパイラルをセットしておき、コンクリートを打った。
- ・施工誤差を考え、スパイラルの外径を軽量モールドの内径より若干小さめをねらって作成したので大部分のスパイラルが軽量モールドの内径より小さく、隙間を埋めてかぶりコンクリートをとるため、軟質発泡ポリエチレン製（厚さ2mm）、透明ビニール製（厚さ1mm、0.5mm）のシートを入れた。
- ・ここで、ブレンの試験体について、シートの存在により養生条件が異なる可能性があると考え、シートを入れたものを3本、何も入れないものを3本製作した。
- ・コンクリート打ちは、1990年9月20日に東京大学工学部建築学科友沢研究室の実験室で行ない、1週間後に脱型した。
- ・試験体上下方向の中央部にスパイラルの歪を測定するために箔歪ゲージを貼ったが、スパイラルが円形で曲げがかけられないため、外側だけで充分と判断し、脱型後加力直前に貼付した。
- ・施工誤差のため実際には1mm程度のかぶりコンクリートがついてしまい、ゲージを貼る際にかぶりの厚いものはグラインダーをかけた後、たがねではつってスパイラルを露出させてゲージを貼った。箔歪ゲージには、東京測器研究所製のFLA-1AS（3線

式)を用いた。

・脱型後、ならし面を研磨した。

4.2.3 材料特性

4.2.3.1 鉄筋

鉄筋(スパイラル試験片)の引張試験は、10ton 油圧式万能試験機(東京衡機製)を用いて行なった。荷重は目盛から直読し、歪の測定は、試験片の両側に2枚の箔歪ゲージ(東京測器研究所製)を貼って行ない、データロガーTDS-301(東京測器研究所製)で取り込み、その値は2枚のゲージの値の平均とした。引張試験結果を表4.2に、応力度-歪度関係を図4.2に示す。応力度は、測定された荷重をノギスで実測した太さに基づく断面で除すことによって求めた。ノギスで実測したスパイラルの太さは、いずれの強度のものも規格通り(2φは2.0mm、3φは3.0mm)であった。鉄筋の初期剛性、降伏強度および降伏歪は、降伏後の強度の上昇を適切に評価するために、0.2% offsetによる値ではなく、歪度が20000μまでの応力度-歪度曲線においてその履歴面積が等しくなるようにバイリニアに置換した時の値とした(図2.5)。

引張試験結果は、いずれも明確な降伏棚が見られなかった。また、2φのSR30相当、3φのSR20相当のものは、運搬の際塑性変形し、バウシinger効果のため剛性が低下したものが多かったため、6本程度引張試験を行ない、初期剛性が大きく塑性変形していないと考えられる2本を採用した。

4.2.3.2 コンクリート

使用したコンクリートは、調合強度250、500、1000kgf/cm²の3種類のコンクリートである。コンクリートの調合を表4.3に示す。

ブレンコンクリート圧縮試験の加力装置は、最大耐力以降の軸応力度-軸歪度関係を得るために、加力装置に高剛性試験機(フジタ工業技術研究所所有)[10]を用いた。応力度はロードセルから測定した値を断面積で割った値とし、歪度は最大耐力時まではコンプレッソメーターの値、最大耐力以降は、加力盤間の変形をマグネットスタンドに取り付けた変位計により測定したので、この測定値を基にピース径に等しいとする破壊領域を想定し、破壊領域外では除荷される(除荷剛性は初期剛性とした)として破壊領域内の歪度を求めた。

圧縮試験の結果、設計基準強度1000kgf/cm²の高強度コンクリートを用いたシートのない試験体に次のような現象が見られた。

- ① 剛性が低い
- ② 耐力が低い
- ③ 軸応力度が小さい段階から横歪度が大きくなる

原因としては、減水剤の量がやや多かったため、シートのない試験体は脱型後、水分が逃げてしまい、硬化不良を起こして硬化が遅れ、硬化不良のまま試験したことが考えられる[11]。この現象が見られた試験体は、表面がざらざらしており、水分を与えると浸み込んでいった。また、試験後割ってみると、内部に白く減水剤が残っており、硬化不良が観察された。

一方、シートのある試験体は、シートが水分を通さない材質のものであったため脱型しないのと同じ状態を保つことができ、水分が逃げず水分の供給が試験までに充分行なわれ、硬化が進んだと考えられる。

高強度コンクリートのみにこの現象が見られたのは、減水剤を多く使ったということと、水結合材比が小さく硬化に必要な水分にゆとりがなかったためと考えられる。

これは、空中養生する場合にはその養生条件に注意が必要であること、減水剤の使い方に注意が必要であることを警告しており、高強度コンクリートを使った現場の施工の際に大きな問題となると考えられる。

よって、コンクリートの圧縮試験結果は、いずれの設計基準強度のものもシートのあるピース3本の結果を平均して求めた。コンクリートの圧縮試験結果を表4.4に、応力度-歪度関係を図4.3に示す。初期剛性は、最大荷重の1/3の点の割線剛性とした。次のことがわかる。

- ・コンクリート強度が高いほど、最大応力点までの上昇部分が直線的である。
- ・コンクリート強度が高いほど、最大応力点における軸歪度が大きい。
- ・コンクリート強度が高いほど、最大応力点以降の下降部分の傾きが急である。

また、コンクリート強度による横はらみ性状の違いについて比較するために、軸歪度-横歪度関係を図4.4に示す。コンクリート強度 1000kgf/cm^2 の場合は、シートのない試験体は、前述した効果不良を起こし、シートのついた試験体は、横歪度を測定することができなかったため、第2、3章の柱の曲げせん断実験、中心圧縮実験で用いたほぼ同じ割合、圧縮強度をもつプレーンコンクリートの圧縮試験の際得られたデータで代用した。また、コンクリート強度 250kgf/cm^2 、 500kgf/cm^2 の場合は、シートのついてない試験体の値を用いた。

図4.4を見ると、初期剛性（ポアソン比）は、コンクリート強度によらずほぼ一定で $1/6$ 程度であるが、横歪度が大きくなり始める軸歪度は、コンクリート強度が大きいほど大きく、その結果、かなり大きな軸歪度まで、コンクリート強度が高いほど

横歪度が小さいことがわかる。

4.3 試験方法

4.3.1 加力方法

加力は単調载荷とした。加力装置は、最大耐力以降の下り勾配を得るために高剛性試験機[10]（フジタ工業技術研究所所有）を用いた。加力装置を文献[10]から転載して図4.5に示す。また、加力中の試験体周りの様子を写真4.1に示す。加力ヘッドは、頂部をピン（球座）、脚部を固定とし、加力スピンドルの制御は、歪速度一定（ 15μ /秒）とした。

4.3.2 計測方法

試験体にかかる軸力をロードセルにより、加力ヘッド間の変位を水平方向に 180° 反対側に設置した、2本のマグネットスタンドに取り付けた変位計で測定した。

中央部分のスパイラルの歪を、脱型後スパイラルの外側に貼った箔歪ゲージにより測定した。箔歪ゲージは、中央部付近上下方向に2箇所、水平方向に 180° 反対側に2箇所の計4枚貼った。歪ゲージの値は、動歪計により自動測定とした。

4.4 実験結果

試験の結果、脱型の際シートを取ってしまった高強度コンクリートを用いた試験体に、4.2.3.2で述べた現象の影響で強度が低いものが見られたので、これらの試験体は解析対象からはずした。また、材料試験結果、試験体施工結果に基づき表4.1に示したパラメータを正確に求め直した。その結果の試験体の一覧を表4.5に示す。表4.5において、解析対象からはずした試験体をの試験体No.の前に*をつけて示している。

4.4.1 実験結果の補正

軸応力度と軸歪度は、測定誤差、破壊の不均等性、施工の関係上わずかではあるが、かぶりコンクリートがついてしまったことを考慮して、以下に示す方法により、測定値を修正して求めた[32]（図4.6）。

① 軸歪度は、最大応力点までは2本のマグネットスタンドに取り付けた変位計により測定した値の平均とした加力ヘッド間の変形を試験体全体の高さで割った値とした。そして、加力ヘッド間の変形は、加力ヘッドが試験体の端面になじむまで、すべりが生じるため、最大応力点までの剛性の最大値を初期剛性として、これを補正した。

② 最大応力点後は部材せいに等しいとする破壊領域を想定し、破壊領域外では除荷されるとして破壊領域内の軸歪度を求めた。破壊領域外の除荷剛性は初期剛性とした。

③ 軸応力度は、かぶりコンクリートの軸応力度-軸歪度関係をブレースコンクリートの圧縮試験結果とし、その負担分を減じて拘束領域の値を算定した。スパイラルの外径は、加力前にノギスで測定し、かぶりコンクリートの厚さは一律1mmとした。

4.4.2 軸応力度-軸歪度関係

4.4.1 に示した方法で補正した軸応力度-軸歪度関係図4.7 に示す。図4.7 は、次のような形で整理されている。

- ・ 図は、3 ページにわたっており、1 ページ目、2 ページ目、3 ページ目がそれぞれコンクリート強度が1000、500、250kgf/cm²の場合である。
- ・ 各ページにおいて、横補強筋比 p_w が同じものを同じ図に示している。図は3つあり、左から $p_w=1.26\%$ 、 0.63% 、 0.31% の場合である（コンクリート強度が250kgf/cm²の場合は $p_w=1.26\%$ の試験体はないので空欄になっている）。
- ・ 各ページの各図において線の太さの違いが $p_w\sigma_{wy}$ 、即ち σ_{wy} の違いである。太さは4種類あり、太いものからそれぞれ $p_w\sigma_{wy}=75.4$ 、 37.7 、 18.8 、 9.4 kgf/cm²の場合である。
- ・ 各ページの各図において線の種類の違い（実線か点線か）が横補強筋径の違いである。実線が2φ、点線が3φである。

図4.7 から次のようなことがわかる。

- ・ 横補強筋比（横拘束剛性）が等しく横補強筋降伏強度が異なる（従って $p_w\sigma_{wy}$ （横拘束耐力）が異なる）場合を比較すると（各ページ、各図で線の太さが違うものを比較する）、 σ_{wy} が大きいく $p_w\sigma_{wy}$ が大きいものほど（線が太いものほど）軸応力度が大きくなっており、横補強筋に高強度のものをを用いる効果が確認される。
- ・ $p_w\sigma_{wy}$ が等しく横補強筋比 p_w が異なる場合を比較すると（各ページで線の太さが同じものを比較する）、 p_w が大きいものほど（各ページで図の左側の方が）軸応力度が大きくなっており、同じ $p_w\sigma_{wy}$ でも p_w が大きいものほど拘束効果が大きいことがわかる。
- ・ 横補強筋が等しくコンクリート強度が異なる場合を比較すると（同じ図の位置、同じ線をページごとに比較する）コンクリート強度が高いほど最大応力点以降の下り勾配が急で、より多くの横補強筋を必要とすることがわかる。
- ・ 横補強筋比、横補強筋降伏強度が等しく横補強筋径が異なる場合を比較すると（各ページ、各図で線の太さが同じ実線と点線を比較する）、横補強筋径が2φのものの方が軸応力度が大きくなっており、横補強筋の離散の影響から太径のものを粗いピツ

チで配するよりは、細径のものを細かいピッチで配する方が効果があることがわかる。

4.4.3 横補強筋による横応力度

4.4.2で述べた拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係の違いは横補強筋による横応力度に起因する。そこで次のような方法で横補強筋による横応力度をスパイラルに貼った歪ゲージの測定値から求めた。

スパイラルに生じる軸応力度は、スパイラルが冷間加工で初期応力、初期歪が生じていることを考慮し、次のようにして行なった。ここで、応力度、歪度は、いずれも引張を正、圧縮を負とする。

- (1) スパイラル断面の最外端の初期歪度 ε_0 を求めると次のようになる (図4.8)。

$$\begin{aligned}\varepsilon_0 &= R_w/R \approx 2.15(\%) \quad (2\phi) \\ &\approx 3.26(\%) \quad (3\phi)\end{aligned}$$

- (2) スパイラル断面の最外端に貼ってある箔歪ゲージの測定値が ε の時、スパイラル断面の最外端の実際の歪度は $\varepsilon + \varepsilon_0$ 、スパイラルの最内端の実際の歪度は $\varepsilon - \varepsilon_0$ とする。

- (3) スパイラル断面の平面保持を仮定し、断面の歪度を決める。

- (4) 初期応力が引張である部分は、材料試験結果の応力度-歪度関係をそのまま用いて、応力度を算定する。ただし、除荷が起こった場合、圧縮側載荷になることはないので、除荷剛性は弾性剛性とし、再載荷剛性も弾性剛性とした。

- (5) 初期応力が圧縮である部分は、点 $(\varepsilon_0, \sigma_0)$ (σ_0 : 初期応力度) までは Ramberg-Osgood モデル [86] に従い (図4.9)、それ以降は材料試験結果の応力度-歪度関係に従って、応力度を算定する。除荷、再載荷剛性は、初期応力が引張である部分の場合と同じとする。Ramberg-Osgood モデルにおける α 、 β の値は、材料試験結果の応力度-歪度曲線から決定した。

- (6) スパイラル断面の応力度を積分し、スパイラル断面に発生する軸力を求めて断面積で割ってスパイラルに生じる軸応力度とする。

このようにしてスパイラルに生じる軸応力度 σ_s が求めれば、横応力度 σ_r は次の式によって求まる。

$$\sigma_r = \frac{2}{S} \frac{\alpha A_w \sigma_s}{R} = \alpha p_w \sigma_s \quad (4.1)$$

α : 横補強筋の離散による低減係数

Aw: 横補強筋の断面積、 σ_s : 横補強筋の応力度、S: 横補強筋ピッチ
R: 試験体の直径、pw: 横補強筋比

ここで、 α は Iyengar らの提案する [47] 式 (4.2) とした。

$$\alpha = 1 - \frac{S}{R} \quad (4.2)$$

ただし、 $\alpha < 0$ となる時は、 $\alpha = 0$

この式は、肖らによって最も適合性が高いがやや実験値より大きめの値となる [42] Ahmadら による提案式 [21] (式 (4.3)) より若干小さめの値となるもので、Martinezら [23] は、この式 (4.2) を用いて低強度から高強度の拘束コンクリートの最大軸応力度を精度よく推定できるとしている。

$$\alpha = 1 - \frac{S}{1.25R} \quad (4.3)$$

ただし、 $\alpha < 0$ となる時は、 $\alpha = 0$

このようにして求めた横応力度を基にした軸歪度-横応力度関係を、軸応力度-軸歪度関係と同じ形式で図 4.10 に示す。次のことが考察される。

・各図は、横補強筋の横応力度-横歪度関係から予想されることをほぼ忠実に再現している。即ち、

・横補強筋比 (横拘束剛性) が等しく横補強筋降伏強度が異なる (従って $p_w \sigma_{wy}$ (横拘束耐力) が異なる) 場合を比較すると (各ページ、各図で線の太さが違うものを比較する)、初期剛性はほぼ等しいが、 σ_{wy} が大きく $p_w \sigma_{wy}$ が大きいものほど (線が太いものほど) 横拘束耐力が大きくなっている。

・ $p_w \sigma_{wy}$ が等しく横補強筋比 p_w が異なる場合を比較すると (各ページで線の太さが同じものを比較する)、 p_w が大きいものほど (各ページで図の左側の方が) 初期剛性が大きくなっており、同じ $p_w \sigma_{wy}$ でも p_w が大きいものほど横拘束剛性が大きく、横補強筋が降伏しない場合は、最大応力点における横応力度が大きいことがわかる。また、横補強筋の離散の影響により、横拘束耐力も p_w が大きい方が大きくなっている。即ち、同じ横補強筋量でも高強度のものを粗く配するよりは、低強度のものを密に配する方が拘束効果が大きいことがわかる。この傾向は、横はらみの小さい高強度コンクリートに顕著である。

・横補強筋が同じでコンクリート強度が異なるものを比較すると (同じ図の位置、同

じ線をページごとに比較する)、コンクリート強度が大きいほど横応力度-軸歪度関係において、剛性が立ち上がる軸歪度が大きくなっている。この剛性が立ち上がる点は、コンクリートが横にはらみ始める点と考えられ、コンクリート強度が高いほどその軸歪度が大きいことを示す図4.4と対応している。従って、コンクリート強度が高くなるほど最大応力点において横補強筋は降伏していないことが多い。

4.5 まとめ

横補強筋比(横拘束剛性)、横補強筋比×横補強筋強度(横拘束耐力)、横補強筋径およびコンクリート強度をパラメータとした円形拘束コンクリートの中心圧縮実験を行なった結果、次のことがわかった。

- ① コンクリート強度が大きいほど横歪度が小さいため、同じ横補強筋でも拘束効果が低くなる。
- ② 最大応力点において横補強筋が降伏していないことが特にコンクリート強度が大きい場合に多く、拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係を評価するためには、横補強筋の横拘束耐力だけでなく、横拘束剛性を定量的に評価する必要がある
- ③ 従って、横補強筋量が同じでも横補強筋比が異なれば、横補強筋の離散の影響の他に、横拘束剛性が異なるため横応力度が異なり、そのため拘束コンクリートの軸応力度-軸歪度関係が異なる。
- ④ よって、高強度の横補強筋を用いて、横補強筋比を減らすと、横拘束剛性が低下し、横補強筋が強度を発揮しない。従って、高強度鉄筋を使用する際には、横応力度のみに着目して、横拘束剛性が小さくならないように注意する必要がある。拘束高強度コンクリートの最大応力点において横補強筋をフルに発揮させるには大きな横補強筋比を必要とする。
- ⑤ 同じ横補強筋比、横補強筋強度なら、横補強筋径を細くして密に配した方が、横補強筋の離散による低減率が小さくなるので拘束効果が大きい。

表4.1 試験体一覧

ID	調合強度	横補強筋			
		配筋	pw	σ_{wy}	pw σ_{wy}
H8-2F2	1000	2 ϕ @10	0.63	12000	75.4
H4-4F2	1000	2 ϕ @5	1.26	3000	37.7
H4-2F2	1000	2 ϕ @10	0.63	6000	37.7
H4-1F2	1000	2 ϕ @20	0.31	12000	37.7
H2-2F2	1000	2 ϕ @10	0.63	3000	18.8
H2-1F2	1000	2 ϕ @20	0.31	6000	18.8
H1-1F2	1000	2 ϕ @20	0.31	3000	9.4
M4-4F2	500	2 ϕ @5	1.26	3000	37.7
M4-2F2	500	2 ϕ @10	0.63	6000	37.7
M4-1F2	500	2 ϕ @20	0.31	12000	37.7
M2-2F2	500	2 ϕ @10	0.63	3000	18.8
M2-1F2	500	2 ϕ @20	0.31	6000	18.8
M1-1F2	500	2 ϕ @20	0.31	3000	9.4
L2-2F2	250	2 ϕ @10	0.63	3000	18.8
L2-1F2	250	2 ϕ @20	0.31	6000	18.8
L1-1F2	250	2 ϕ @20	0.31	3000	9.4
H8-4F3	1000	3 ϕ @11.3	1.26	6000	75.4
H8-2F3	1000	3 ϕ @22.5	0.63	12000	75.4
H4-4F3	1000	3 ϕ @11.3	1.26	3000	37.7
H4-2F3	1000	3 ϕ @22.5	0.63	6000	37.7
H2-2F3	1000	3 ϕ @22.5	0.63	3000	18.8
M4-4F3	500	3 ϕ @11.3	1.26	3000	37.7
M4-2F3	500	3 ϕ @22.5	0.63	6000	37.7
M2-2F3	500	3 ϕ @22.5	0.63	3000	18.8
L2-2F3	250	3 ϕ @22.5	0.63	3000	18.8

※ @ : 帯筋間隔 (mm)、pw : 帯筋比 (%)、 σ_{wy} : 帯筋強度 (kgf/cm²)

表4.2 鉄筋の引張試験結果

材料名	Es	σ_y	ε_y	σ_m
2F03	1.930	2868	1486	2966
2F06	1.894	6312	3333	6645
2F12	1.747	11775	6740	13460
3F02	1.513	1768	1169	2174
3F06	1.891	5724	3027	5997
3F12	1.647	10038	6095	11410

※ Es: 初期剛性 (10^6 kgf/cm^2)、 ε_y : 降伏歪 (μ)
 σ_y : 降伏強度、 σ_m : 引張強度 (kgf/cm^2)

表4.3 コンクリートの調合

調合強度	水結合材比	スラン	空気量	細骨材率	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
	W/(C+D)	Sl.	Air	s/a	W	C	S	G	D
(kgf/cm^2)	(%)	(cm)	(%)	(%)			(kg/m^3)		
1000	25	22	1.4	44	136	496	762	1005	50
500	45	22.5	1.5	44	186	414	762	1005	-
250	62	19.5	1.3	44	210	339	762	1005	-

※ セメント: 普通ポルトランド、水: 水道水、S: 陸砂80%、山砂20%
 G: 硬質砂岩碎石 (20mm以下)
 D: シリカヒューム、高性能AE減水剤を使用

表4.4 コンクリートの圧縮試験結果

調合強度	圧縮強度	初期剛性
(kgf/cm^2)	(kgf/cm^2)	(kgf/cm^2)
1000	1082	4.01×10^5
500	446	3.13×10^5
250	273	2.47×10^5

表4.5 材料試験結果、試験体施工結果に基づく試験体一覧

ID	σ_c	横補強筋			
		配筋	pw	σ_{wy}	pw σ_{wy}
*H8-2F2	1081	2 ϕ @11.1	0.600	11775	70.65
+H4-4F2	1081	2 ϕ @ 5.0	-	2868	-
H4-2F2	1081	2 ϕ @11.1	0.600	6312	37.91
H4-1F2	1081	2 ϕ @25.0	0.261	11775	30.79
H2-2F2	1081	2 ϕ @11.4	0.576	2868	16.52
H2-1F2	1081	2 ϕ @25.0	0.267	6312	16.91
H1-1F2	1081	2 ϕ @25.0	0.266	2868	7.63
M4-4F2	446	2 ϕ @ 5.3	1.259	2868	36.13
M4-2F2	446	2 ϕ @11.1	0.602	6312	38.04
M4-1F2	446	2 ϕ @25.0	0.264	11775	31.12
M2-2F2	446	2 ϕ @11.3	0.589	2868	16.90
M2-1F2	446	2 ϕ @25.0	0.268	6312	16.96
M1-1F2	446	2 ϕ @22.8	0.286	2868	8.22
L2-2F2	273	2 ϕ @11.4	0.582	2868	16.69
L2-1F2	273	2 ϕ @24.2	0.276	6312	17.43
L1-1F2	273	2 ϕ @25.0	0.264	2868	7.58
H8-4F3	1081	3 ϕ @12.7	1.187	6312	74.92
*H8-2F3	1081	3 ϕ @29.4	0.495	10038	49.69
H4-4F3	1081	3 ϕ @12.7	1.147	1768	20.28
*H4-2F3	1081	3 ϕ @29.4	0.495	5724	28.33
H2-2F3	1081	3 ϕ @29.4	0.495	1768	8.76
M4-4F3	446	3 ϕ @12.7	1.170	1768	20.69
M4-2F3	446	3 ϕ @29.4	0.505	5724	28.93
M2-2F3	446	3 ϕ @29.4	0.505	1768	8.94
L2-2F3	273	3 ϕ @29.4	0.505	1768	8.94

※ σ_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

@: 帯筋間隔 (mm)、pw: 帯筋比 (%), σ_{wy} : 帯筋強度 (kgf/cm²)

*のついた試験体はコンクリート効果不良のため削除

また、+のついた試験体H4-4F2は配筋が密で製作できず

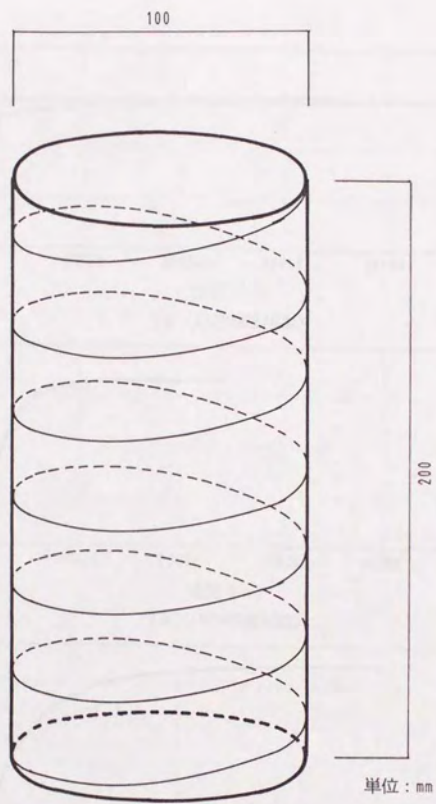


図4.1 試験体の概観

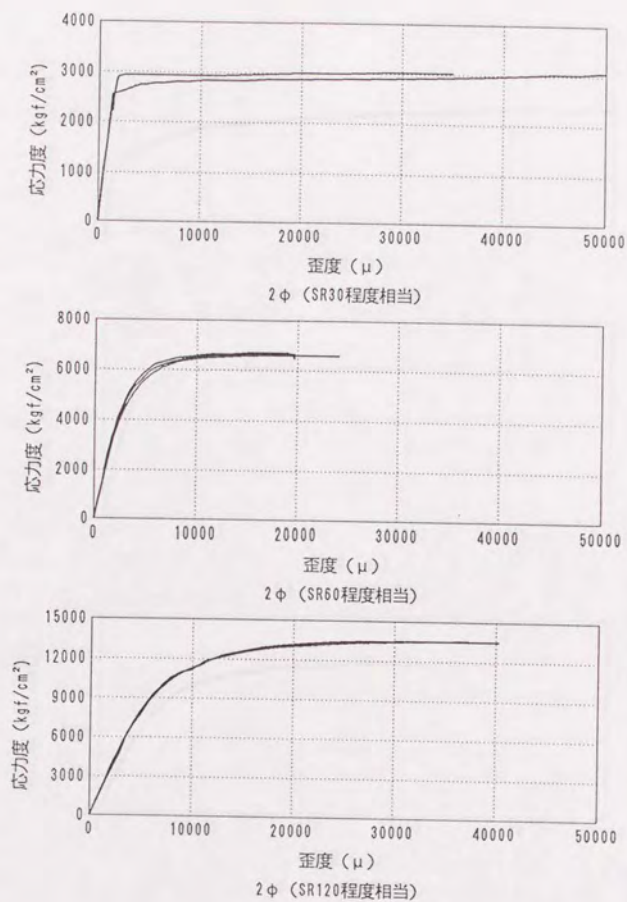


図 4.2-1 鉄筋の応力度－歪度関係 (2φ)

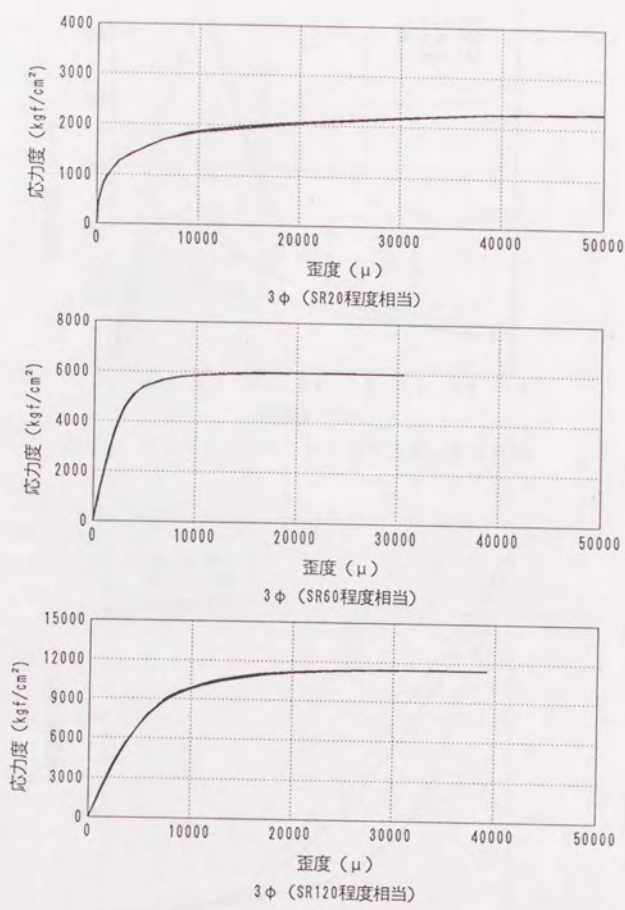


図 4.2-2 鉄筋の応力度－歪度関係 (3φ)

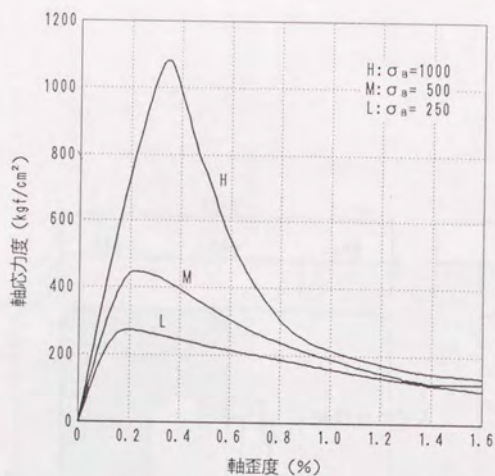


図4.3 プレーンコンクリートの応力度－歪度関係

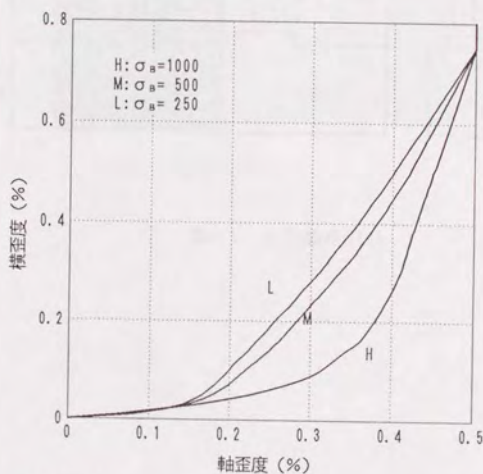


図4.4 プレーンコンクリートの軸歪度－横歪度関係

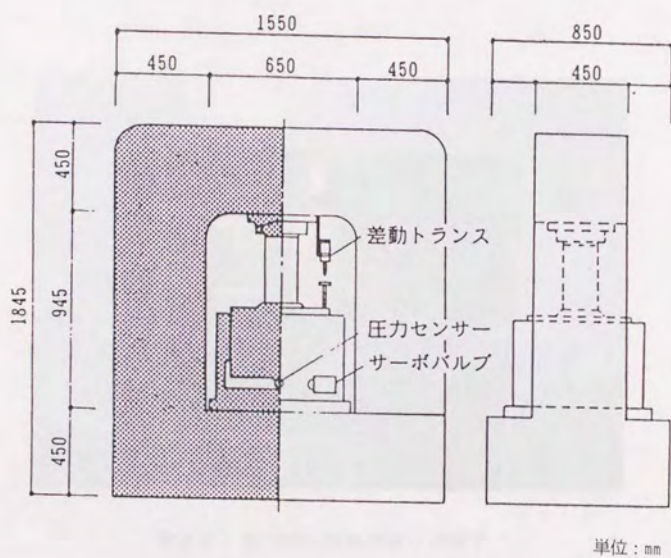


図4.5 加力装置 [10]



写真4.1 加力中の試験体周りの様子

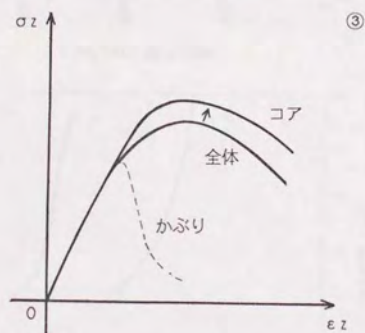
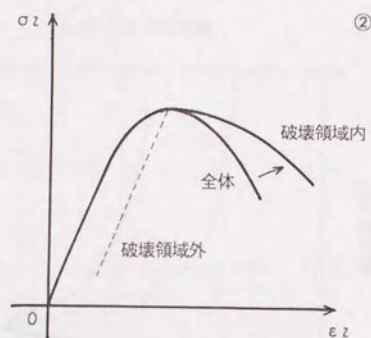
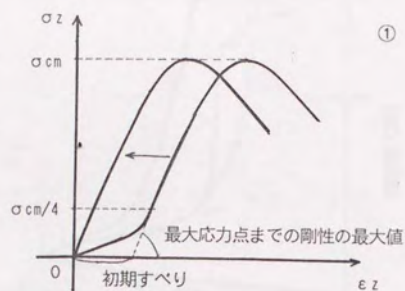


図4.6 軸応力度－軸歪度関係の補正

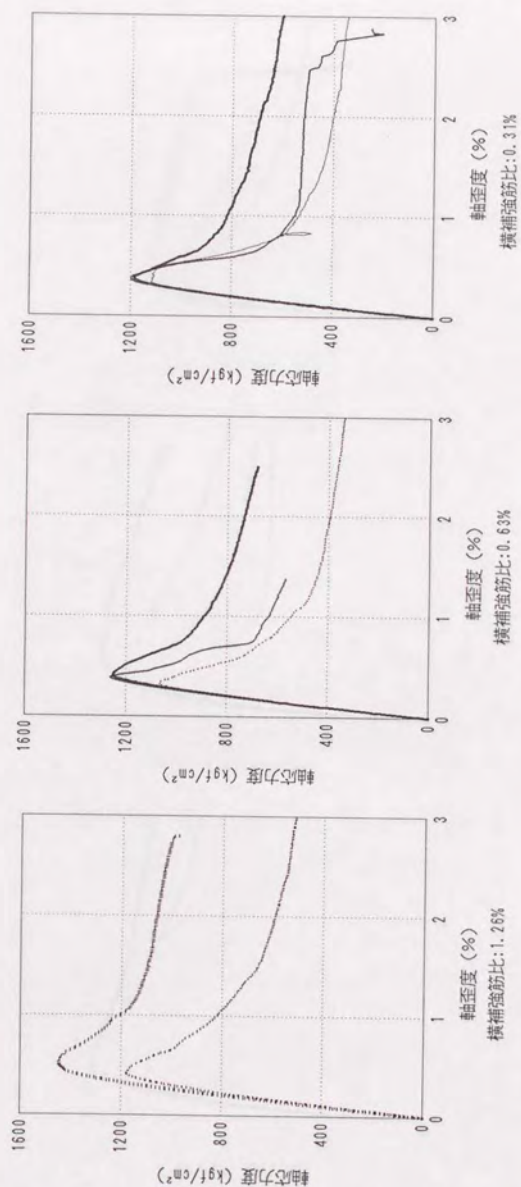


図4.7-1 軸応力度-軸歪度関係 (コンクリート強度: 1000 kgf/cm²)

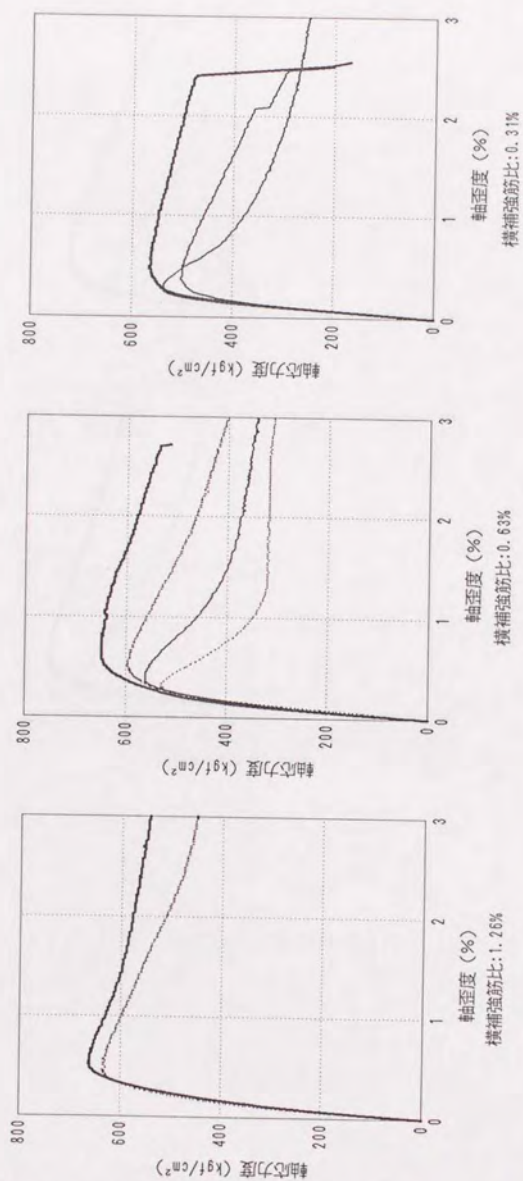


図4.7-2 軸応力度-軸歪度関係 (コンクリート強度: 500kgf/cm^2)

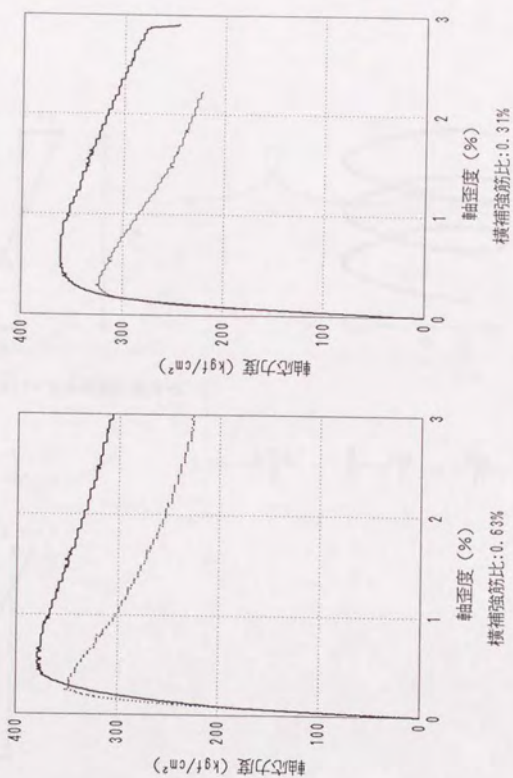
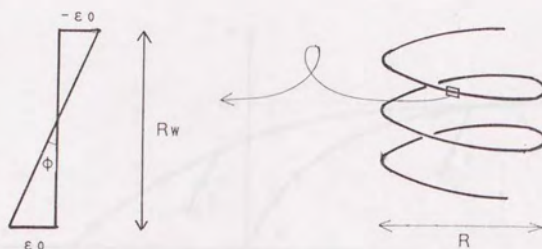
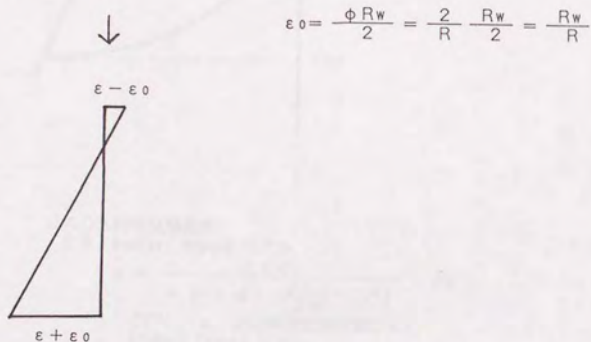


図4.7-3 軸応力度－軸歪度関係（コンクリート強度：250 kgf/cm^2 ）

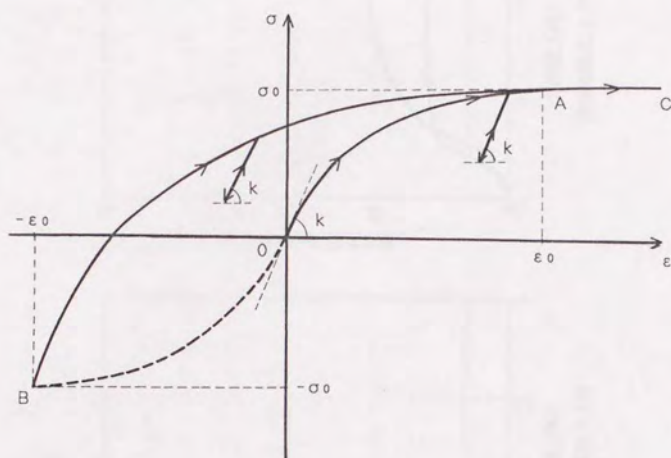


加工時のスパイラル断面の歪分布



加力時のスパイラル断面の歪分布

図4.8 横補強筋の歪度の決め方



OAC : 材料試験結果

BA : Ramberg-Osgood モデル

$$\epsilon = \frac{\sigma + \sigma_y}{k \left\{ 1 - a \left(\frac{\sigma + \sigma_y}{2\sigma_y} \right)^\beta \right\}} - \epsilon_0$$

ただし、 a 、 β は材料試験結果OAと
Ramberg Osgood モデル

$$\epsilon = \frac{\sigma + \sigma_y}{k \left\{ 1 + a \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^\beta \right\}}$$

が一致するように決定する

図4.9 横補強筋の歪度から応力度への変換

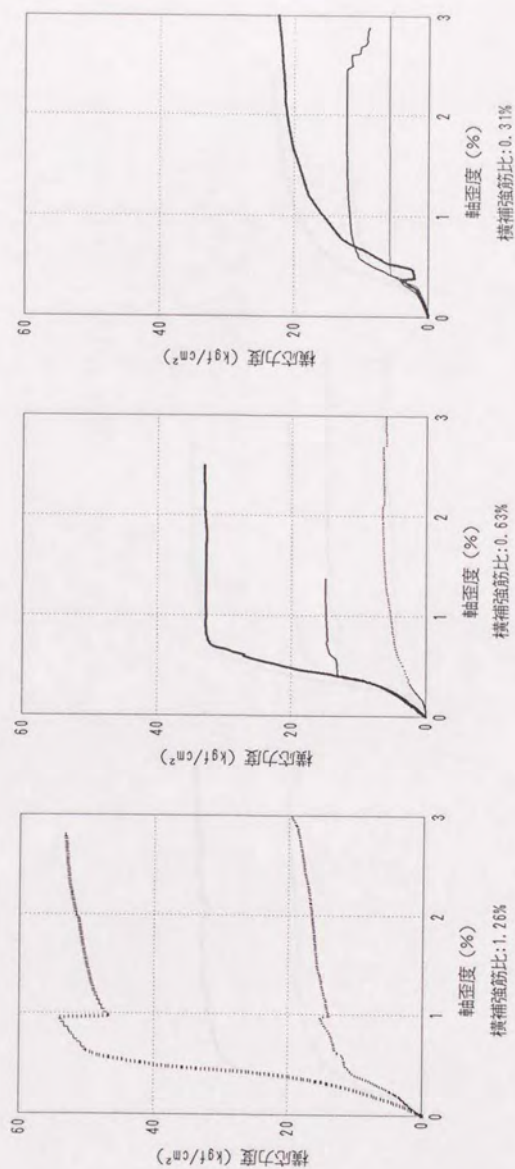


図4.10-1 横応力度-軸歪度関係 (コンクリート強度:1000kgf/cm²)

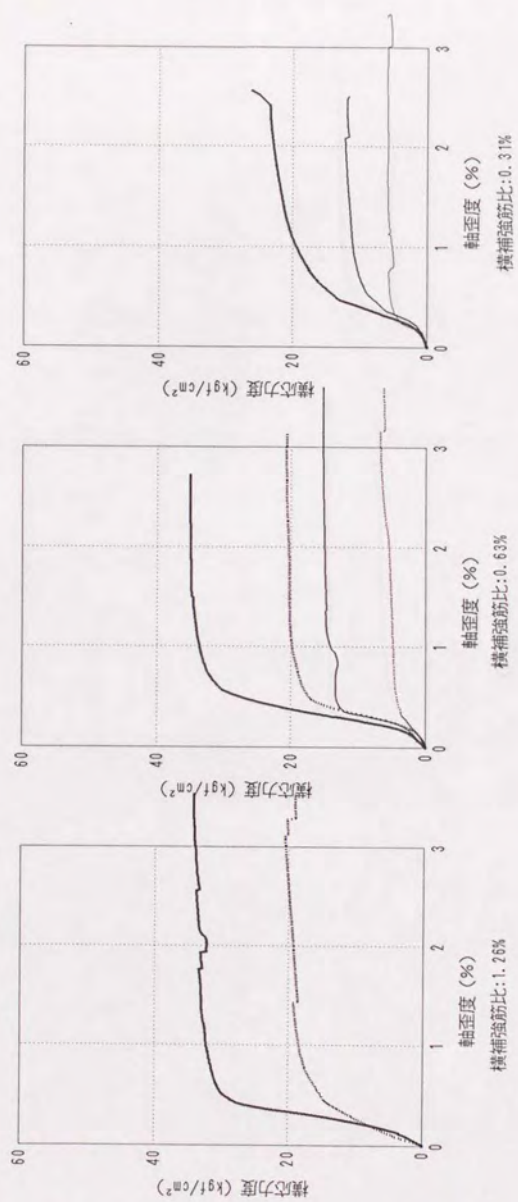


図4.10-2 横応力度—軸歪度関係 (コンクリート強度: 500 kgf/cm^2)

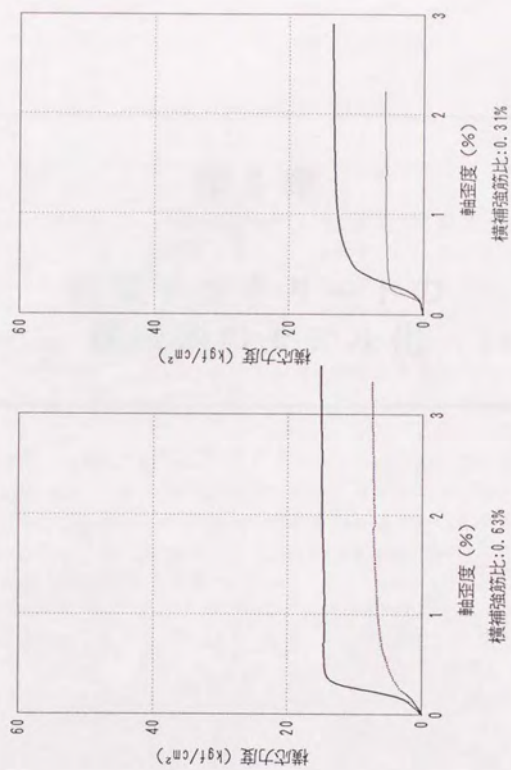


図4.10-3 横応力度－軸歪度関係（コンクリート強度： 250 kgf/cm^2 ）