

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	鉄筋コンクリート部材における異形鉄筋とコンクリートとの付着に関する実験研究
Title(English)	
著者(和文)	林静雄
Author(English)	SHIZUO HAYASHI
出典(和文)	学位:工学博士, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第1400号, 授与年月日:1985年1月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第1400号, Conferred date:1985/1/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

A-56

鉄筋コンクリート部材における
異形鉄筋とコンクリートとの付着に関する実験研究

昭和 5 9 年 7 月

林 靜 雄

謝 辞

私が本研究に着手して以来、常に懇切なる御指導を賜りました東京工業大学教授、工学博士、黒正清治先生に厚く御礼申し上げます。

福井大学におきまして研究を継続するにあたり、御鞭撻を賜りました、福井工業大学教授江上外人博士、福井大学教授山田孝一郎博士に厚く御礼申し上げます。

本研究の大部分は、東京工業大学黒正研究室在籍中に行ったものであります。当初より、名古屋工業大学助教授滝口克己博士には御鞭撻を賜り、また、東京工業大学助手福原正志氏、小林克巳博士には御指導、御助力を頂いた、ここに深く感謝致します。

第4章、第6章の実験は株式会社銭高組との協同研究によるものであります。同技術研究部副部長原沢堅也氏、同研究員吉田俊夫氏、森本敏幸氏はじめ、技術研究部の方々に深く感謝致します。

東京工業大学での実験は、東京工業大学事務官新島美穂子嬢、大学院生であった、寺本英治君、鬼沢浩二君、小山内亨君、吉田弘行君をはじめとする黒正研究室の方々の労によるところが大有ります。深く感謝致します。福井大学での実験では、福井大学技官福田薫氏、同水島滋男係長に御助言、御手伝い頂いた、深く感謝致します。

なお、本研究に用いた計算機センター、計算機は、次のとおりです。関係者各位に感謝致します。

東京工業大学総合情報処理センター

HITAC 8500,
HITAC 8700
HITAC 200H

名古屋大学大型計算機センター

FACOM M200
FACOM M382

福井大学計算機室

FACOM 230-28

研究論文の概要

論文題目 鉄筋コンクリート部材における異形鉄筋とコンクリートとの付着に関する実験研究

本論文は、軸力、曲げモーメントとせん断力を受ける鉄筋コンクリート部材と鉄筋コンクリート柱はり接合部における異形鉄筋とコンクリートとの付着性状と復元力特性への付着の影響を明らかにしたものであり、7章からなっている。

第1章「序論」では、付着実験、付着性状の解明に重点を置いた鉄筋コンクリート部材や骨組の実験と解析、および、解析における付着のモデル化について、既往の研究を概観したのち、現状における問題点を示し、本研究の目的とするところを示した。

第2章「鉄筋コンクリート柱の軸方向剛性および曲げ剛性に及ぼす付着の影響」では、ひびわれ間のコンクリートが付着を介して部材引張域の剛性を高めている作用を、鉄筋位置に作用しているみかけの力として取り出し、鉄筋コンクリート柱の一軸引張圧縮実験結果からモデル化し、これを用いることにより、ひびわれ間のコンクリートの協力を考慮した断面曲げ解析ができることを示した。さらに、ひびわれの開閉が頻繁に現れ、ひびわれ間のコンクリートによる影響が強く現れる変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験を行い、上記解析法により解析を行った。実験結果と解析結果はよく一致しており、解析法の妥当性を確認するとともに、軸力と曲げモーメントの載荷経路が鉄筋コンクリート柱の曲げ性状に及ぼす影響には、付着を介してのひびわれ間のコンクリートの作用が大きく関与していることを示した。

第3章「ひびわれ近傍における付着応力と相対すべりの関係」では、引抜き形の付着実験を行い、ひびわれ面を想定した材端ごく近傍での異形鉄筋とコンクリートとの付着応力と相対すべりの関係について調べた。実験は、付着長さを短かくして試験部位置を変化させた場合と、付着長さを長くして局所的な付着応力と相対すべりの関係を調べた場合の両者について行った。実験結果として、材端に近い程、最大付着応力度と付着剛性の低下は著しいが、材端の影響を受ける範囲は鉄筋公称直

径の 3 ～ 4 倍以内であること、さらに、その範囲内であれば、最大付着応力度は材端からの距離にほぼ比例することなどを明らかにした。

第 4 章「一端押込み力他端引抜き力を同時に受ける主筋の付着性状」では、柱はり接合部内に通し配筋された、はり、または、柱の主筋を想定した付着実験を行った。その結果、主筋の付着性状は、主筋の応力状態、周辺コンクリートの拘束状態や応力状態により影響を受け、特に、接合部端面近傍では、引抜き力を受ける時には最大付着応力度と付着剛性の低下が著しく、押込み力を受ける時には最大付着応力度が大きく付着剛性の低下も少ないことが認められた。多数回の繰返しを受けると、引抜き端での最大付着応力度と付着剛性の低下が接合部内部へ進行していくため、引抜き端と内部の付着応力・すべり関係はあまり差がなくなり、押込み端のみが高い付着剛性と最大付着応力度を保持していることが明らかとなった。柱軸方向圧縮力は、接合部内に通し配筋されているはり主筋の付着剛性を高め、すべりを小さく押える効果があり、この効果は押込み端で著しいことが認められた。

第 5 章「曲げせん断を受けるはり主筋の付着性状」では、曲げせん断を受けるはりの主筋の付着性状を調べるための実験を行った。その結果、シアスパンが短い場合には斜めひびわれが反曲点を越えて広がり、せん断力が増加しても付着応力度はあまり増大せず、一様に分布しているのに対し、シアスパンが長い場合には、曲げせん断ひびわれの発生する材端付近では付着応力度はあまり大きくならないものの、中央部近傍での付着応力度は、曲げ理論から計算された付着応力度とほぼ一致していることを示した。また、シアスパンが長い場合についての付着応力度・すべり関係に及ぼすひびわれの影響について調べたが、ひびわれに伴うその近傍の付着剛性と最大付着応力度の低下の性状は、第 3 章の結果とほぼ同様であるものの、最大付着応力度は、はり部材中では付着実験の結果より低くなることが認められた。さらに、曲げせん断を受けるはり部材の荷重・変形関係や内部ひずみの分布を有限要素法を用いて詳細に追跡するために必要な、ひびわれ発生位置とひびわれからの距離に応じた付着応力・すべり関係を第 3 章の付着実験結果と本章の部材実験結果とからモデル化した。このモデルを用いて、コンクリートの材料特性を簡略化して行った解析の結果は、実験結果ときわめてよい一致を示し、このモデル化および解

析法の妥当性が認められた。

第6章「柱はり接合部内を通し配筋されたはり主筋の付着性状」では、柱はり接合部を有する十字形試験体について、実験と解析を行った。柱はり接合部内における付着性状は、第4章の実験結果と同様に、引抜き端では最大付着応力度と付着剛性の低下が接合部内部より著しいこと、柱軸方向圧縮力を受ける試験体の荷重・変形関係では、柱軸力がはり主筋の接合部からの抜け出しを低く押えるので、柱軸力のないものよりも降伏点剛性が高くなることなどが認められた。第4章の付着実験結果と本章の実験結果とから、接合部内の付着応力・すべり関係をモデル化し、第5章で定めたひびわれの影響を考慮したはり部材中の付着応力・すべり関係のモデルと解析法に適用して行った解析結果は、実験結果とよく一致し、本モデル化と本解析法の妥当性が認められた。

第7章「結論」では、各章の結論を要約して述べている。

目 次

第 1 章 序 論	1
1. 1 既往の研究	2
1. 2 本研究の目的と方法	13
第 2 章 鉄筋コンクリート柱の軸方向剛性および曲げ剛性に及ぼす付着の影響	15
2. 1 はじめに	16
2. 2 鉄筋コンクリート柱の一軸引張圧縮繰返し実験	17
2. 3 付着を考慮した鉄筋コンクリート柱の曲げ解析法	26
2. 4 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ実験	33
2. 5 解析結果および実験結果との比較	46
2. 6 まとめ	58
第 3 章 ひびわれ近傍における付着応力と相対すべりの関係	59
3. 1 はじめに	60
3. 2 付着長さを短かくした付着実験	61
3. 3 付着長さを長くした付着実験	73
3. 4 まとめ	84
第 4 章 一端押込み力他端引抜き力を同時に受ける主筋の付着性状	85
4. 1 はじめに	86
4. 2 付着実験の概要	87
4. 3 拔出し量に関する検討	94
4. 4 付着応力と相対すべりの関係について	104
4. 5 まとめ	128
第 5 章 曲げせん断を受けるはり主筋の付着性状	130
5. 1 はじめに	131
5. 2 はり主筋の付着性状に与えるシアスパンの影響	132
5. 3 はり主筋のひびわれ近傍における付着性状	147
5. 4 主筋の付着性状に関するはりの解析	167
5. 5 まとめ	185
第 6 章 柱はり接合部内を通し配筋されたはり主筋の付着性状	187
6. 1 はじめに	188
6. 2 柱はり接合部を含む十字形はり実験概要	190
6. 3 はりせん断力・変形関係に関する考察	195
6. 4 接合部内におけるはり主筋の付着性状	200
6. 5 付着応力・すべり関係に重点をおいた解析	211
6. 6 まとめ	220
第 7 章 結 論	221
7. 1 結論	222
7. 2 今後の研究課題	226
本論文に関連する発表論文リスト	227
参考文献リスト	232

第 1 章 序 論

1. 1 既往の研究

鉄筋とコンクリートとの付着に関しては、定着の為に必要な付着強度を調べる為の性能試験として研究が始められた。しかし、部材の主筋として丸鋼を用いたものと、異形鉄筋を用いたものとで、ひびわれ性状や破壊性状が異なることから、コンクリートと鉄筋という材料の性質に対して、それらの相互作用を決める第3の構成則としての特性を定める必要性が認識され、鉄筋とコンクリートとの付着応力度と相対的なずれ（すべり）との関係について多くの研究が行われるようになってきている。

(1) 材料特性としての付着

森田ら⁽¹⁾は、異形鉄筋と丸鋼について引抜き試験を行い、丸鋼の場合には鉄筋の軸に沿った位置によって付着応力度とすべりの関係が異なるものの、異形鉄筋の場合には位置によらず一義的に定まるとし、定式化を行った。長嶋⁽²⁾は、引抜き、および両引き試験を行い、鉄筋周辺でのコンクリートのひずみを測定するとともに、局所での鉄筋とコンクリートとのすべりを直接測定し、異形鉄筋におけるすべりとは、鉄筋表面におけるすべりと周辺コンクリートの破壊の和であり、鉄筋から鉄筋径の約2倍離れた位置のコンクリートとの相対ずれをすべりと定義し、これにより付着応力とすべりとの関係が定式化できるとした。森田、角⁽³⁾は、くり返し引抜き試験を行い、くり返し応力下の付着応力・すべり関係を定式化し、山本、中島⁽⁴⁾は、特に減力時の付着特性に重点

を置いた付着実験を行い、コンクリートのひびわれの残留ひびわれ幅の検討を行い、黒正、大喜多¹⁸⁾は、疲労破壊に至る程のくり返し付着試験を行い、くり返しによる付着劣化について調べた。

一方、付着応力と相対すべりの関係を、長嶋の示すコンクリート表面のすべりとコンクリートの破壊という観点から明らかにしようとする試みも行われ、後藤ら¹⁹⁾は、異形鉄筋のふしによるコンクリートの割裂きひびわれの位置と進展について実験的に示し、Bentoroら^{1-3,4)}は、有限要素法を用いて鉄筋周辺のコンクリートの応力状態について解析した。これらのことから、1つのバネのみで付着応力とすべりの関係を表わすのは複雑になるとして、谷、東浦ら¹⁶⁾は界面でのすべりとコンクリートの破壊を表わす2つのバネの和として付着特性を表現し、池田¹⁷⁾は、コンクリートもバネで表わし、せん断バネと軸方向バネであるコンクリートとを、直列、並列に結ぶことにより付着実験結果を説明している。

以上、材料特性としての付着特性を得るために行われた引抜き試験による研究経過を簡単に概観した。個々の論文の中でも指摘されているように、コンクリートと異形鉄筋との付着特性は、異形鉄筋周辺でのコンクリートの破壊の進展状況に他ならず、その機構を定量的に解明することはまだ十分ではない。その為に、引抜き試験下で定式化された付着特性と、鉄筋周辺の状況の異なる部材内での主筋の付着特性との関連については、ほとんど説明がなされていない。

(2) 軸方向力や曲げモーメントを受ける部材における付着鉄筋コンクリート部材が材軸方向に引張力を受けた場合、または、曲げモーメントのみを受けている場合の引張域では、コンクリートにひびわれが発生するまでは、主筋には応力差がなく、付着応力は働いていない。コンクリートにひびわれが発生すると、コンクリートは応力を解放して、無応力状態になろうとして主筋との間に相対すべりを生じようとし、付着応力が生じることになる。このことにより、ひびわれが発生した後も、局部的にはコンクリートも引張力を負担し、部材の軸方向剛性や曲げ剛性を高めることになる。本来、ひびわれ間隔と付着すべり関係で定まるこの影響の取扱いに対し、堺ら²⁻¹⁾は、ひびわれ位置およびひびわれ間の場所で異なるコンクリートの引張応力分布を平均化し、コンクリートの引張抵抗力として定式化する方法(方法Ⅰ)、引張鉄筋のひずみの平均化を計り、引張鉄筋の応力・ひずみ関係として定式化する方法(方法Ⅱ)と曲げ剛性を直接与えてしまう方法(方法Ⅲ)の3種に分類し、比較したうえで方法Ⅱがモーメントと曲率関係を求めるうえで最もよいとしている。Somayajiら²⁻⁸⁾は、コンクリートのひずみ測定は非常に難しいことから、実験での計測が確実な、付着応力度の分布を仮定することにより鉄筋コンクリート引張材の解析を行った。谷、野村ら²⁻³⁾は、鉄筋周辺のコンクリートに付着の影響を考慮した軸方向のバネを直列につなぐことにより曲げ解析を行い、Tassiosら²⁻⁷⁾は、付着応力とすべりの関

係とひびわれ間隔を仮定することで付着を考慮した断面曲げ解析が容易にできることを、佐藤ら²⁻⁴⁾は、ひびわれは等間隔に入ると仮定し曲げのみを受ける部材でも材軸方向の長さを考え、ひびわれの発生と進展を考慮できることを示している。Labibら²⁻²⁾は、さらに有限要素法を用い、ひびわれ周辺の付着劣化を考慮しながら鉄筋コンクリート引張材の詳細な解析を行い、全体的なひびわれ、および、鉄筋周辺のコンクリートの局所的なひびわれを追跡した。佐藤、白井ら²⁻⁵⁾は、堺らの定義によれば方法Ⅰにより、有限要素法を用いて耐震壁の解析を行い、耐震壁のように、鉄筋が平均的に分散して配筋されている場合には、方法Ⅰが有効であることを示している。

(3) せん断力と曲げモーメントを受ける部材における付着

鉄筋コンクリート部材の曲げせん断実験は非常に数多く行われてきており、主筋とコンクリートとの付着性状の違いが強度や変形性状に与える影響についてもかなりの研究成果が報告されている。しかし、曲げせん断を受ける部材内の主筋の付着応力・すべり関係を実測した例は非常に少なく、断面内の主筋の位置、材軸方向の位置、かぶり厚や帯筋による拘束効果等の影響について、定量的な把握はほとんど行われていない。従って、解析を主体とした研究でも、付着応力・すべり関係は、引抜き試験から定式化されたものか、推測によるものを部材内一様に適用されているものがほとんどで、実験結果の定性的な説明にとどまっている。

部材内部の主筋の付着すべり関係に重点を置いた曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材の実験について以下概観する。

山本ら³⁻¹⁾は、太径鉄筋D51を使用してはり部材内部の付着強度について、かぶり厚、帯筋量の影響について実験した。園部、石橋ら³⁻²⁾は、はり主筋の部材内定着に関する実験を行い、板バネを用いた特殊な変位計を考案し、主筋のすべりも直接測定した。野口³⁻²⁾は、比較的シアスパンの短い、せん断力の影響の大きいものについて、試験体内部のひずみ分布を詳細に計測するとともに、主筋のすべりも直接測定したが、その結果、ひびわれ状況、変形、鉄筋とコンクリートのひずみ分布、付着応力度とすべりの関係の分布は相互に密接な関係があること、付着性状が部材の破壊モードに重大な影響を与えていることを報告した。但木、小倉ら³⁻³⁾は、ひびわれのない場合の、主筋位置(隅筋と中央筋)、せん断補強筋が、主筋の付着応力とすべり関係に与える影響について実験し、特に隅筋の付着劣化が著るしいことを示した。滝口³⁻⁴⁾は、極端に付着をなくした試験体について実験し、その強度と変形性状、変形限界について調べ、池田³⁻⁵⁾は、付着の有無がせん断耐力に大きな影響があり、付着の有無が破壊モードにも関係していることから、付着を完全にすることが必ずしも有利にはならないと報告している。

曲げせん断を受ける部材内の主筋応力は、応力の伝達機構によつては付着応力が働かない場合もあり、厳密にはすべりも同時に

測定しておかなければ付着破壊そのものもとらえることができない。従って、実験と解析を対にして研究を進める必要があるが、上記の実験結果が解析上から追跡された例はほとんどなく、曲げせん断を受ける部材内部の付着性状については、かなり曖昧な状態にある。

上記実験とは別に、主筋の付着応力・すべり関係が部材の強度と変形性状に与える影響について調べた解析研究も数多い。解析手法としては、有限要素法とその他の手法とに大別される。

有限要素法による解析以外のものとして、中田³⁷⁾は、スタップからの抜け出しが、はり危険断面におけるモーメントと曲率関係に及ぼす影響について解析した。多田、武田³⁸⁾は、鉄筋コンクリート短柱の中央部分のコンクリート弾性とし、部材部分の付着劣化によるすべりが、危険断面でのモーメントと曲率関係に与える影響を調べている。松浦ら³⁻⁹⁾は、コンクリートを平面保持のまま鉄筋との間にボンドリンクを介在させることにより付着のない試験体も解析できることを示した。小阪、谷川ら³⁻¹⁰⁾は、多軸応力下のコンクリートにエンドクロニック理論を適用し、部材端における抜け出しを考慮した分割はり法による鉄筋コンクリートはりの解析法を提案し、市之瀬³⁻¹¹⁾は、部材中央部のコンクリートのひずみ分布を仮定し、その部分で生じたすべりを部材両端の柔性領域で平面保持と力のつりあいから処理することにより、比較的簡単に付着すべりを考慮した解析ができることを示している。密川、

青山³⁻¹³⁾は、平面保持を仮定した断面解析において、鉄筋のひずみと鉄筋位置のコンクリートひずみの間を付着の影響を考慮して関係づけることにより、断面曲げ解析の手法がそのまま分割はり法に適用できることを示し、坂田、和田³⁻¹²⁾は、分割はり法によってコンクリートは平面保持を保ちながら、鉄筋の変位に自由度を持たせることにより、付着すばりを考慮した解析法を示している。これらの研究では付着による主筋のすばりを考慮した簡便な解析法を提案するにとどまり、付着剛性を変化させるなどの、パラメトリック解析は行われていないために、付着性状が部材剛性に与える影響については不明である。

これに対し、有限要素法を用いたものは、解析手法そのものはかなり一般化しているために、材料特性のモデル化について論じているものが多い。有限要素法による鉄筋コンクリート部材の解析に関しては、文献^{3-16,21)}にかなり詳しく報告されているので、ここでは、付着特性のモデル化について論じているものについて概観するものとする。

有限要素法による付着機構としては、Ngo, Scordelis³⁻¹⁴⁾により提案されたボンドリンクとすることが多く、ここに挙げた論文もすべてボンドリンクを用いている。ボンドリンクは、直交する2つのバネを有し、鉄筋軸と平行方向のバネの方と変形との関係を定義することにより、主筋とコンクリートの相対的なすばりとそれに伴う付着応力を表わすものである。黒正、滝口³⁻¹⁷⁾は、このボ

ンドリンクの剛性を極端に変化させて解析し、ひびわれのパターンが、付着のある場合とない場合とで非常に異なることを示した。野口³⁻²⁰⁾も、シアスパンの短い柱の解析を行い、内部ひずみの状態など詳細な実験結果との対応を行った。以上いずれも部材全長にわたって付着剛性を一様に与えたものである。コンクリートにひびわれが発生すると、その周辺では付着劣化が生じるが、特に丸鋼の場合にこの影響範囲が広いので、野村ら³⁻¹⁸⁾は、ひびわれからの距離に応じて付着剛性の弾性限度を低下させて解析を行い、付着剛性一様の解析と付着剛性の低下を考慮した解析とでは、ひびわれの発生パターンに著るしい相異があることを示している。

Plauekら³⁻¹⁹⁾は、異形鉄筋の場合のひびわれ近傍での付着耐力、剛性の低下に関するEiflerの実験に基づき、付着強度を材軸方向に変化させて解析し、ひびわれのパターンが実験結果と非常によく一致していることを示している。

有限要素法によるボンドリンクのバネ剛性は、(1)の材料特性としての付着によって定式化されたものが用いられており、曲げせん断を受けら部材の実験において計測された付着・すべり関係が部材解析に用いられた例はほとんどない。

(4) 柱はり接合部内における主筋の付着

はりや柱の主筋が、柱はり接合部から抜け出すことにより、部材に柱端回転角が生じ、骨組全体の剛性低下を引き起し、極端な場合には、部材の耐力低下をも引き起すこととなる。このために、

柱はり接合部内部への主筋の定着に関する研究が行われている。

ここでは、柱はり接合部内部の主筋のひずみ分布、付着性状に関する研究について概観する。坪井，矢代⁴¹⁾は、十字形試験体と単純はり試験体について実験し、部材の耐力低下が生じないために必要な接合部内への主筋の定着長さについて報告した。石橋，園部⁴¹⁴⁾は、D32，D41と太径異形鉄筋を用いた十字形試験体で、柱はり接合部内部の主筋の平均付着応力度について調べ、森田，角⁴⁶⁾は、柱はり接合部内部の主筋のひずみ分布と抜け出し量について調べ、通し配筋の場合、圧縮鉄筋の負担力が平面保持を仮定した場合の負担力よりもかなり減少し、主筋のすべりを考慮するためには、接合部内だけではなく十字形骨組全体の主筋のひずみ分布から調べる必要があることを指摘した。長縄，黒正⁴²⁾は、はり主筋の抜け出しによる変形が全体変形に与える影響は大きい、柱に軸力がある場合には、この影響が多少緩和されることを示した。東，大久保ら⁴³⁾は、逆対称加力で実験し、通常スタブと呼ばれる試験部外側の違いによる影響、即ち、はり主筋の枝端でのすべり性状が与えるはりの復元力特性への影響について調べている。山田，河村⁴⁷⁾は、スラブ付のT形ばりを有する十字形試験体で、接合部内部でのはり主筋のひずみ反転位置の移動について調べた。Jirsa⁴⁵⁾は、柱はり接合部を模した引抜き試験により主筋の定着性能を調べ、Viwathanatepaら¹⁴⁰⁾は、押し込み力と引抜き力を同時に受ける場合の付着応力度分布について調べ、柱筋，帯筋による

拘束域と拘束を受けない領域に分けて論じている。山口ら⁴⁻⁸⁾、多田ら⁴⁻⁹⁾は、柱はり接合部からの抜け出しを少なくする方法について報告している。石橋、上村⁴⁻¹⁰⁾は、D51を使用した十字形試験体で、柱はり接合部内での平均付着応力度と抜け出しの関係を、浜田ら⁴⁻¹³⁾は、さらに、それがはりの変形に及ぼす影響について報告している。小倉ら⁴⁻⁴⁾は、柱はり接合部内部の平均付着応力度と柱面位置におけるひずみとの関係について調べ、さらに隅筋と中央筋との違いについても調べている。Bentoroら⁴⁻¹¹⁾は、柱はり接合部内のくり返しによる付着劣化を、主筋のひずみ分布から調べ、はり変形に与える影響を考察した。若林ら⁴⁻¹²⁾は、主筋の定着法の違いと抜け出し量の関係について報告している。

柱はり接合部は、部材4本の組合せであるため実験が大がかりになり、また、実験変数も多いことから総合的な報告はなされていない。柱はり接合部内部の付着性状についても、全体的な見方（例えば、接合部内の平均付着応力度や柱面での主筋のひずみと抜け出し量の関係等）をしており、接合部内部の局所的な付着応力度とすべりの関係については、ほとんど報告がない。

接合部からの主筋の抜け出しが骨組全体に与える影響についての解析研究も数が少ない。角⁴⁻¹⁵⁾は、接合部内部の主筋のひずみ分布と抜け出しによる材端回転の回転中心を仮定して実験結果を説明し、多田³⁻²⁾、市之瀬³⁻¹¹⁾らは、接合部内のコンクリートを剛とするだけで、部材の一部として取扱うことにより部材解析の手法を

そのまま骨組解析に拡張し、抜け出しにより生ずる材端での応力の再配分を考慮した解析法を示している。野口⁴⁻¹⁶⁾は、有限要素法を用いて接合部のせん断ひびわれの発生と進展について、付着剛性の低下も考慮して解析している。

(5) 問題点

引抜き試験による付着応力とすべりの関係については、繰返し時も含めた定式化までモデル化されている。しかし、引抜き試験結果を解析上から説明することは、現在種々試みられてはいるが、3次元問題であり、ミクロな破壊の問題であるために、十分な成果があげられていない。従って、鉄筋周辺の状況の変化に応じ、付着応力とすべりの関係がどのように変化するかについては、実験結果をさらに蓄積する必要がある。

鉄筋コンクリート部材、および、骨組に対する有限要素法やその他の解析も、部材内部や接合部内部での付着性状に関するデータが不十分であるために、引抜き試験結果や推測に基づかずを得ず、また、部材全長にわたって一様としているものが多い。そのために、実験結果に対しては、定性的な説明にとどまってしまう。

最近になり、Eifler, Viwananatepa らによって、部材内部の付着性状の相異が指摘され、Plauk, 野口らによって付着剛性が部材内で一様でないことを考慮した解析が試みられるようになってきたにすぎない。

1. 2 本研究の目的と方法

鉄筋コンクリート部材の復元力特性を考える際、主筋とコンクリートとの付着特性が大きな要因となっていることは既往の実験からも明らかであることから、鉄筋コンクリート部材の耐震性の評価のために、付着を考慮した部材解析法の確立が必要である。鉄筋コンクリート部材の解析法として、有限要素法その他の解析法が提案されてきたが、その付着モデルとしては、引抜き付着試験結果や推測による付着応力・すべり関係より定めたものを、部材全体に適用させているにすぎず、曲げせん断を受ける部材中の付着特性に関する研究は数少ない現状である。

異形鉄筋とコンクリートとの力の伝達は、鉄筋とコンクリートとの界面における粘着力や摩擦力によるものよりも、鉄筋表面の凹凸による、コンクリート局部圧縮とそれにより生ずるくさび作用により割裂引張、および、コンクリート歯形のせん断によるものが大きく、このときのすべりも、鉄筋周辺のコンクリートの内部割裂ひびわれも含めたせん断変形によるものが大部分である。

本論文における付着応力とすべりとは、ある程度巨視的にめた解析に用いるモデル化を目標とした、巨視的な鉄筋からコンクリートへの力の伝達（付着応力）と巨視的な、内部ひびわれも含めた変形量（すべり）として扱われたものである。従って、付着応力・すべり関係は、曲げせん断を受ける部材中では、せん断力の大きた、曲げやせん断によるひびわれ、せん断補強筋、鉄筋のダ

束作用などの影響を、柱はり接合部では、柱主筋、はり主筋、帯筋による拘束、主筋の応力状態、柱軸力などの影響を受けるものと考えられ、付着試験結果とは異なっていると考えられることから、鉄筋コンクリート内部の付着特性の把握とそれを考慮した部材解析法の確立が必要である。

本研究は、このことから種々の応力下の鉄筋コンクリート部材内部での付着特性の把握を目的とし、特に、コンクリートのひびわれとの関係について考察し、さらに、付着を考慮した解析法を提案している。

本研究では、鉄筋とコンクリートの付着作用が部材の復元力特性に与える影響として、(1) 通常無視されているひびわれ発生後のコンクリートも、ひびわれ間では付着によって鉄筋を拘束し、部材の軸方向剛性を高める働きをしていること、(2) せん断力によって生じた主筋応力差によるすべりは、平面保持を成立させず部材剛性を低下させること、(3) 柱はり接合部からの抜け出しは、部材端回転角を生じさせ骨組全体の剛性を低下させることの3つに分類し、それぞれの場合について模式化した付着実験と、特に付着の影響が強く表われると考えられる部材についての実験とを対応させながら、主筋の付着特性について考察し、さらに、部材内部の付着特性やひずみを解析的に追跡し、実験結果との対応を調べることにより、解析法の妥当性について調べている。

第2章 鉄筋コンクリート柱の軸方向剛性および曲げ剛性に及ぼす付着の影響

2. 1 はじめに

鉄筋コンクリート柱が曲げモーメントのみを受けているとき、その耐力と一方向変形性状は、通常、平面保持を仮定し、ひびわれ発生後のコンクリートを無視した断面解析によりほぼ追跡できる。しかし、繰返し加力を受けた際のひびわれ開閉に対し、ひびわれとひびわれの間のコンクリートが付着を介して作用し、必ずしも上記断面解析では、モーメントと曲率関係を追跡できない。この原因と影響については文献^{2-1)~2-4)}について報告され、種々の解析法が提案されているが、本章では、これまでの断面解析プログラムをほとんど変更せずに、付着の影響をとり入れることができる解析法を提案している。解析例として、コンクリートや鉄のモデル化の相異が解析結果にあまり影響せず、なおかつ、付着の影響の強い場合として、軸圧縮力の変動を受ける鉄筋コンクリート柱を選定した。

2.2 鉄筋コンクリート柱の一軸引張圧縮繰返し実験

2.2.1 実験概要

鉄筋とコンクリートとの付着作用を確認するために、まず、鉄筋コンクリート柱の一軸圧縮引張実験を行った。試験体の配筋と断面の詳細をFig.2.1に示す。断面の寸法と配筋、帯筋間隔は後述する曲げ実験と同一である。使用材料の力学的性質をTable 2.1に示す。

試験体は2体で、引張力の片振繰返し加力と引張力と圧縮力の正負交番繰返し加力である。加力方法をFig.2.2に示す。正荷重（引張力）は、2台のジャーナルジャッキを用いて加え、2台のロードセルで検出した。負荷重（圧縮力）は、100tfのアムスラー型試験機を用いて加えた。

変形は主筋定着間の伸縮量を試験体裏表左右4ヶ所で測定し、それらの平均を主筋定着間距離で除して軸方向平均ひずみとした。

2.2.2 実験結果

軸方向力(P_N)と軸方向平均ひずみ(average strain)の関係を、Fig.2.3, 2.4に示す。図中の破線は、Table 2.1の材料試験の結果による主筋とコンクリートの応力ひずみ関係を、ひずみを合せて応力を足し合わせたものであり、コンクリートひびわれ後は鉄筋のみの応力ひずみ関係となる。ひずみが圧縮のときには、実験結果と足し合せはあまり差がないが、ひずみが引張となり、コンクリートにひびわれが発生すると、実験結果は足し合せより剛性が高

くなる。さらに、引張力を除荷すると、その除荷時剛性も定荷時より高い剛性となり、主筋が弾性でも残留ひずみが残る。これが、ひびわれ間のコンクリートの付着を介しての作用である。

2.2.3 有限要素法による解析

鉄筋コンクリート柱の軸方向剛性と付着性状との関連について今回の実験を一般的に拡張するために有限要素法により解析した。要素分割を Fig. 2.5 に示す。

解析上の仮定、材料のモデル化を次のとおりである。

(1) コンクリート 柱の軸方向剛性を与える付着の影響は、部材が引張ひずみになっている時に大きく表われるので、コンクリートのヤング係数は一定とした。ひびわれは、Ngo, Scordelis³⁻¹⁴⁾ によるクラックリングを用い、要素を壊すことなく表現した。クラックリングとは、想定したひびわれの両側の、同一座標を持つ2節点を結ぶ、ひびわれと直交方向と平行方向の2方向の剛性の高いばねを持つ、物理的な大きさのない要素であり、ひびわれと直交方向のばねの応力が、コンクリートの引張強度を越えた時、2方向のばねがともに力を負担できなくなるものとして、それまで保持していた応力を解放し、それ以後の剛性をほぼ0としてひびわれを表現するものである。クラックリングの変形量は、全変形量の約2.5%であった。コンクリートの材料特性は Table 2.1 に示す通りとし、ポアソン比は $\frac{1}{6}$ とした。

(2) 鉄筋 鉄筋は線材とし、応力ひずみ関係は bilinear とした。

(3) 付着 鉄筋とコンクリートの付着を表わすために、Scordelis, $Nygo^{3-14)}$ によるボンドリンクを用いた。ボンドリンクも、物理的な大きさのない、鉄筋と平行方向と直交方向の2方向のばねを有する要素である。鉄筋と平行方向のばねが、鉄筋とコンクリートとの付着応力とすべり関係を表わし、直交方向は鉄筋を所定の座標位置に保持させるばねで、鉄筋が線材の場合、正負とも高い剛性としておくこととなる。付着応力すべり関係、すなわち、ボンドリンクの鉄筋と平行方向のばね特性は、森田、角¹⁴⁾の研究を参考として、Fig. 2.6のように定めた。包絡線を決定する τ_{y1} , τ_{y2} , E_{b1} , E_{b2} は、相対すべりを直接測定した長嶋¹⁻²⁾実験から、それぞれ、 20 kgf/cm^2 , 100 kgf/cm^2 , 9 tf/cm^3 , 0.64 tf/cm^3 とした。また、除荷から逆応力となり、スリップを開始する時の応力 τ_s は、除荷時の応力の -0.18 倍とした。

2. 2. 4 解析結果と実験結果の比較

実験結果と解析結果の比較を Fig. 2.7, 2.8 に示す。

引張ひびわれ発生後の剛性、主筋降伏後の徐荷時の剛性など、実験と解析はよく一致している。柱の軸方向剛性に与える付着によるひびわれ間のコンクリートの効果は、ボンドリンクとクラックリンクを用いた有限要素法による解析によりほぼ説明ができる。しかし、ひびわれ発生直後の剛性や、主筋弾性時の除荷剛性など実験結果と解析結果に多少違いがみられる。これは、ボンドリンクの剛性をある区間の平均として、全区間一様な値を用いたため

に、ひびわれ近傍での付着劣化が考慮されていないこと、コンクリートの引張塑性を考えていないこと、森田らが示したひびわれが閉じる際の局部接触効果²⁶⁾をクラックリニクの特性にとり入れていないことなどによると考えられる。さらに、ひびわれ近傍の局部的な付着、および、コンクリートの性状を把握する必要があるだろう。

Table 2.1 使用材料の力学的性質（一軸実験）

REINFORCING BARS			
	$s\sigma_y$ (kgf/cm ²)	$s\sigma_{max}$ (kgf/cm ²)	Elongation (%)
D13	3,820	5,570	25.6
6 ϕ	3,950	4,390	27.2
CONCRETE			
$c\sigma_B$ (kgf/cm ²)	$c\epsilon_B$ ($\times 10^{-6}$)	c^E (kgf/cm ²)	$c\sigma_t$ (kgf/cm ²)
298	2,500	2.08×10^5	27.2

$s\sigma_y$: yield strength of reinforcing bars

$s\sigma_{max}$: maximum strength of reinforcing bars

$c\sigma_B$: compressive strength of concrete

$c\epsilon_B$: strain of concrete at maximum strength

c^E : modulus of elasticity of concrete

$c\sigma_t$: splitting tensile strength of concrete

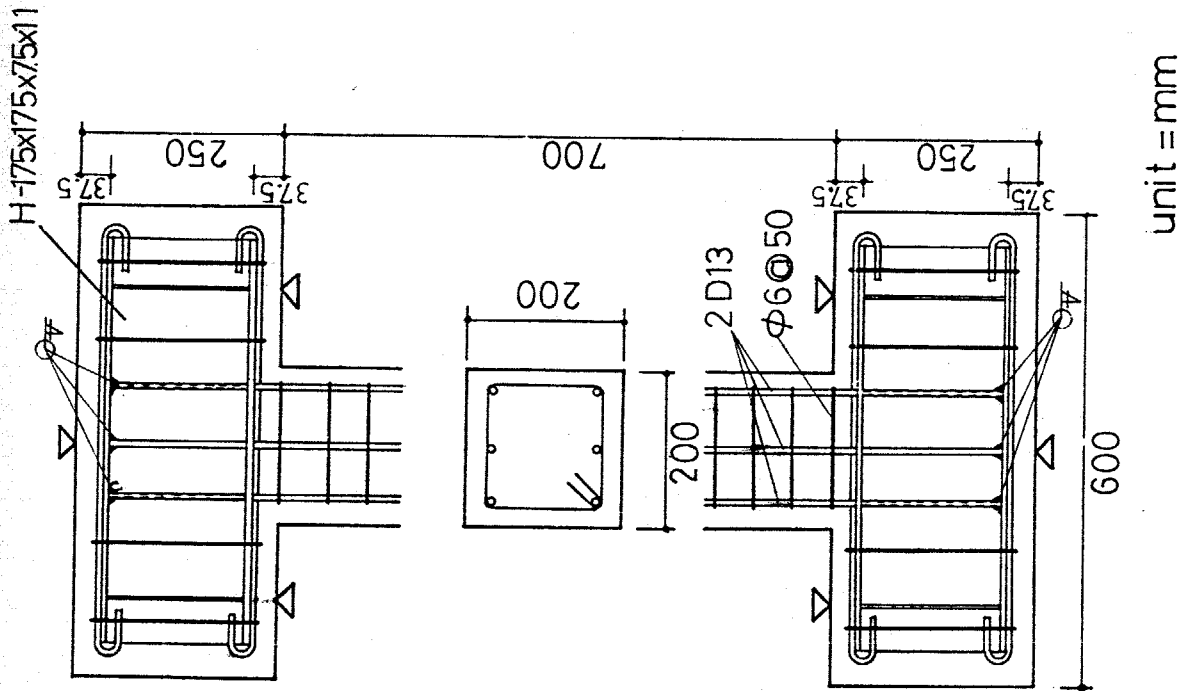


Fig. 2.1 一軸實驗試體配筋圖

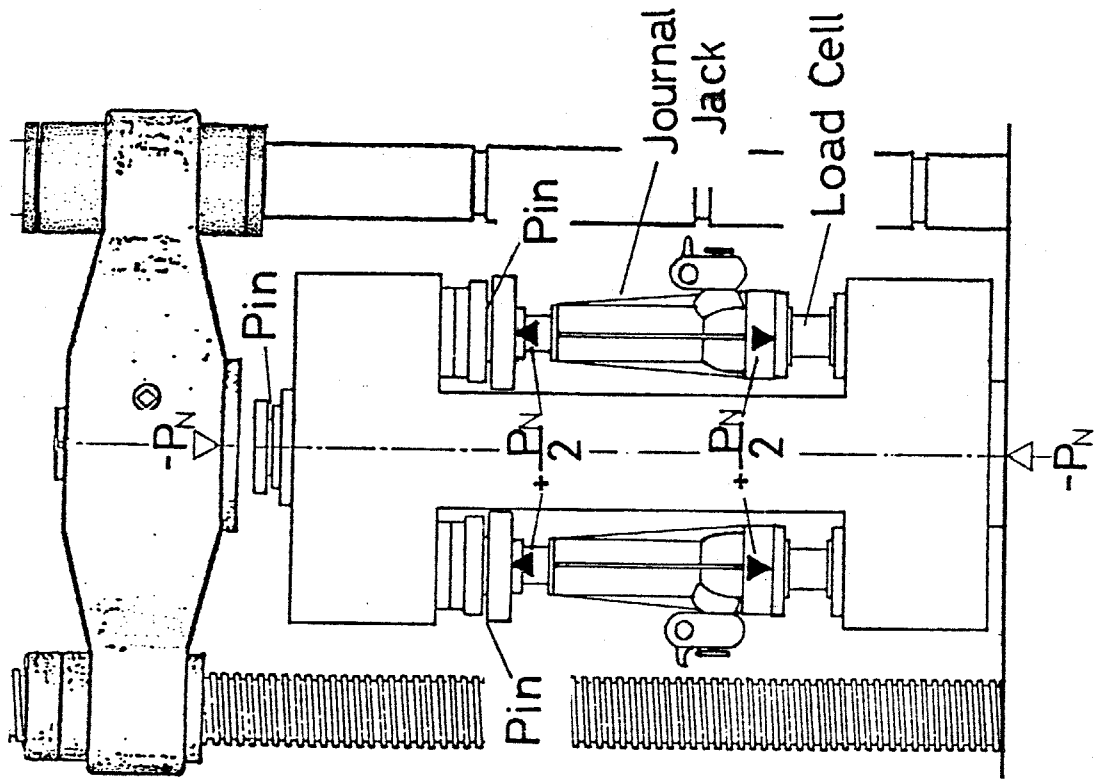


Fig. 2.2 一軸實驗加力裝置

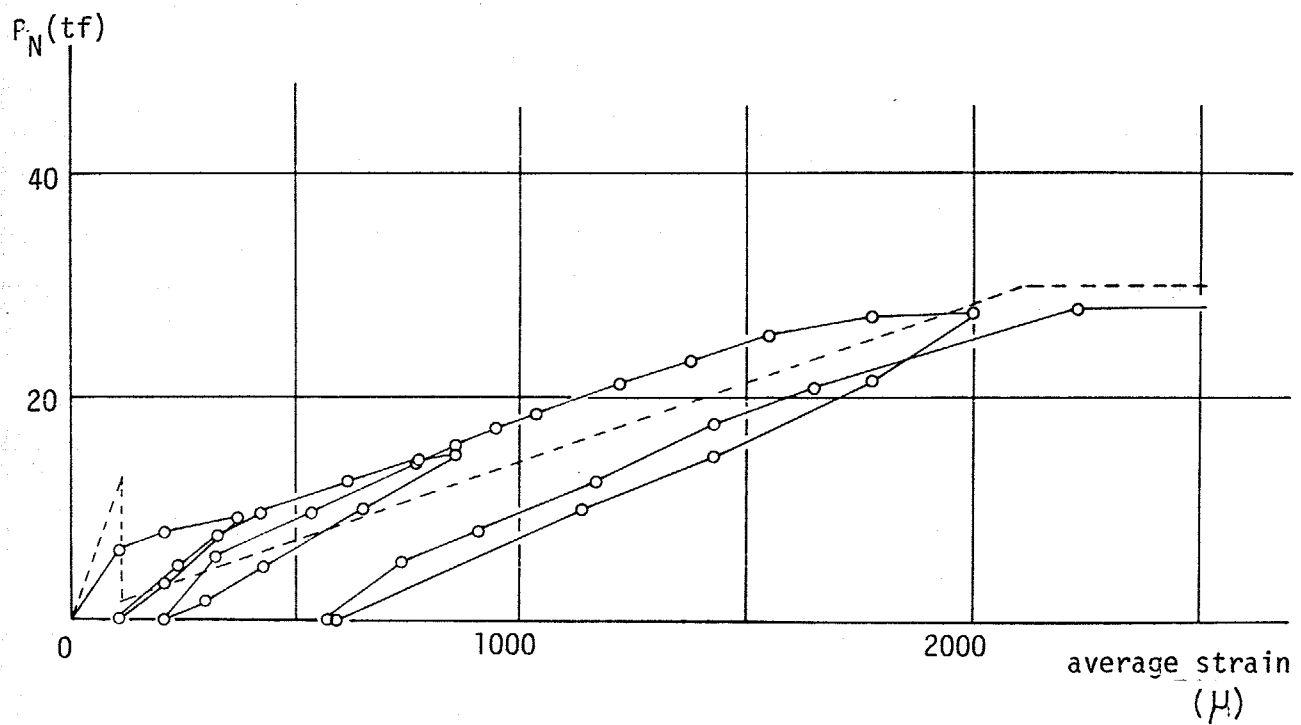


Fig. 2.3 軸方向力と軸方向平均ひずみの関係（片振）

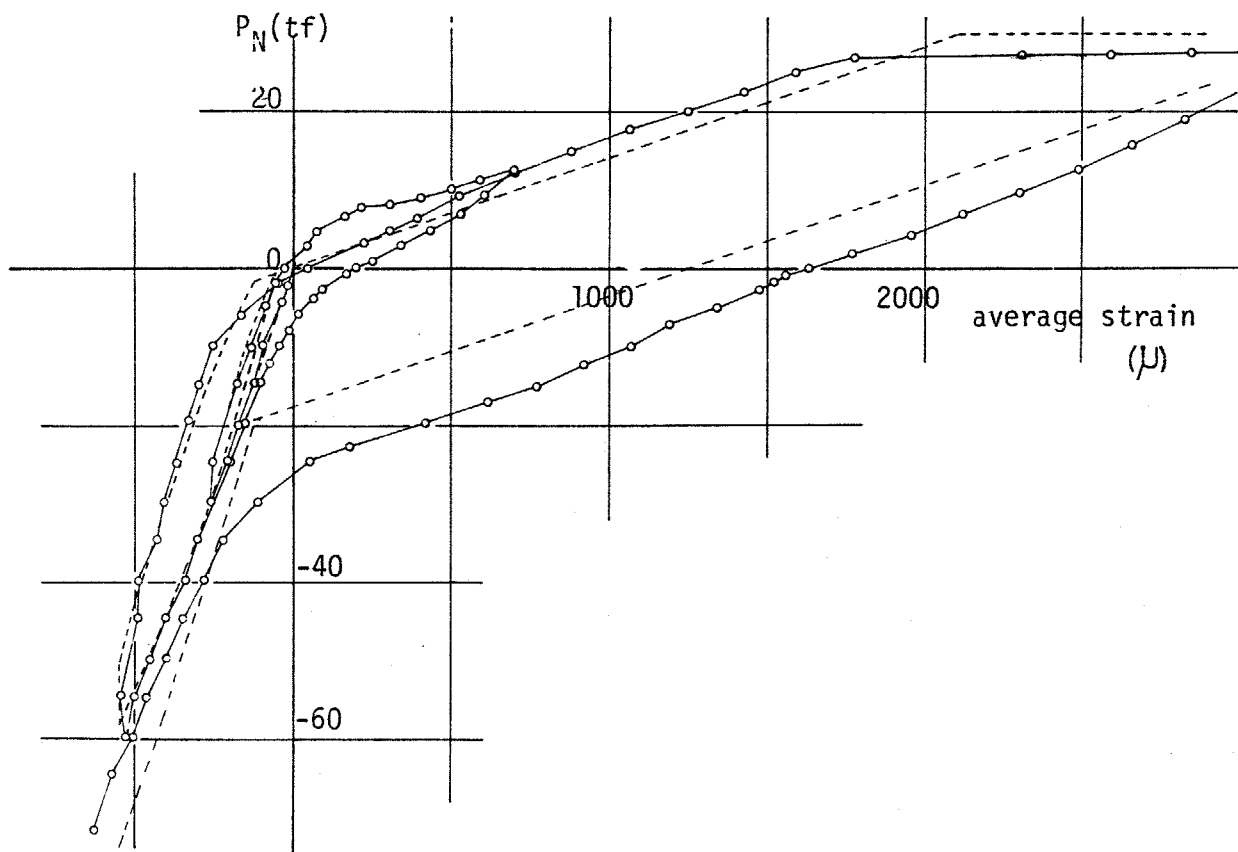


Fig. 2.4 軸方向力と軸方向平均ひずみの関係（繰返し）

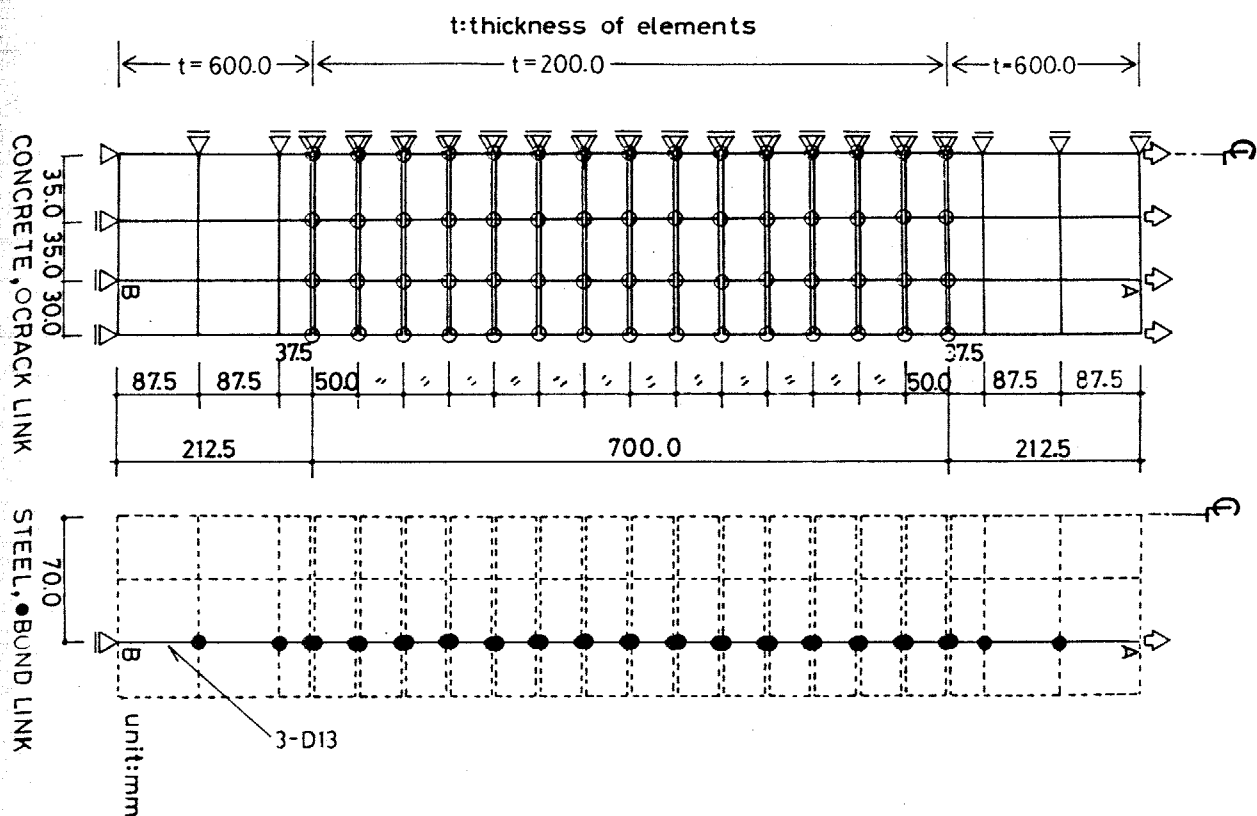


Fig.2.5 要素分割

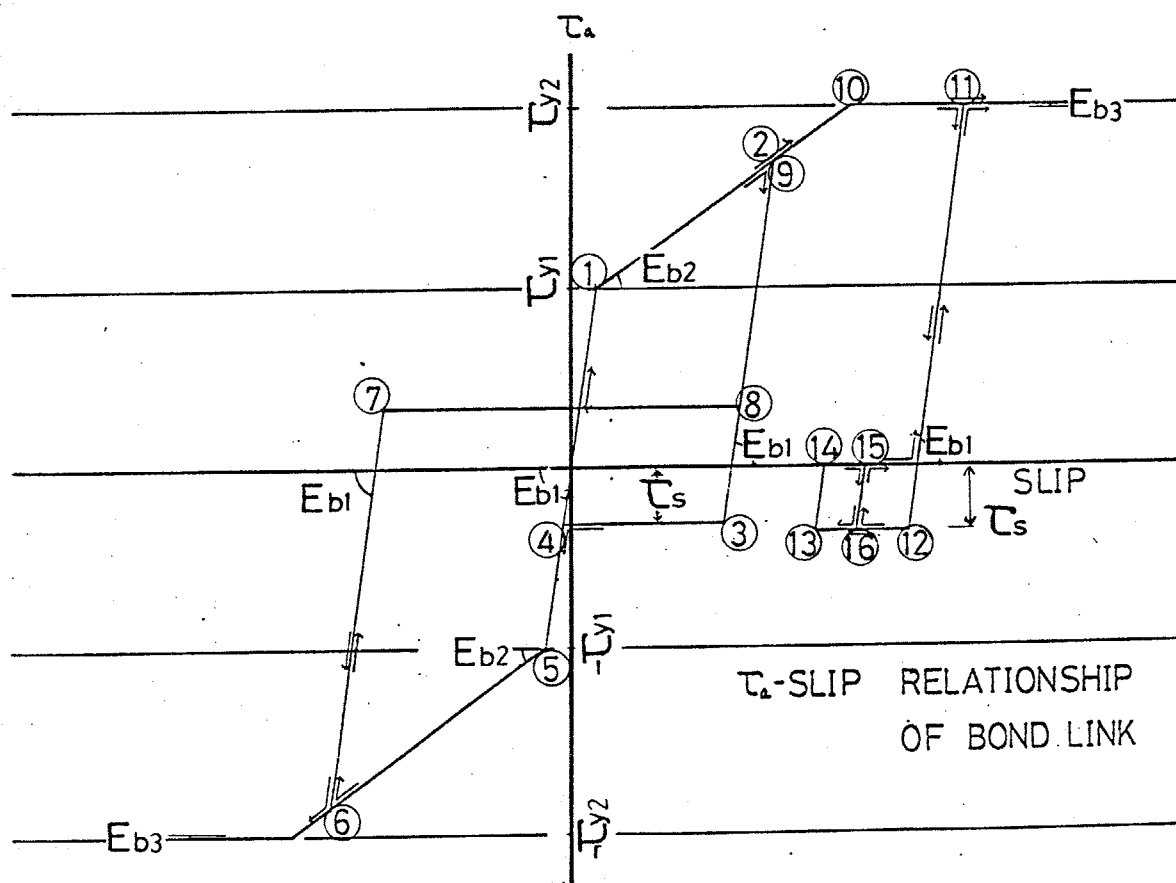


Fig.2.6 付着応力と相対すべりの関係 (モデル)

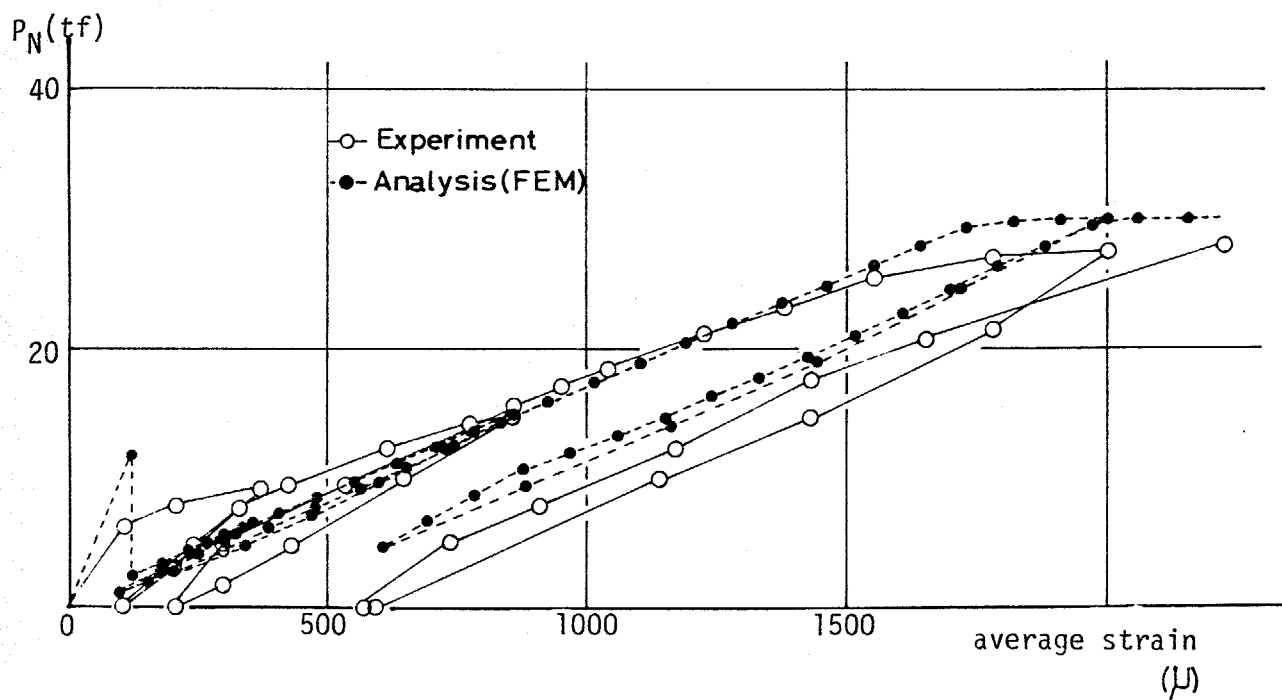


Fig. 2.7 実験結果と解析結果の比較 (片振)

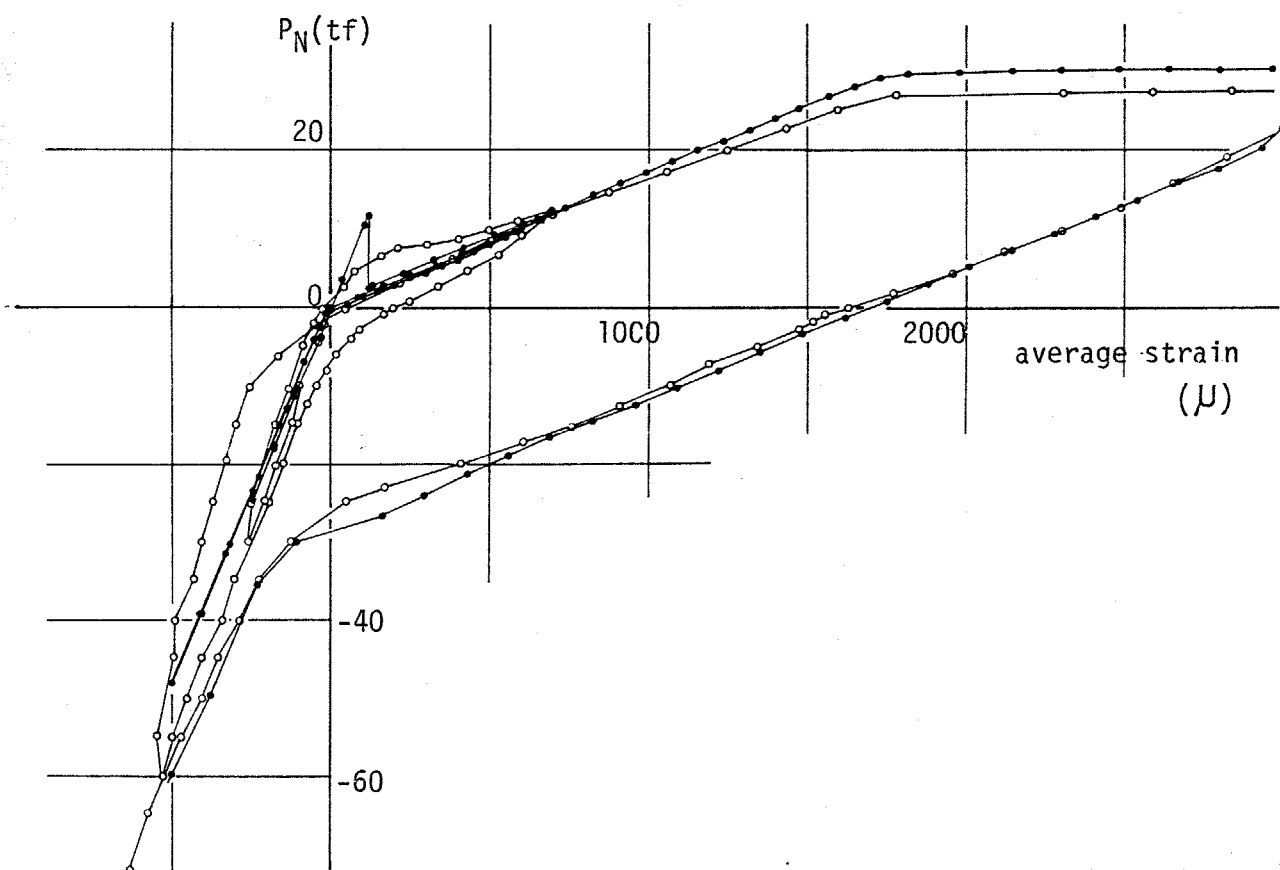


Fig. 2.8 実験結果と解析結果の比較 (繰返し)

2.3 付着を考慮した鉄筋コンクリート柱の曲げ解析法

2.3.1 一軸実験結果の解析への応用

Fig.2.4に示した一軸実験による実験結果を、材料実験から求めた、主筋とコンクリートがそれぞれ負担している力とひずみの関係と比較したものを、Fig.2.9に示す。あるひずみにおいて、実験で得られた全荷重(P_N)と、主筋が負担している力(P_s)とコンクリートが負担している力(P_c , ひびわれが開いている時には、 $P_c = 0$ である)との和($P_s + P_c$)との間には、ひびわれが開いている時に大きな差がある。この差をみかけ上の力(P_b , $P_b = P_N - (P_s + P_c)$)とし、平均ひずみとの関係をFig.2.10に示す。このみかけ上の力は、コンクリートにひびわれが発生するとともに徐々に大きくなり、主筋降伏とともに消滅する。引張力が除荷され始めると、再び大きくなり5~8%でほぼ一定値となる。さらに、ひびわれが閉じるとほとんど0となる。このように、みかけ上の力とひずみとの関係は、主筋とコンクリートの応力状態から定まるものであるが、主筋とコンクリートの応力は、ひずみ履歴から一義的に定めることができるので、このみかけ上の力もひずみの関数として表わすことができる。このみかけ上の力は、付着の影響の他にひびわれが閉じる際の局部接触効果も含まれていると考えられるが、この効果は付着の影響に比べて小さいと考え、すべて付着の影響であるとすると、このみかけ上の力は断面の主筋位置に作用していると考えることができる。

2.3.2 付着を考慮した断面曲げ解析法

(1) 解析方法 解析は断面解析とし断面の分割はFig.2.11に示すように全断面コンクリートとして m 等分し、鉄筋要素は別に扱う。要素内はひずみ一定とし、要素中央のひずみで代表させる。断面の平面保持を仮定すると、 i 要素のひずみは(2.1)式であらわされる。

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \phi \cdot y_i \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

ε_i : i 要素のひずみ ε_0 : 断面中央のひずみ

ϕ : 断面の曲率 y_i : 断面中央から i 要素中央までの距離

断面の軸力と曲げモーメントは(2.2)式であらわすことができる。

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^m \sigma_i \cdot d_i \cdot b + \sum_{i=m+1}^{m+n} \{ (s\sigma_i - c\sigma_i) \cdot s a_i + P b_i \} \\ M &= \sum_{i=1}^m \sigma_i \cdot d_i \cdot y_i \cdot b + \sum_{i=m+1}^{m+n} \{ (s\sigma_i - c\sigma_i) \cdot s a_i \cdot y_i + P b_i \cdot y_i \} \end{aligned} \right\} \dots \dots (2.2)$$

N : 断面の軸力

M : 断面の曲げモーメント

b : 断面の幅 (コンクリート要素の幅)

d_i : i 要素のせい

$c\sigma_i$: i 要素をコンクリートとした時の応力

$s\sigma_i$: i 要素を鉄筋とした時の応力

$s a_i$: 鉄筋要素の断面積

m : 鉄筋要素の数

P_{bi} : i 要素の位置に作用する付着によるみかけ上の力

材料の応力と付着によるみかけ上の力は必ずみ履歴で一義的に定まるので (2.3) 式で表わされる。

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i), \quad s\sigma_i = g(\varepsilon_i), \quad P_{bi} = P_b(\varepsilon_i) \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

従って、断面の軸力とモーメントは、(2.4) 式で表わされる。

$$\begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^m f(\varepsilon_i) \cdot d_i \cdot b + \sum_{i=m+1}^{m+n} \{ (g(\varepsilon_i) - f(\varepsilon_i)) \cdot s\sigma_i + P_b(\varepsilon_i) \} \\ M &= \sum_{i=1}^m f(\varepsilon_i) \cdot d_i \cdot y_i \cdot b + \sum_{i=m+1}^{m+n} \{ (g(\varepsilon_i) - f(\varepsilon_i)) \cdot s\sigma_i + P_b(\varepsilon_i) \} y_i \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

(2.1) 式と (2.4) 式とから、断面の軸力およびモーメントと、断面の曲率および中央のみずみとの関係が導かれた。

N と ϕ を与え ε_0 を変えたから、または、 M と N を与え ϕ と ε_0 を変えたから、つりあいがとれるまで収束計算を行った。

(2) 材料の応力みずみ関係のモデル化

軸力がかかなり大きく、繰返しの変幅はあまり大きくない試験体を解析することから、コンクリートは比較的詳細なモデルを用い鉄筋には簡単なモデルを用いた。

コンクリートは、包絡線は梅村による ε 関数法を用い、除荷時や再負荷時の応力とみずみの関係は、繰返し時の剛性低下や強度低下を考慮した Fig. 2.12 に示す小林ら⁵⁴⁾ のモデルを使用した。

鉄筋には、バウシニガー効果を見捨て Fig. 2.13 のように bilinear とした。

付着によるみかけ上の力とみずみとの関係は、主筋が降伏して

いる時、ひびわれが発生していないか、閉じている時には傷がないことから、コンクリート、鉄筋の応力ひずみ関係とあわせて、Fig. 2.14 のようにモデル化した。

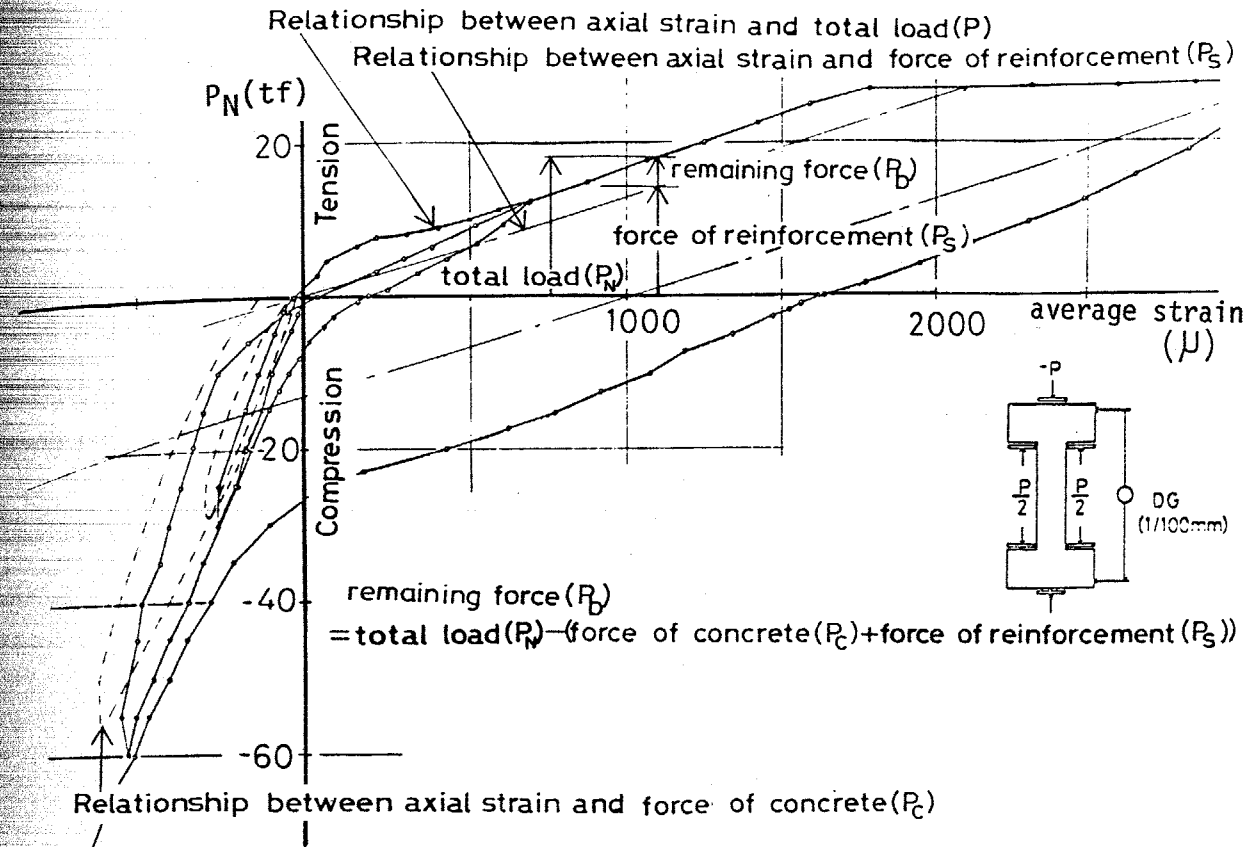


Fig. 2.9 実験結果と材料試験結果の比較(軸方向力と平均ひずみの関係)

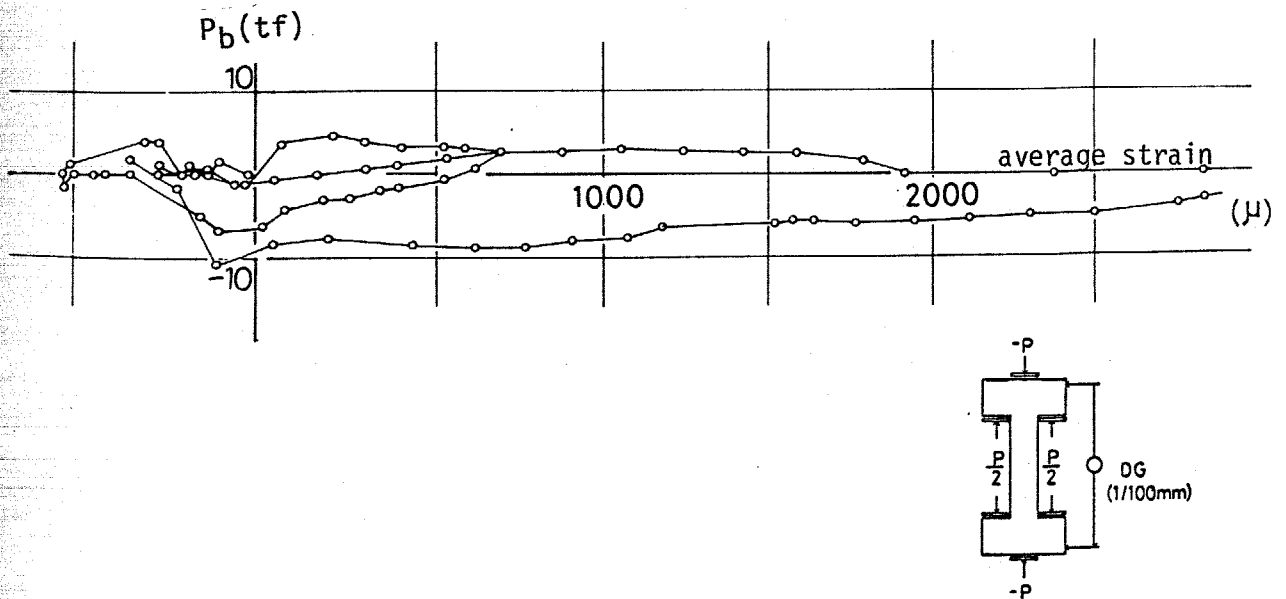


Fig. 2.10 みかけの力と軸方向平均ひずみの関係

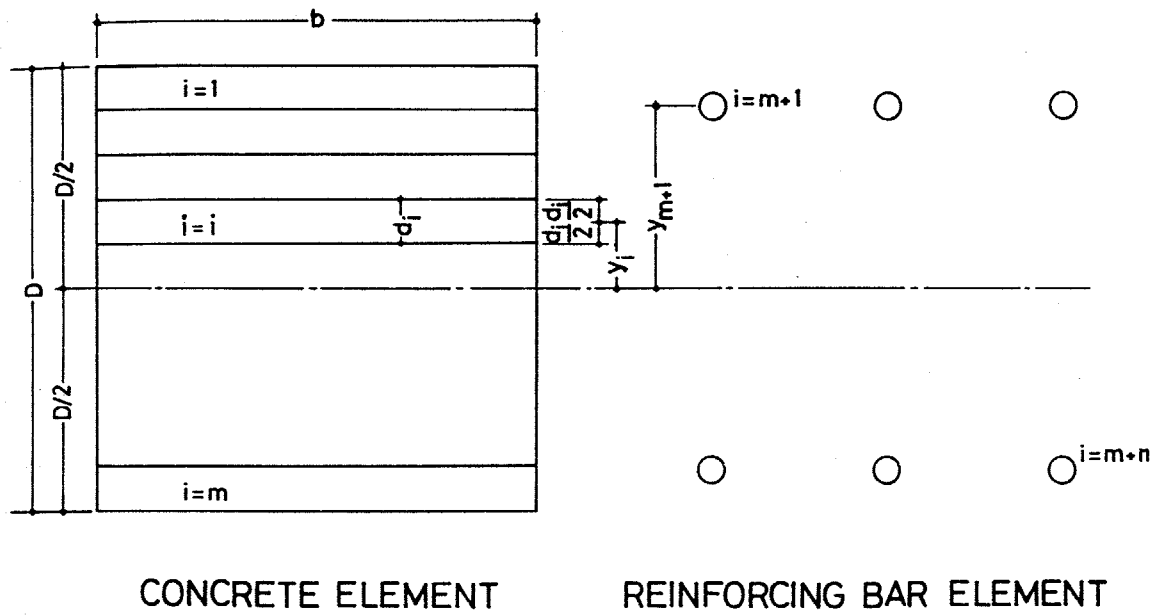


Fig. 2.11 断面解析における要素分割

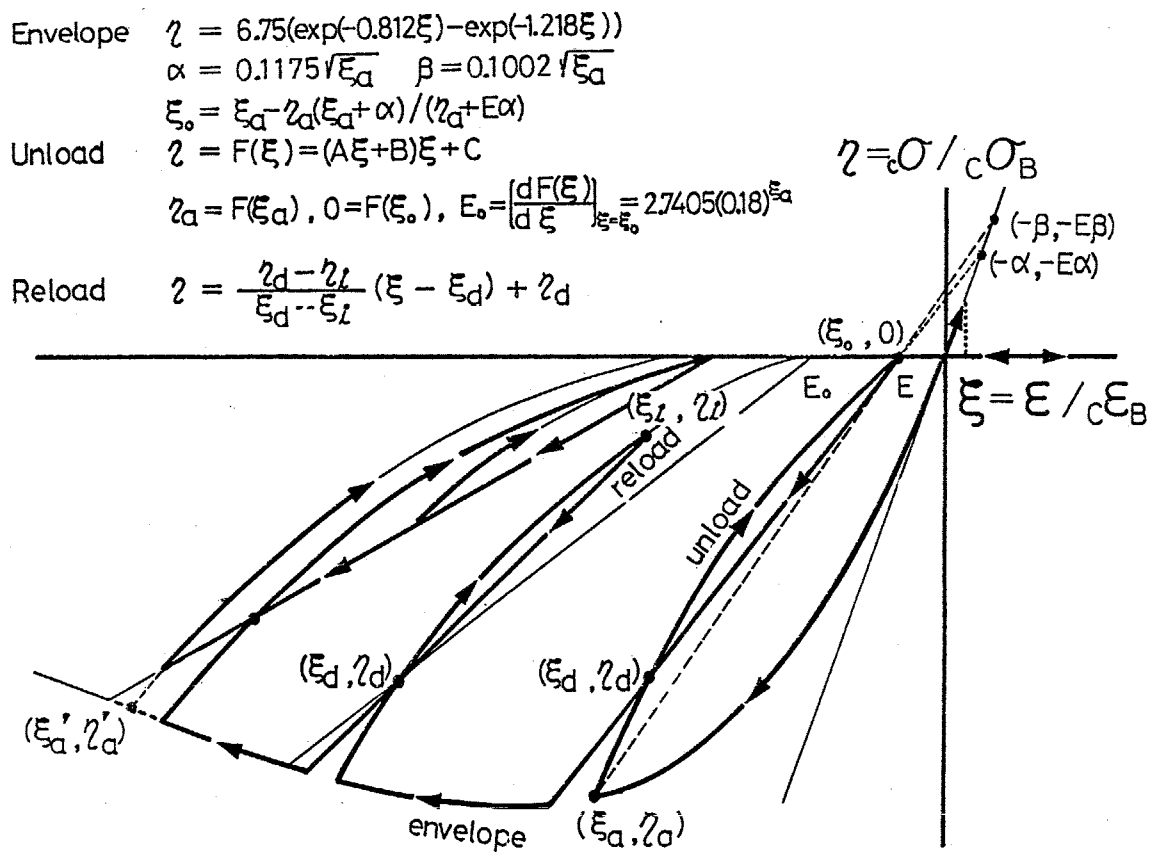


Fig. 2.12 コンクリートの応力ひずみ関係 5-1)

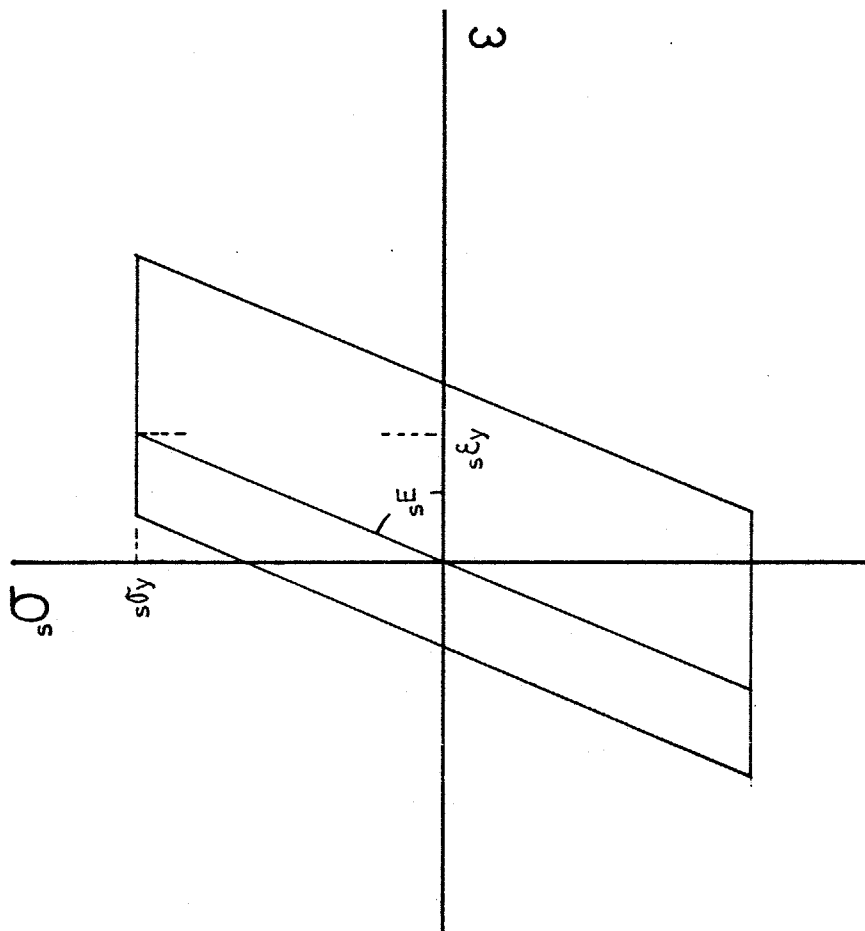


Fig. 2.13 鉄筋の応力ひずみ関係

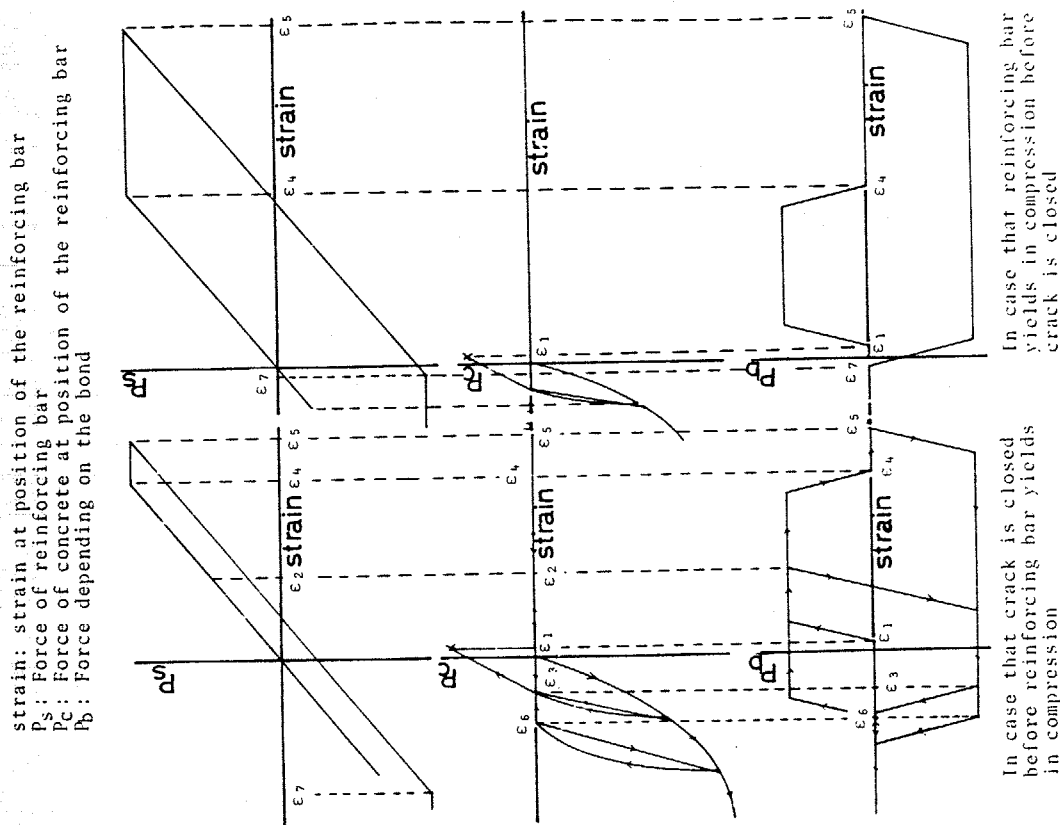


Fig. 2.14 付着によるひずみひずみ関係

2.4 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ実験

2.4.1 実験の概要

(1) 試験体および使用材料 実験に使用した試験体の寸法と配筋をFig. 2.15に示す。試験体の断面は、 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ の正方形断面で、主筋には横ふしのD13を使用した。帯筋の間隔は主筋の座屈を防ぐ意味で主筋径の4倍とした。これらはすべて、2.2の1軸実験の試験体と同一である。

使用材料の力学的性質をTable 2.2に示す。

試験体は全部で11体でその荷重(P)と軸力(N)の載荷径路をFig. 2.16に示す。5体は軸力を一定に保ったまま荷重を増加させる一定軸力載荷を行っており、5体は荷重と軸力をたがいに一方を一定に保ったまま他方を変動させることの繰返しを行っており、1体は、軸力と荷重を一定の比に保ちながら同時に変動させている。

(2) 加力および変形の測定 加力方法は、Fig. 2.17に示すように単純支持2点載荷で行い、中央の試験部分には曲げモーメントと軸方向力のみが作用している。反力フレームに固定し、油圧を同一に保持した2台の油圧ジャッキにより荷重(P)を載荷した。軸力載荷用の反力ビームに固定した油圧ジャッキにより軸力(N)を載荷し、軸力載荷用の反力ビームは、カウンターウェイトにより宙吊りとして、試験体に拘束を与えず、自由に移動できるように配慮した。

変形の測定は、Fig. 2.18 に示す位置でダイヤルゲージにより行った。また、Fig. 2.19 に示す位置のコンクリート表面にコンタクトゲージ端子を貼り、改良型のホイットモアゲージ（検長 100mm，最小目盛 $1/100\text{mm}$ ）により平均ひずみを測定した。

(3) 平均曲げモーメントと平均曲率 軸力を作用させると、試験部分の曲げモーメント分布は変形に伴う付加曲げモーメントによって試験部で一様ではなくなりますが、今回の実験の変形範囲では、試験部の中央と端部の曲げモーメントの差は最大でも断面に生じている平均の曲げモーメントの約 3% であった。従って、試験部の曲げモーメントは平均曲げモーメントで代表するものとする。

平均曲げモーメントは、(2.5) 式で計算される。

$$\bar{M} = P \times 40 + N \times \bar{\delta} \quad \dots \dots \dots (2.5)$$

$\bar{M}$: 試験部分の平均曲げモーメント (tf·cm)

P : 荷重 (tf) (40 は加力点と支点間の距離, cm)

N : 軸力 (tf)

$\bar{\delta}$: ダイヤルゲージ No. 3 ~ No. 9 で測定した試験部分のたわみの平均 (cm)

試験部分の曲率として、主筋のスタップ部分からの抜け出しの影響などを除くために、Fig. 2.19 で示す No. 5 ~ No. 14 の位置で測定したコンクリート表面のひずみから計算した曲率の平均をとるべきであるが、ひずみが大きくなると端子がはがれて測定できなくなることもある。そこで、試験部分が曲率一定すなわち円弧である

假定して、ダイヤルゲージ No. 3, 6, 9 の変形測定値から平均曲率を計算した。ダイヤルゲージとコンクリート表面のひずみが計算した平均曲率の比較を Fig. 2.20 に示す。この図にみられるように、両者にはほとんど差がみられないので、試験部の平均曲率(φ)としては、ダイヤルゲージにより測定した変形から計算したものとする。

2. 4. 2 実験結果

一定軸力載荷を行なった試験体の平均曲げモーメント ($\bar{M}$) と平均曲率 (ϕ) の関係を Fig. 2.21 に示す。変動軸力載荷を行なった試験体の $\bar{M}$ - ϕ 関係を一定軸力載荷のものと比較して Fig. 2.22 ~ Fig. 2.27 に示す。

N-00.02-V の場合を Fig. 2.22 に示す。軸力 0 tf のまま荷重を 0 tf から 4 tf ($\bar{M} \approx 160 \text{ tf} \cdot \text{cm}$) まで増加させた。そこで、荷重一定で軸力を 12 tf まで増加させたが、その際曲率はほとんど変化しなかった。軸力を 12 tf に保ったまま荷重を 8 tf ($\bar{M} \approx 320 \text{ tf} \cdot \text{cm}$) まで増加させたが、その時の曲げモーメントと曲率の関係は、軸力 12 tf で一定軸力載荷した N-01-M の $\bar{M}$ - ϕ 関係に近づいていった。荷重 8 tf で軸力を 12 tf から 24 tf に増加したが、やはり曲率はほとんど変化しなかった。軸力を 24 tf に保ってさらに荷重を増すと、 $\bar{M}$ - ϕ 関係は、軸力 24 tf で一定軸力載荷した N-02-M の $\bar{M}$ - ϕ 関係に近づき、主筋降伏時の曲げモーメントは、N-02-M と同じだった。主筋降伏後、荷重と軸力を交互に減少しとも 0 tf とした後、軸力と荷重

を交互に増加させたが、いずれの場合も荷重一定で軸力を変動させた際には曲率はあまり変化しなかった。

N-04.00-Vの場合をFig. 2.23に示すが、主筋降伏以前の軸力を減少させた例である。軸力を0tfから54tfに増加してから荷重を0tfから8tf ($M \approx 320 \text{ tfcm}$)まで増加させた。そこで軸力を24tfまで減少させたが、軸力の減少に伴って曲率が増大し、軸力24tfで一定軸力載荷したN-02-Mの $\bar{M}-\phi$ 関係とほぼ同じ点に近づき、軸力を24tfに保って荷重を増加させた時の $\bar{M}-\phi$ 関係もN-02-Mとほぼ同じだった。荷重をさらに4tfまで減少させて、そこで軸力を24tfから0tfに減少させたが、やはり曲率は増大し、軸力0tfで一定軸力載荷したN-00-Mの $\bar{M}-\phi$ 関係とほぼ近づいた。

N-00.02-VYの場合をFig. 2.24に示すが、主筋降伏後に軸力を変動させた例である。N-00.02-Vと同様に荷重一定で軸力を増大させても曲率はわずかに減少するだけである。しかし、軸力24tfのまま荷重を0tfにした時に、軸力を24tfから0tfへ減少し、すぐに0tfから24tfに増加させると、軸力を減少させた時の曲率の増大よりも軸力を増大させた時の曲率の減少の方が著るしくあらわれ、N-00.02-V (Fig. 2.22), N-04.00-V (Fig. 2.23) とは異なった結果となった。

N-04.00-VRの場合をFig. 2.25に示すが、主筋降伏以前の荷重一定で軸力の増減を行った例である。軸力54tf一定で、荷重を8tfまで増大し、そこで荷重一定で軸力を24tfまで減少させた後さらに

54 ㎏まで戻した。軸力を減少させた時には曲率は大きく増大し、軸力を増加した時には曲率はあまり変化せず、軸力を変化させる前の曲率に戻らなかった。次に、荷重を 4.5 ㎏ ($\bar{M} \div 180 \text{ ㎏} \cdot \text{cm}$) に減少させてから同様に軸力を 24 ㎏まで減らしてから 54 ㎏まで戻したが、この時には、あまり大きな増減は曲率に起きなかったが、軸力の増加に伴う曲率の減少の方が軸力の減少に伴う曲率の増大よりも大きかった。再び荷重を減少させて、ほぼ 0 ㎏となったときに、軸力を 24 ㎏に下げてから 54 ㎏に戻したが、この時には、軸力の減少、増加いずれの場合にも曲率はわずかながら減少した。次に荷重を 6 ㎏ ($\bar{M} \div 240 \text{ ㎏} \cdot \text{cm}$) まで増し、荷重一定で軸力を 0 ㎏まで下げてから 54 ㎏に戻した。この時は、軸力を減少させた時の曲率の増大は、軸力を増加させた時の曲率の減少より大きかった。

N-00.06-V の場合を Fig. 2.25 に示すが、主筋降伏以前に軸力を 0 ㎏から 81 ㎏まで少しずつ増加させた例である。初期剛性が一定軸力載荷のものとは比べて低いのは、曲げムビわれ荷重が小さく、最初の測定の時にすでに曲げムビわれが発生していたためである。軸力が大きくなると付加モーメントも大きくなるので、荷重一定でも軸力の変動に伴うモーメントの変動が大きくなっている。軸力の変動回数が増し、軸力が大きくなると、 $\bar{M}-\phi$ 関係での一定軸力載荷のものとの違いが、前の 4 体よりも大きくなっていた。

N-00.04-E の場合を Fig. 2.26 に示すが、荷重と軸力とを一定の比で増減した例で、Fig. 2.26 の右側が平均曲げモーメントと平均曲率の

関係を、左側が平均曲げモーメントと軸力の関係を示している。
初期剛性が低いのは、最初の測定時に、曲げムがわれが発生して
いたためである。図中、軸力12tと24tの位置を点線で示したよ
うに、 $M-\Phi$ 関係において、一定軸力載荷の場合とはかなり違っ
た所を通っている。

Table 2.2 使用材料の力学的性質 (曲げ実験)

REINFORCING BARS			
	$s\sigma_y$ (kgf/cm ²)	$s\sigma_{max}$ (kgf/cm ²)	Elongation (%)
D13	4,230	6,440	27.7
6φ	3,820	4,400	27.8
CONCRETE			
$c\sigma_B$ (kgf/cm ²)	$c\epsilon_B$ ($\times 10^{-6}$)	cE (kgf/cm ²)	$c\sigma_t$ (kgf/cm ²)
337	3,600	1.77×10^5	24.3

$s\sigma_y$: yield strength of reinforcing bars

$s\sigma_{max}$: maximum strength of reinforcing bars

$c\sigma_B$: compressive strength of concrete

$c\epsilon_B$: strain of concrete at maximum strength

cE : modulus of elasticity of concrete

$c\sigma_t$: splitting tensile strength of concrete

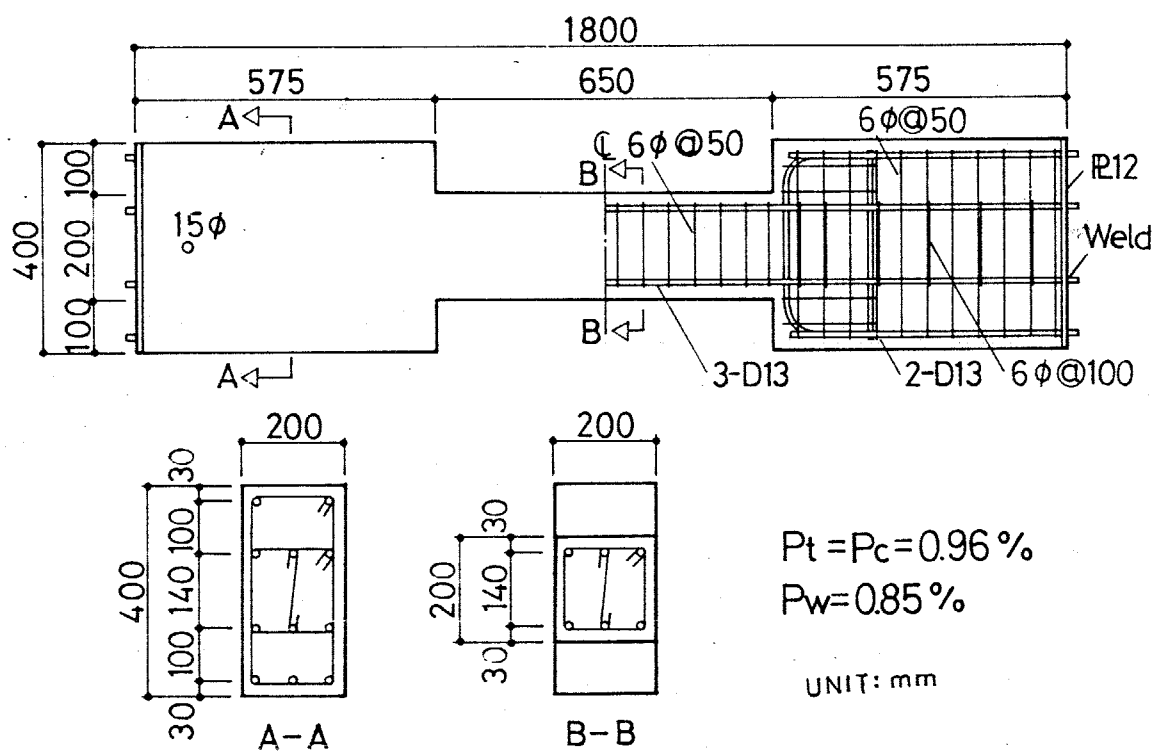


Fig. 2.15 曲げ試験体配筋図

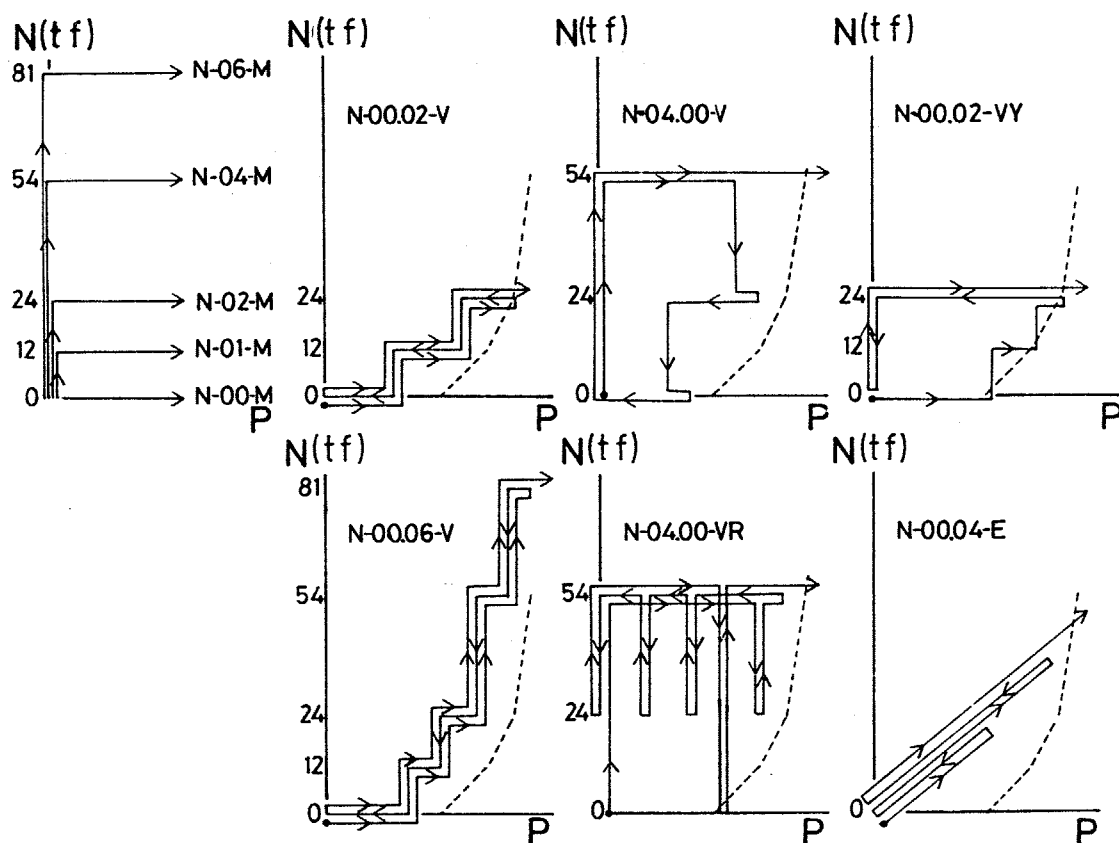


Fig. 2.16 試験体の載荷経路

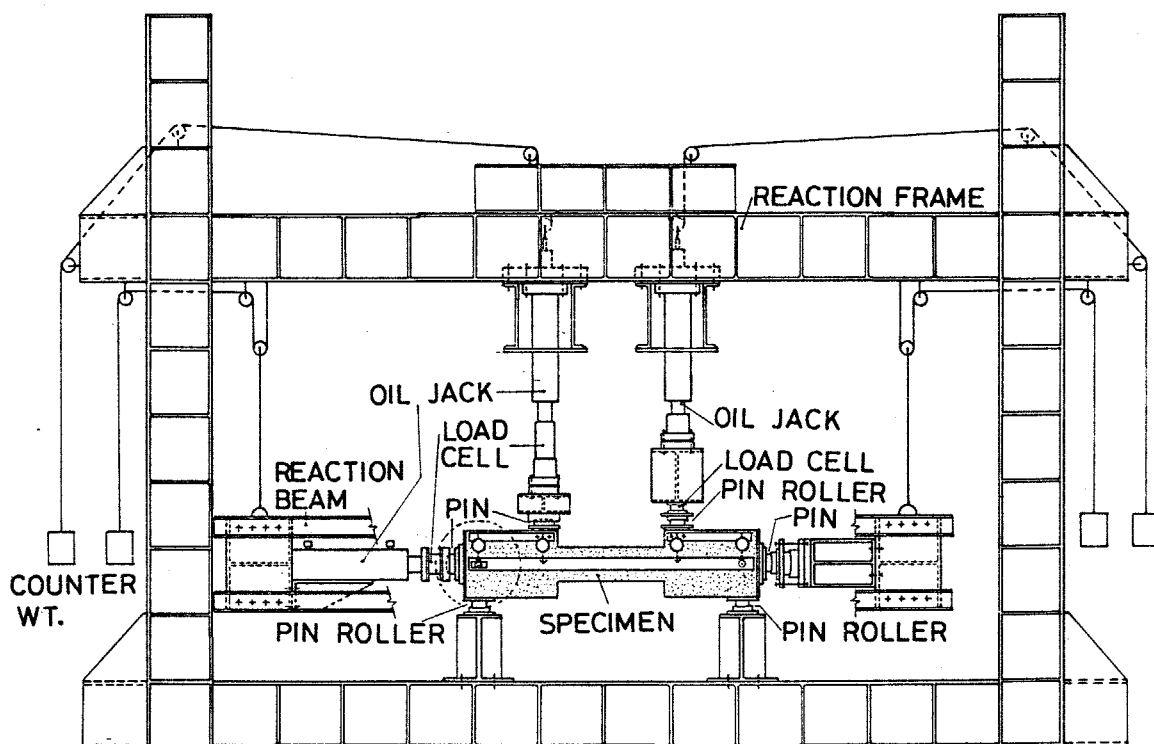


Fig. 2.17 曲げ実験加力装置

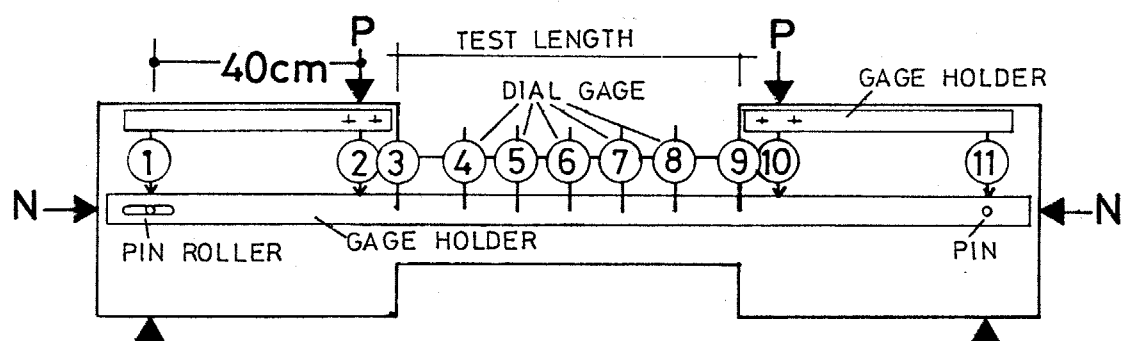


Fig. 2.18 加力変形測定模式図

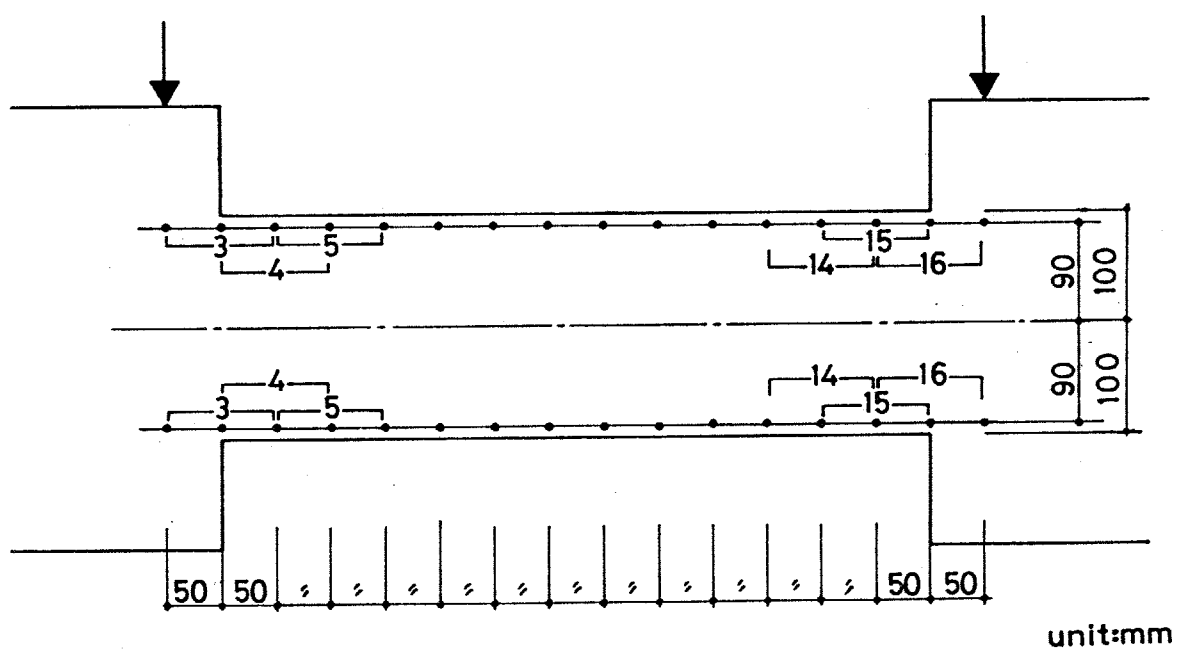


Fig. 2.19 インクリークずれ測定位置

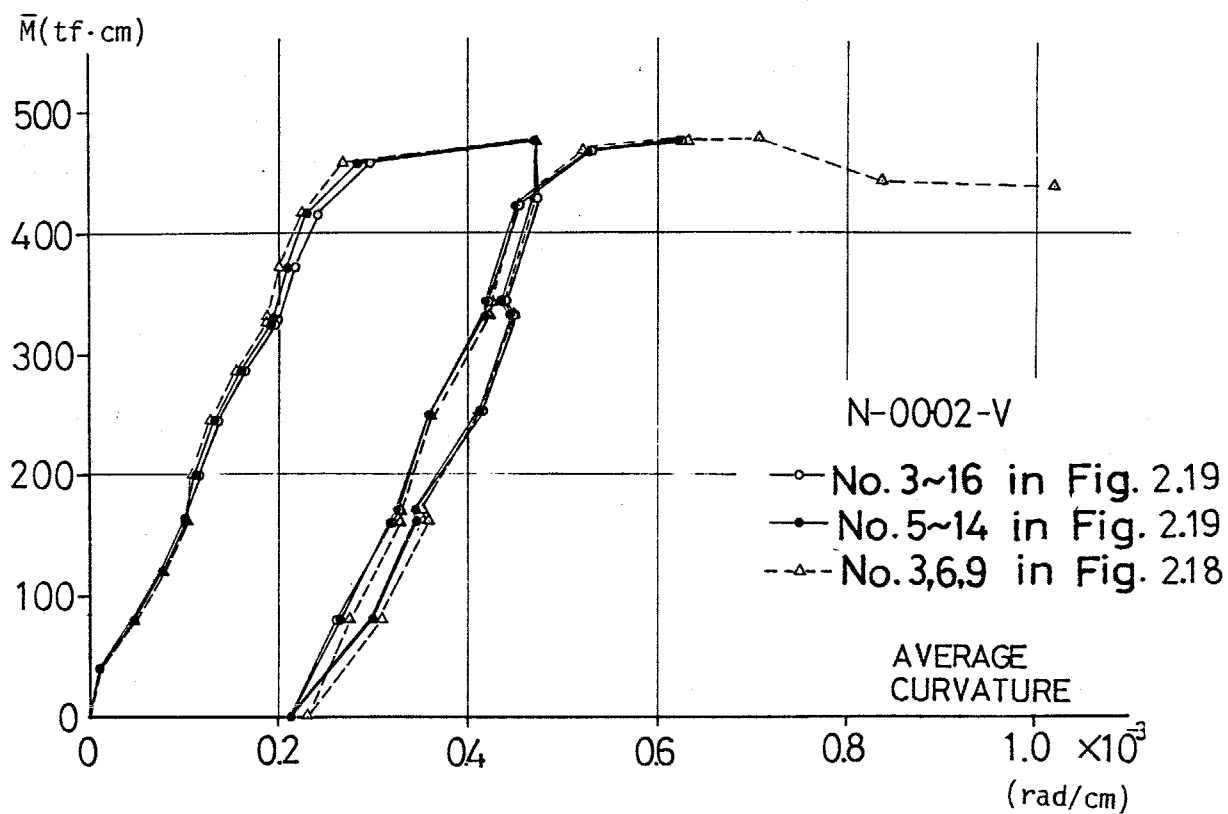
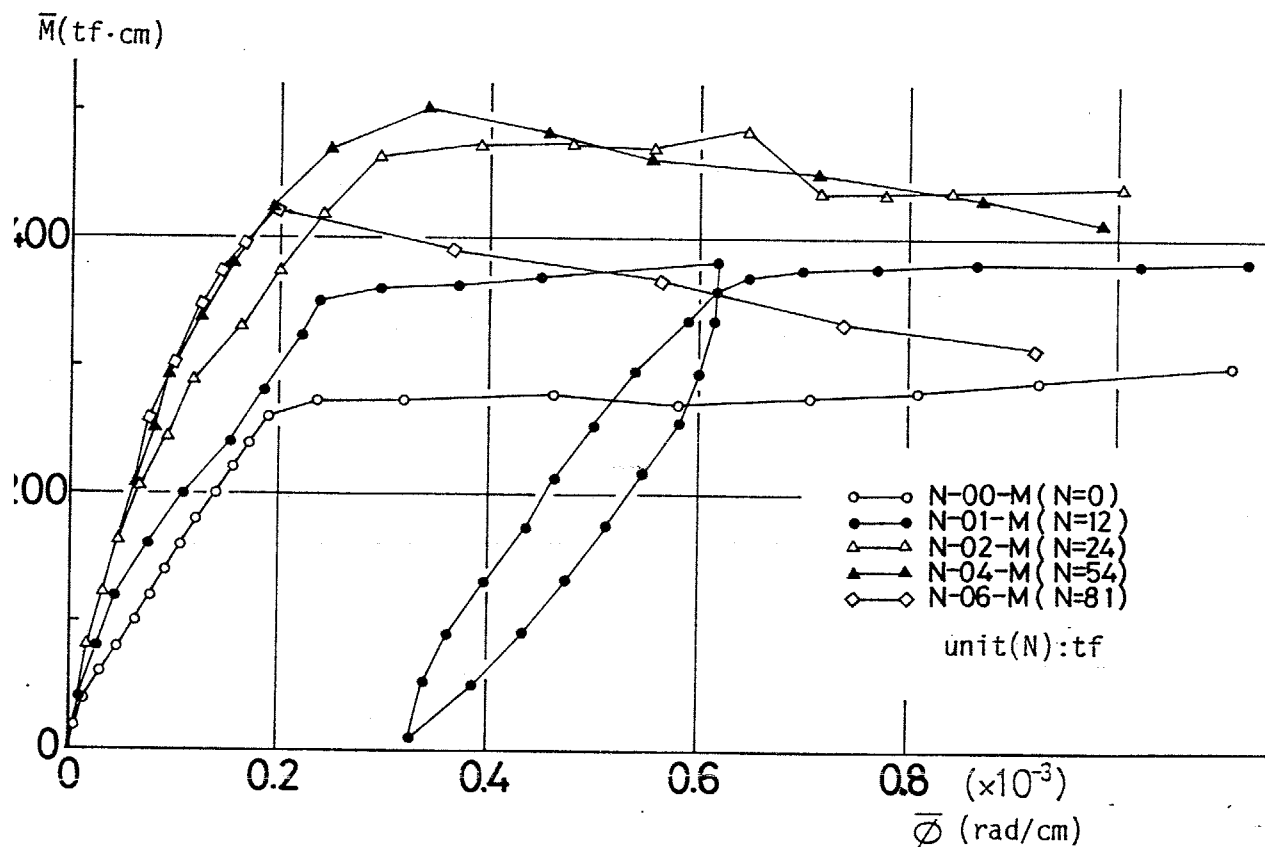


Fig. 2.20 曲率の計算法の比較

Fig. 2.21 定軸力載荷の $\bar{M}-\bar{\phi}$ 関係

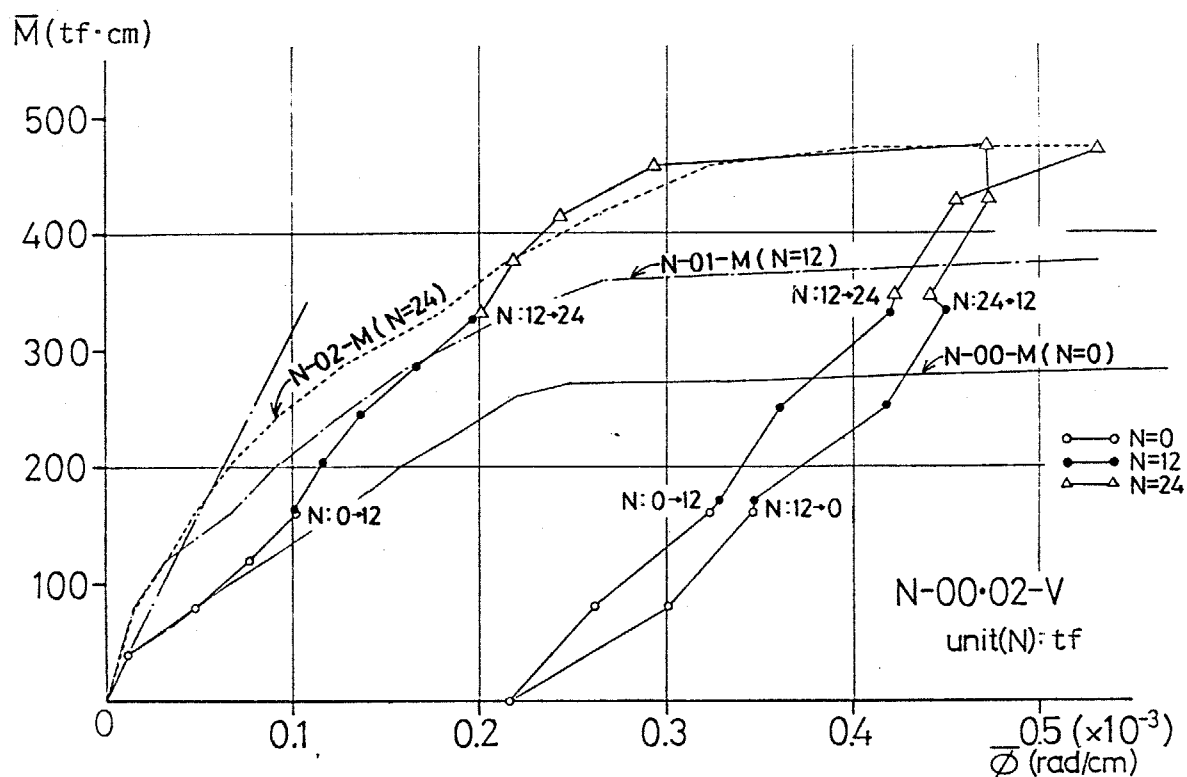


Fig. 2.22 一定軸力載荷との $\bar{M}-\bar{\phi}$ 関係の比較
($N-00.02.V$)

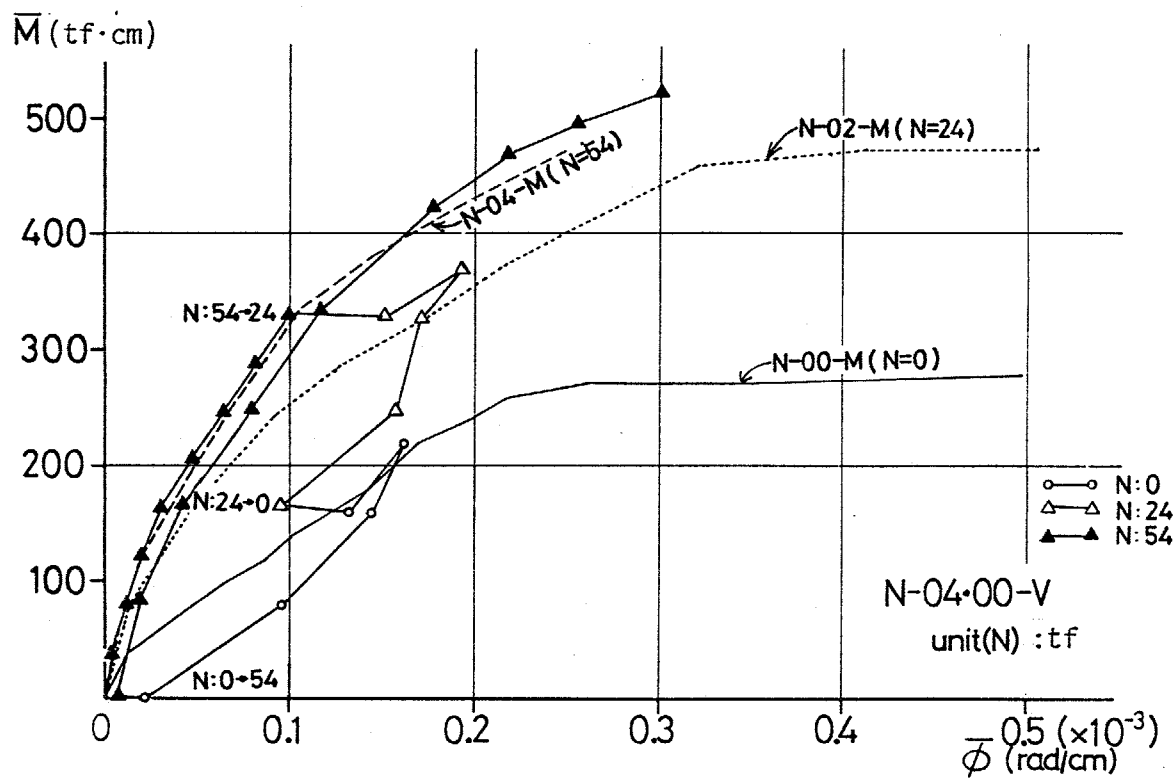


Fig. 2.23 一定軸力載荷との $\bar{M}-\bar{\phi}$ 関係の比較
($N-04.00-V$)

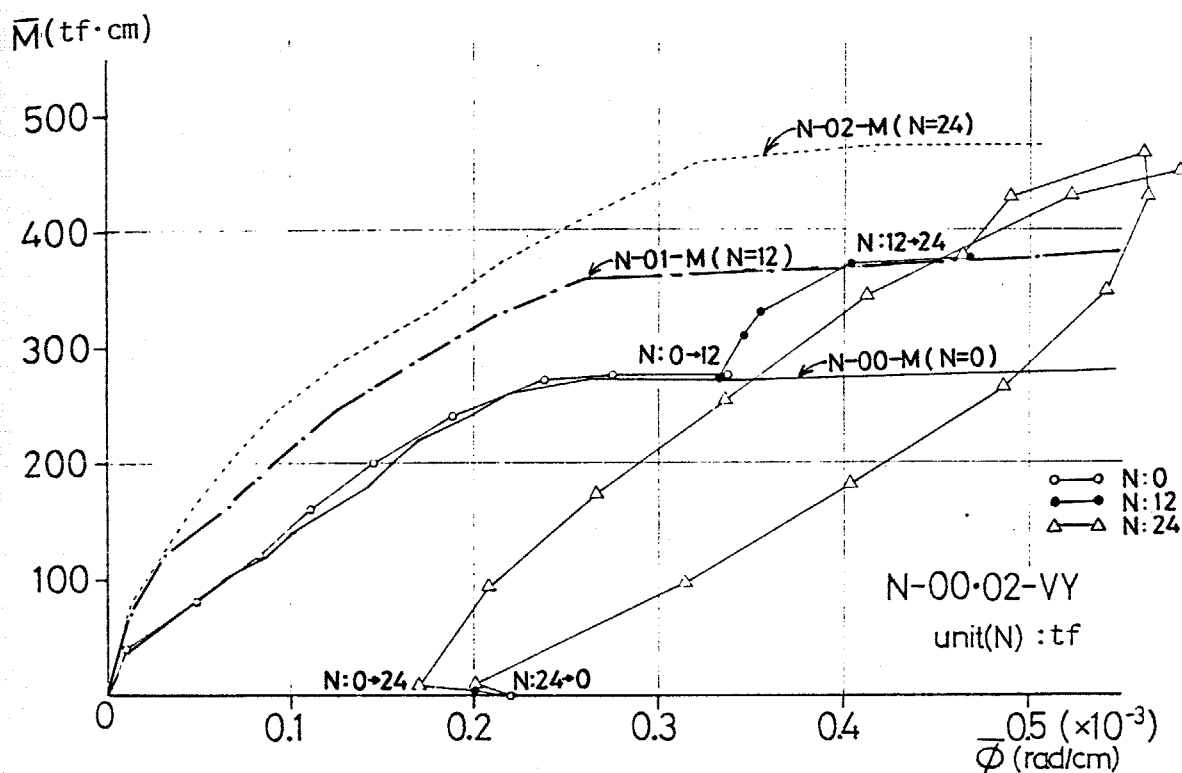


Fig. 2.24 一定軸力載荷との $\bar{M}$ - $\bar{\phi}$ 関係の比較 (N-00.02-VY)

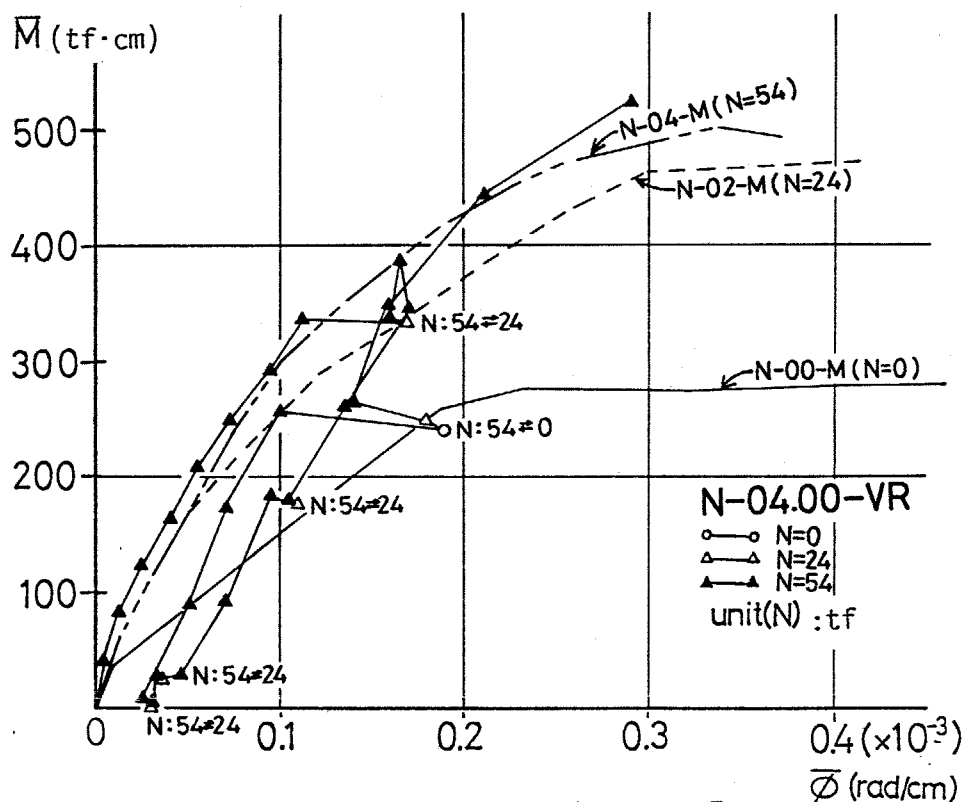


Fig. 2.25 一定軸力載荷との $\bar{M}$ - $\bar{\phi}$ 関係の比較 (N-04.00-VR)

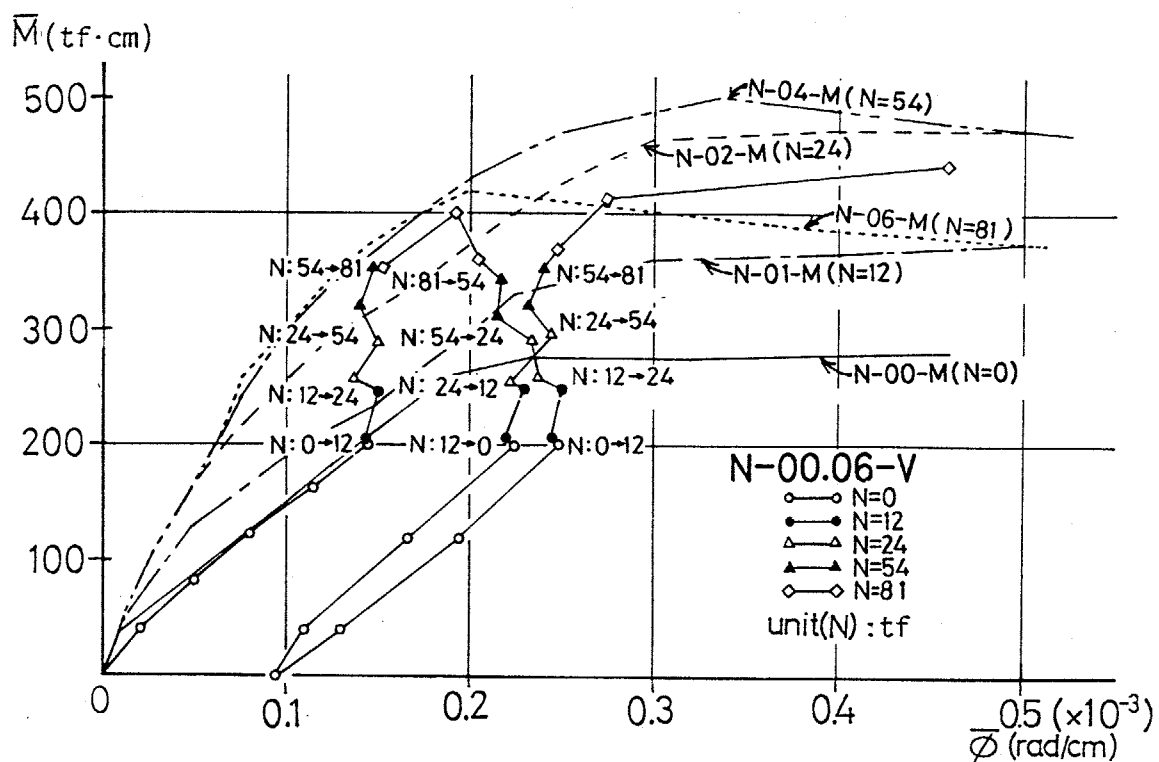


Fig. 2.26 一定軸力載荷との $\bar{M}$ - ϕ 関係の比較
(N-00.06-V)

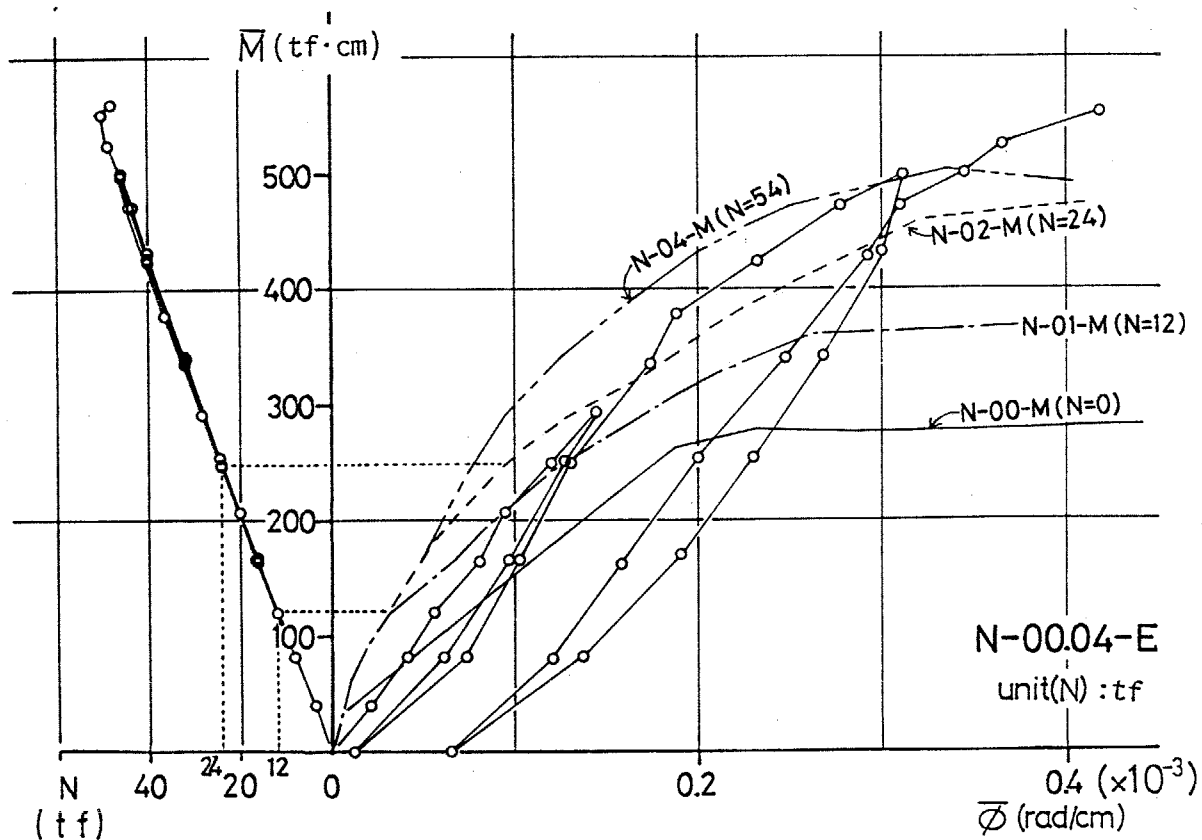


Fig. 2.27 一定軸力載荷との $\bar{M}$ - ϕ 関係の比較
(N-00.04-E)

2. 5 解析結果および実験結果との比較

2. 5. 1 はじめに

解析に際し、断面の分割は $m = 40$ とし、鉄筋は上端筋下端筋それぞれ3本ずつまとめて $m = 2$ とした。材料の性質は Table 2.2 によるが、付着によるみかけ上の力の最大値、最小値は、主筋3本分とし、Fig. 2.10 より 2 本, -3 本とした。

解析を行ったのは、変動軸力載荷をした6体で、本章 2.3 で示した解析法によるもの（解析(2)）と、従来の解析法、すなわち、付着によるみかけ上の力を0とした解析（解析(1)）によるものの2通りの解析結果を実験結果と比較して Fig. 2.28 ~ Fig. 2.36 に示す。

Fig. 2.28 は、N-00.02-V の解析によるモーメントと曲率の関係を、一定軸力載荷（N-00-M, N-01-M, N-02-M）の解析結果、および、N-00.02-V の実験による平均曲げモーメントと平均曲率の関係と比較したもので、解析(1)、解析(2)それぞれについて示したものである。従来の解析法、解析(1)では、曲げムビわれ発生後の剛性低下が実験に比べて大きく、曲げモーメント一定で軸力を増加させたときの曲率の減少も大きい。さらに、主筋降伏後の繰返しの際の除荷時、再負荷時の曲げモーメントと曲率の関係が直線的で、かつ、ほとんど同一である。解析(2)では、これらの点がいずれも改善されており、実験結果と非常によく一致している。

Fig. 2.29 は、N-04.00-V について示したものである。解析(2)は解析(1)に比べ、除荷時の曲げモーメントと曲率の関係、モーメントの

Fig. 2.29 のときの残留曲率などが、実験結果とよりよい一致をみている。

Fig. 2.30 は、 $N-00.02-VY$ の場合について示したものである。Fig. 2.29 と同様の傾向にあり、解析(2)は解析(1)に比べ実験結果とよく一致している。

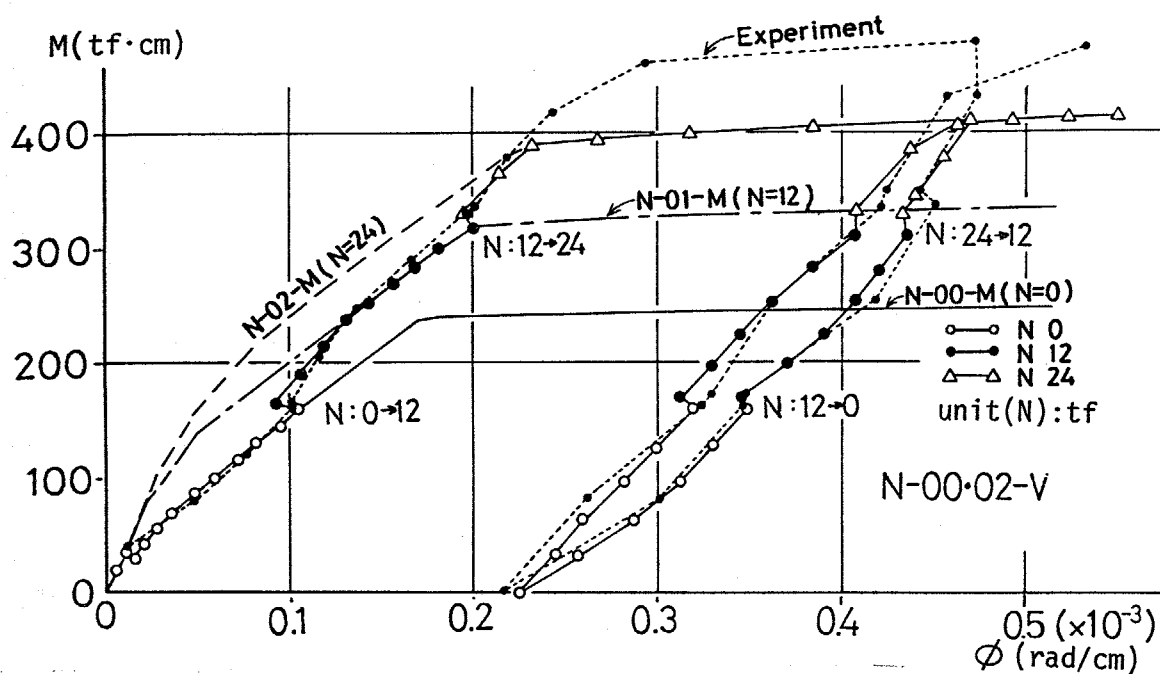
Fig. 2.31 は、 $N-04.00-VR$ の場合について示したものである。解析(1)では、曲げモーメント一定で軸力を減増させても曲率はもとに戻るのに対し、解析(2)ではもとに戻らず実験結果と非常によく一致している。

Fig. 2.32 は、 $N-00.06-V$ の場合について示したものである。解析(1)では常に一定軸力載荷のモーメント曲率関係に戻るのに対し、解析(2)では、軸力の大きいところで徐々にずれてきており、実験結果とよく一致している。

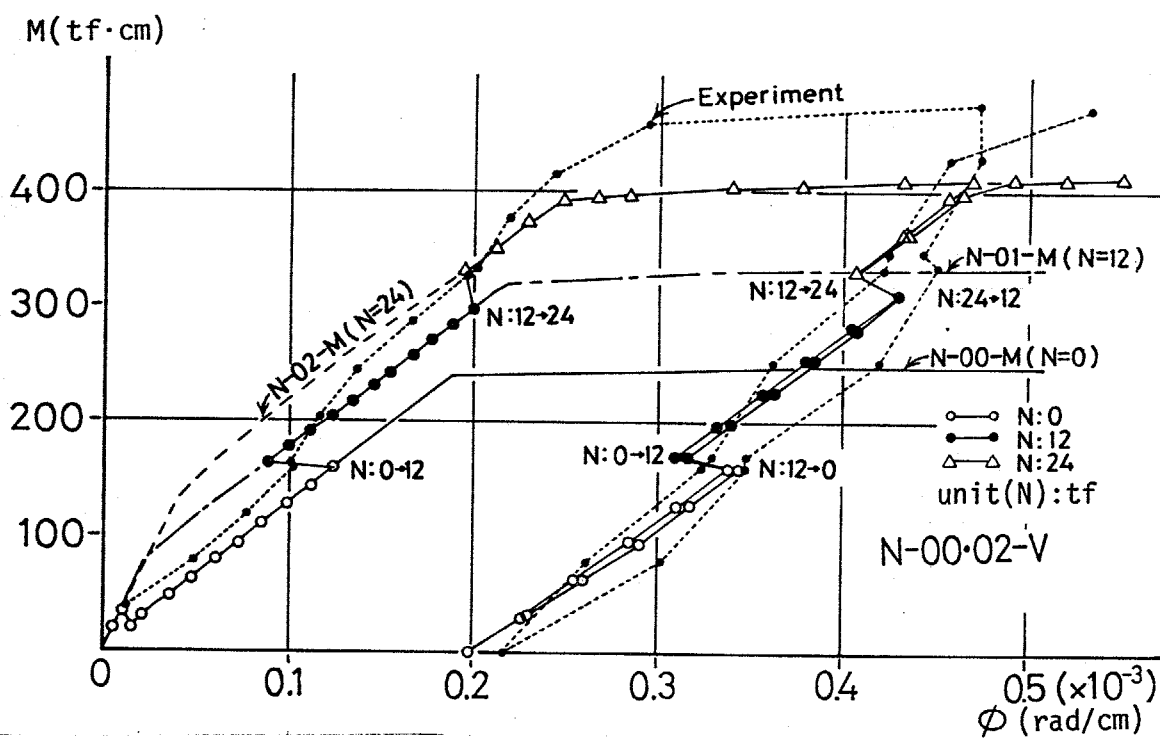
Fig. 2.33 は、 $N-00.04-E$ の場合について示したものである。徐荷時・負荷時のモーメント曲率関係が、解析(2)では解析(1)より改善され、実験結果とよい一致がみられる。

$N-00.02-V$ の、モーメントと圧縮側コンクリートの μ ずみの関係の実験と解析との比較を Fig. 2.34 に、モーメントと圧縮鉄筋の μ ずみの関係の比較を Fig. 2.35 に、モーメントと引張鉄筋の μ ずみの関係の比較を Fig. 2.36 に示す。圧縮側コンクリートの μ ずみとモーメントの関係、圧縮鉄筋の μ ずみとモーメントの関係においては、解析(1)、解析(2)であまり差はみられない。しかし、引張鉄筋の μ

歪めと曲げモーメントの関係は、解析(1)と解析(2)ではかなり異なり、解析(2)の方が解析(1)より実験結果に近く、鉄筋コンクリート部材の引張域の剛性評価に、付着を介してのひびわれ間のコンクリートの協力を考慮した本解析法の有効性を示している。

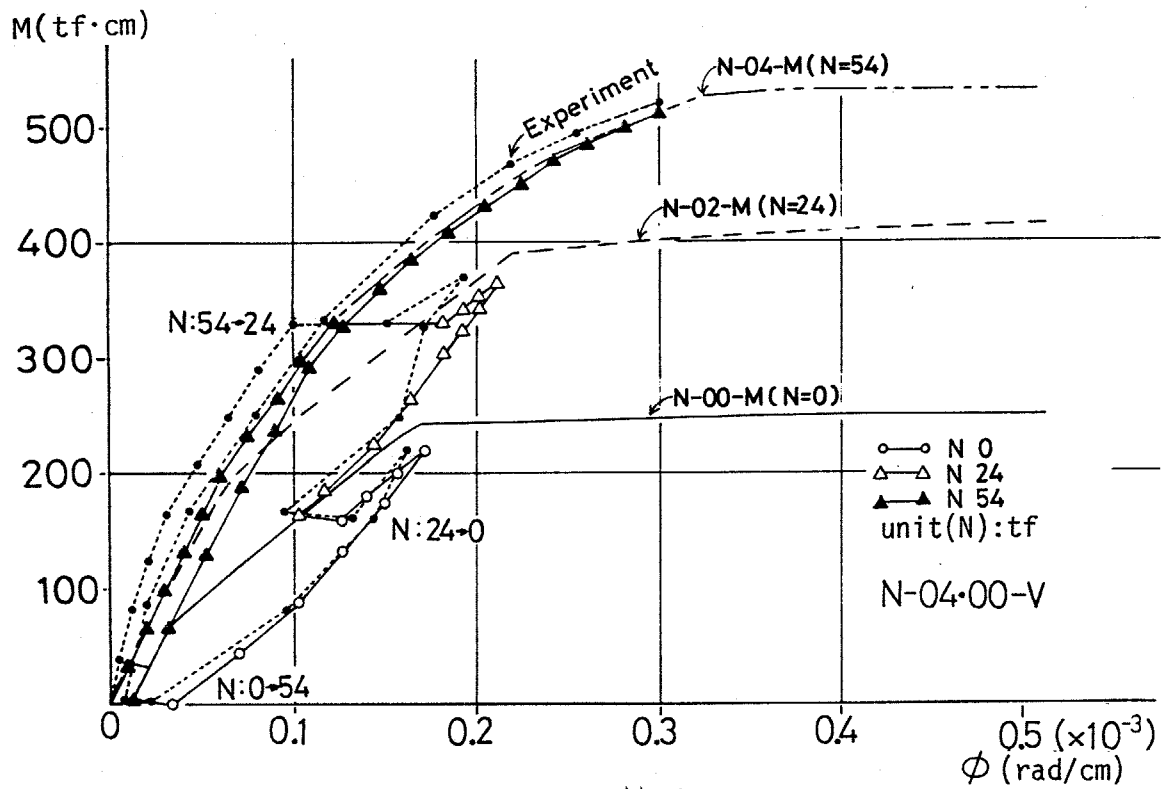


(1) 解析(2)による結果

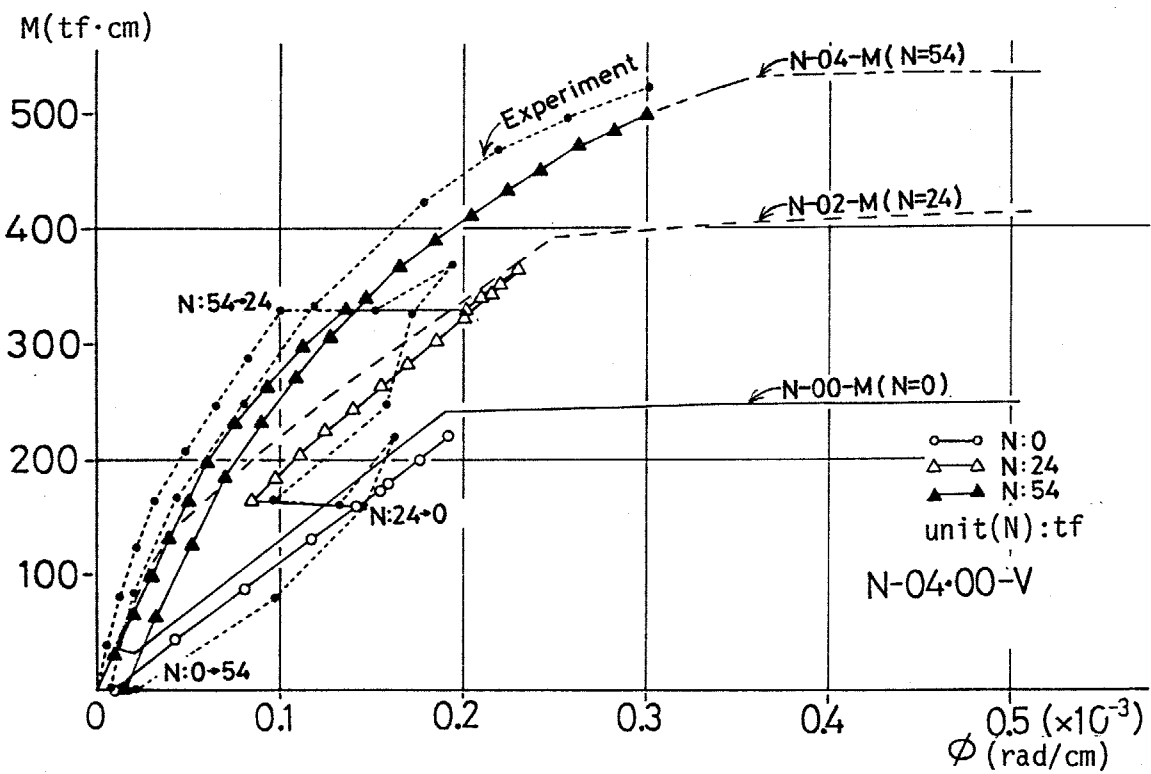


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.28 実験結果と解析結果のモーメントと曲率関係の比較 (N-00.02-V)

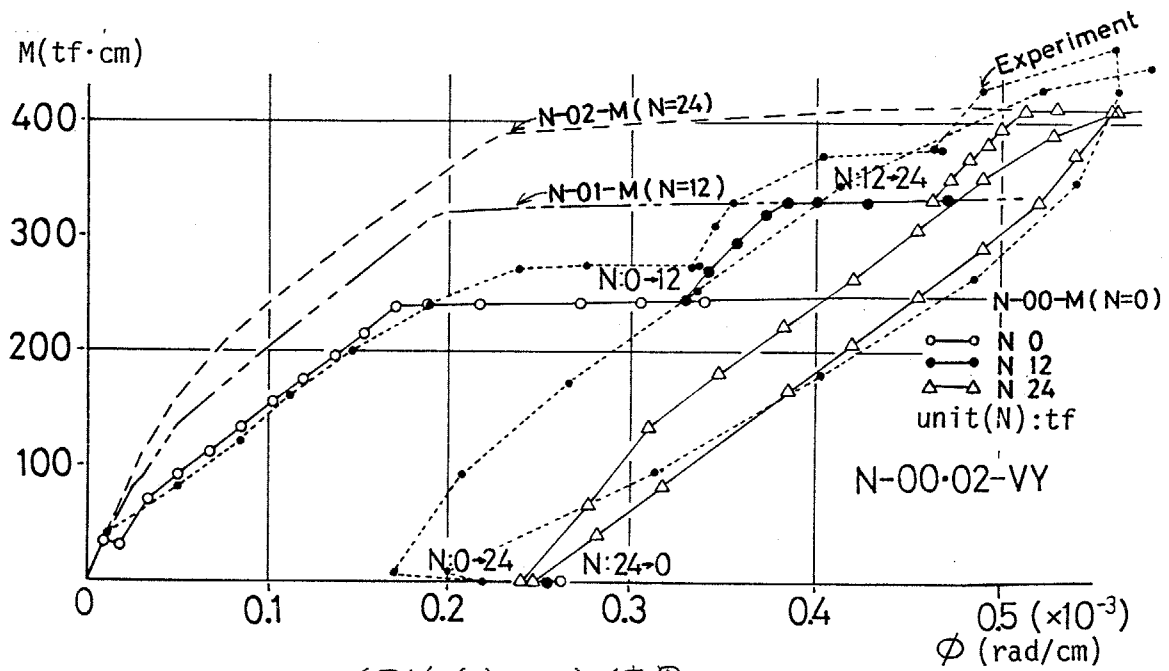


(1) 解析(2)による結果

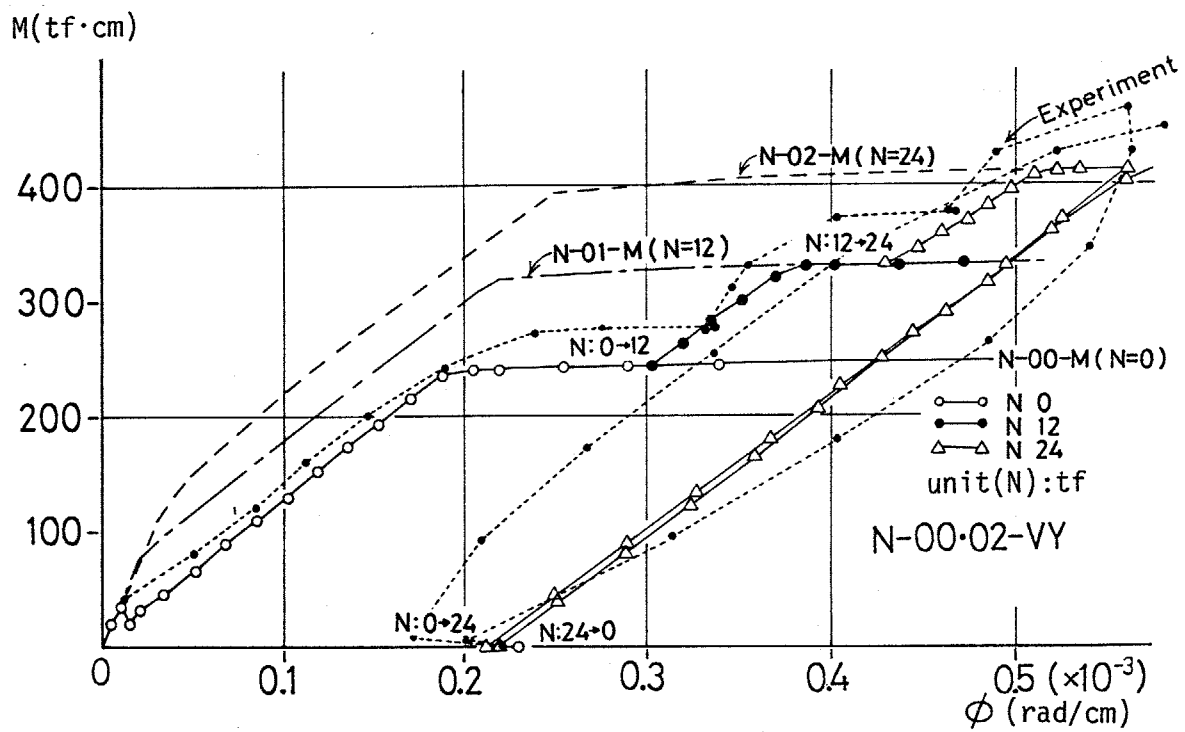


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.29 実験結果と解析結果のモーメントと曲率関係の比較 (N-04.00-V)

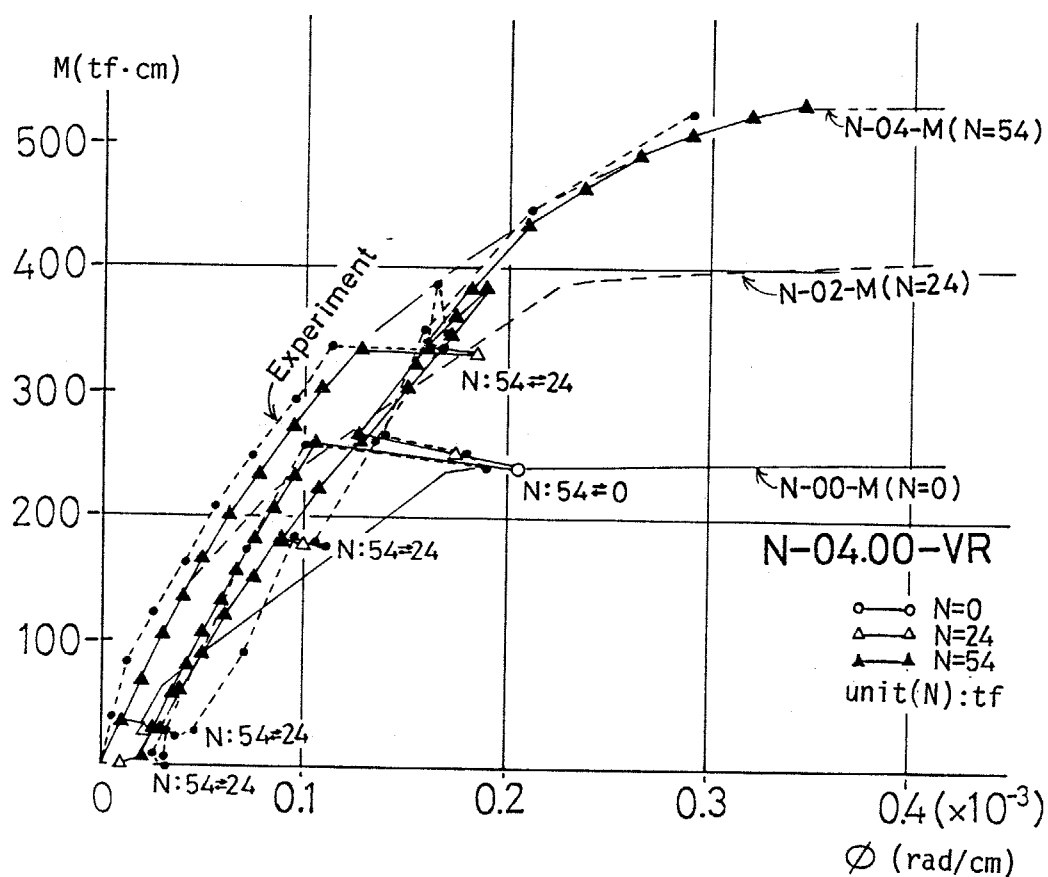


(1) 解析(2)による結果

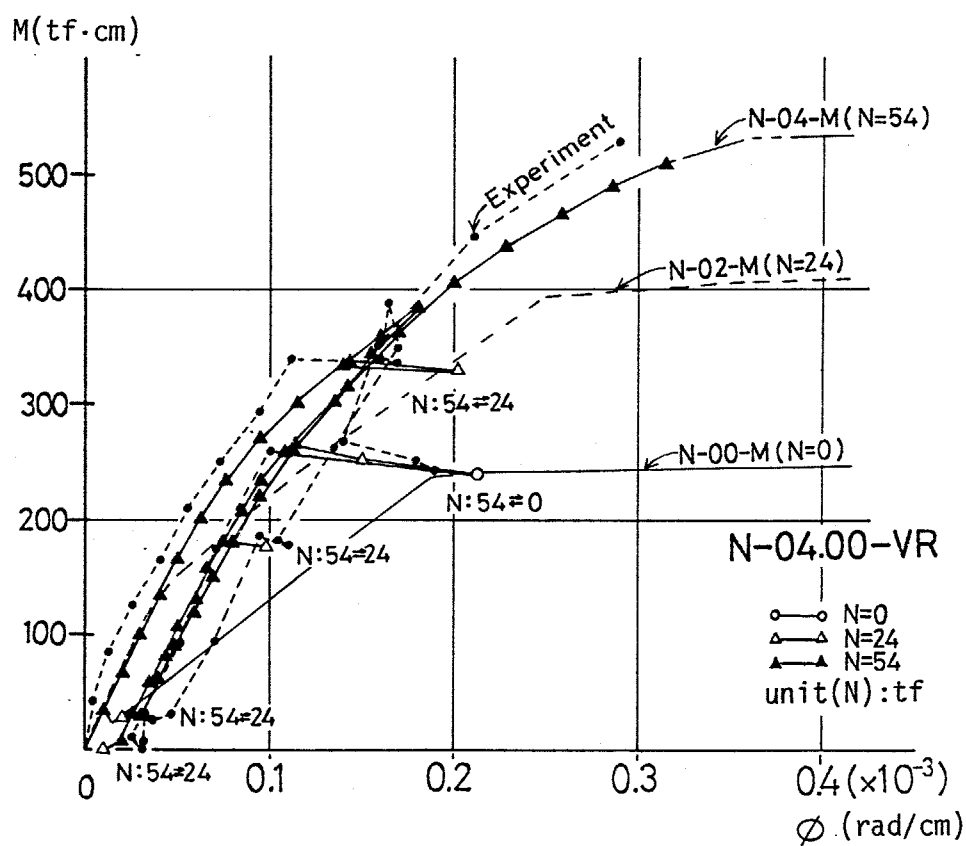


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.30 実験結果と解析結果のモーメントと曲率関係の比較 (N-00.02-VY)

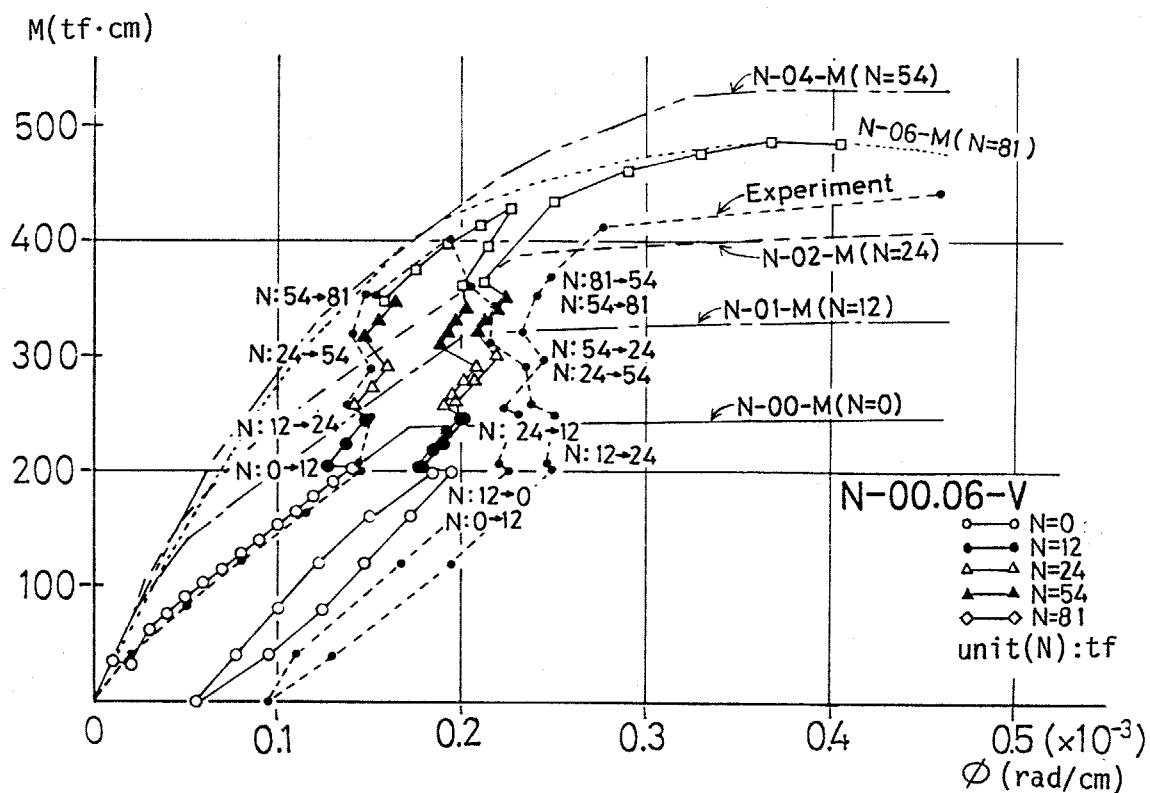


(1) 解析(2)による結果

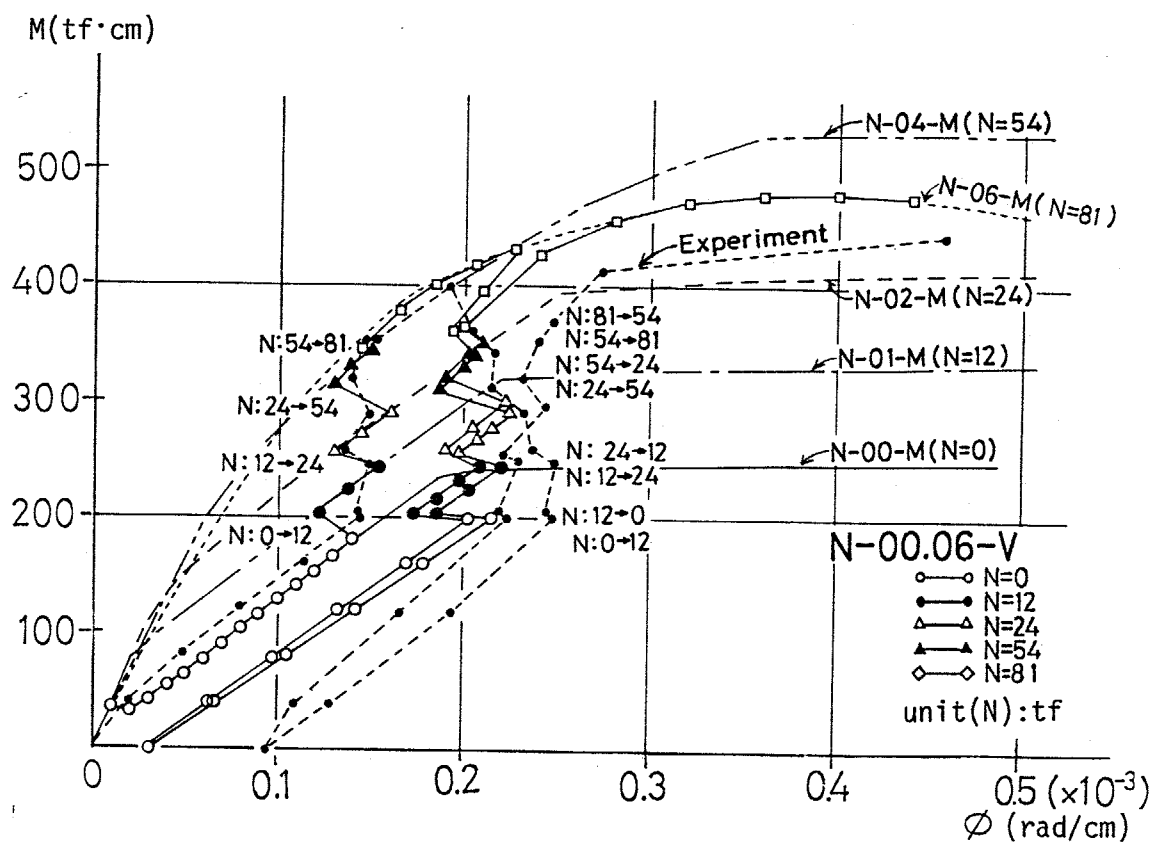


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.31 実験結果と解析結果のモーメント
曲率関係の比較 (N-04.00-VR)

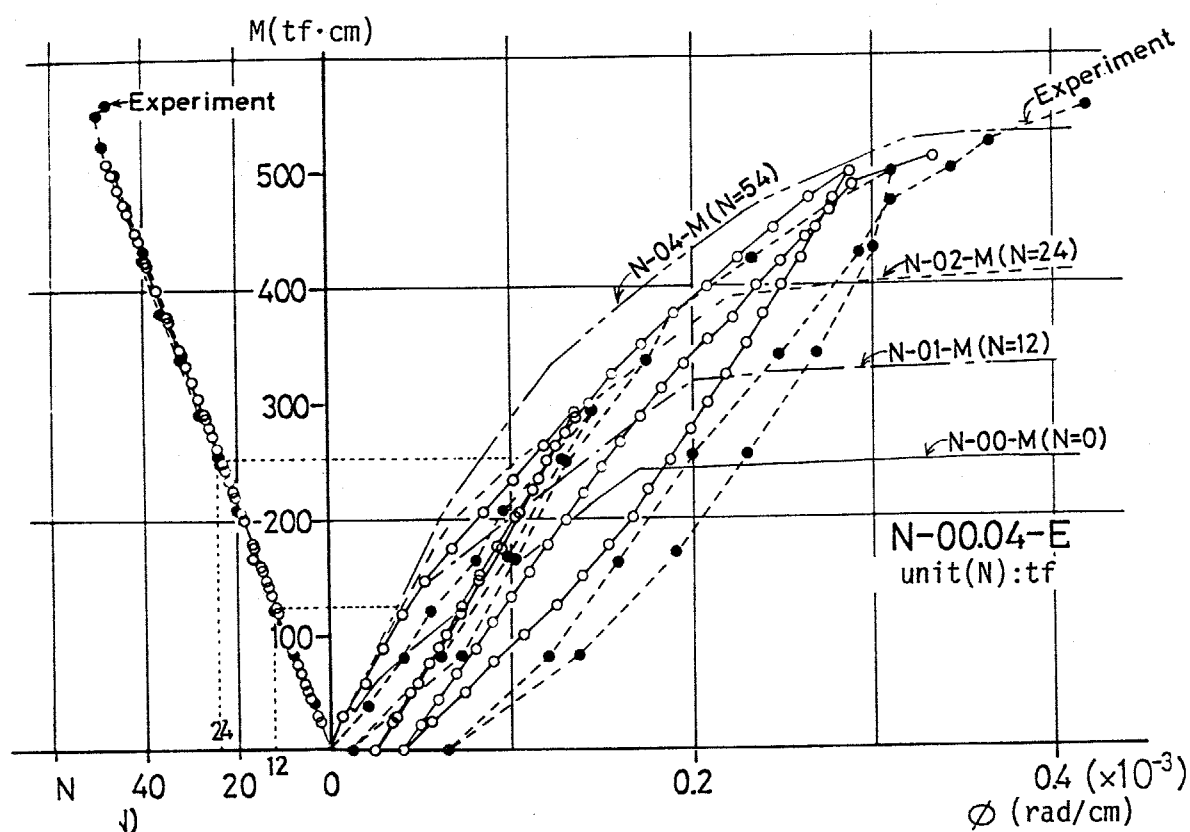


(1) 解析(2)による結果

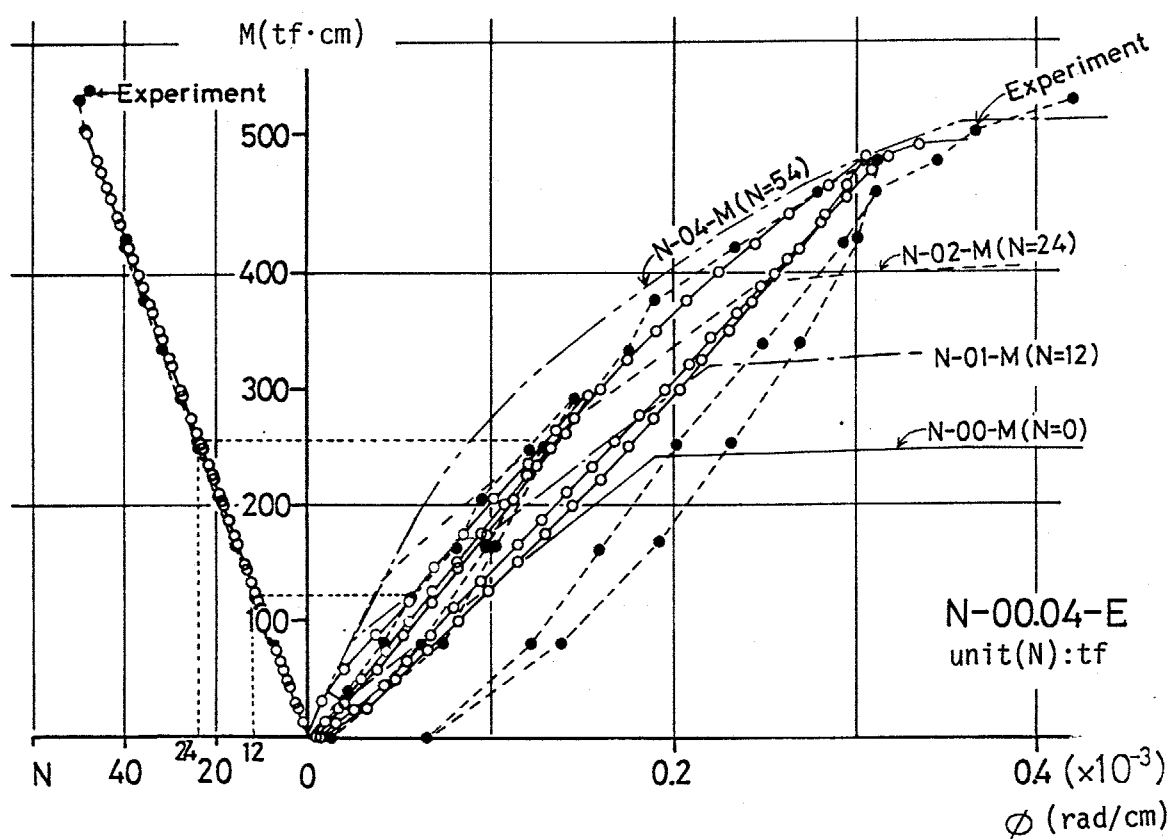


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.32 実験結果と解析結果のモーメント
曲率関係の比較 (N-00.06-V)

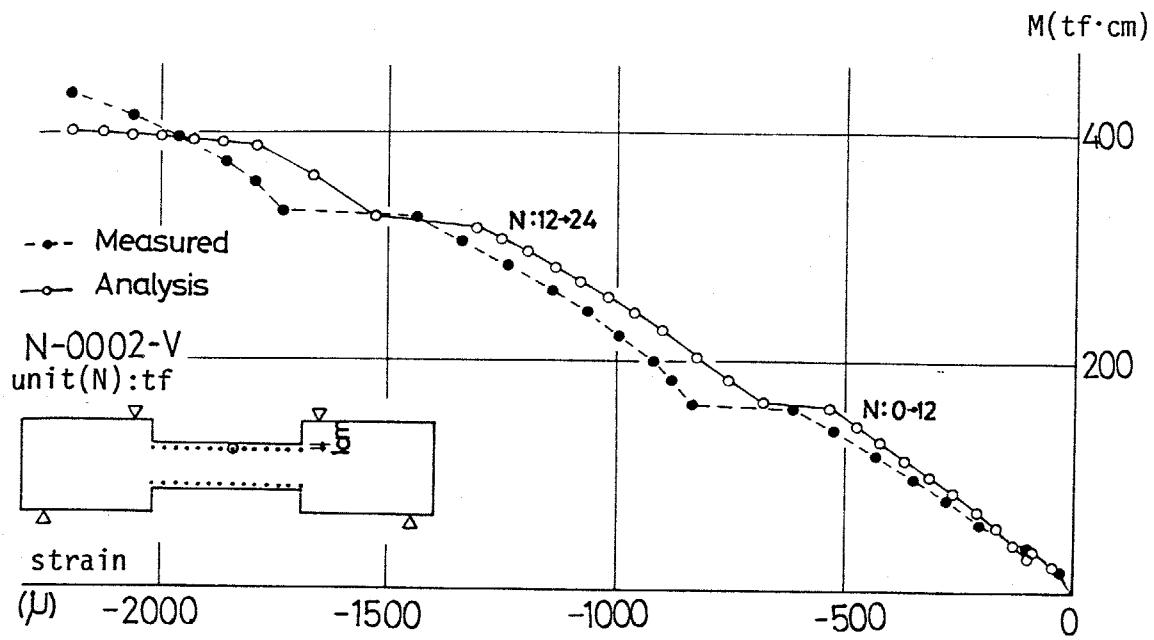


(1) 解析(2)による結果

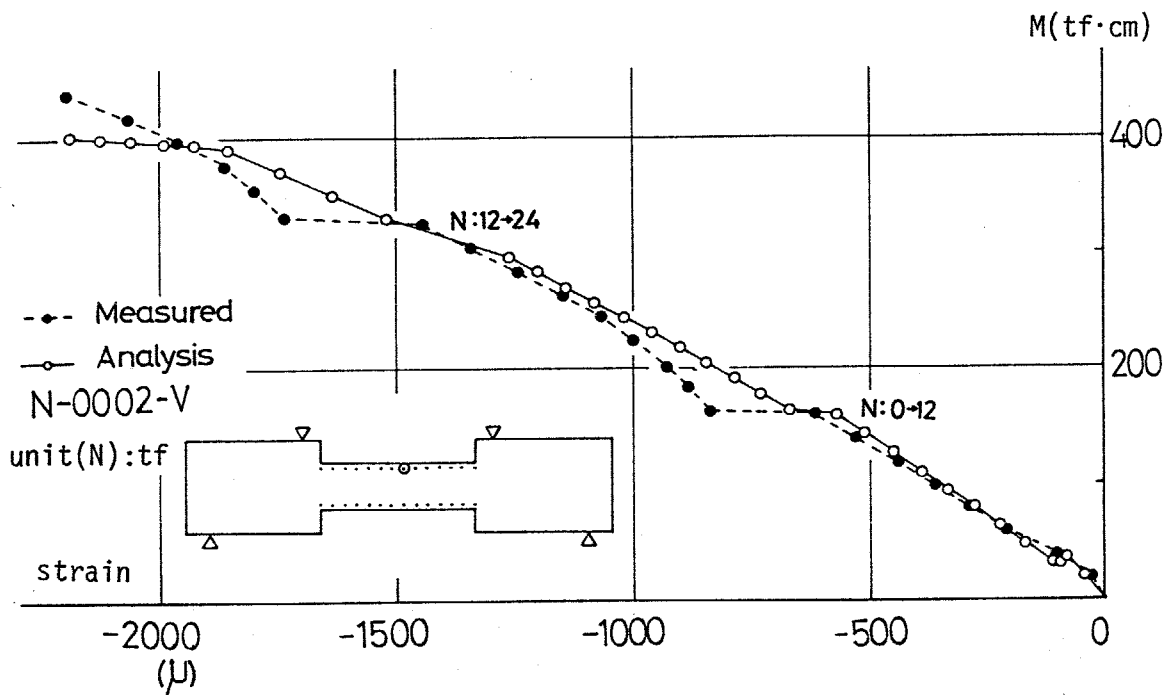


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.33. 実験結果と解析結果のモーメント
曲率関係比較 (N-00.04-E)

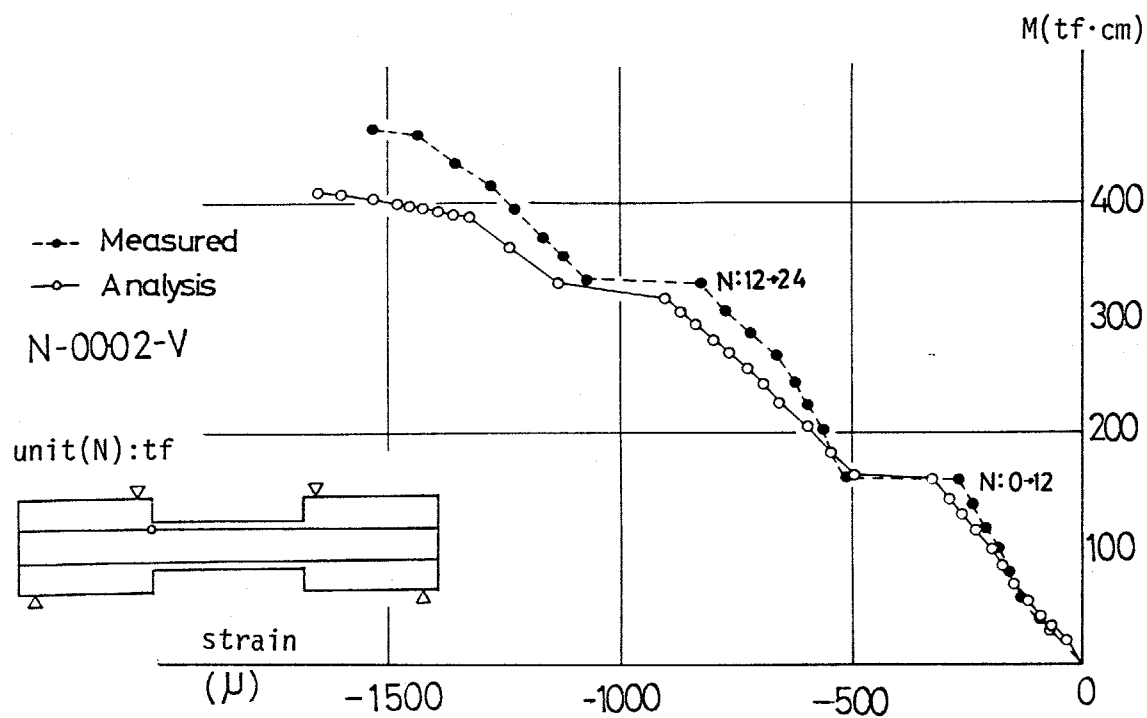


(1) 解析(2)による結果

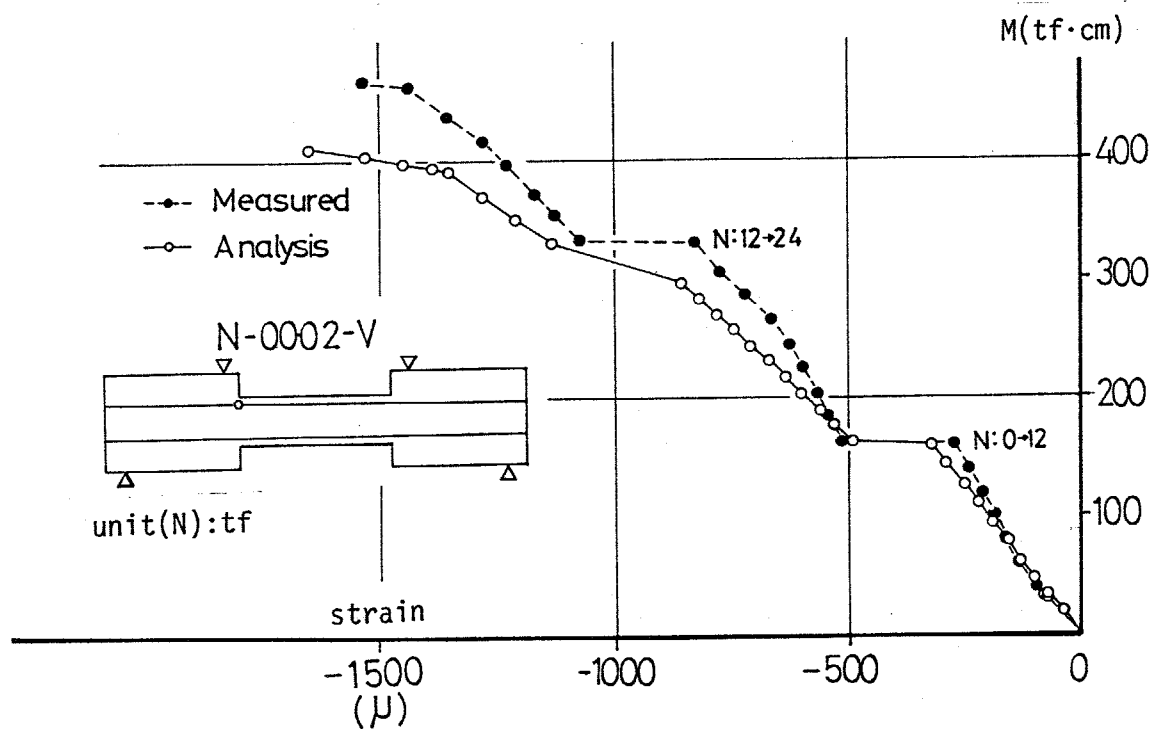


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.34 実験結果と解析結果のモーメントと
コンクリートのひずみの関係の比較

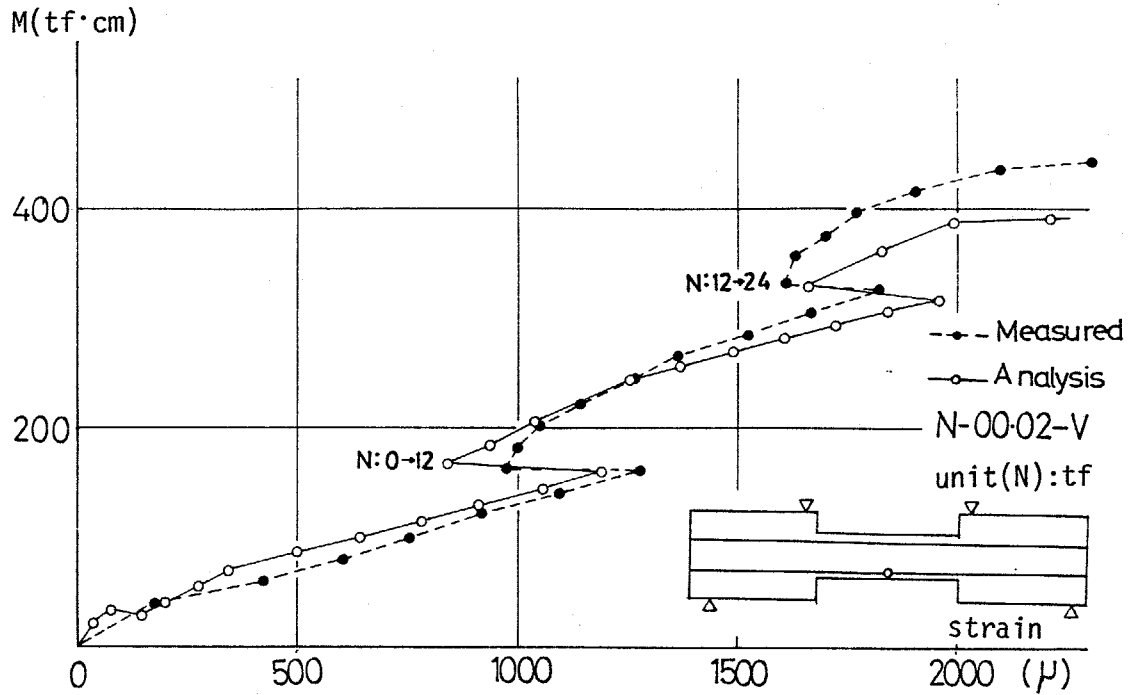


(1) 解析(2)による結果

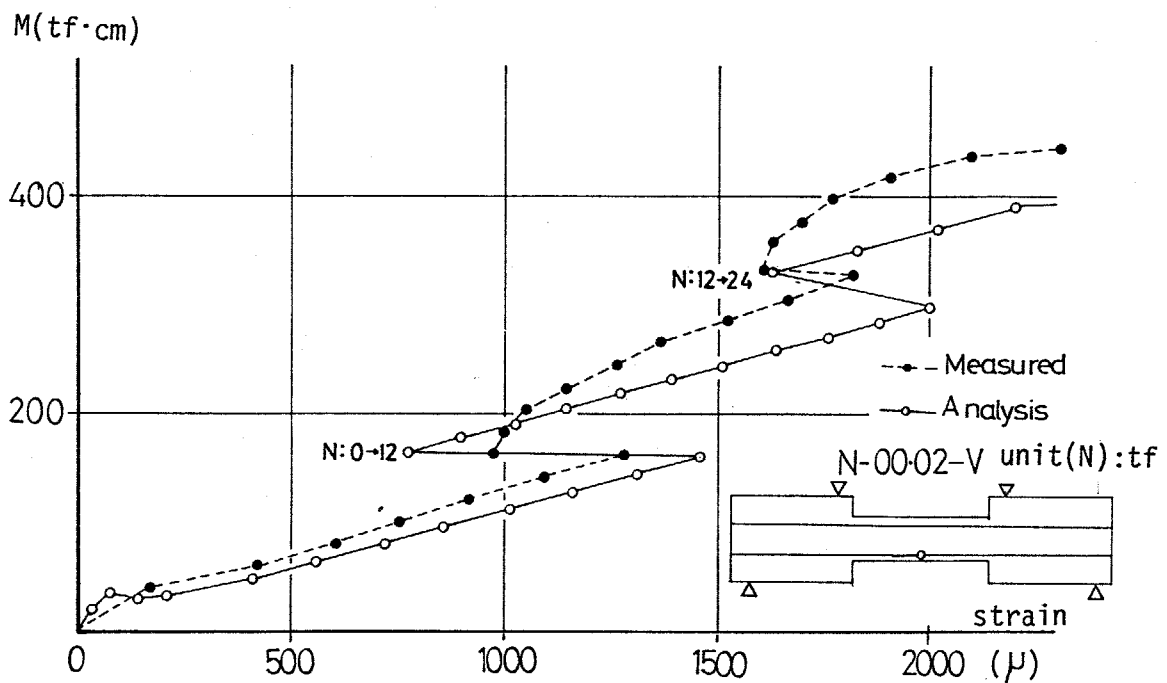


(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.35 実験と解析によるモーメントと
圧縮鉄筋のひずみの関係の比較



(1) 解析(2)による結果



(2) 解析(1)による結果

Fig. 2.36 実験結果と解析結果のモーメントと主筋の引張りすじとの関係の比較

2.6 まとめ

本章においては、ひびわれ間のコンクリートが鉄筋コンクリート柱の引張域の剛性を高めている作用を、みかけの力が鉄筋位置に作用していると置き換え、このみかけの力を一軸圧縮引張実験結果から鉄筋のひずみと鉄筋位置のコンクリートのひずみから一義的に定まるようにモデル化し、このモデルを用いて、通常の断面解析と同様の手法でひびわれ間のコンクリートの協力も考慮できる断面曲げ解析法を提案した。

一方、軸力と曲げモーメントの載荷経路が異なる鉄筋コンクリート柱の曲げ実験を行い、降伏モーメントや最大モーメントは載荷経路にほとんど影響されないが、モーメント一定で軸力を増減させた場合の曲率の変化の仕方は、載荷経路が異なれば異なってくることを示し、本解析法によれば、従来の解析法よりも、かなりよくこれらの性状を説明できることを示すとともに、部材の曲げ性状に及ぼす付着の影響を明らかにした。

さらに、みかけの力とひずみの関係の一般的な拡張を計るために、ボンドリンクとクラックリンクを用いた有限要素法による解析を行ったが、みかけの力とひずみの関係をより詳細に把握するためには、ひびわれごく近傍での付着の劣化やコンクリートの局部接触効果の解明など検討すべき余地があることが判明した。

第 3 章 ひびわれ近傍における付着応力と相対すべりの関係

1 はじめに

鉄筋コンクリート部材における鉄筋とコンクリートとの相互作用である付着は、それぞれ素材の性質と同様に鉄筋コンクリート材の強度と変形性状を決定づける重要な要素である。鉄筋とコンクリートについても多くの実験と解析が試みられ、一応の定式も得られている。^{1-1), 1-2), 1-5), 1-7)}しかし、付着特性は鉄筋とコンクリートの相互作用であるため、コンクリートや鉄筋の応力状態や、曲げの拘束条件により異なる複雑な性状を示している。特に、曲げひびわれや曲げせん断ひびわれに伴って、ひびわれ近傍での付着劣化が生じている。異形鉄筋の場合には、この影響範囲は小さくして無視されてきた。^{1-1), 1-2)}しかし、第2章で述べたように、ひびわれ近傍での付着劣化が重要な意味を持つこともあり、最近やこの問題に対し、いくつかの研究が試みられるようになってきた。^{1-13), 2-2), 3-19)}

本章では、かぶり厚を鉄筋径の2.5倍と実際の部材に近い形で、ひびわれ近傍の付着劣化の影響範囲を調べることを目的としたものである。

3.2 付着長さを短かくした付着実験

3.2.1 試験体および使用材料

本節では、ひびわれ面を想定した材端から付着試験部までの距離が、付着応力度すべり関係に与える影響に関する実験で、試験部分の付着長さを鉄筋径の2倍と短かくとった。付着長さが短いために、市販の異形鉄筋を用いると、鉄筋そのものの非対称性から、鉄筋周辺のコンクリートへ曲げやこじりによる影響がでる恐れがある。そこで異形鉄筋D16を模した縦リブのない軸対称な鉄筋を製作し、実験に用いることとした。使用した鉄筋をFig.3.1に示す。直径19mmの丸鋼から削り出し、試験部は32mm（鉄筋径の2倍）で、2ピッチ3山となった。鉄筋の加力側頂部にはねじを切り、また、加力端すべりを測定するために角棒鋼を溶接した。

試験体一覧をTable 3.1に示す。鉄筋の断面における位置、材端から試験部前面までの距離をパラメーターとしている。Cシリーズは柱筋を想定しており、中央筋（鉄筋位置Ⅰ）、隅筋（同Ⅱ）となっており、Dシリーズは壁筋を想定している。最少かぶりは、鉄筋径の2.5倍で一定である。Fig.3.2, 3.3に試験体配筋と断面の詳細を示す。材端から試験部前面までの距離（L）は、鉄筋径の0.5倍、2.5倍、5倍となっており、試験部以外はすべてビニールパイプをかぶせ、コンクリートと縁をきった。

使用したコンクリートの力学的性質をTable 3.2に示す

3.2.2 加力および変形の測定

Fig.3.4にCシリーズの加力方法を、Fig.3.5にDシリーズの加力方法を示す。加力は、5本のセンターホールジャーナルジャッキを用いて、供試鉄筋頂部のネジ部で連結したボルトを引張ることにより行った。加力用ボルトにはゲージを貼付し、ロードセルとしても用いた。反力は、引抜き端におけるコンクリートへの拘束をなくすために、試験体のスタップ部分でとることにした。鉄筋のすべりは、試験体に埋め込んだボルトに固定した電気式変位計により、自由端と加力端で測定した。

付着長さが短いので、試験部分の付着応力度は次式で計算した。

$$\tau = P / \psi l \quad \dots \dots (3.1)$$

P : 引抜き力

ψ : 周長, D16の公称周長と同じ5cmとした。

l : 付着長さ, 32mm

3.2.2 実験結果

Fig.3.6~Fig.3.9に付着応力度と荷重端すべりの関係を示す。Fig.3.10~Fig.3.12に試験終了時のひびわれ状況を示す。材端からの距離が短いもの程最大付着応力度が小さく、最大付着応力度以降の下り勾配も急になっている。材端からの距離の最も短い $L=0.5d$ のものは、引抜き端で、コンクリートがコーン状に破壊して抜け出し、同時に鉄筋軸に対し、放射状に縦ひびわれが生じた。他のものは、すべり破壊を生じ、最大付着応力度以降もゆっくりと抜け出した。

断面内の主筋位置の影響はみられず、逆に、最も周辺にコンクリートの多い C-3.1-50 が、C-2.2-50, E-2.2-50, C-3.1-50 よりも低い結果となっている。付着長さが短いため、鉄筋周辺のコンクリートのバラツキが、実験結果に大きく表われたものと考えられる。

最大付着応力度と材端からの距離の関係を Fig. 3.13 に示す。

横軸 L は、材端から試験部中央までの距離、 $(L+d)$ である。

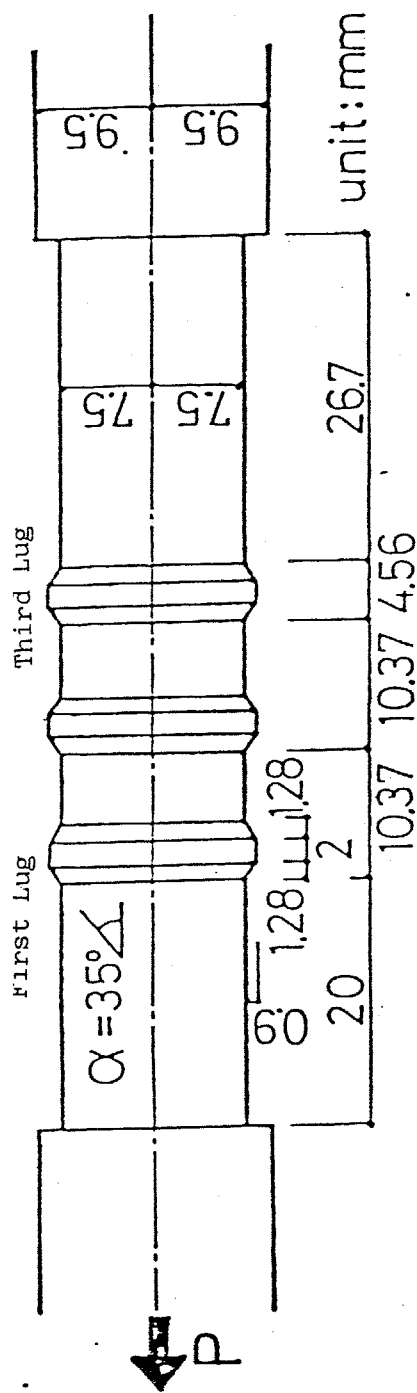
縦軸 α は、 $L=5d$ の試験体の最大付着応力度で各シリーズ、それぞれ無次元化した値である。A-50 は、4 方向十分にかぶりが多い（かぶり厚 $5d$ ）場合である⁵⁻²⁾。かぶりの大きさによらず、ほぼ直線的に耐力が上昇し、 $3.5 \sim 4.0d$ でほぼ一定の値となることから、材端からの影響を受けるのは $4.0d$ までと考えられる。

Table 3.1 試驗體一覽 (模型鉄筋)

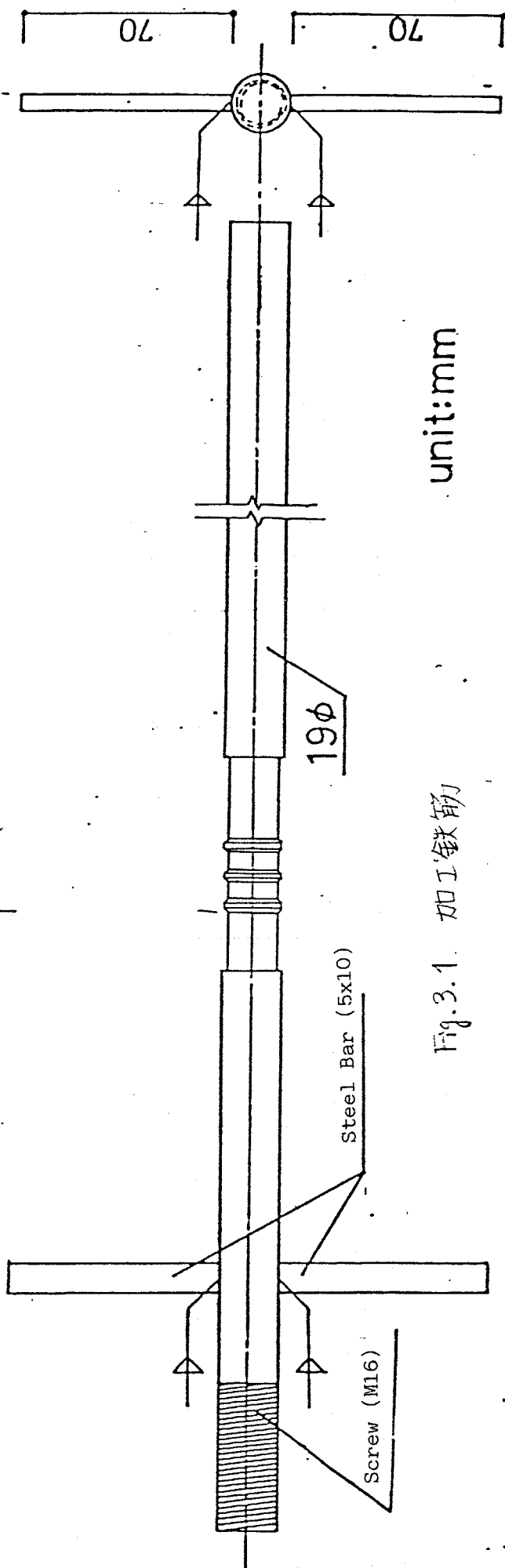
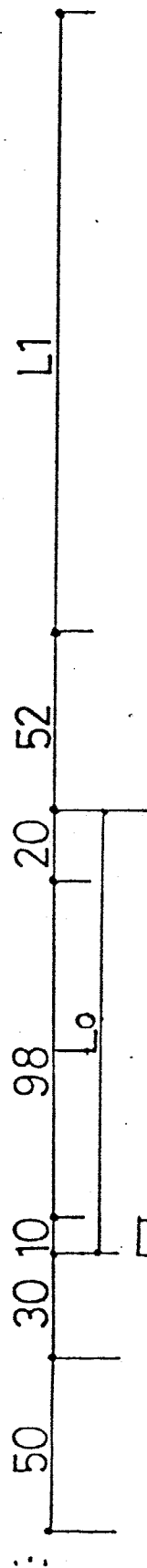
NO.	Name of Specimen	Position of Bar in Section	L	Bond Length	Remarks
1	C-3-1-50	I	5 d	2d	L: Distance from Loading End to the Face of the First Lug Object Longitudinal Bars of Beam or Column Reinforcement of Slab or Shear Wall Minimum Thickness of Cover Concrete = 2.5d d = 16 mm
2	C-3-1-25	I	2.5d	2d	
3	C-3-1-05	I	0.5d	2d	
4	C-2-2-50	II	5 d	2d	
5	C-2-2-25	II	2.5d	2d	
6	C-2-2-05	II	0.5d	2d	
7	E-2-2-50	III	5 d	2d	
8	E-2-2-25	III	2.5d	2d	
9	E-2-2-05	III	0.5d	2d	
10	E-1-3-50	IV	5 d	2d	
11	E-1-3-25	IV	2.5d	2d	
12	E-1-3-05	IV	0.5d	2d	

Table 3.2 コンクリートの力学的性質

Age at Test	Maximum Strength	Young's Modulus	Tensile Strength
10 Weeks	338 kgf/cm ²	259 tf/cm ²	20.3 kgf/cm ²
14 "	334 "	204 "	21.9 "
17 "	354 "	215 "	24.3 "



ふし形状の詳細



unit:mm

Fig.3.1 加工鉄筋

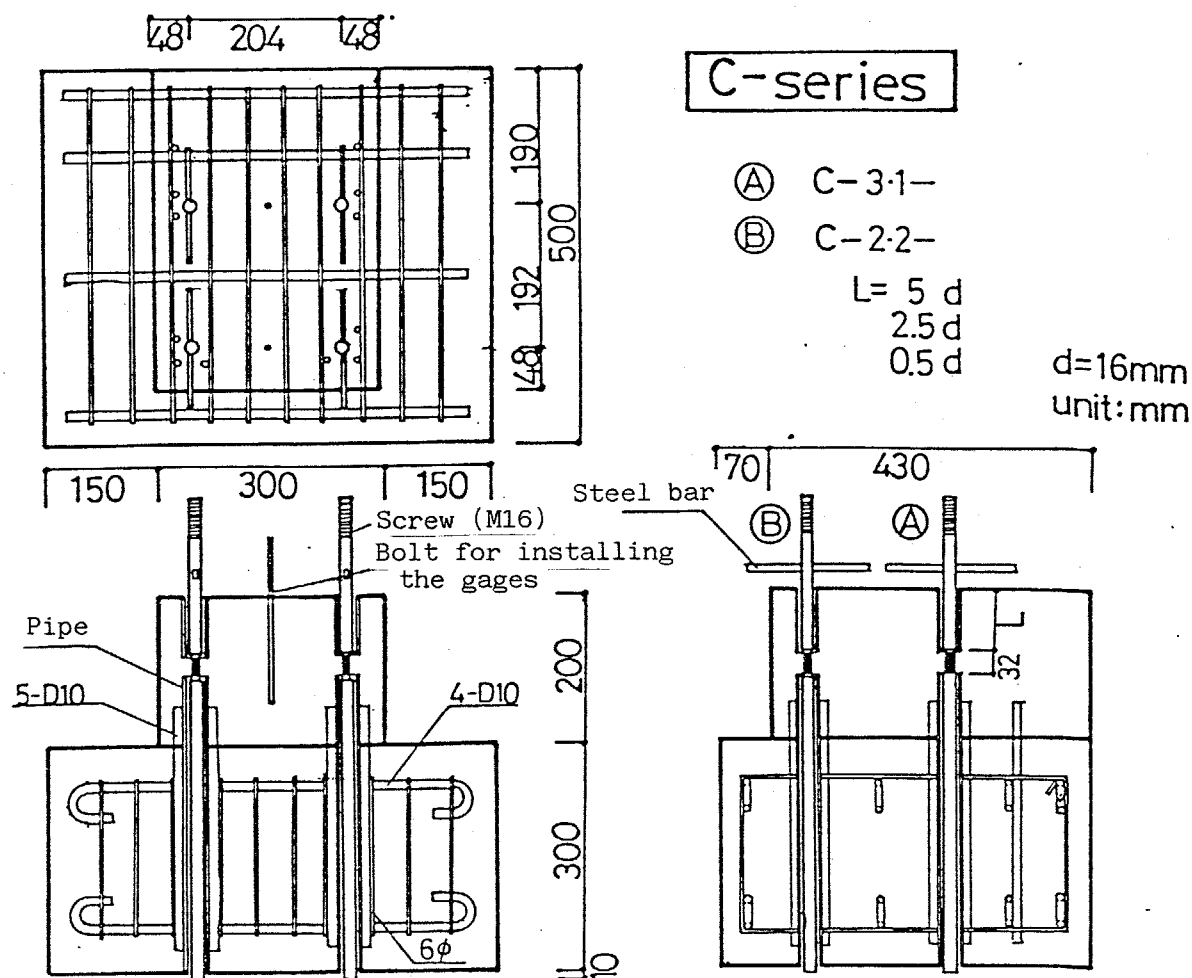


Fig.3.2 試験体配筋 (Cシリーズ)

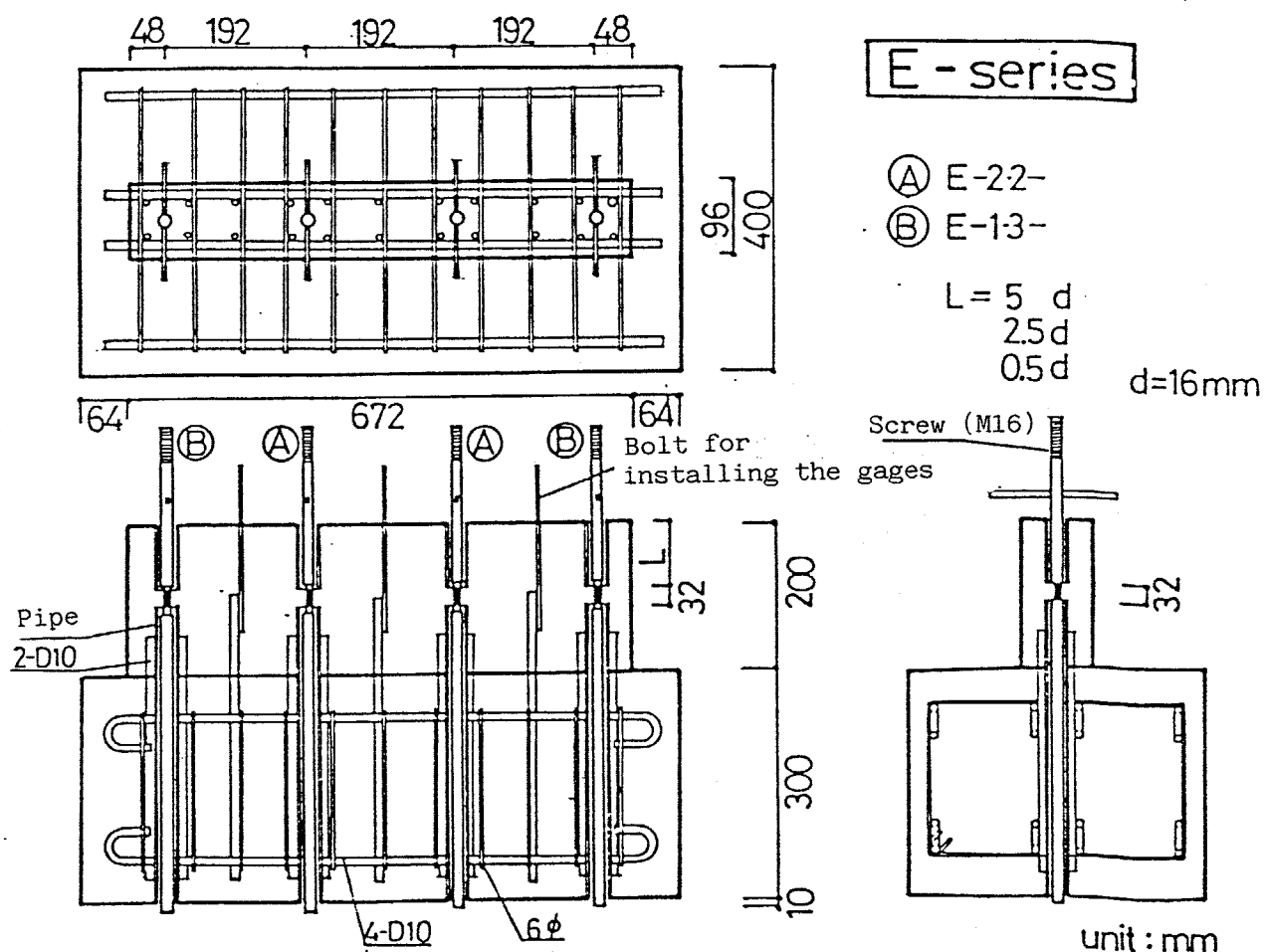


Fig.3.3 試験体配筋 (Eシリーズ)

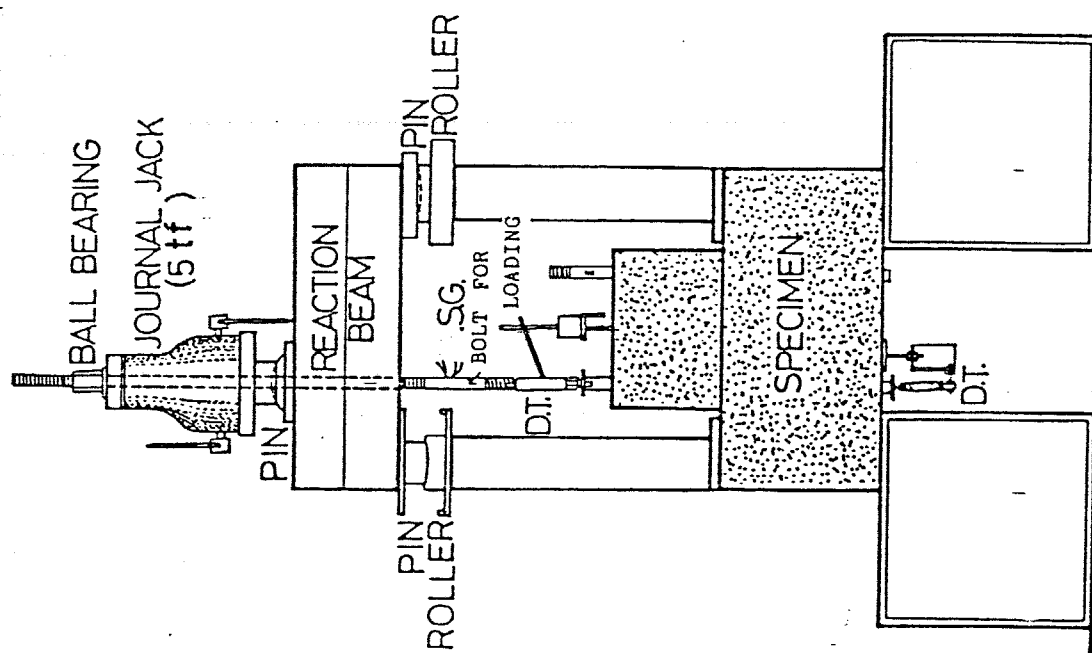


Fig.3.4 Cシリーズ(Dシリーズ)加力装置

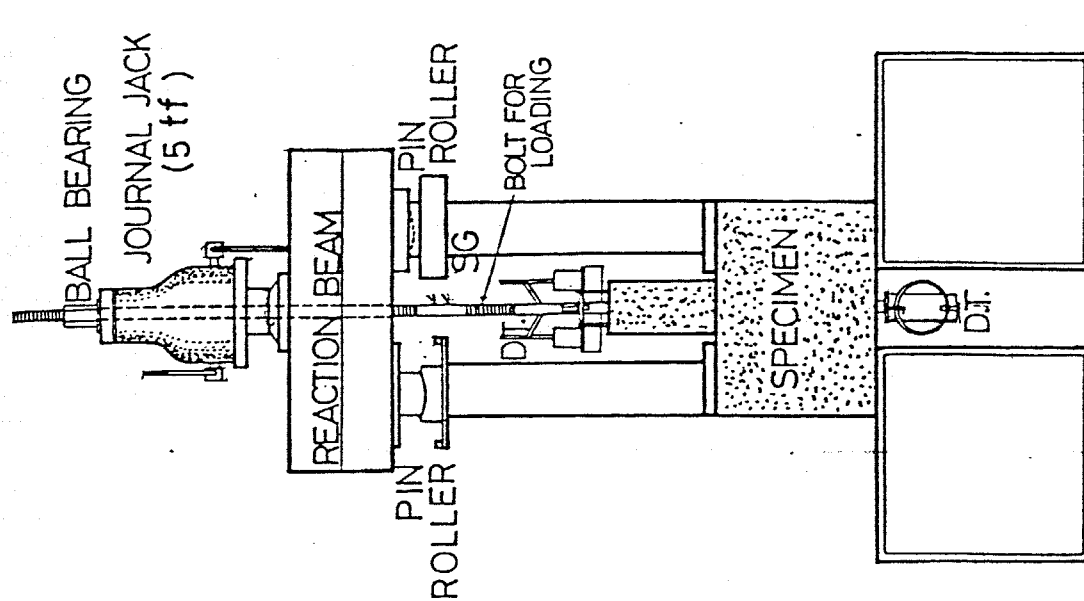


Fig.3.5 Eシリーズ(Fシリーズ)加力装置

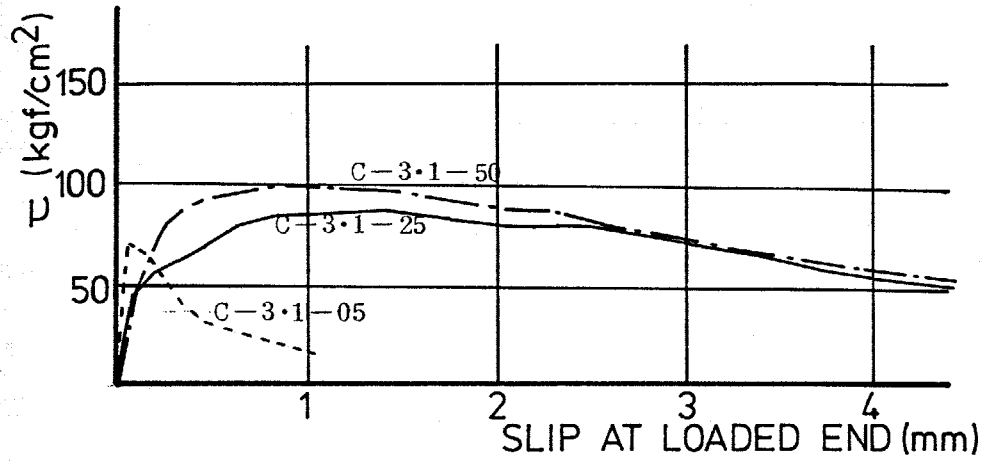


Fig. 3.6 付着応力と荷重端すべりの関係
(C-3.1-)

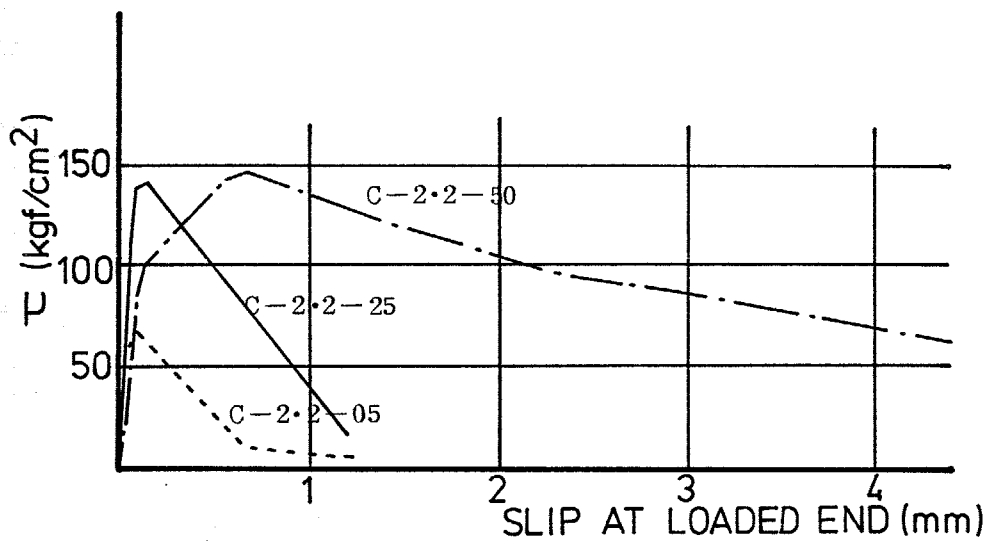


Fig. 3.7 付着応力と荷重端すべりの関係
(C-2.2-)

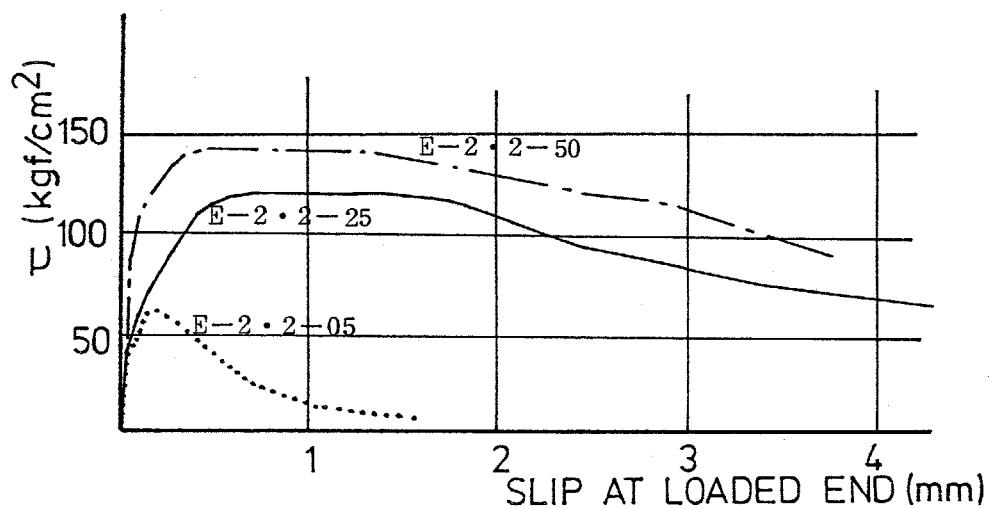


Fig. 3.8 付着応力と荷重端すべりの関係
(E-2.2-)

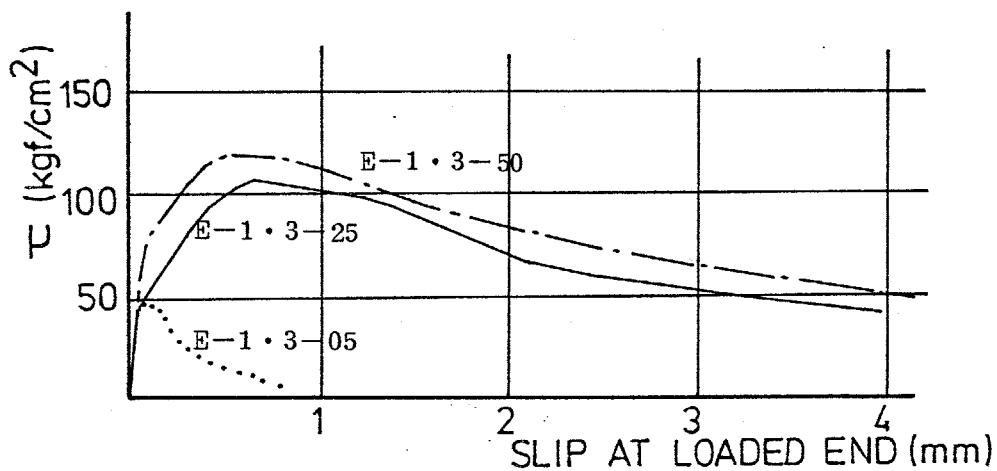


Fig. 3.9 付着応力と荷重端すべりの関係
(E-1.3-)

C- -25 SERIES

- ① C-31-25 1
- ② C-31-25 2
- ③ C-22-25 1
- ④ C-22-25 2

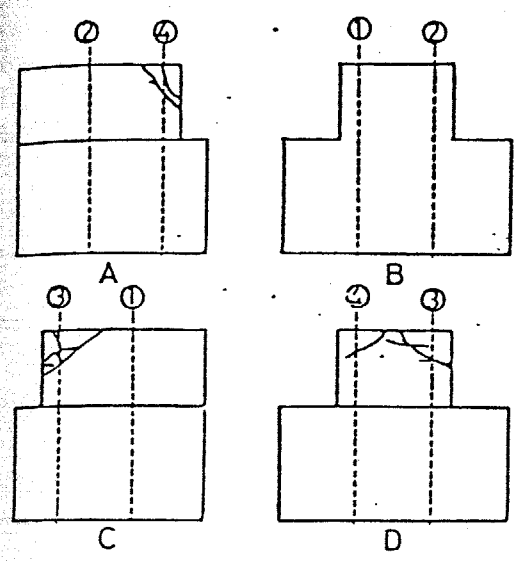
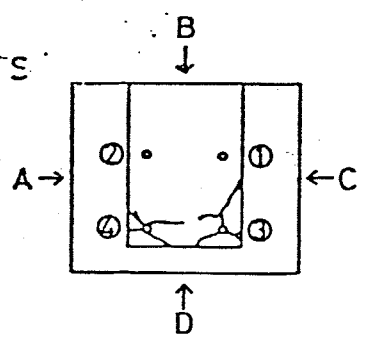


Fig. 3.10 最終仕上げ図

C- -05 SERIES

- ① C-31-05 1
- ② C-31-05 2
- ③ C-22-05 1
- ④ C-22-05 2

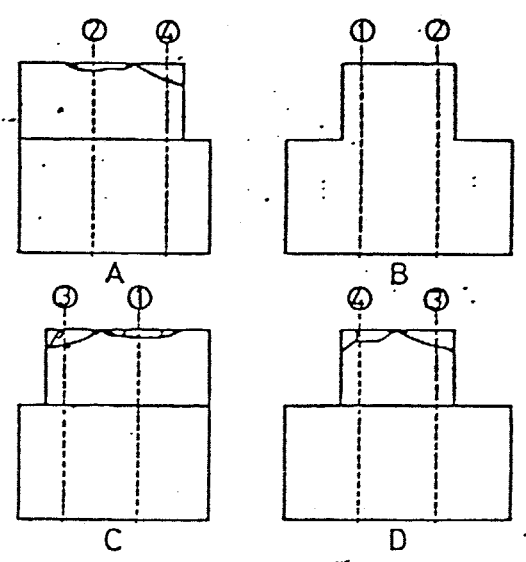
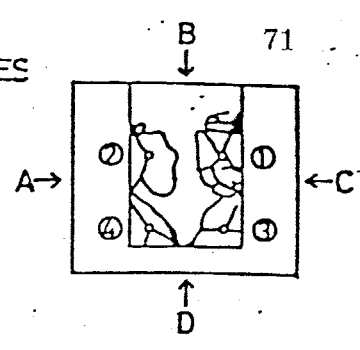


Fig. 3.11 最終仕上げ図

E- -05 SERIES

- ① E-22-05 1
- ② E-22-05 2
- ③ E-13-05 1
- ④ E-13-05 2

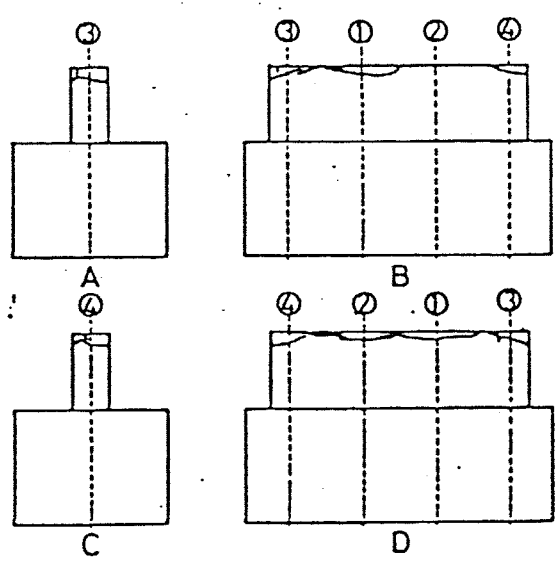
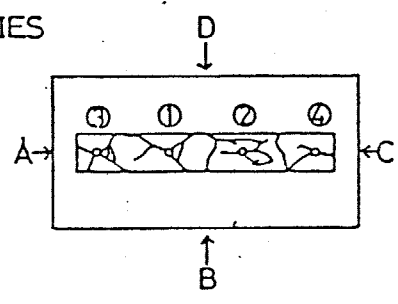


Fig. 3.12 最終仕上げ図

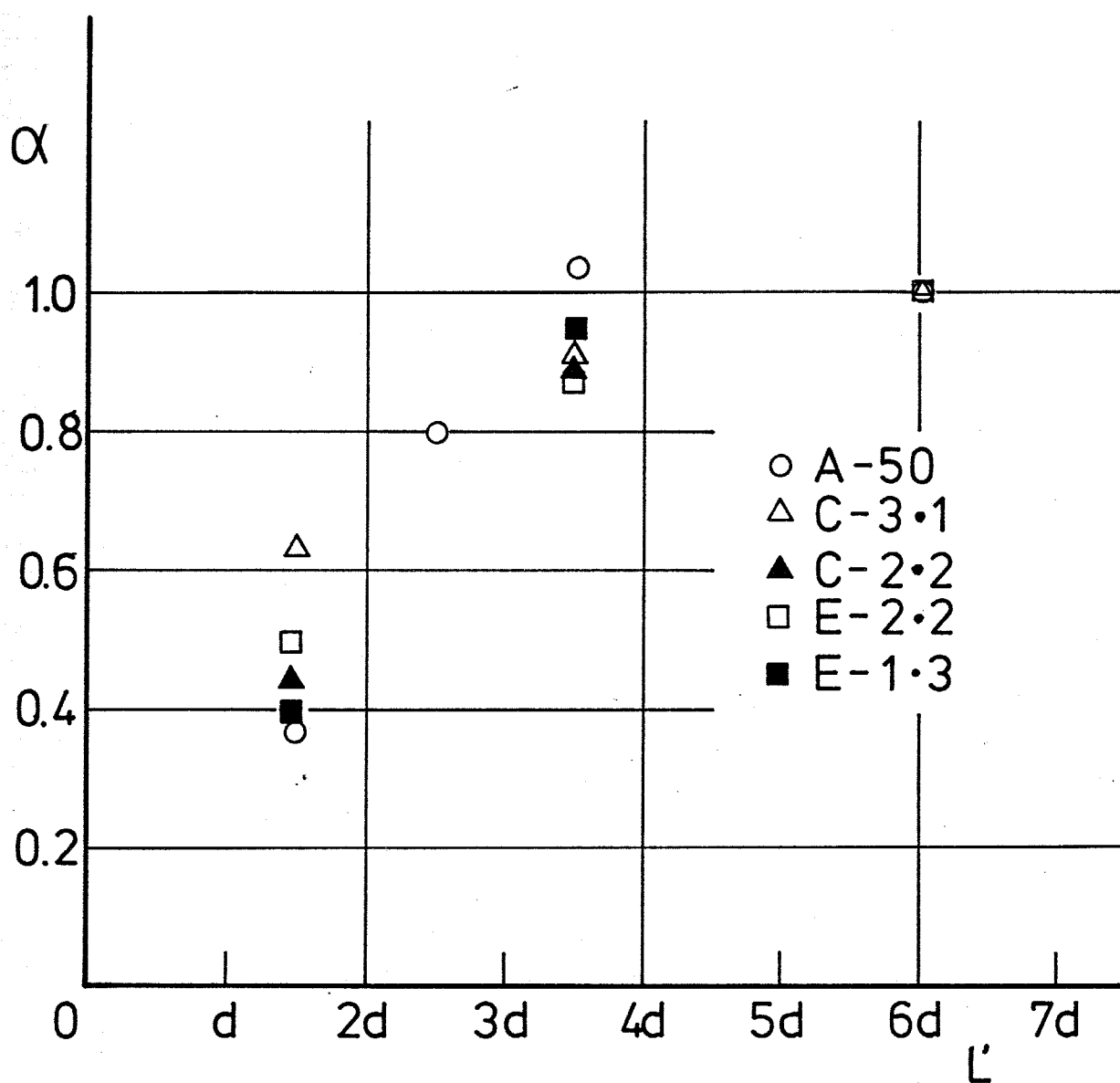


Fig. 3.13 最大付着応力の低下と材端からの距離の関係

3.3 付着長さを長くした付着実験

3.3.1 試験体および使用材料

前節では、模型鉄筋を用いた付着実験であったので、本節では実際の異形鉄筋を用いて付着実験を行い、材端からの距離が付着性状に及ぼす影響を調べることにした。

Fig.3.14に示す異形鉄筋を実験に用いた。付着長さを $5d$ と $7d$ の2種類とし、Fig.3.14に示すものは $7d$ のものである。鉄筋のひずみ分布を詳しく測定し、材端からの距離の影響を調べるために、鉄筋の縦リブに沿って溝切り加工し、ひずみゲージをその底面に貼った。これにより、ひずみゲージを貼ることにより付着の機構をなるべく損うことのないように配慮した。

Table 3.3に試験体の一覧を示す。Fig.3.15, Fig.3.16に配筋図および断面詳細を示す。供試鉄筋の試験部(荷重端から $7d$ または $3.5d$)を除いてビニールパイプをかぶせて付着を切った。前節と同様に、Dシリーズは柱筋を、Fシリーズは壁筋を想定している。

3.3.2 加力・変形の測定

加力、および、自由端と荷重端のすべりの測定は前節と同じである。

付着応力度は、隣同士のひずみ差から計算した鉄筋負担力差を周長とひずみゲージ間の距離で除して計算した。周長はコーティング部分も有効として一応公称周長とした。

局所的なすべりは、自由端すべり、荷重端すべりと鉄筋のひず

み分布から、コンクリートの μ ずみを0として計算した。

3.3.3 実験結果

Fig.3.17に引抜き力と荷重端すべりの関係を示す。Fig.3.18に各試験体の最大引抜き力を比較して示す。付着長さの長い7dのものは、F-1.3, F-2.2, D-2.2, D-3.1の順に最大強度が大きくなっていくが、その差はわずかである。付着長さの短い3.5dのものは差がない。断面内における主筋の位置の強度に対する影響はほとんどない。しかし、かぶりが3方向に厚いD-3.1シリーズは、最大強度以降のおぼり大きい。

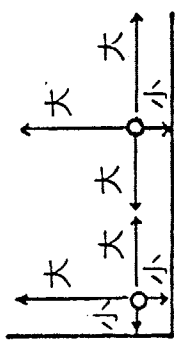
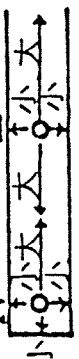
鉄筋の局部付着応力度と局部すべりの関係をFig.3.19~Fig.3.24に示す。材端に最も近いX1における付着応力と相対すべりでは、初期剛性はあまり他のものと変らないものの、小さな付着応力度で剛性低下が著しく、最大付着応力度が小さい。材端から75mm離れたX3と101mm離れたX4では最大強度に逆転もみられ材端から75mm以上離れれば影響はほとんどないものと考えられる。

Fig.3.25に、最大付着応力度と材端からの距離の関係を示す。

横軸は、材端から隣接した2点の μ ずみ測定点中央までの距離であり、縦軸は、材端からの影響がなくなったと考えられるX3、および、X4での最大付着応力度で無次元化したものである。B-50は、かぶりが4方向とも5.0dの場合である。⁵⁻²⁾ Fig.3.13とほとんど同じ結果となっている。

Fig.3.26~Fig.3.29に、試験体の最終破壊の状況を示す。

Table 3.3 試驗體一覽 (異形鉄筋)

NO.	Name of Specimen	Position of Bar in Section	Bond Length	Remarks	Object
1	D-3.1-(70)	I	7d		 Longitudinal Bars of Beam or Column
2	D-2.2-(70)	II	7d		
3	F-2.2-(70)	III	7d		
4	F-1.3-(70)	IV	7d		
5	D-3.1-(35)	I	3.5d		 Reinforcement of Slab or Shear Wall
6	D-2.2-(35)	II	3.5d		
7	F-2.2-(35)	III	3.5d		
8	F-1.3-(35)	IV	3.5d		

$d = 16 \text{ mm}$
Minimum Thickness of Cover Concrete = $2.5d$

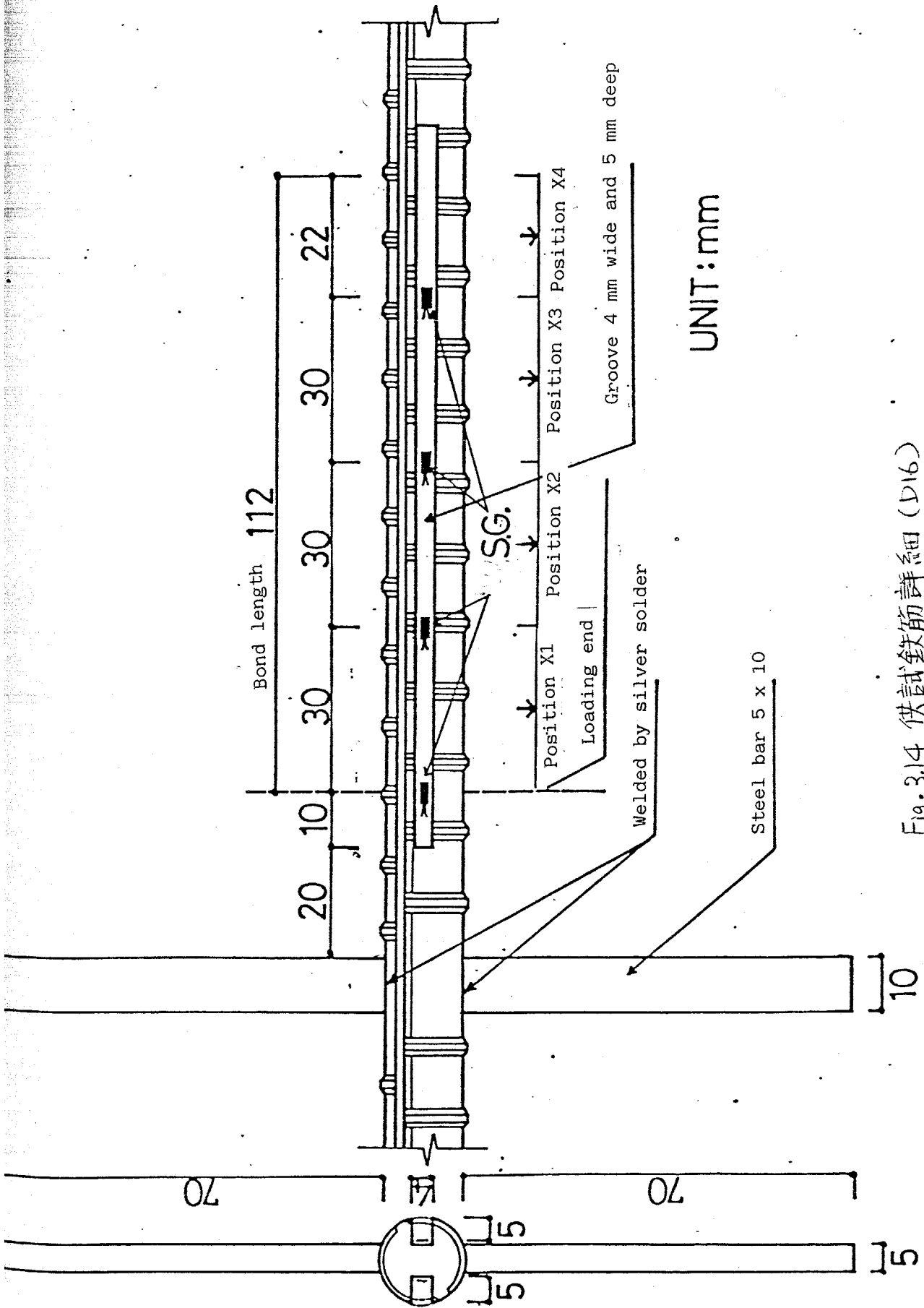
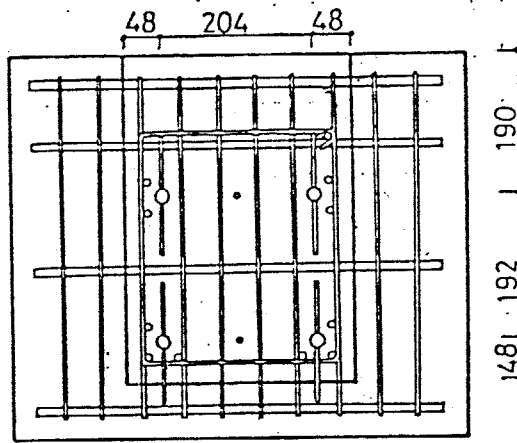


Fig. 3.14 供試鉄筋詳細 (D16)



D-series

Ⓐ D-31-()

Ⓑ D-22-()

$$l_b = 7d$$

$$3.5d$$

unit: mm

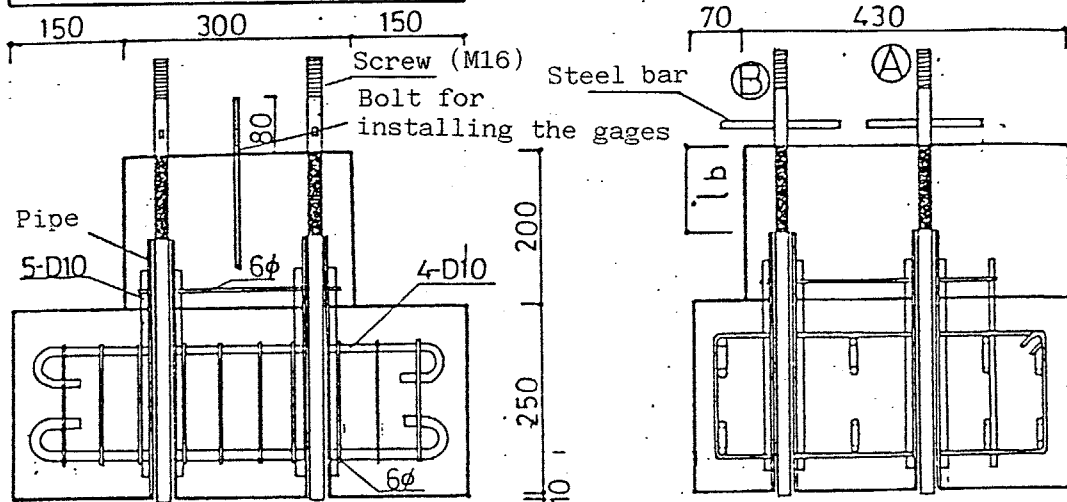
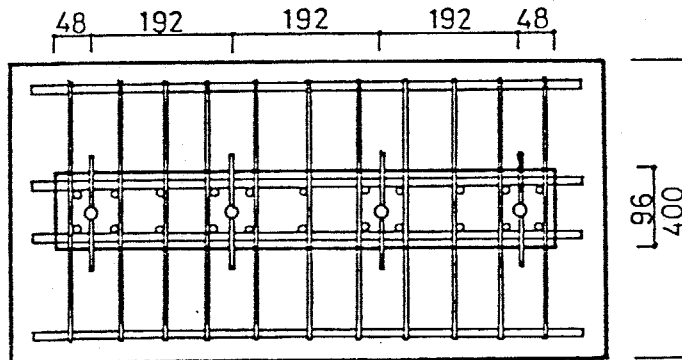


Fig. 3.15 試験体配筋 (Dシリーズ)



F-series

Ⓐ F-13-()

Ⓑ F-22-()

$$l_b = 7d$$

$$3.5d$$

unit: mm

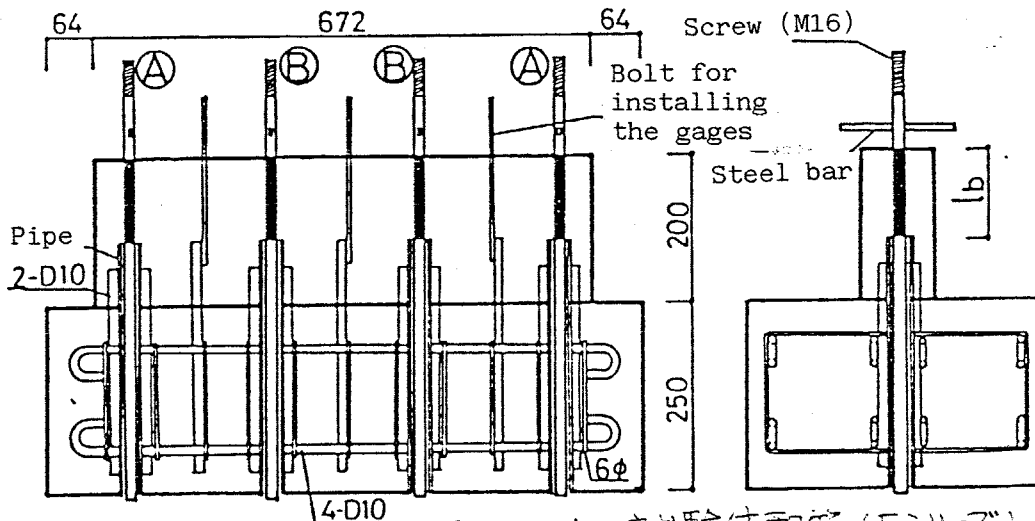


Fig. 3.16 試験体配筋 (Fシリーズ)

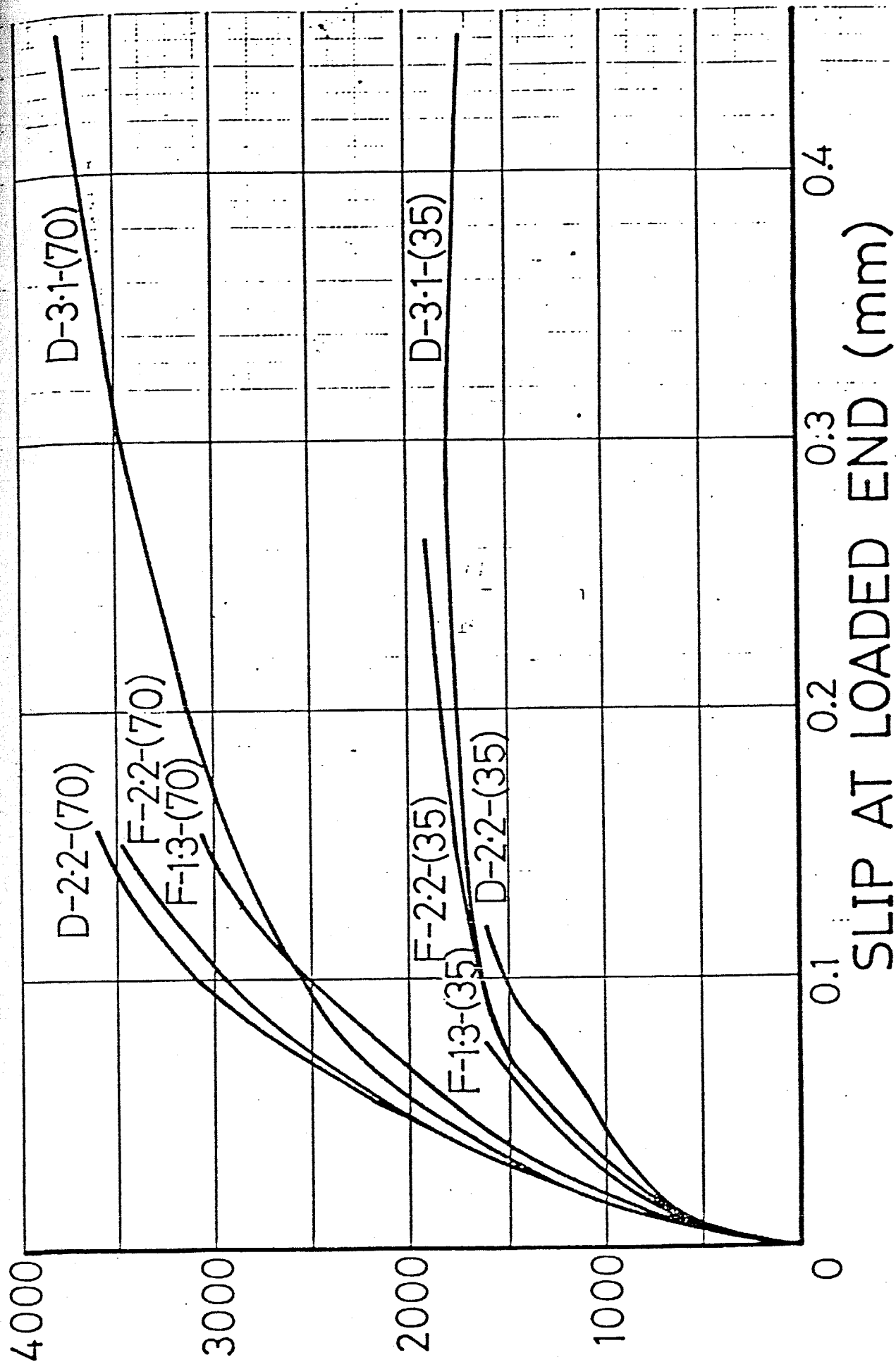
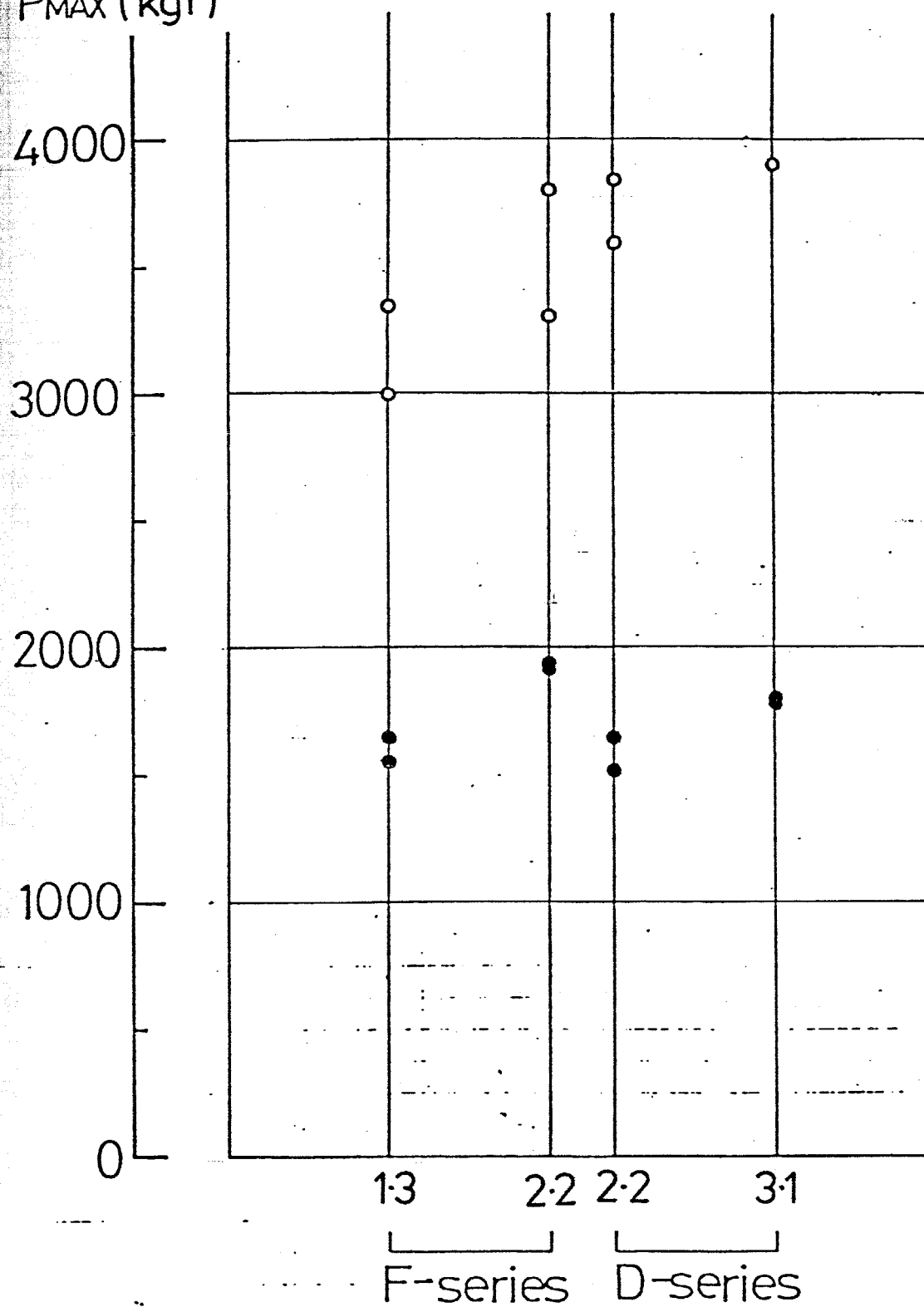


Fig. 3.17 引抜き力と荷重端すべりの関係

P_{MAX} (kgf)


○ --- $l_b = 7d$
 ● --- $l_b = 3.5d$

Fig. 3.18 最大引抜荷重の比較

D-31-(70)

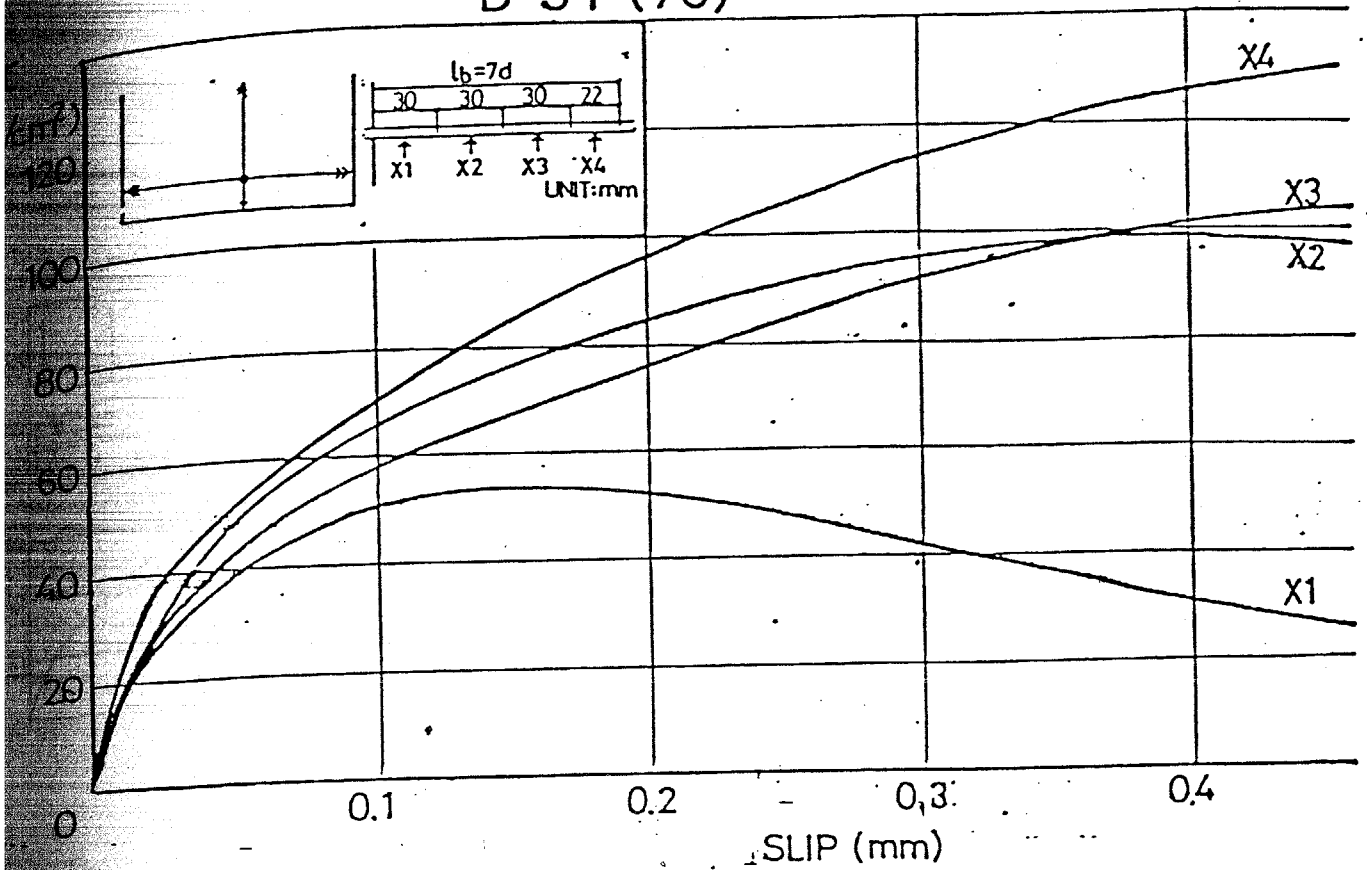


Fig. 3.19 付着応力と局部すべりの関係

F-13-(70)

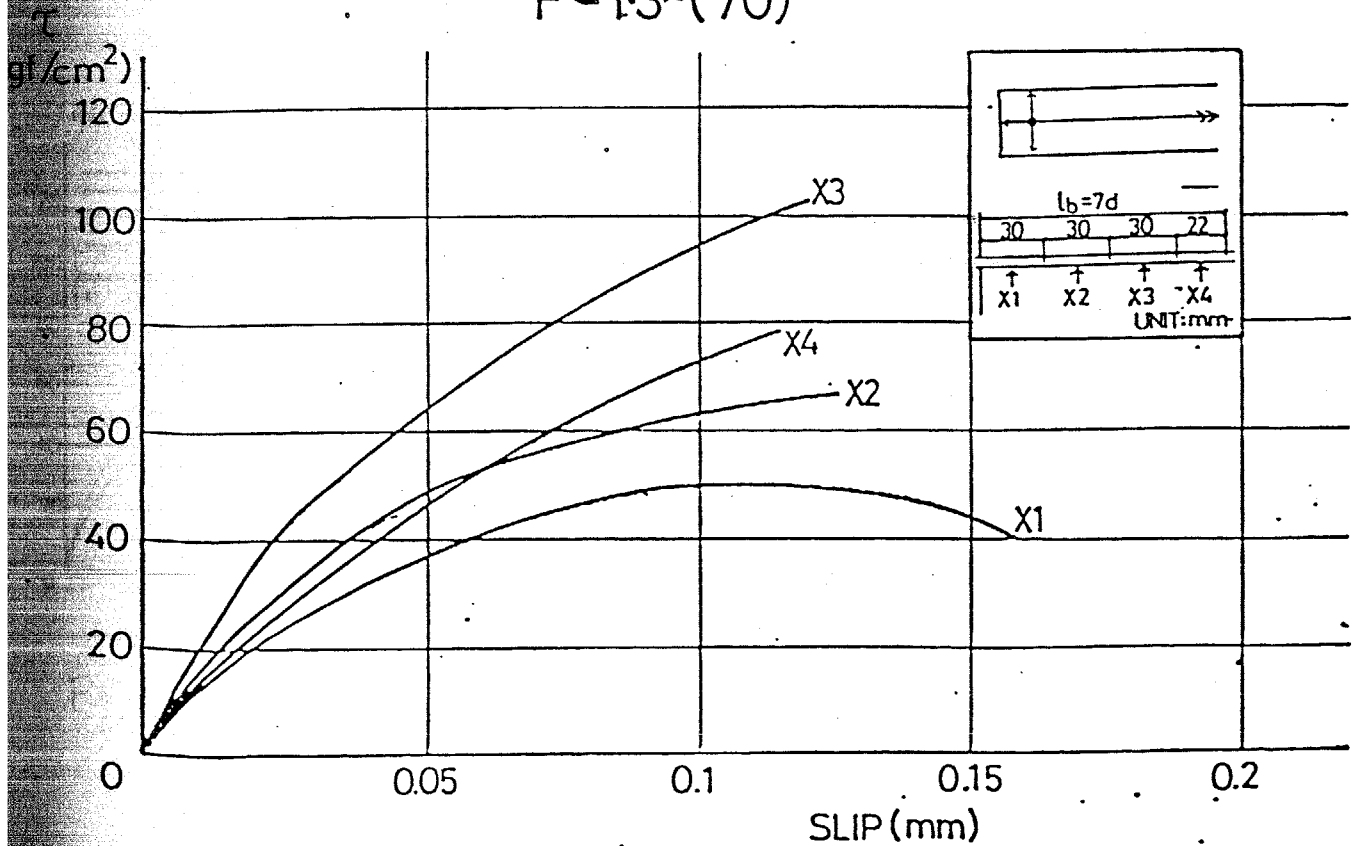


Fig. 3.20 付着応力と局部すべりの関係

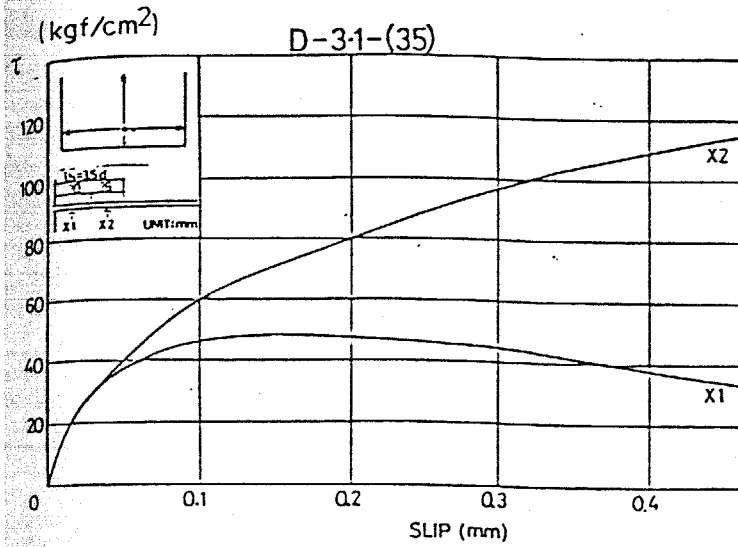


Fig. 3.21 付着応力と局部すべりの関係

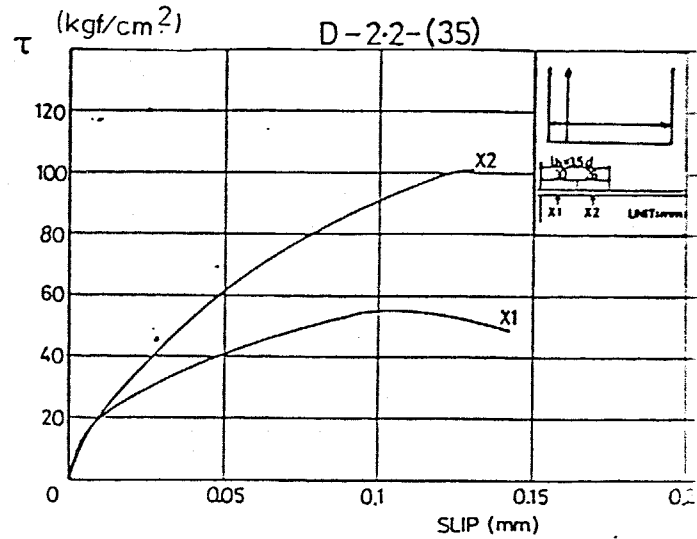


Fig. 3.22 付着応力と局部すべりの関係

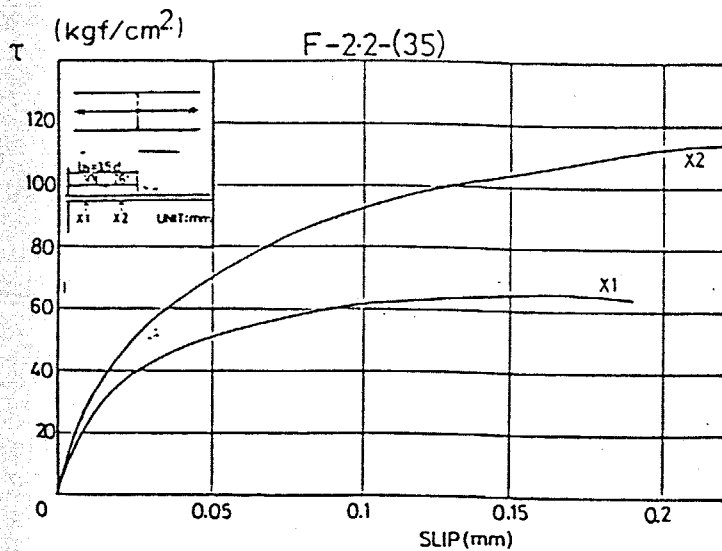


Fig. 3.23 付着応力と局部すべりの関係

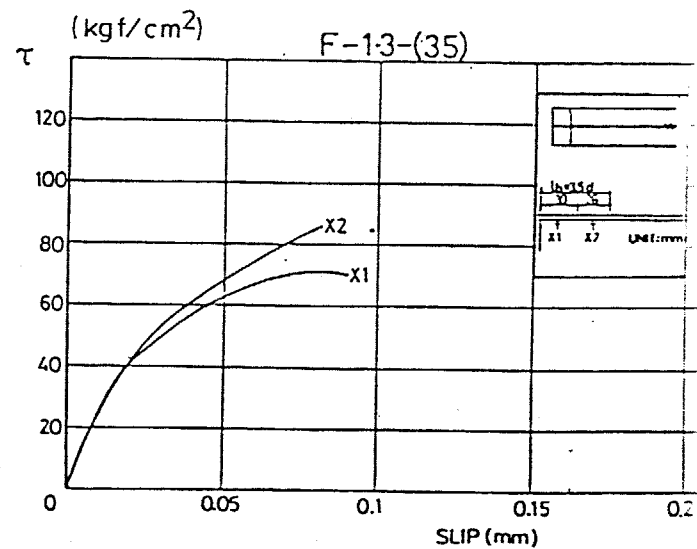


Fig. 3.24 付着応力と局部すべりの関係

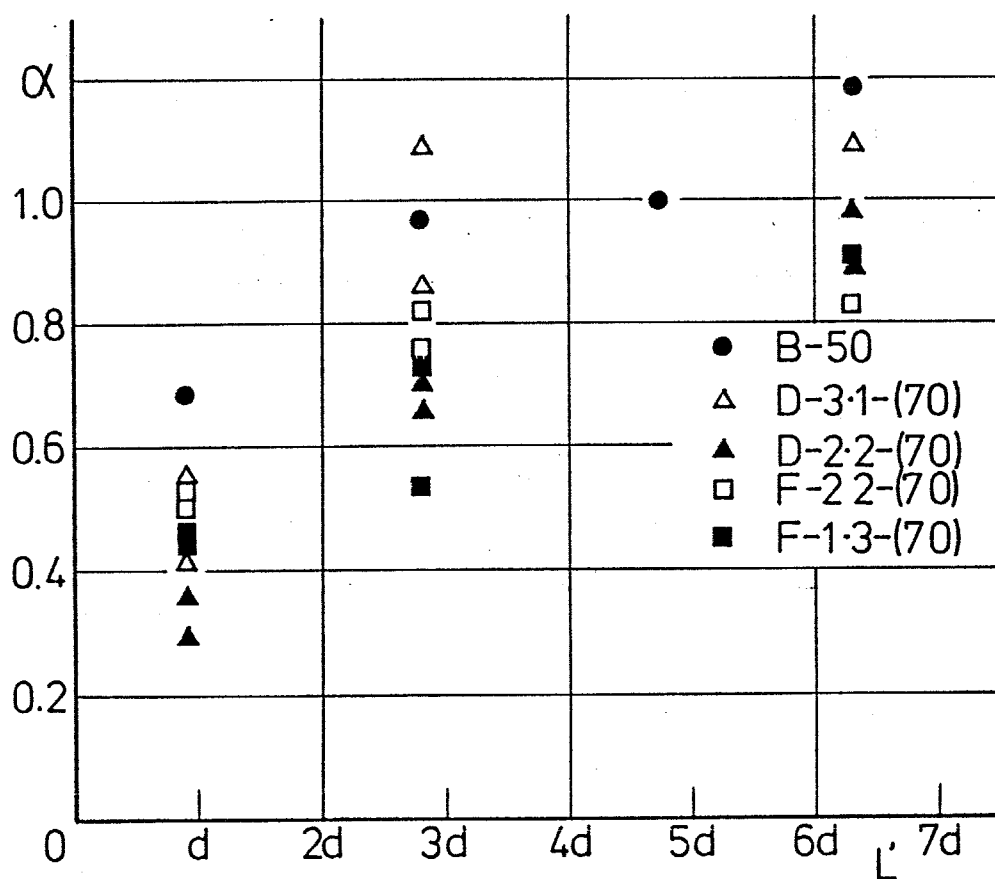
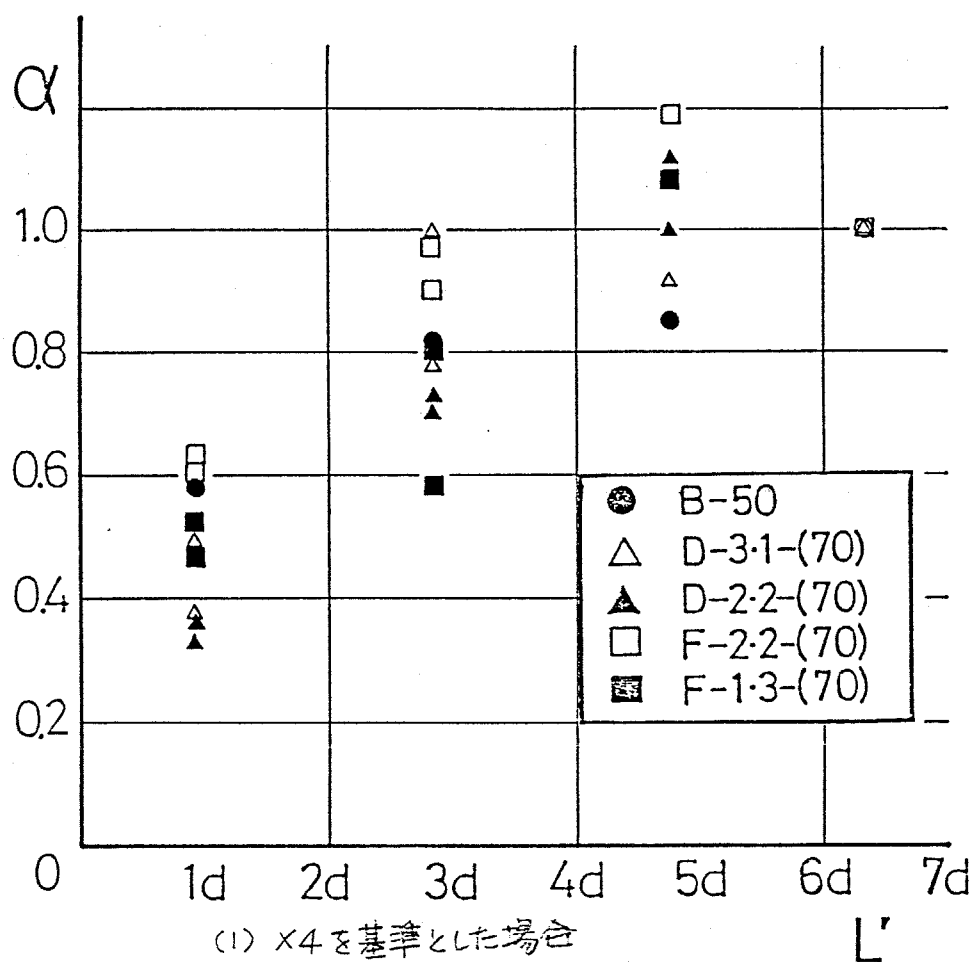


Fig. 3.25 最大付着応力度の低下と材端からの距離の関係

-(70)SERIES

- ① D-3-1-(70) 1
- ② D-3-1-(70) 2
- ③ D-2-2-(70) 1
- ④ D-2-2-(70) 2

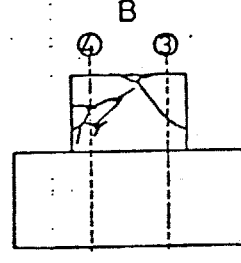
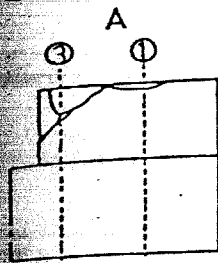
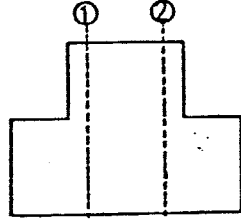
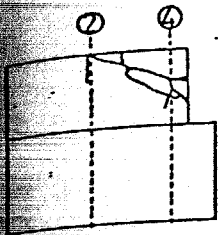
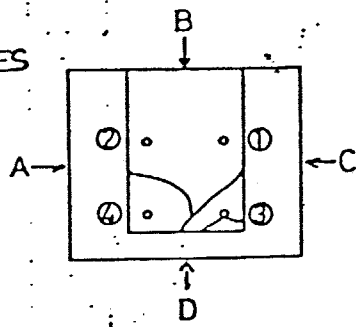


Fig. 3.26 最終の形状図

-(35)SERIES

- ① D-3-1-(35) 1
- ② D-3-1-(35) 2
- ③ D-2-2-(35) 1
- ④ D-2-2-(35) 2

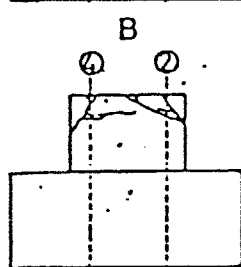
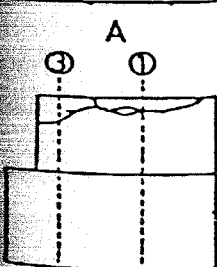
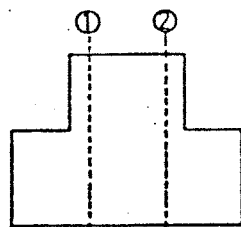
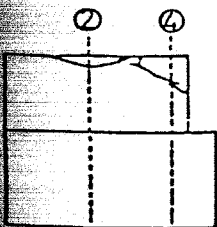
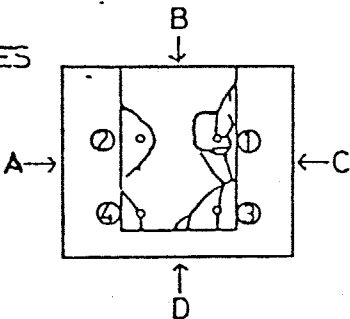


Fig. 3.28 最終の形状図

F---(70)SERIES

- ① F-22-(70) 1'
- ② F-22-(70) 2
- ③ F-13-(70) 1
- ④ F-13-(70) 2

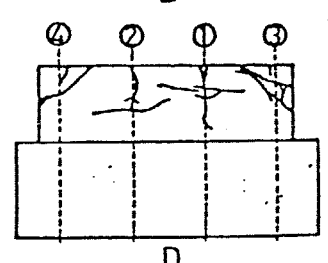
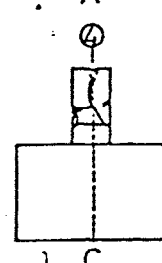
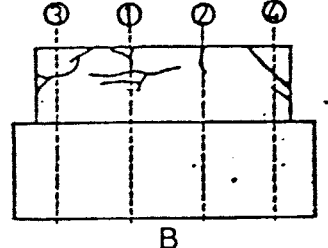
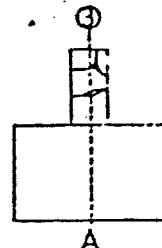
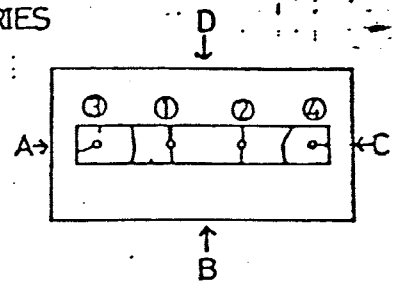


Fig. 3.27 最終の形状図

F---(35)SERIES

- ① F-22-(35) 1
- ② F-22-(35) 2
- ③ F-13-(35) 1
- ④ F-13-(35) 2

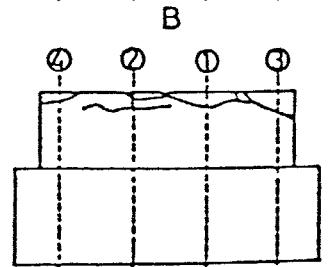
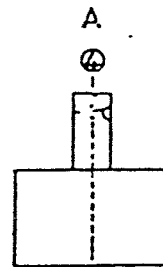
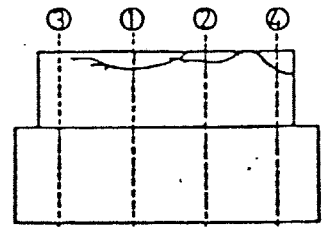
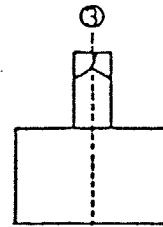
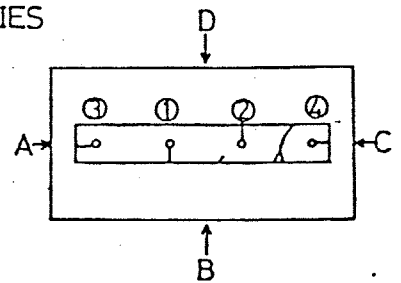


Fig. 3.29 最終の形状図

3.4 まとめ

本章においては、引抜き形の付着実験を行い、ひびわれ面を想定した材端近傍での付着応力・すべり関係を調べた。

その結果、材端近傍では最大付着応力度，付着剛性ともに内部に比べてかなりの低下がみられた。この低下を起す範囲は、材端から鉄筋公称直径の3～4倍の範囲内であり、この範囲内では、最大応力度は、材端からの距離にほぼ比例していることがわかった。

鉄筋のかぶり厚は、本実験では最少で鉄筋公称直径の2.5倍であったが、この範囲内では、最大付着応力度にはほとんど影響がなかった。

第4章 一端押込み力他端引抜き力を同時に受ける主筋の付着性状

4.1 はじめに

柱はり接合部内に通し配筋されたはり主筋の、柱はり接合部からの抜け出しに関する研究は、これまでにいくつか行われているが、多くは、接合部内の付着応力度を一定と仮定した、平均付着応力度と抜け出しに関するものであり、付着応力度・すべり関係に関するものはほとんどない。そのために、解析研究においても、柱はり接合部内の付着応力と相対すべりの関係も、いわゆる引抜き試験から得られたものを使用せざるを得ない状態にある。

本章では、柱はり接合部内における主筋の付着応力と相対すべりの関係を明らかにし、さらには、鉄筋コンクリートはり、または、柱の復元力特性が、その境界である柱はり接合部からの抜け出しによって受ける影響を明らかにするために、その基礎的実験として、一端で引抜き力、他端で押込み力を同時に受ける主筋の付着性状を調べるための実験を行っている。

2 付着実験の概要

4.2.1 試験体および使用材料

試験体の一覧を Table 4.1 に示す。載荷の方法、柱軸力（鉄筋軸と鉛直方向の圧縮力）の大きさ、コンクリート強度、および、鉄筋径をパラメータとした14体である。

載荷方法の押引正負は、鉄筋の片側に押込み力を作用させ、他方にそれと同じ大きさの引抜き力を作用させて正負交番繰返し載荷を行なったものである。押引片振は、片側押込み力、他方引抜き力で片振の繰返し載荷を行なったものである。片引正負は、片側引抜き力、他方自由端として正負交番繰返し載荷を行なったもの、両引両押は、両側に引抜き力を作用させ、除荷後に両側に押込み力を作用させたものである。

軸力は、柱軸力として鉄筋材軸と直交方向に載荷し、平均軸方向圧縮力として、 30 kgf/cm^2 を標準として、 90 kgf/cm^2 、 0 kgf/cm^2 と変化させた。コンクリート強度は 270 kgf/cm^2 を標準として、 200 kgf/cm^2 、 320 kgf/cm^2 を目標としたものでも行なった。鉄筋には、D16 を標準として用い、D13、D19、および、丸鋼16中をも使用した。

試験体の配筋と断面の詳細を Fig. 4.1 に示す。試験体は柱形部分と固定用のスタッフ部分からなっている。供試鉄筋はこの柱形部分の中央を貫通している。供試鉄筋の詳細を Fig. 4.2、4.3 に示す。供試鉄筋の両側には、引抜き力と押込み力を作用させるために、

鉄板を溶接し、供試鉄筋には、軸方向にリブに沿って両側面に、幅4mm、深さ4mmの溝を切り、埋込み部30cmにわたり、50mm間隔で、ストレインゲージ(検長3mm)を貼付した。リド線は供試鉄筋の表面を乱さないように、溝内を通して外に出した。ケージのコーティングにはエポキシ系の樹脂を用いた。

供試鉄筋には、横ふし異形鉄筋のSD30と、丸鋼SR24を用いた。その力学的性質をTable 4.2に示す。溝切り加工した後の鉄筋の、引張荷重とひずみの関係をFig. 4.4に示す。これは比較的バラッキの大きい例であり、供試鉄筋はほぼこの間に入っている。溝切り加工した鉄筋の断面積は、降伏強度が加工に影響を受けないとして計算したが、使用した供試鉄筋の引張荷重とひずみ関係の弾性時の傾き($A_s \times$ 鉄筋のヤング係数)のバラッキは、±3%以下だった。

コンクリートは普通ポルトランドセメント、川砂利、川砂を使用しており、打設は平打ちで行った。各試験体の実験時のコンクリート強度をTable 4.1に記載した。

4.2.2 加力および変形測定の方法

加力方法をFig. 4.5に示す。供試鉄筋の両端に溶接した鉄板を、加力フレームとボルト接合し、油圧ジャッキで加力フレームを押すことにより、供試鉄筋に押込み力、引抜き力を作用させた。荷重はジャッキ先端のロードセルで検出した。

柱軸力は柱形断面の中心に作用させた。

Fig. 4.6 に示すように、供試鉄筋露出部の柱面から 15mm 離れた位置に鋼製の羽根を固定し、コンクリートに埋め込んだボルトに固定した。両側それぞれ 2 個のダイヤルゲージによりこの羽根の変位を測定し、これを鉄筋のコンクリートに対する拔出し量（めり込み量も含めて）とした。

載荷は、荷重制御とし、載荷履歴は、No. 3, 4, 7 を除いては Fig. 4.7 のように行うのを原則とした。

Table 4.1 試験体一覧表

No	記 号	F _c kgf/cm ²
	*1 *2 *3 *4 *5 *6	
1	D16-270-30-押引正負-3- 5	270
2	D16-270-30-押引正負-3- 5	274
3	D16-270-30-押引正負-6- 1	237
4	D16-270-30-押引片振-3- 5	266
5	D16-270-30-片引正負-3- 5	262
6	D16-270-30-両引両押-3- 5	272
7	D16-270-30-押引正負-3-10	270
8	D16-270- 0-押引正負-3- 5	286
9	D16-270-90-押引正負-3- 5	275
10	D16-200-30-押引正負-3- 5	203
11	D16-320-30-押引正負-3- 5	322
12	16φ-270-30-押引正負-3- 5	216
13	D19-270-30-押引正負-3- 5	227
14	D13-270-30-押引正負-3- 5	229

*1 Nominal diameter

*2 Specified concrete strength (kgf/cm²)*3 Average axial stress of column (kgf/cm²)

*4 Loading pattern

*5 Number of stage for cyclic loading

*6 Number of cycles of a stage

Table 4.2 使用鉄筋の力学的性質

Bar	Grade	Ungrooved Bar				Sectional Area of Grooved Bar
		Sectional Area	Yield Strength	Maximum Strength	Elongation	
D16	SD30	1.99 cm ²	3.79 tf/cm ²	5.53 tf/cm ²	19.0 %	1.60 cm ²
D19	SD30	2.87	3.94	5.71	26.5	2.37
D13	SD30	1.27	4.12	5.83	19.5	1.14
16 φ	SR24	2.01	3.05	4.51	33.0	1.62

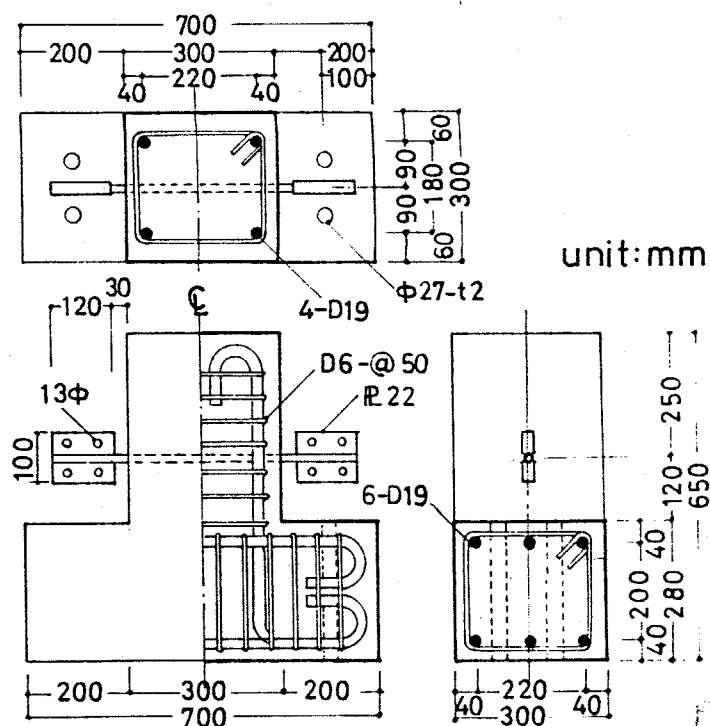


Fig. 4.1 試験体配筋，断面の詳細

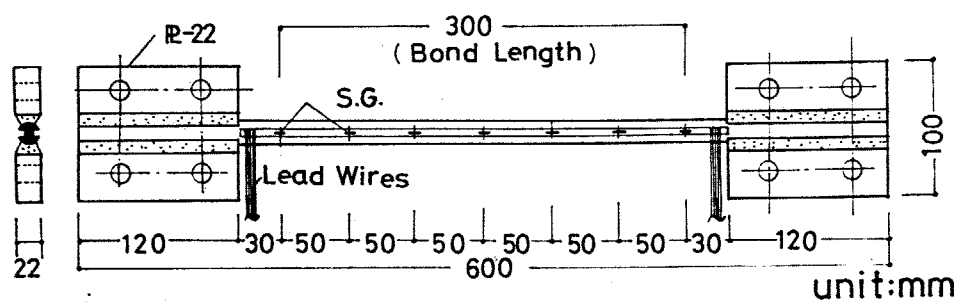


Fig. 4.2 供試鉄筋詳細図

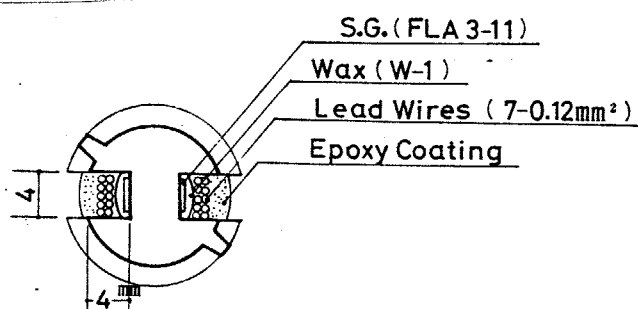


Fig. 4.3 供試鉄筋断面詳細図

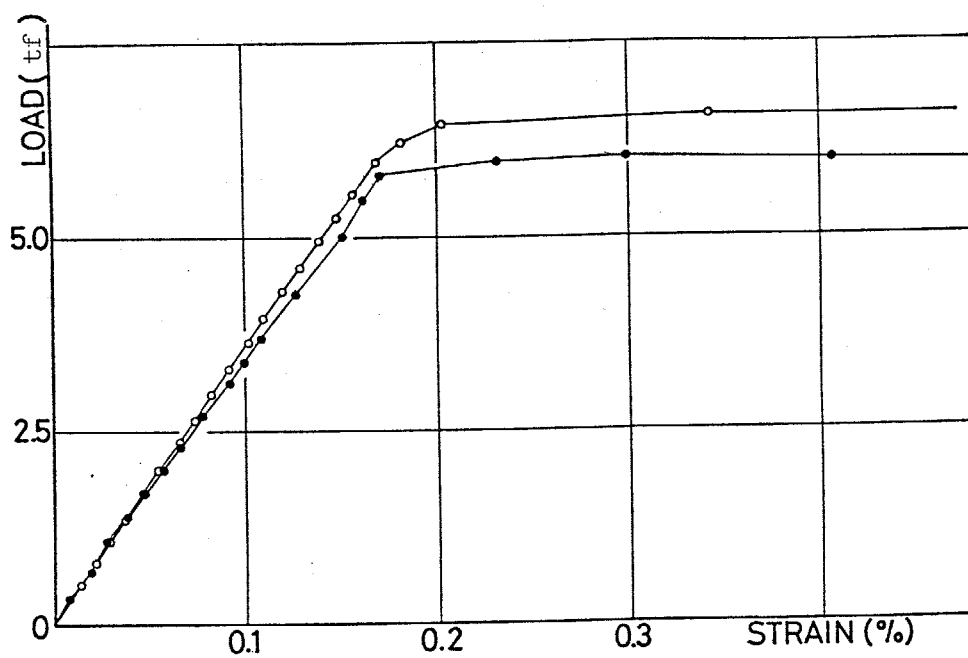


Fig. 4.4 溝切り加工鉄筋の引張力とひずみの関係

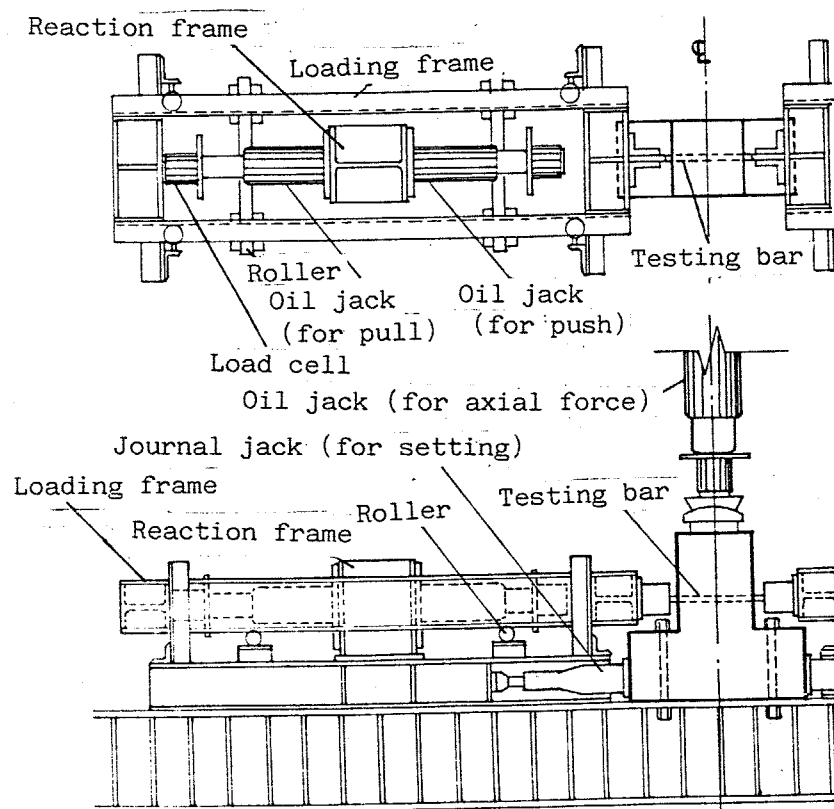


Fig. 4.5 加力装置

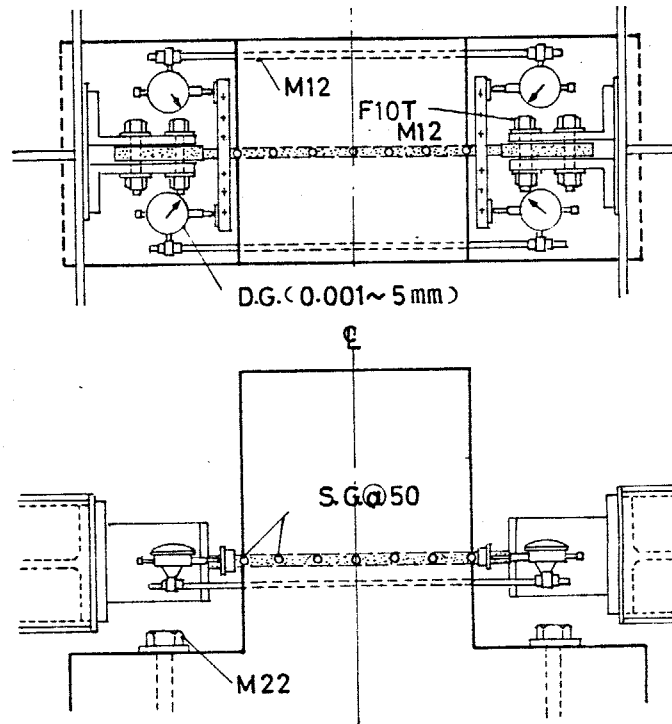


Fig. 4.6 変位 (板出し量) 測定装置

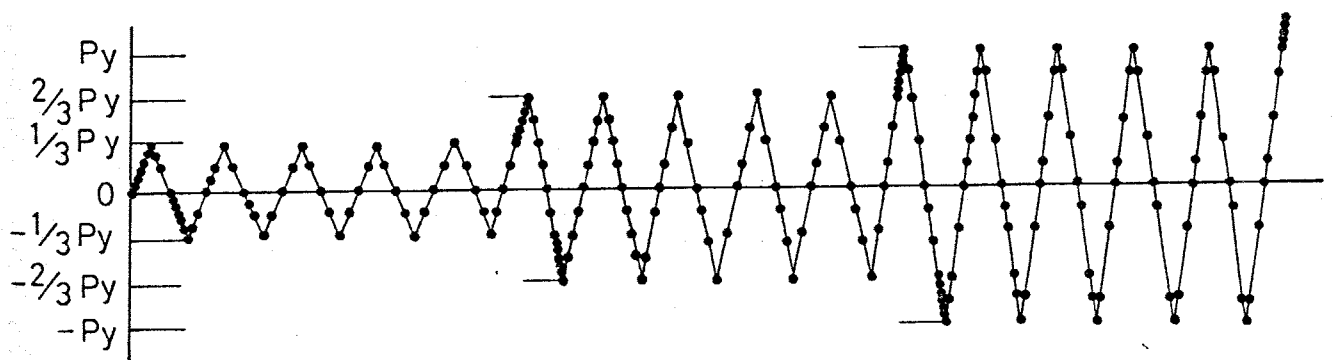


Fig. 4.7 載荷履歴

4. 3 拔出し量に関する検討.

4. 3. 1 載荷方法, 載荷履歴の影響

ダイヤルゲージにより測定した、鉄筋の柱面から 15mm 離れた位置でのコンクリート柱面に対する鉄筋の相対すべりを拔出し量(Δ_1, Δ_2)とした。

各試験体の荷重と拔出し量の関係をFig.4.8に示す。

Fig.4.9に、載荷方法の異なるNo.2, 4, 5, 6の繰返し回数と拔出し量(Δ_1)の関係を示す。

片引き試験体(No.5)は押引試験体(No.2)に比べると、正荷重側の包絡線はあまり違いはみられず、繰返しによる拔出しも、 $P \cong P_y$ での繰返しまではほとんど同じである。しかし、 $P \cong P_y$ での繰返しでは、No.2が安定せず拔出してくるのに対し、No.5は安定した $P_1(P_2) - \Delta_1$ 曲線を描き、残留すべり量も少なくなっている。

押引片振(No.4)は、 $P \cong P_y$ の繰返しの途中で供試鉄筋が引張降伏をした。Fig.4.9では引張降伏以後を黒く塗りつぶして示す。拔出し量と繰返し回数との関係において、No.4はNo.2とNo.5の中間的な性質を示している。

両引両押(No.6)は、単純ばり形式の部材実験におけるスタップ内の主筋の応力状態と類似しているが、 $P_1 - \Delta_1$ 関係において紡錘形となり、繰返しの影響もほとんど受けておらず、No.2が、 $P_1 - \Delta_1$ 関係で大きなスリップを示し、繰返しに併って拔出し量が増

加しているのとかかなり異なった性質を示している。

Fig. 4.10に、繰返し回数の異なるNo. 2, 3, 7の繰返し回数と拔出量の関係を示す。繰返し数の最も多いNo. 7は、他の2体と比べて拔出量も多くなっている。No. 3は、 $\frac{1}{6}P_y$, $\frac{1}{3}P_y$, $\frac{1}{2}P_y$, $\frac{2}{3}P_y$, $\frac{5}{6}P_y$, ほぼ P_y で、各1回ずつの漸増繰返しを行っているが、負方向の拔出し(めり込み)量が、他の2体と比べて小さく、正負非対称なP- Δ 関係となっているが、 $P \approx P_y$ での繰返しでは、3体とも拔出量が急増している。

4. 3. 2 柱軸力の影響について

柱軸力の異なるNo. 8, 2, 9の繰返し回数と拔出量の関係をFig. 4.11に示す。

$P \approx \frac{2}{3}P_y$ での繰返しでは、柱軸力の大きいものほど拔出量も小さくなっている。しかし、 $P \approx P_y$ での繰返しでは、軸力の最も大きいNo. 9(平均軸方向応力度 90 kgf/cm^2)は、主筋が降伏していないにもかかわらず、ほかの2体よりも拔出量が大きく、 $P \approx P_y$ の繰返し中に拔出している。つまり、柱軸力は、付着応力が小さい間は鉄筋の拔出量を押える働きをしているが、付着応力がある程度以上になると逆に鉄筋周辺のコンクリートを壊す方向に作用していると考えられる。

4. 3. 3 コンクリート強度の影響について

コンクリート強度の異なるNo. 10, 2, 11の繰返し回数と拔出量の関係をFig. 4.12に示す。

No.10, 11は、 $P \approx P_y$ の繰返し中に、Fig.4.12中に黒く塗りつぶして示したように主筋が降伏したので、 $P \approx P_y$ での繰返しにおける傾向ははっきりしない。しかし、 $P \approx \frac{1}{3}P_y$, $\frac{2}{3}P_y$ での繰返しではコンクリート強度の小さなものほど拔出し量は大きく、特にNo.10 ($F_c = 203 \text{ kgf/cm}^2$)の拔出し量が大きい。

4. 3. 4 鉄筋径の影響について

使用鉄筋の異なるNo.13, 2, 14の繰返し回数と拔出し量の関係をFig.4.13に示す。丸鋼を使用したNo.12は第1サイクル ($P \approx \frac{1}{3}P_y$)で抜出したため省略したが、柱形部分の付着応力度分布を一樣と仮定してみると、最大付着応力度は 19.9 kgf/cm^2 となっていた。

D13を使用したNo.14は、 $P \approx P_y$ の繰返し中に主筋が降伏したので、それ以後の繰返しを黒く塗りつぶして示したが、No.2とほとんど変わらない性状を示した。D19を使用したNo.13は、 $P \approx \frac{2}{3}P_y$ の繰返し中に抜け出してしまった。No.13, 14はコンクリート強度が目標とした強度よりも低く、それぞれ、 227 kgf/cm^2 , 229 kgf/cm^2 であったので、No.2 ($F_c = 274 \text{ kgf/cm}^2$)よりもコンクリート強度の近いNo.10 ($F_c = 203 \text{ kgf/cm}^2$)と比較してみると、鉄筋径の細いものほど拔出し量は小さい結果となっている。

柱形内の付着応力度については、詳しくは後述するが、ここで柱形内部の付着応力度が一樣であるとする、D19, 16, 13の、 $P \approx \frac{2}{3}P_y$ での付着応力度は、それぞれ、約 30 kgf/cm^2 , 53 kgf/cm^2 , 50 kgf/cm^2 となっており拔出し量の大きい順となっている。さらに、

これをコンクリート強度で除して無次元化すると、No.13, 10, 2, 14で、それぞれ、約0.31, 0.26, 0.19, 0.22となっており、これも $P \div P_y$ での抜き出し量の大きさの順とほぼ同じであることから鉄筋径の影響はすなわち付着応力度の大きさの影響とも考えることができる。

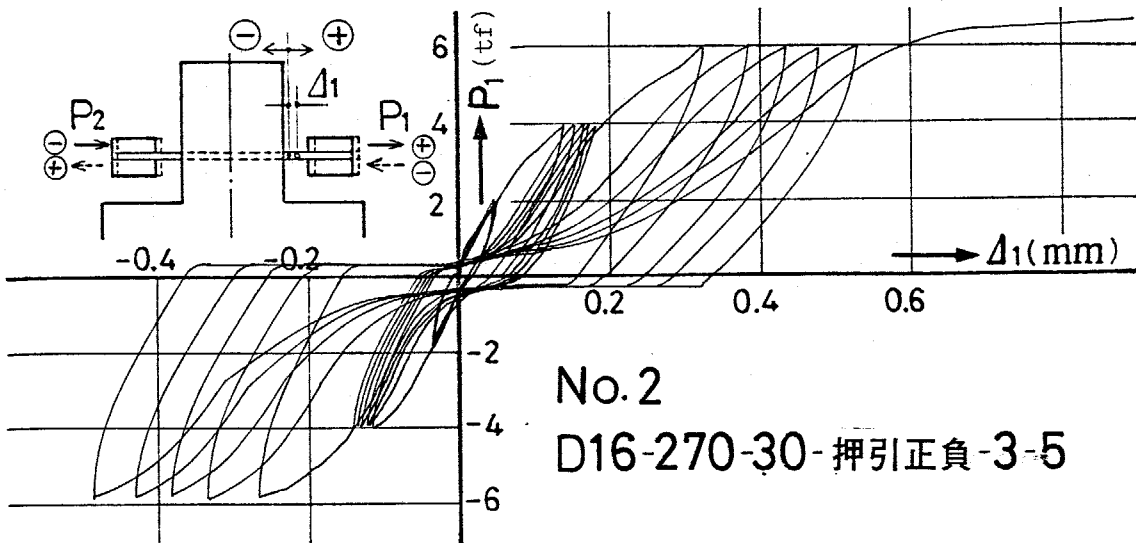


Fig. 4.8.1

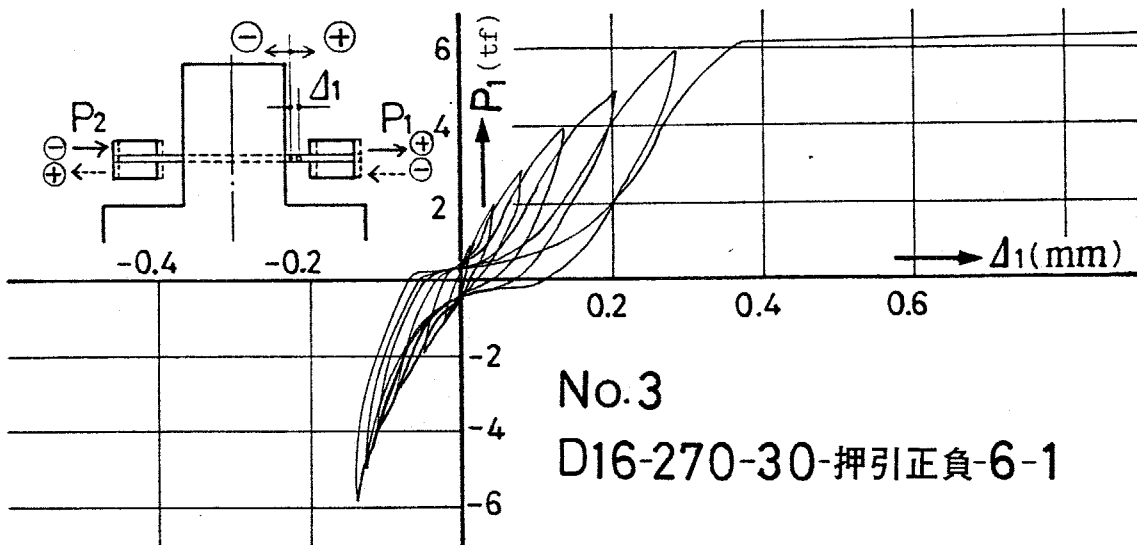


Fig. 4.8.2

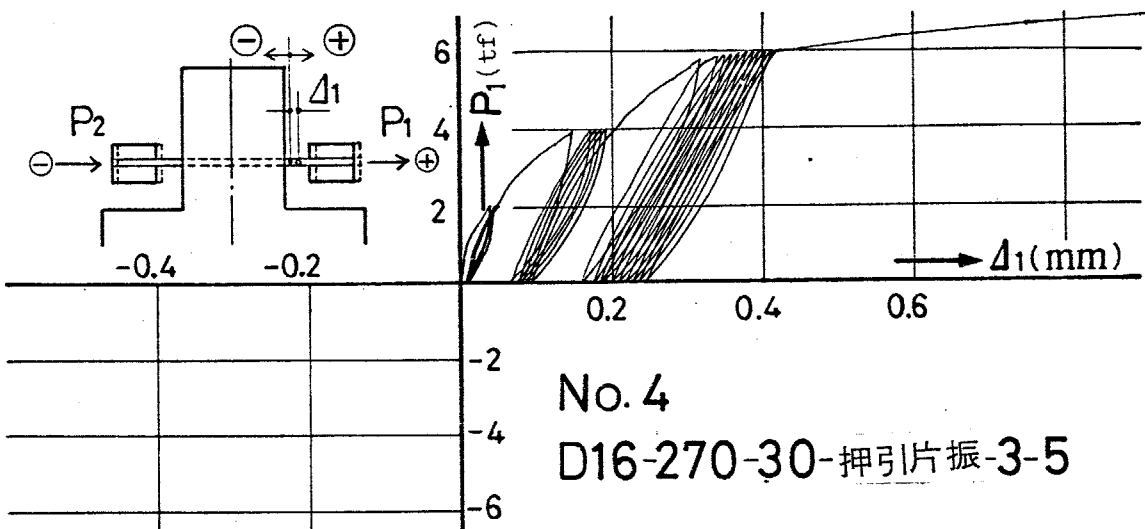


Fig. 4.8.3

Fig. 4.8 荷重・拔出し量関係

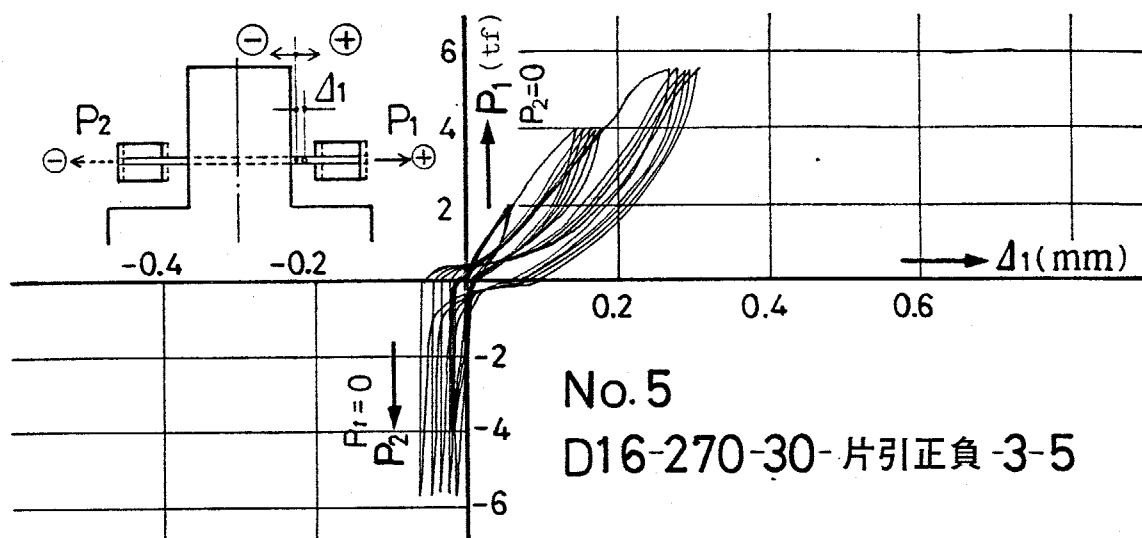


Fig. 4.8.4

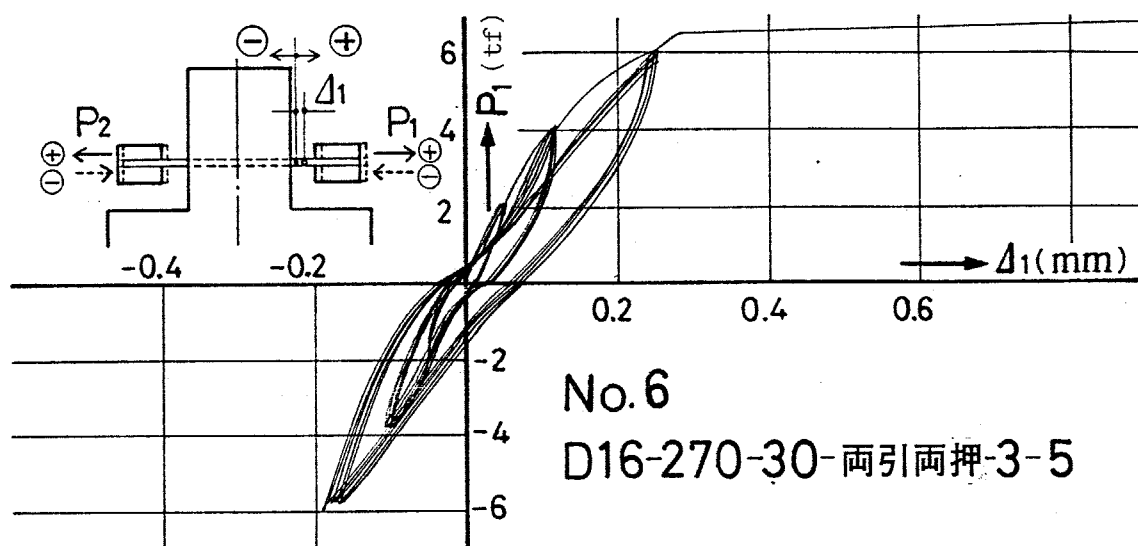


Fig. 4.8.5

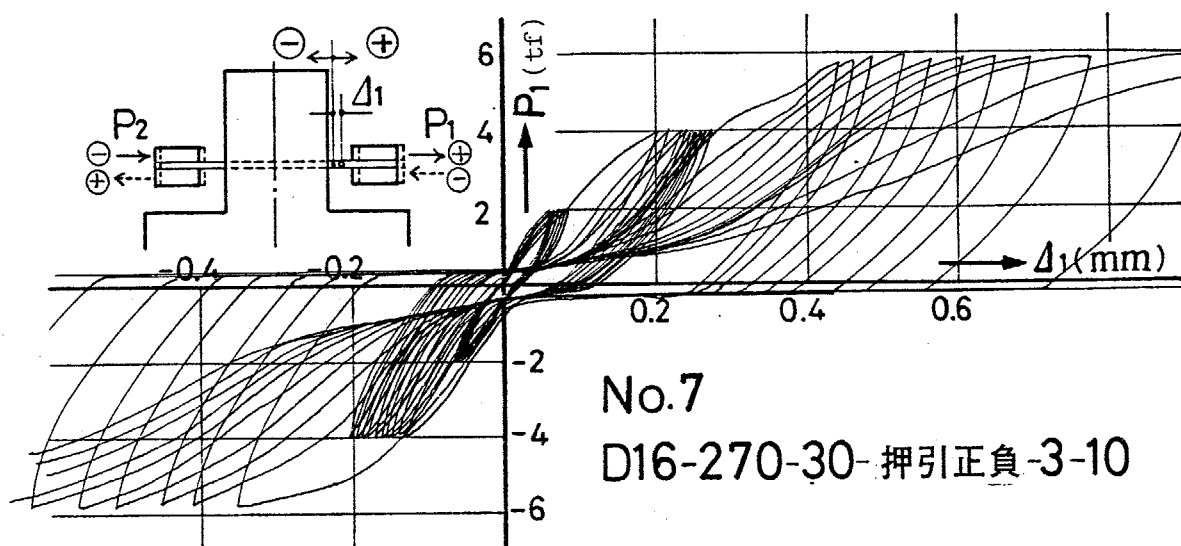


Fig. 4.8.6

Fig. 4.8 荷重・変位量関係

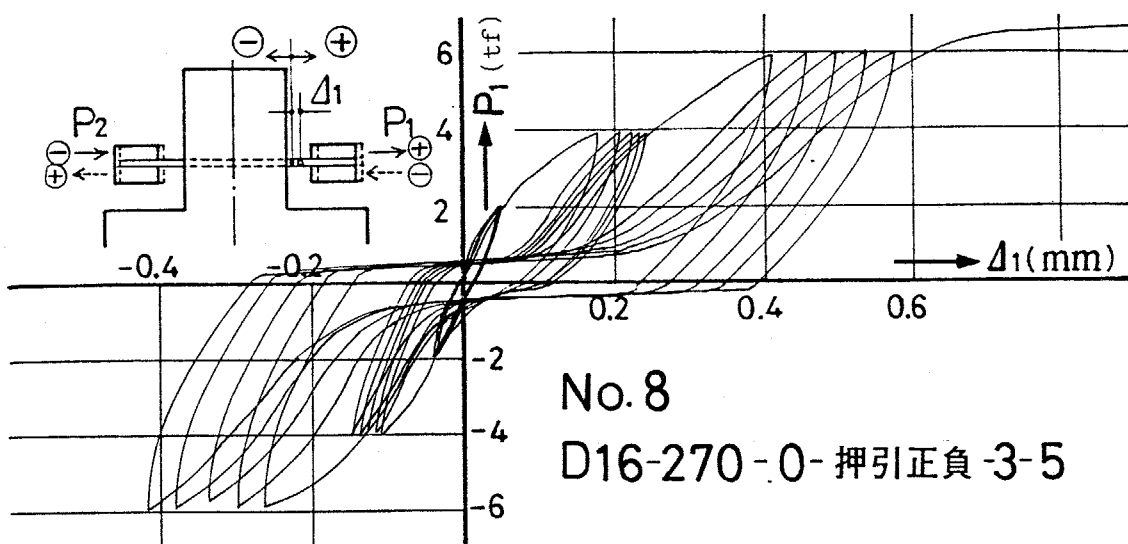


Fig. 4.8.7

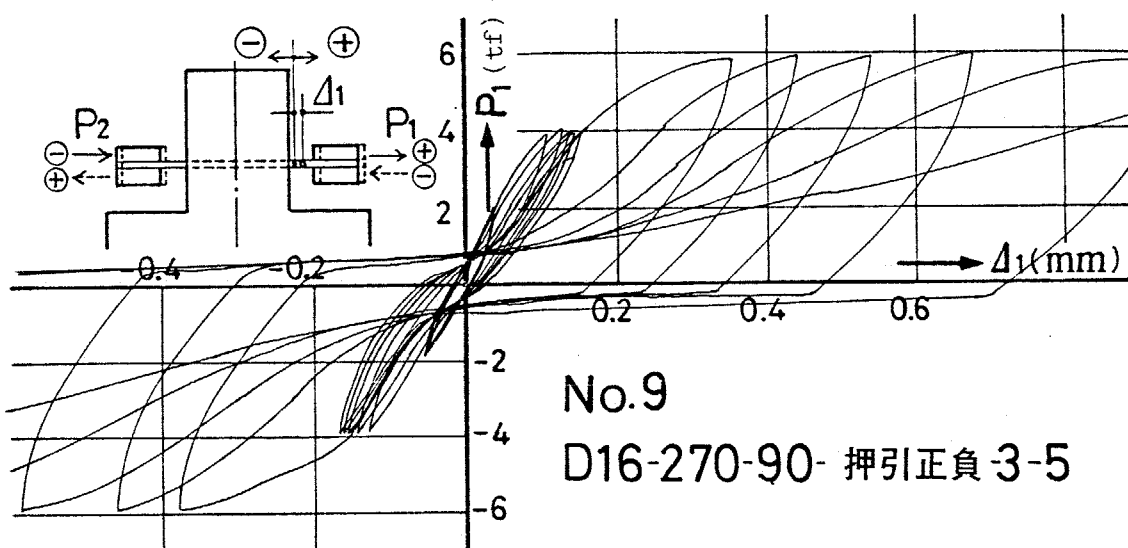


Fig. 4.8.8.

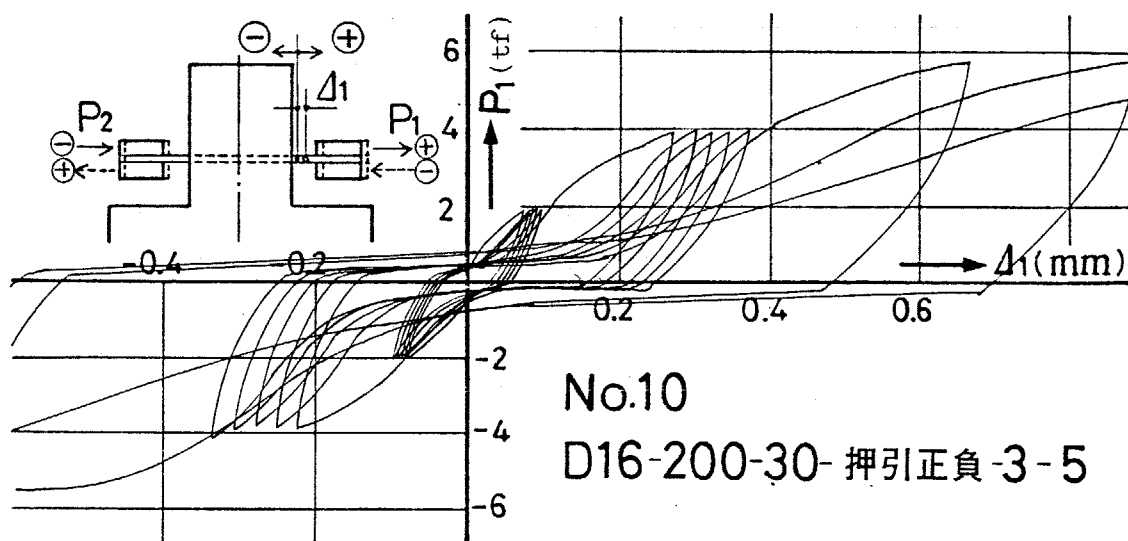


Fig. 4.8.9

Fig. 4.8. 荷重・変位と量関係

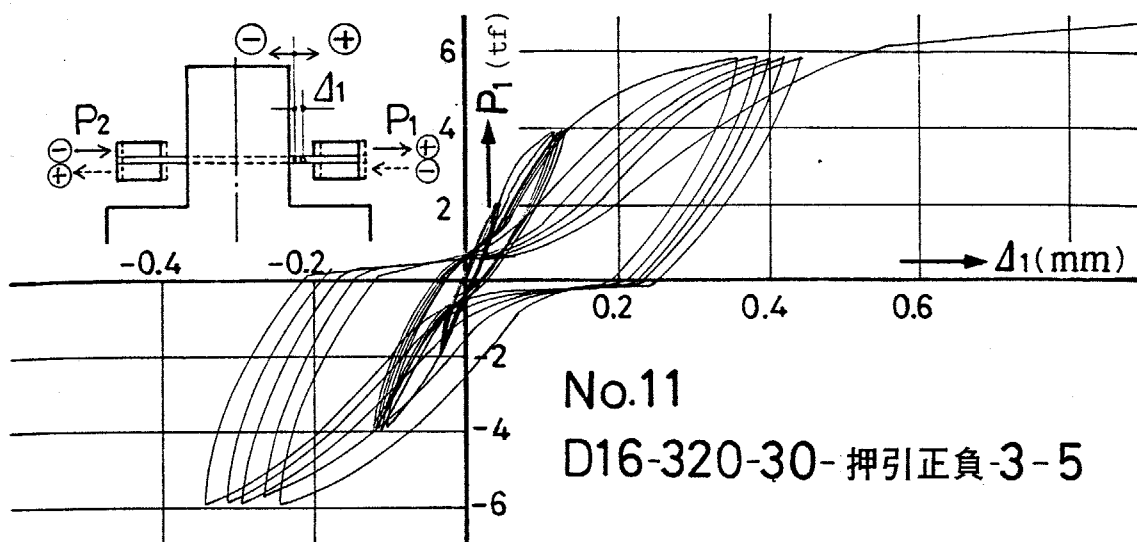


Fig. 4.8.10

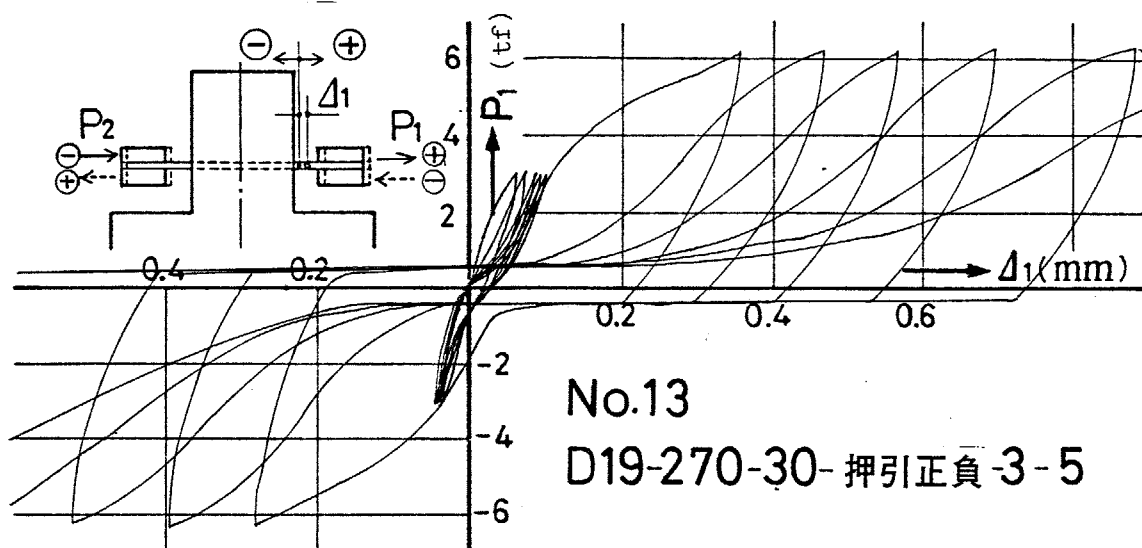


Fig. 4.8.11

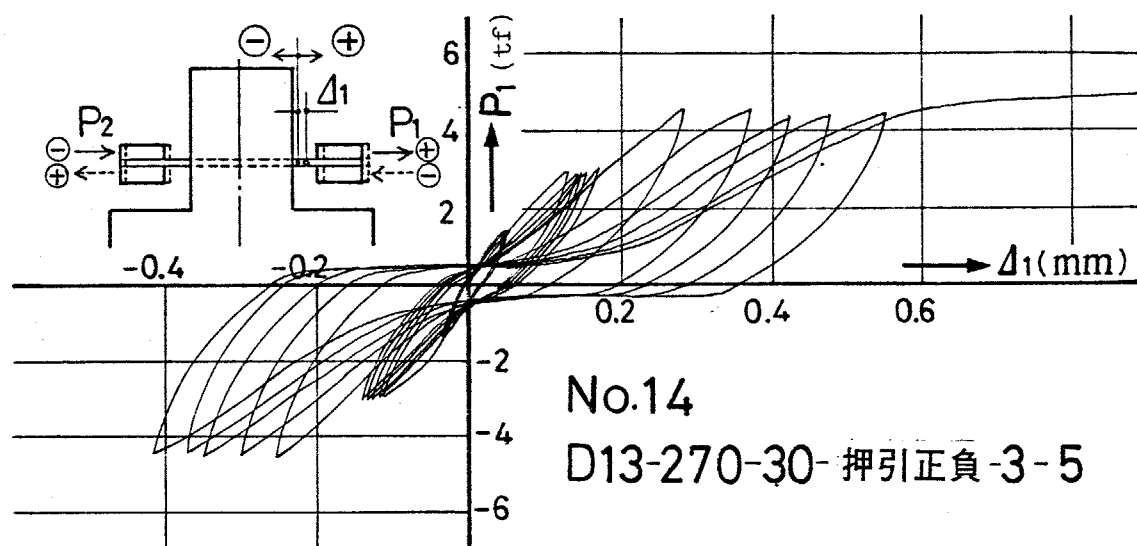


Fig. 4.8.12

Fig. 4.8 荷重・変位量関係

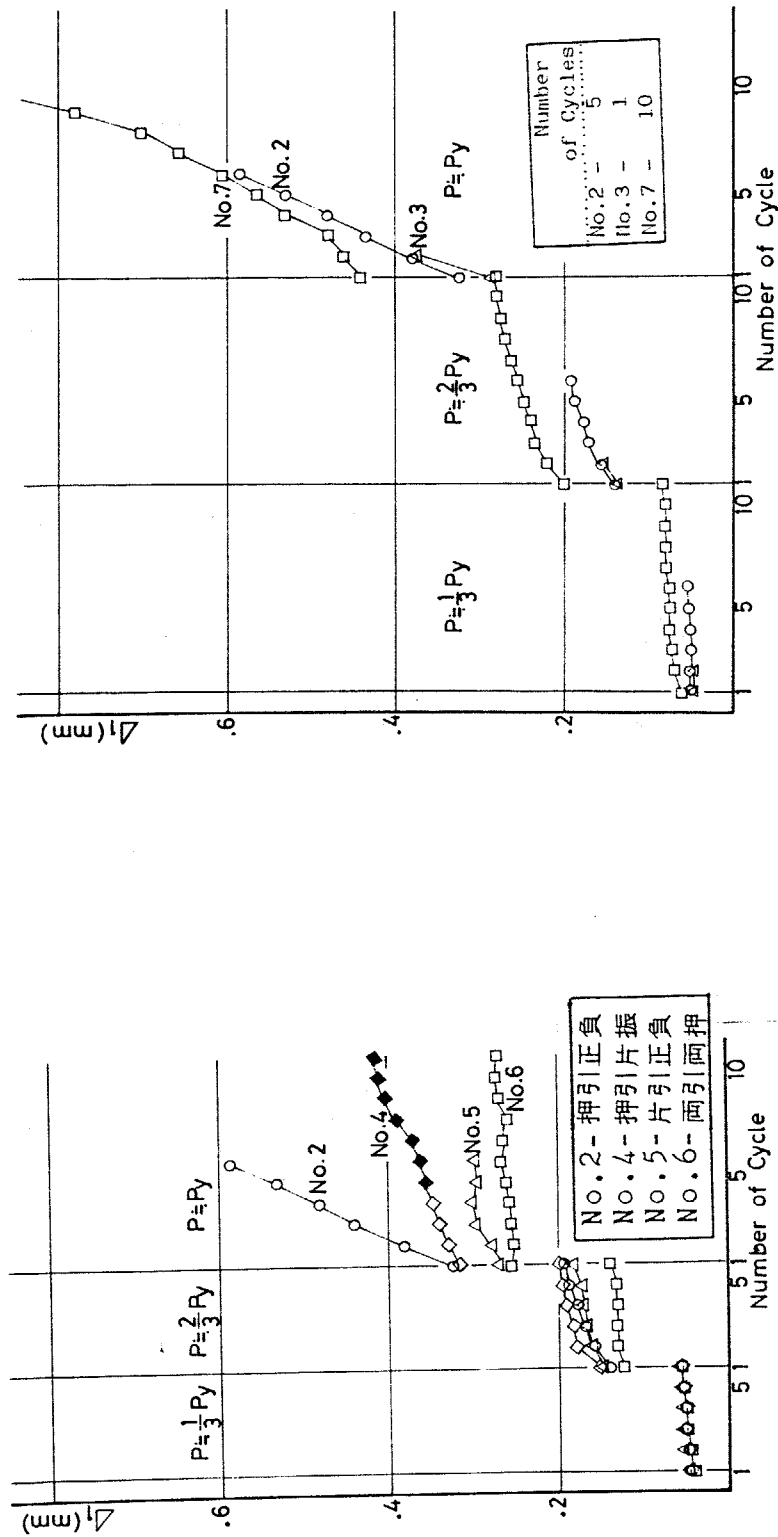


Fig. 4.9 載荷方法の影響
(繰返し回数と変位量の関係)

Fig. 4.10 繰返し回数の影響
(繰返し回数と変位量の関係)

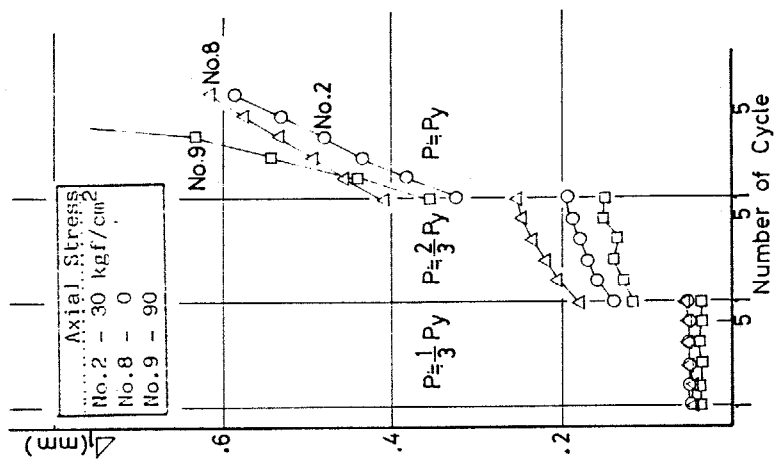


Fig. 4.11 柱軸力の影響
(繰返し回数と拔出し量の関係)

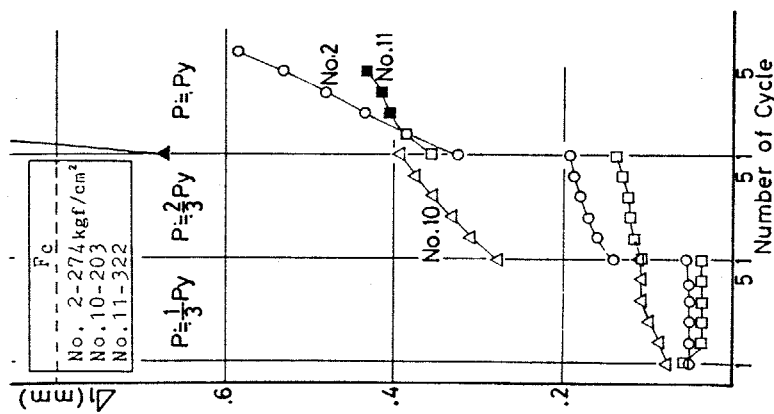


Fig. 4.12 コンクリート強度
の影響(繰返し
回数と拔出し量の
関係)

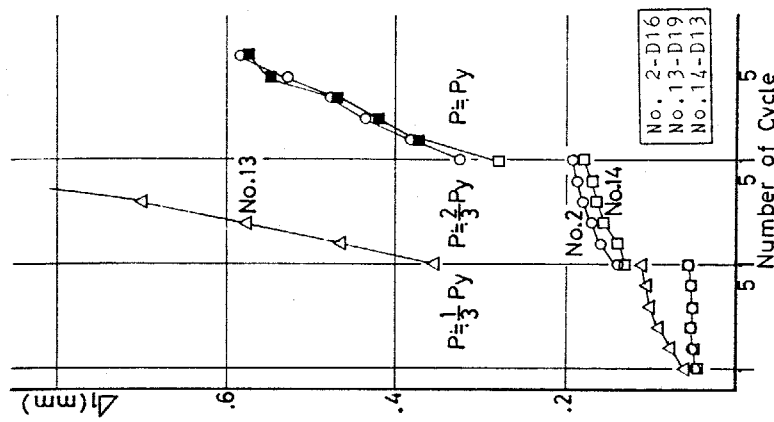


Fig. 4.13 鉄筋径の影響
(繰返し回数と拔
出し量の関係)

4 付着応力と相対すべりの関係について

4.4.1 局部付着応力度と局部すべり

Fig. 4.2 で示したように柱形内部で 50mm 間隔で 7 点のひずみ測定を行い、Fig. 4.6 で示したように 2 点で抜出し量を測定した。

それらの関係は、Fig. 4.14 で示される。

各測点でのひずみから各位置での鉄筋の負担力を求め、負担力の差を周長と測点間距離 (50mm) で除して、各測点間の平均付着応力度を計算し、局部付着応力度 (τ_x , x は端部から測点間中央までの距離を mm で表わしたもので、 $x = 25, 75, 125, 175, 225$ となる) とした。周長は、一応エポキシ充てん部分も有効として、公称周長とした。

各測点間中央での鉄筋とコンクリートの局部すべり (S_x) は次のようにして計算した。

コンクリートの鉄筋軸方向のひずみを無視すると、引抜き端すべり (Δ_1) と押込み端すべり (Δ_2) とから、

$$S1_x = \Delta_1 - 15\varepsilon_1 - \int_0^x \varepsilon dx \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$S2_x = \Delta_2 + 15\varepsilon_7 + \int_x^{300} \varepsilon dx \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

が計算できるので、

$$S_x = (S1_x + S2_x) / 2$$

とした。

すなわち、 S_{25} の場合、Fig. 4.14 に示すように、 Δ_1 から斜線部の面積を減じたものが $S1_{25}$ となり、 Δ_2 に斜線部以外の鉄筋のひずみ

の面積を加えたものが S_{25} となるので、それらの平均を $\bar{S}_{25}$ とする。No. 2 の $\bar{S}_{25}$ と S_{25} の比較を Fig. 4.15 に示すが、両者にはそれほど大きな差はみられていない。

4. 4. 2 載荷方法の影響について

Fig. 4.16 に No. 2 の材端から、25mm, 75mm, 125mm での $\tau_x - S_x$ 関係を示す。x = 25 の場合、付着応力と相対すべりの関係が正負で非常に異っており、原点に対し非対称となっているのに対し、x = 75, 125 では、原点に対しほぼ対称な $\tau_x - S_x$ 関係となっている。また、 $\tau_{75} - S_{75}$ 関係、 $\tau_{25} - S_{125}$ 関係はほぼ同じ履歴曲線となっている。

載荷履歴の異なる No. 4, 5, 6 の $\tau_{25} - S_{25}$ 関係を Fig. 4.17, 4.18, 4.19 に示す。押引片振 (No. 4) は、繰返しによるすべりの増加が No. 2 に比べて少ない。片引正負 (No. 5) は、付着応力の小さなところで多数回の繰返しを受けているが、すべりはあまり大きくならない。両引両押 (No. 6) は、包絡線が No. 2 と似ており、引抜かれるときと押込まれるときとは異った形状をしているが、すべりは大きくならない。

No. 2 以外は、付着応力度もあまり大きくならず、すべりも小さいうちに終了しており、Fig. 4.9 の結果と一致している。

4. 4. 3 材端からの距離の影響、繰返しの影響について

繰返し回数各 1 回漸増載荷 (No. 3) の $\tau_x - S_x$ 関係の正側包絡線を Fig. 4.20 に示す。初期剛性は x による相異はみられない。引抜端 x = 25 では、低い付着応力で大きな剛性低下が生じ始め、最大付

着応力度も小さい。 $x=275$ の押込み端では、剛性低下も少なく最大付着応力度も大きい。 $x=75\sim225$ までは、ばらつきはあるが、 $x=25$ と $x=275$ の $\tau_x - S_x$ 関係の中間にほぼまともっており、 $S_x=0.1/mm$ 前後ではほぼ同じ最大付着応力度と達している。このことは、第3章で述べた、引抜試験において付着応力と相対すべりの関係が枝端からの影響を受けるのは、枝端からの距離が鉄筋径の3.5~4倍の範囲内（D16の場合 $x=56\sim64mm$ まで）であるという結果と一致している。

Fig.4.21はNo.2の例であり、破線は繰返しの各頂点を結んだ線である。 x が違えば、繰返しを受ける付着応力度が異なってしまう。 $x=75\sim225$ では、 $x=25, 275$ よりも低い付着応力で繰返しを受けているため、直接の比較はしにくい。が、 $x=275$ では、付着剛性の低下が他のものより少なく、最大付着応力度も大きくなっている。 $x=25$ では、 $S_x=0.1/mm$ までは、 $x=75\sim225$ よりやや剛性が高いが、最大付着応力度はほぼ同程度となっている。

Fig.4.22に繰返し回数の多い例（No.7）を示す。Fig.4.21と同様に $x=275$ の場合が付着剛性の低下も少なく最大付着応力度も高い。

引抜端では、内部よりも付着劣化が著しいものの、5回以上の繰返しを受けると、付着劣化は内部に進行し、引抜端と内部との差はあまりみられなくなっていく。そこで、Fig.4.23に示すように、No.2の $\tau_x - S_x$ 関係を、 $x=275$ とそれ以外の2つに分け、それぞれを3本の折れ線に近似した。実線のモデルⅠは、それぞれの

包絡線の上限を通るように近似した場合で、破線のモデルⅡは、繰返しの最後のピークの下限を通るように近似した場合である。

このモデルⅠ，モデルⅡを用い、No.2の荷重抜き出し量関係の計算を行った。計算手順を次に示す。

(i) 供試鉄筋をFig.4.14の Δ_1 ， Δ_2 の測定点，および，各ひずみ測定点の中央で分割，合計7分割する。

(ii) 各分割要素の中では、ひずみ一定とし、コンクリートのひずみは0とする。

(iii) P_1 ， P_2 を与え， Δ_1 を仮定する。

(iv) P_1 から ε_1 が定まり， Δ_1 と ε_1 から S_{25} が求まる。((4.1)式)

(v) Fig.4.23のモデルⅠ，またはⅡを用い， S_{25} から τ_{25} を定め， P_1 と τ_{25} から $X=75$ における鉄筋の負担力，すなわち， ε_2 を計算する。

(vi) 順次， $\varepsilon_3 \sim \varepsilon_7$ を求め，計算上の P_2 を求める。

(vii) 与えた P_2 と計算上の P_2 が一致するまで(iii)～(vi)を繰返す。今回は $|(与えたP_2 - 計算上のP_2)| / 与えたP_2 \leq 0.01$ となるまで繰返し計算を行った。

Fig.4.24に計算結果と実験結果の比較を示す。実線は繰返し1回目の履歴を、破線は5回目の履歴を示す。モデルⅠは実線と、モデルⅡは破線のピークとよく一致している。押込み力と引抜き力を同時に受ける鉄筋の付着応力すべり関係を、Viwathanatepaら¹⁻⁹⁾が押込み端，引抜き端，内部と3種に分類しているのに対し、多

図の繰返しを受ける場合には、押込み端とそれ以外の2つにまわめてしまっても荷重抜出し量の関係の計算結果は実験結果とよく一致していた。

4. 4. 4 繰返しの影響について

繰返し回数の異なる No. 3, 2, 7 の $\tau_x - \delta_x$ 関係の正側包絡線の比較を Fig. 4.25 ~ 4.27 に示す。前節の荷重抜出し量の関係においてコンクリート強度の影響がみられたので、 $\tau_x - \delta_x$ 関係のほか、 τ_x を $\sqrt{f_c}$ で除した場合と、 τ_x を f_c で除して無次元化した場合についても示した。

$X = 25$ の場合、No. 3 は他の 2 体よりコンクリート強度が低く、最初の繰返し ($P \approx 1/6 P_y$) で大きなすべりを生じたため、それ以後、No. 2 より同一の付着応力度ですべりが大きくなった。No. 2 と No. 7 を比べると、繰返し回数が多い No. 7 の方が付着剛性の低下が大きいが、最大付着応力度は 3 体ともほぼ同じであり、 $X = 125$, 275 の場合より繰返しの影響は少ない。

$X = 125$ の場合、No. 2, No. 7 は No. 3 に比べて付着剛性の低下が大きく、最大付着応力度も低いが、No. 2 と No. 7 とでは、あまり違いがなかった。

$X = 275$ の場合、 $S_{275} = 0.1 \text{ mm}$ での繰返し ($P \approx 3/5 P_y$) において、No. 7 のすべりの増加が大きく、このため、 τ_{275} が 100 kgf/cm^2 以上では、同一の付着応力度で、繰返し回数の多いものほどすべりが大きくなっていた。

結局、引抜き端では、もともと付着劣化が著るしいために、繰返しの影響はあまりなく、柱形内部では、繰返しにより付着劣化が進行してきて、5回程度の繰返しで、Fig. 4.21, 4.22にもみられたように、引抜き端と同程度まで付着剛性、最大付着応力度とも低下する。押込み端では、高い付着応力まで付着剛性の低下がみられないので、付着応力の高いところでも繰返しの影響がみられる。

4.4.5 軸力の影響について.

軸力の異なる No. 8, 2, 9 の $\tau_x - S_x$ 関係を Fig. 4.28 ~ 4.30 に示す。

$x = 25$ の場合、軸力 0 の No. 8 が、 $S_{25} = 0.15 \text{ mm}$ で、繰返しによってすべりが増加しており、また最大付着応力度もやや低いものの軸力の影響はあまりない。

$x = 125$ の場合も同様に軸力の影響はあまりみられないが、最大付着応力度が、軸力の大きいもののほど低くなっている。

$x = 275$ の場合、 $x = 25, 125$ に比べ軸力の影響が著るしく、 $S_{275} = 0.1 \text{ mm}$ 程度までは、軸力の大きいもののほど付着剛性は高かった。No. 8 は S_{275} が 0.1 mm より大きくなっても、付着剛性が他の 2 体よりも低く、最大付着応力度も最も低かった。軸力 90 kgf/cm^2 の No. 9 は、軸力 30 kgf/cm^2 の No. 2 に対し、 $S_{275} = 0.2 \text{ mm}$ 近くで逆に付着剛性が低くなり、すべりが急増している。

このように、軸力の影響は押込み端で著るしいことと、Fig. 4.20 ~ Fig. 4.22 において、 $\tau_x - S_x$ 関係の初期剛性は x によらないことが

ら、引抜き端では鉄筋が引張力によって細くなり、鉄筋のふしによろみっかかりのみで付着力が保持されているために軸力の影響も小さいのに対し、押込み端では鉄筋が圧縮力によって膨張するために鉄筋とコンクリートとの摩擦が生じ、また、鉄筋のふしとコンクリートとのふしのかみ合いも強まることから、付着剛性の低下も少なく、最大付着応力度も高くなり、それゆえに軸力の影響も著るしく表われたものと考えられる。しかし、Fig. 4.11, 4.29, 4.30 から、軸力の大きい No. 9 が No. 2 よりも早く付着破壊を生ずる傾向がみられる。軸力が大きすぎると、鉄筋周辺のコンクリートには付着による応力とあわせ、大きな応力が生じ、付着劣化が特に押込み端で早く生ずる可能性があると考えられる。柱はり接合部の場合、押込み端は、柱の曲げ圧縮域となっていることから、さらに検討する必要がある。

4.4.6 コンクリート強度の影響について、

コンクリート強度の異なる No. 10, 2, 11 の $\tau_x - S_x$ 関係を Fig. 4.31, 4.32 に示す。

$x = 25$ の場合、コンクリート強度の小さな No. 10 は、低い付着応力のうちから剛性低下が生じ、繰返しに対しても低い付着応力レベルでも大きなすべりを生じている。また、最大付着応力度もやや低い。コンクリート強度の大きな No. 11 は、No. 2 とあまり違いがなく、繰返しによるすべりの増加がやや少ない程度である。

$x = 27.5$ の場合も $x = 25$ の場合とほぼ同様である。

付着応力度をコンクリート強度の平方根で除してみると、繰返しの影響の比較的少ない、 $S_x = 0.2\text{mm}$ までの包絡線が、 $\tau_x - S_x$ 関係の場合よりも3体の差が少なくなった。付着応力度をコンクリート強度で除して無次元化すると、差はさらに少なくなった。

本実験の範囲では、付着応力度をコンクリート強度で除して無次元化したことで、コンクリート強度の影響も少なくできたと考えられる。

4.4.7 鉄筋径の影響について.

鉄筋径の異なる No.13, 2, 14 の $\tau_x - S_x$ 関係を Fig.4.33, 4.34 に示す。

D19を使用した No.13 は、No.2 に比べ、 $x = 25$ の場合には最大付着応力度がやや小さいものの、 $x = 275$ では S_{275} が $0.05\text{mm} \sim 0.2\text{mm}$ の間で剛性はほとんど変わらない。 $\tau_{275}/F_c - S_{275}$ 関係では両者はほとんど一致している。 $x = 25$ の場合、 $\tau_{25} \approx 40\text{ kgf/cm}^2$ のところで受けた繰返し ($P \approx 1/3 P_y$) の影響を大きく受け、それが最大付着応力度に影響したと考えられるのに対し、 $x = 275$ の場合では、最大付着応力度が大きいために、低い付着応力での繰返しの影響をほとんど受けていないと考えられる。D19を使用した場合、D16を使用した場合と比べ、引抜き端では剛性の低下もはやく、最大付着応力度も低くなったものの、押込み端では差はみられなかった。D13を使用した場合、小さな付着応力で主筋が降伏したため比較しにくいだが、特に異なる性状はみられなかった。

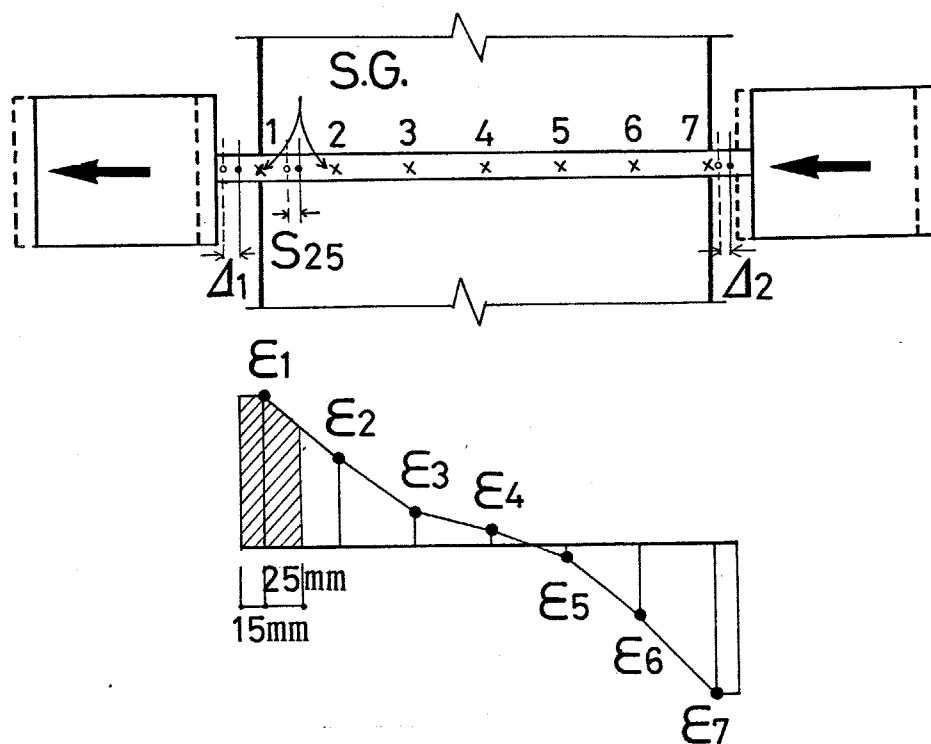


Fig. 4.14 付着応力と相対すバリの計算
のための模式図

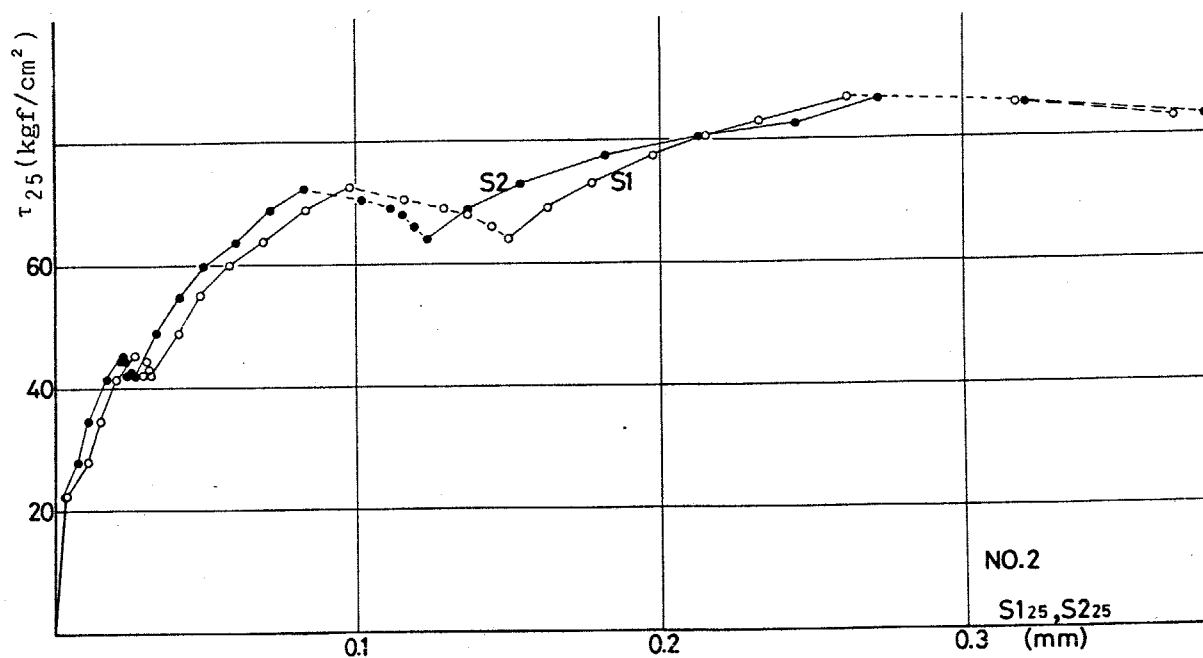


Fig. 4.15 S1 と S2 の比較 (No. 2, $x=25$)

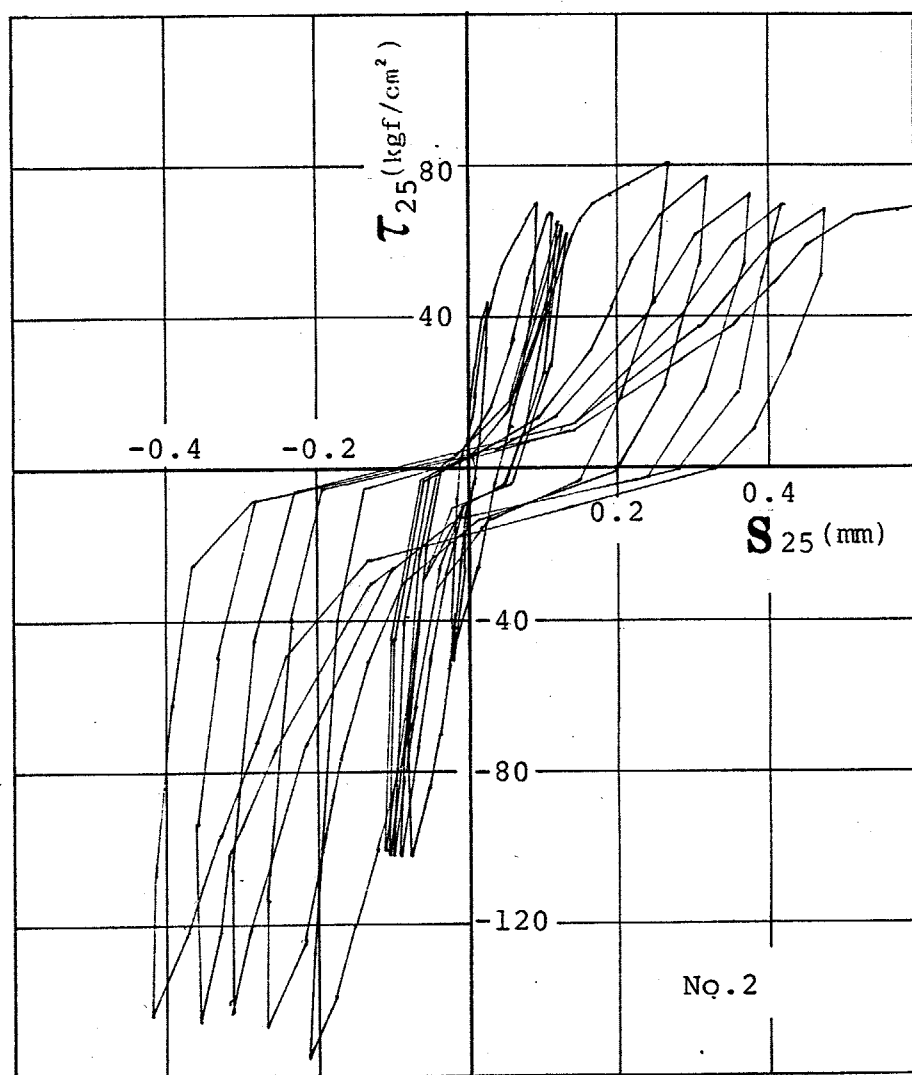
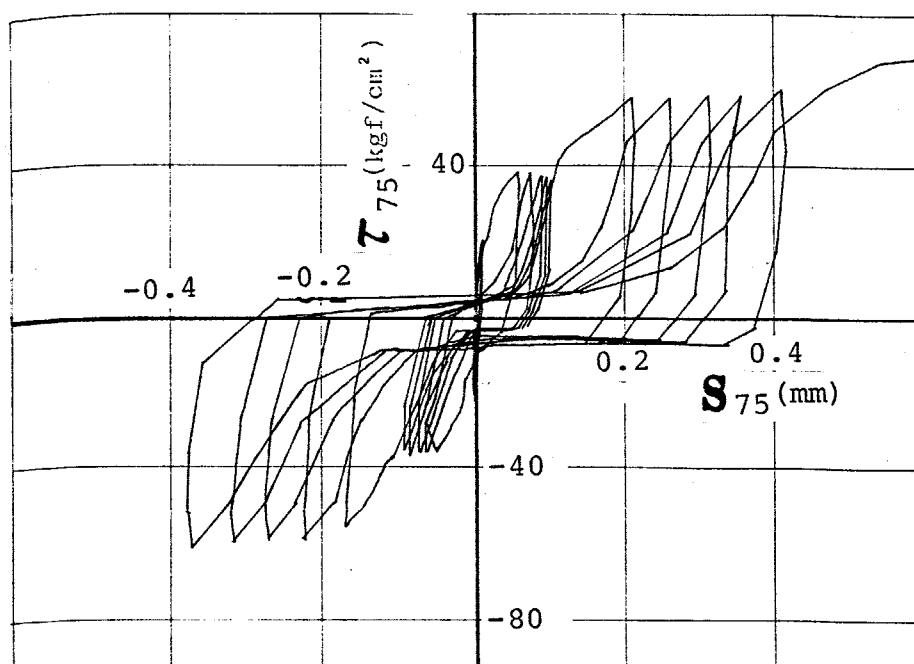
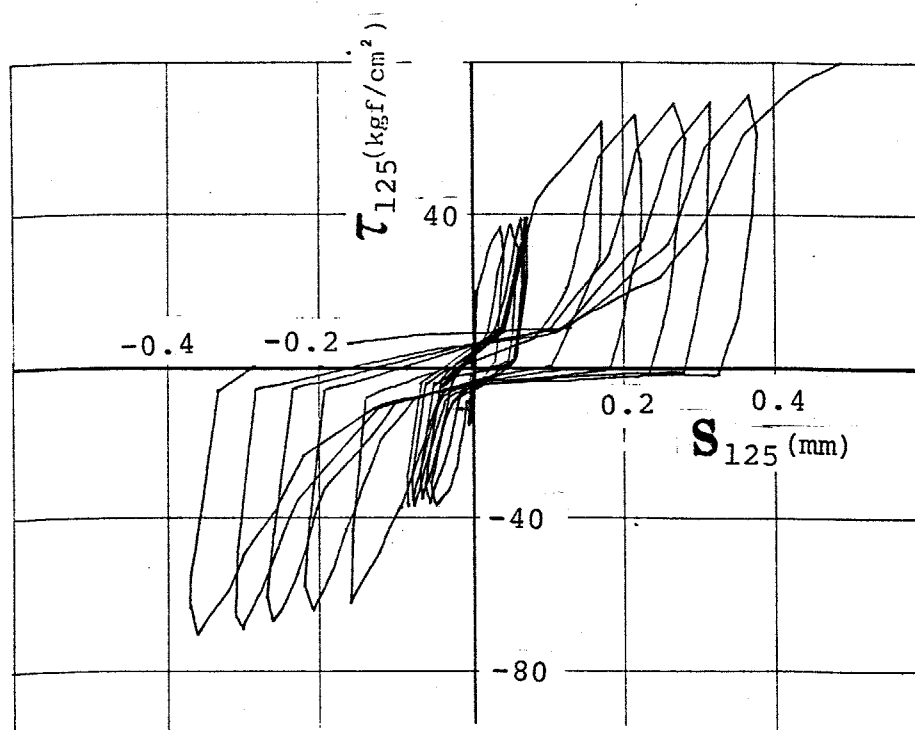


Fig. 4.16.1 $x = 25 \text{ mm}$

Fig. 4.16 $\tau_x - S_x$ 関係 (No. 2)

Fig. 4.16.2 $x=75$ Fig. 4.16.3 $x=125$ Fig. 4.16 $\tau_x - S_x$ 関係 (No. 2)

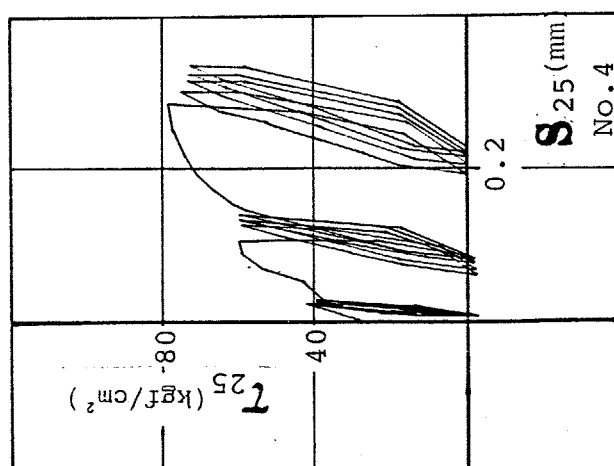


Fig. 4.17 $T_{25}-S_{25}$ 関係
(No. 4 押引片振)

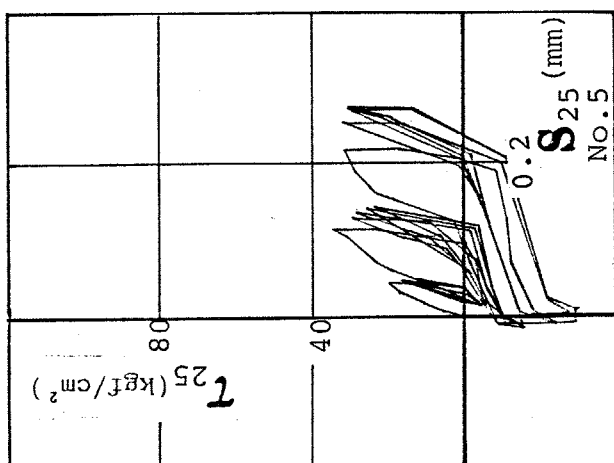


Fig. 4.18 $T_{25}-S_{25}$ 関係
(No. 5, 片引正負)

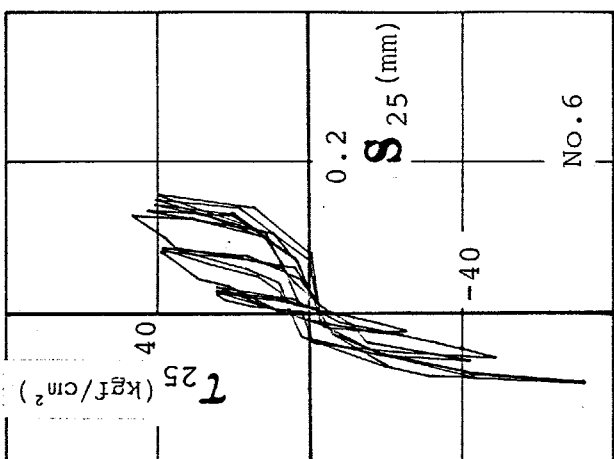


Fig. 4.19 $T_{25}-S_{25}$ 関係
(No. 6 両引両押)

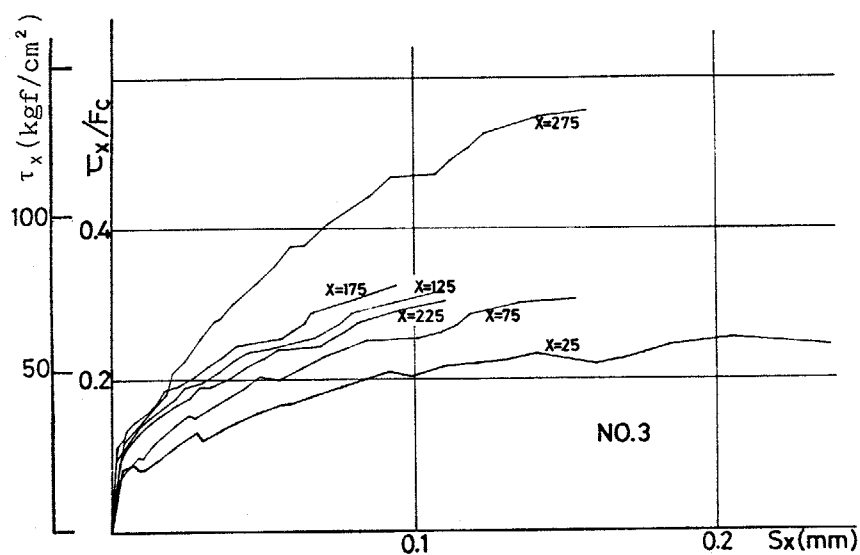


Fig. 4.20 $\tau_x - S_x$ 關係正側包絡線 (No. 3)

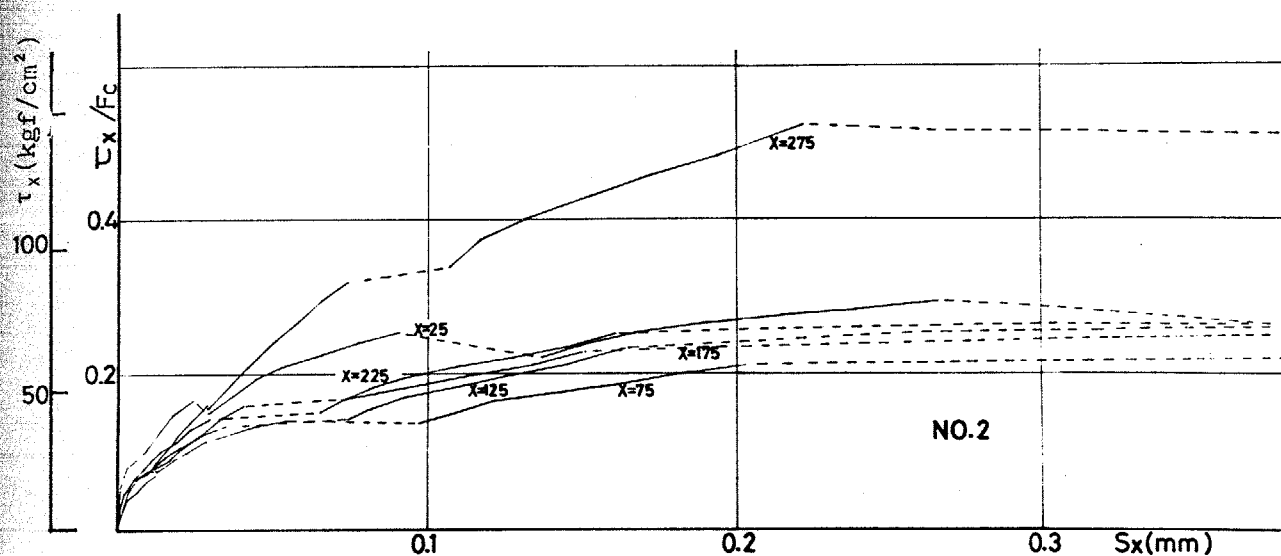


Fig. 4.21 $\tau_x - S_x$ 關係正側包絡線 (No. 2)

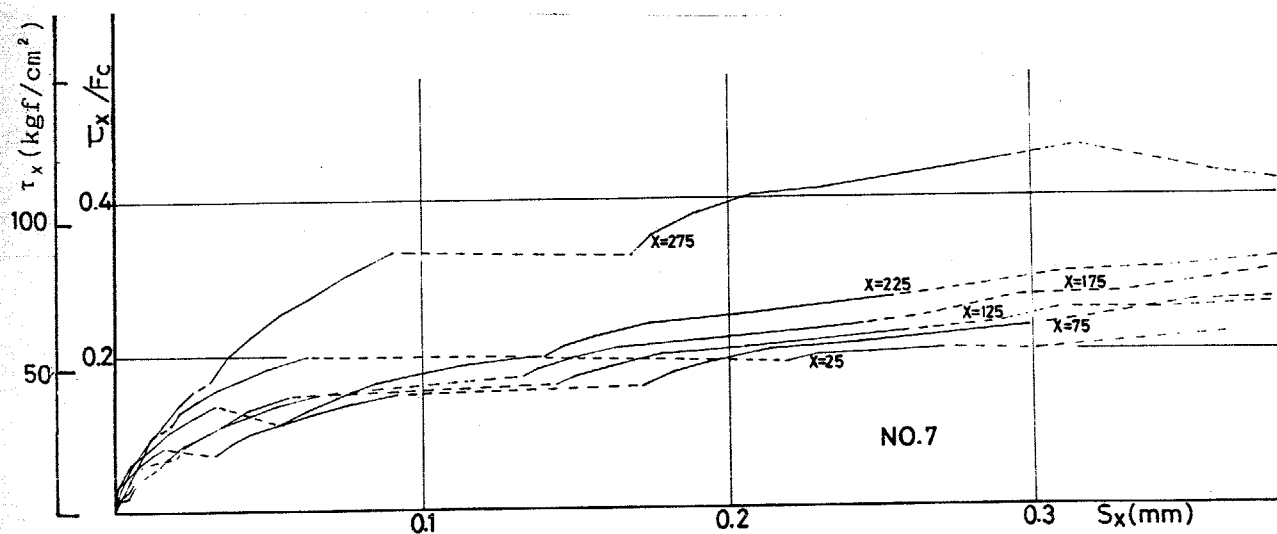


Fig. 4.22 $\tau_x - S_x$ 關係正側包絡線 (No. 7)

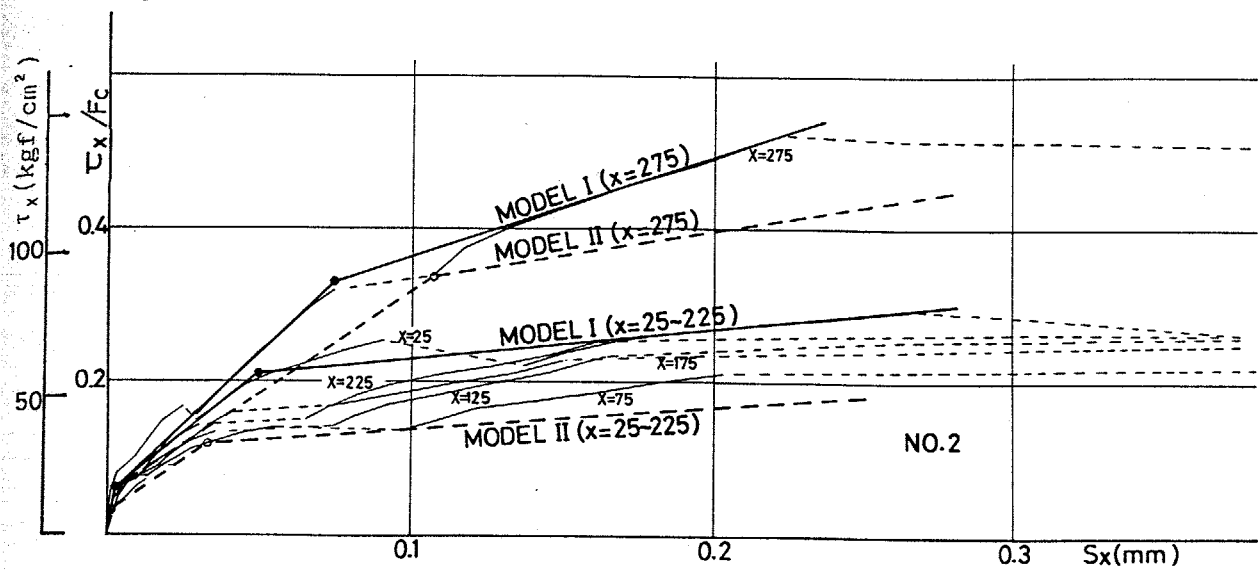


Fig.4.23 $\tau_x - S_x$ 関係モデル化 (No.2)

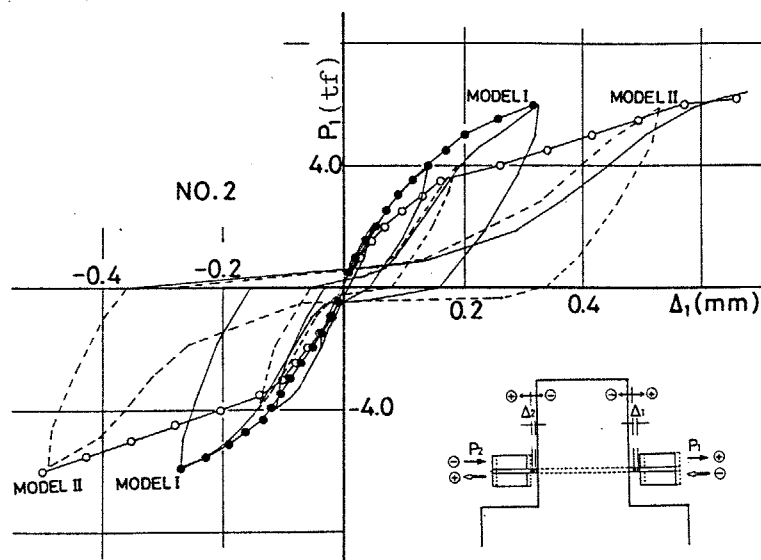
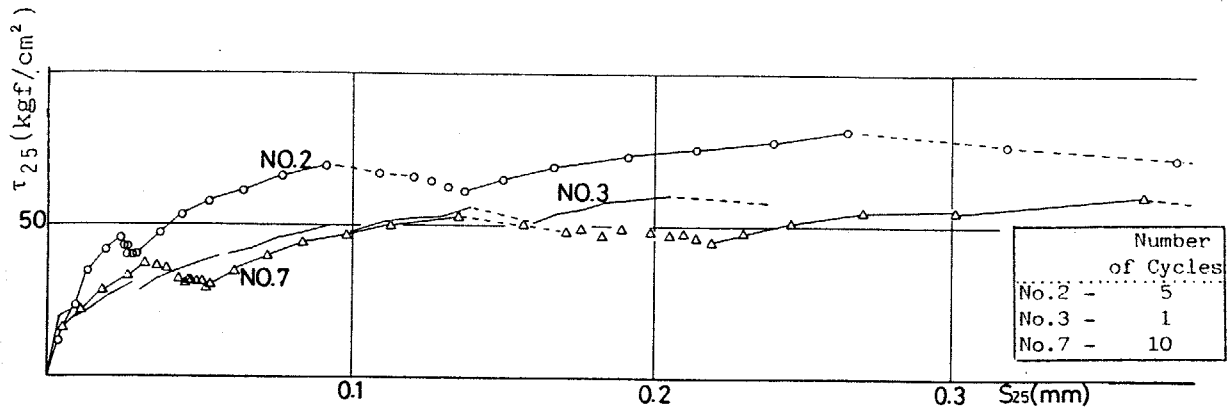
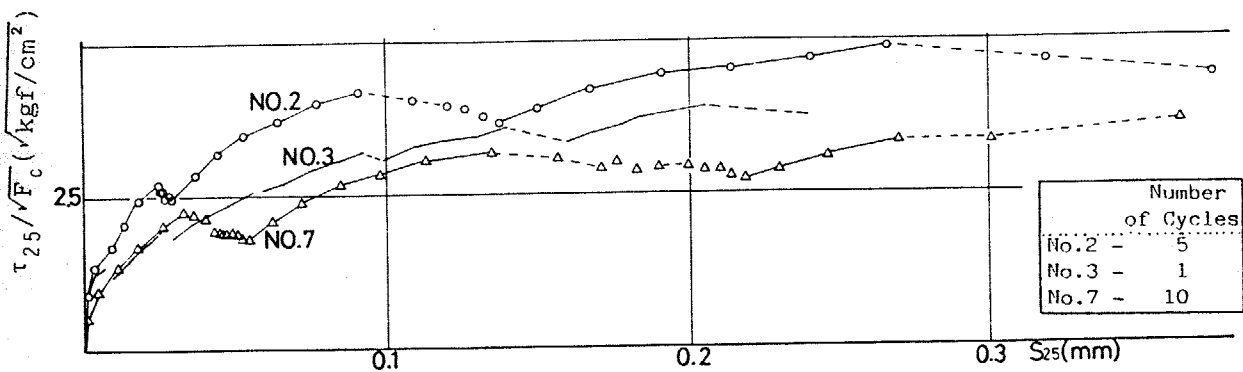
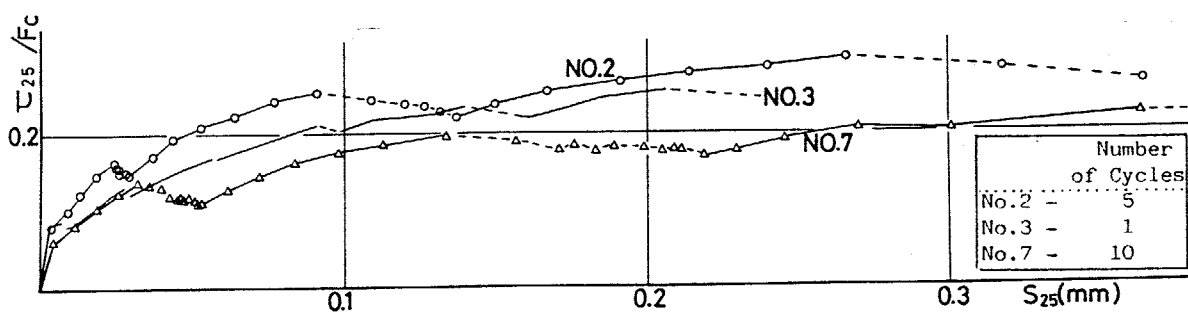
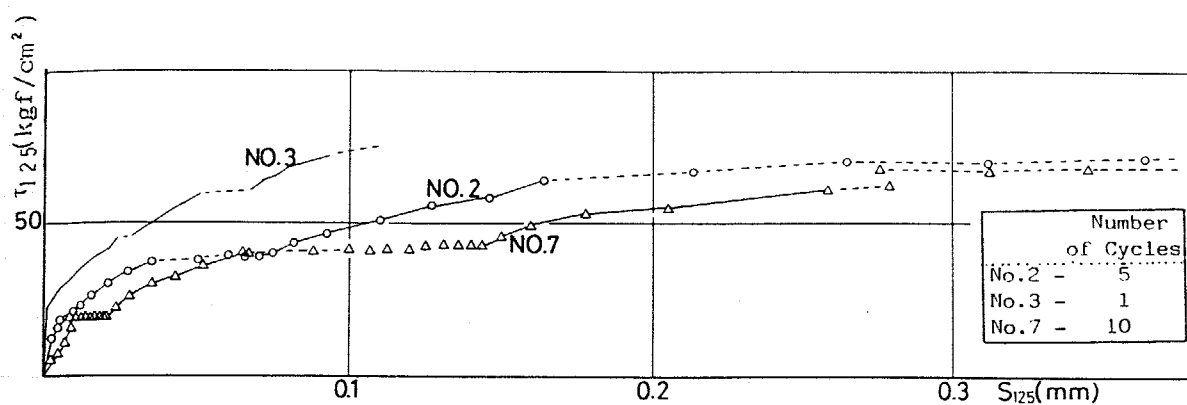
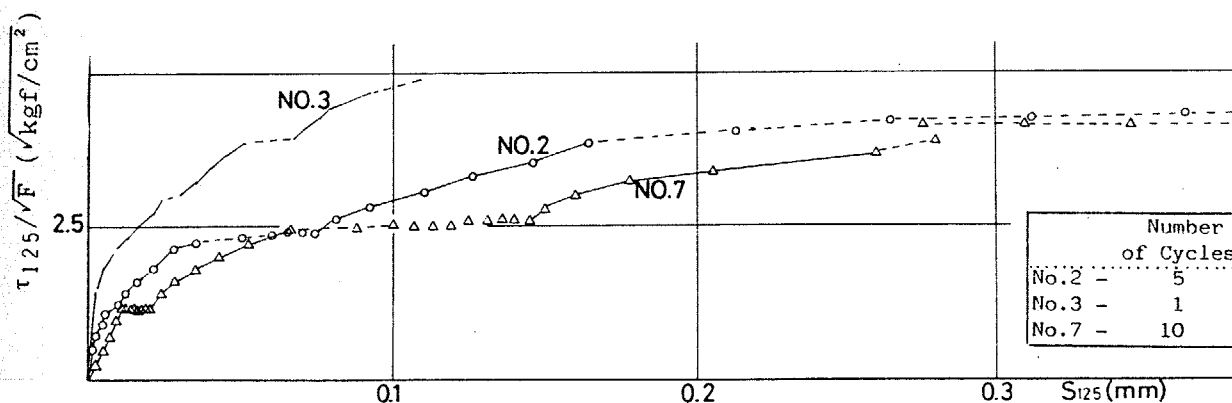
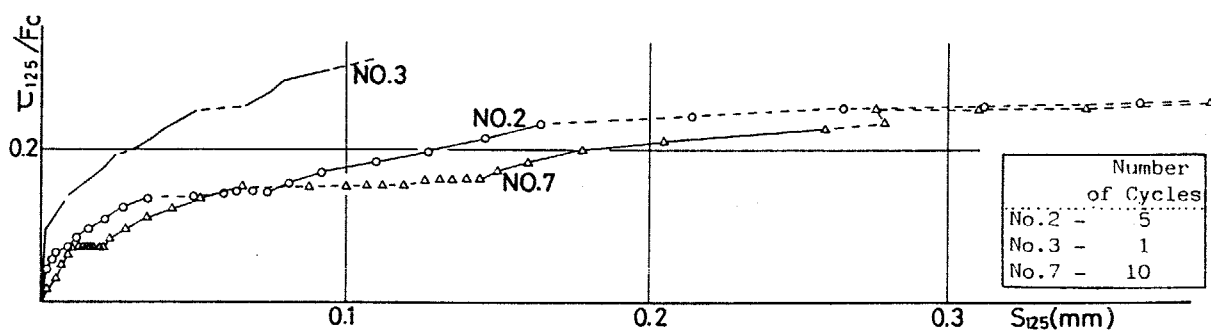
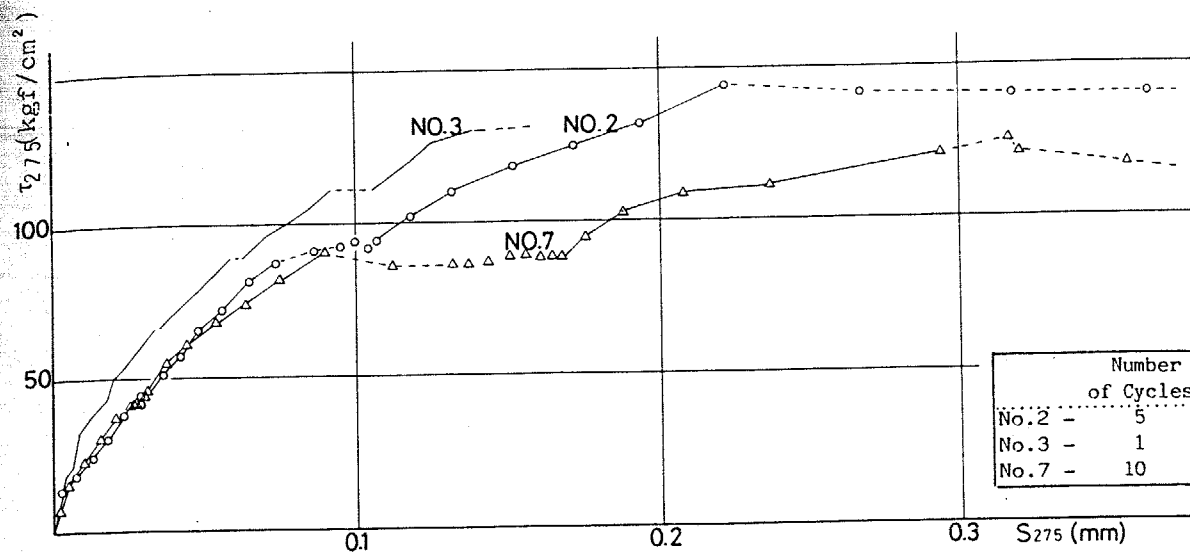
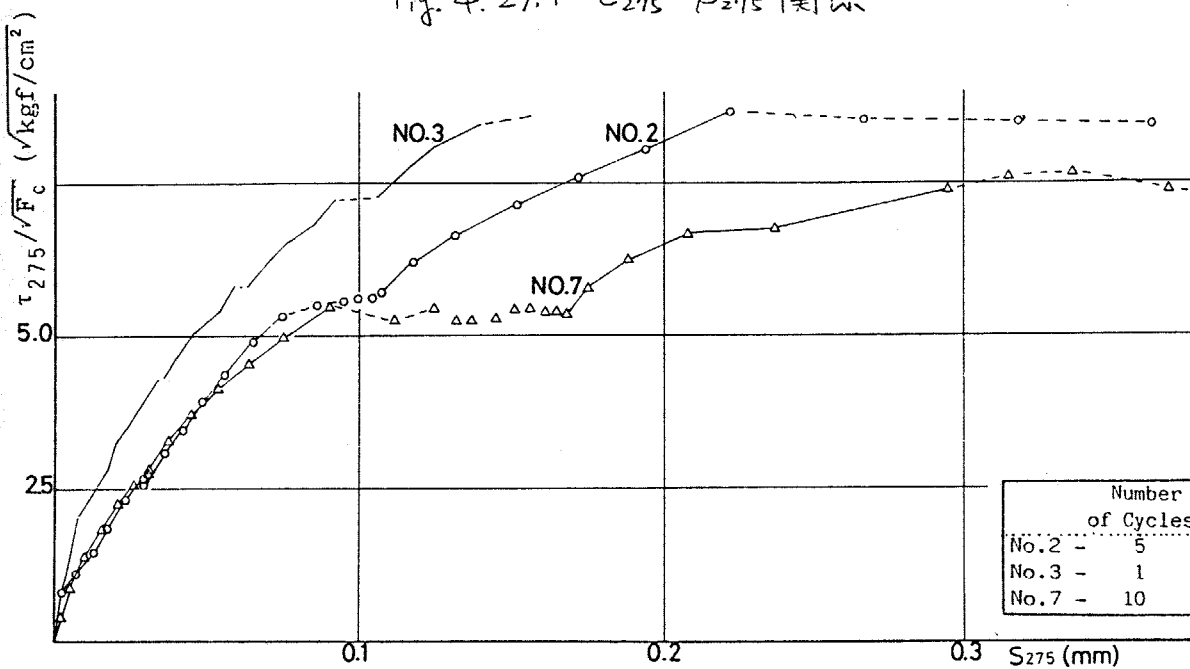
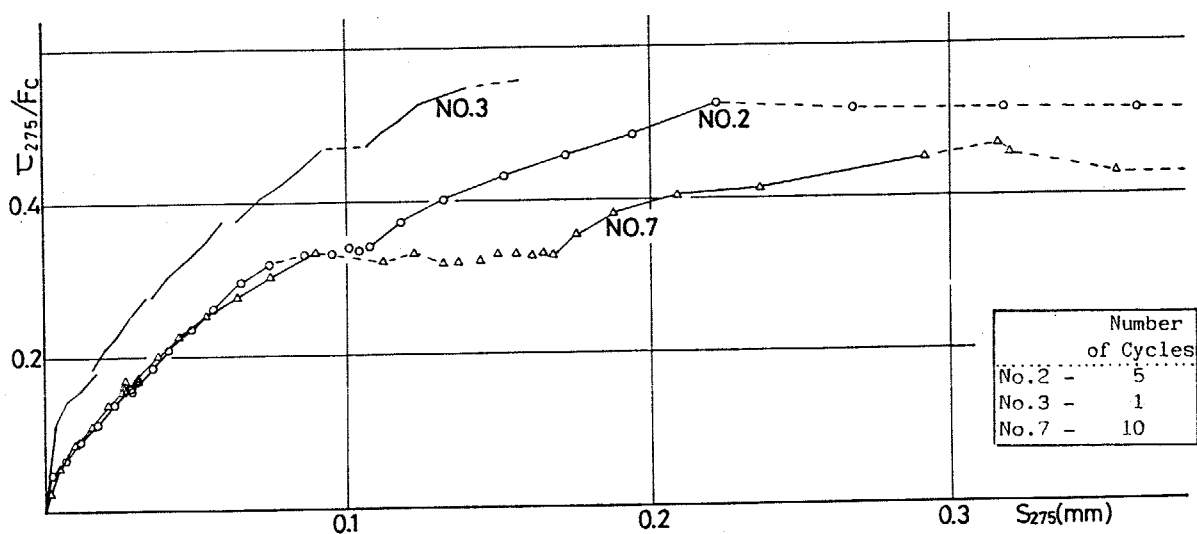


Fig.4.24 荷重抜き出し量関係計算値と実験値の比較 (No.2)

Fig. 4.25.1 $\tau_{25} - S_{25}$ 関係Fig. 4.25.2 $\tau_{25}/\sqrt{F_c} - S_{25}$ 関係Fig. 4.25.3 $\tau_{25}/F_c - S_{25}$ 関係Fig. 4.25 $\tau_{25} - S_{25}$ 関係 (繰返しの影響)

Fig. 4. 26.1 τ_{125} - S_{125} 関係Fig. 4. 26. 2 $\tau_{125}/\sqrt{F}$ - S_{125} 関係Fig. 4. 26. 3 τ_{125}/F_c - S_{125} 関係Fig. 4. 26 τ_{125} - S_{125} 関係 (繰返しの影響)

Fig. 4.27.1 $\tau_{275}-S_{275}$ 関係Fig. 4.27.2 $\tau_{275}/\sqrt{F_c}-S_{275}$ 関係Fig. 4.27.3. τ_{275}/F_c-S_{275} 関係Fig. 4.27 $\tau_{275}-S_{275}$ 関係 (くり返しの影響)

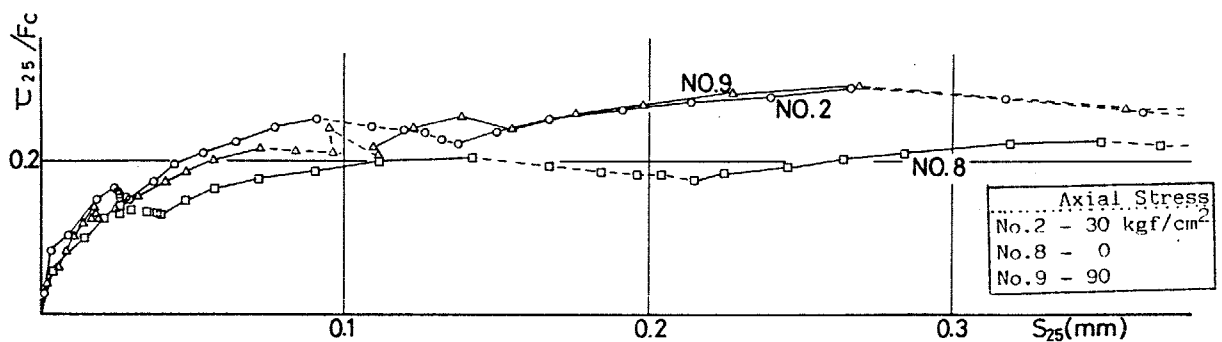
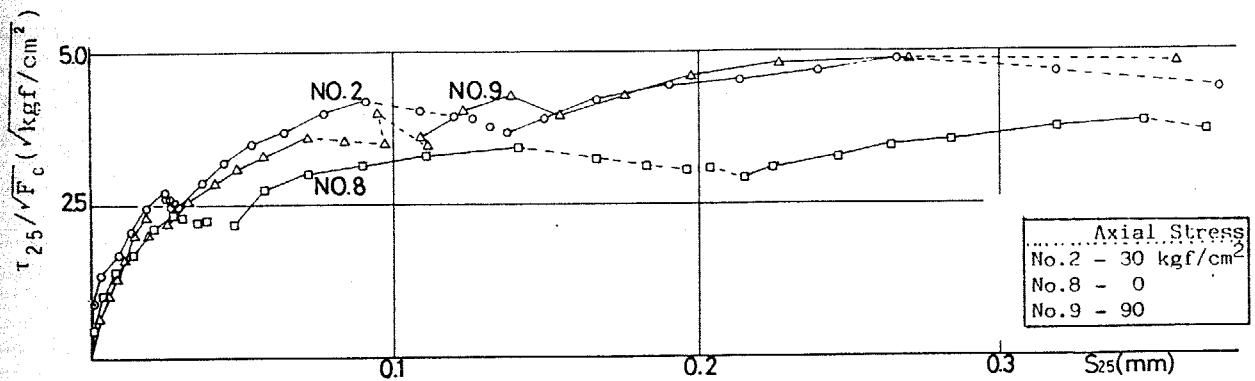
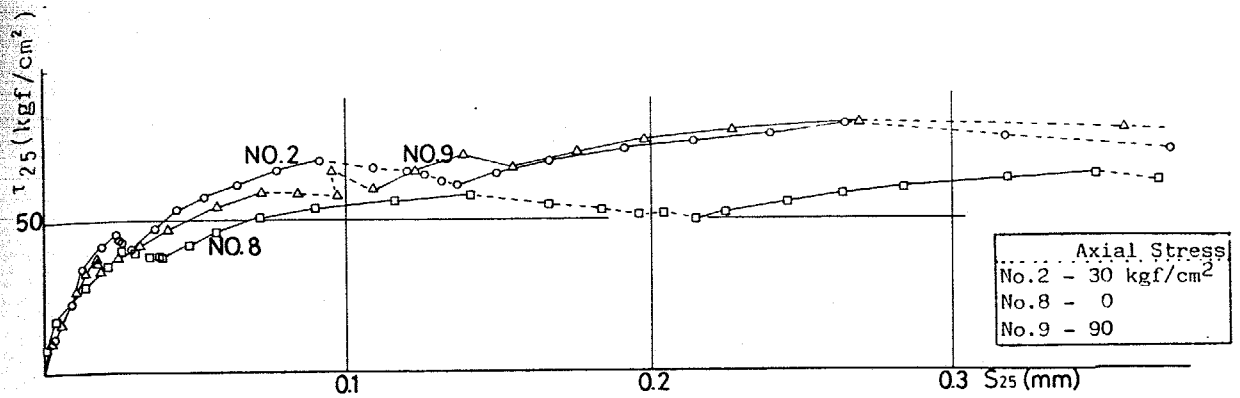


Fig. 4.28 $\tau_{25} - S_{25}$ 関係 (軸力の影響)

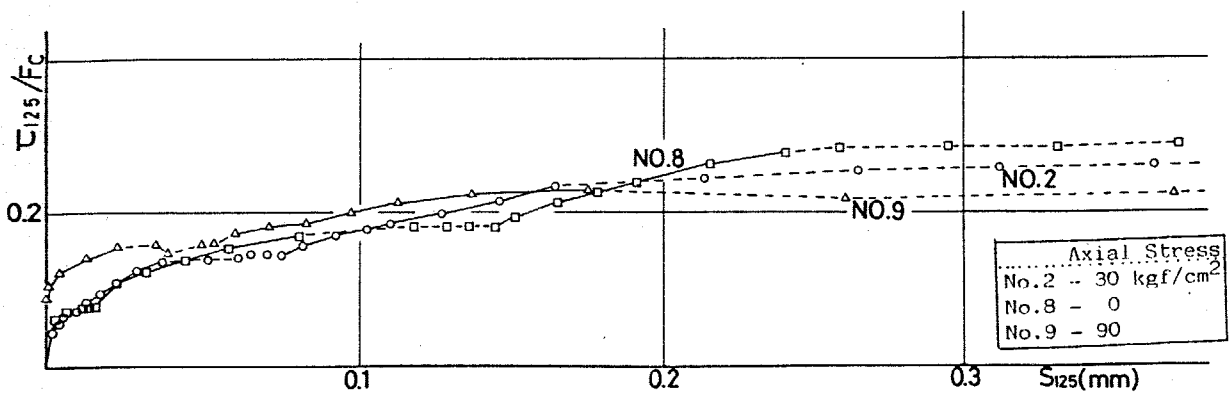
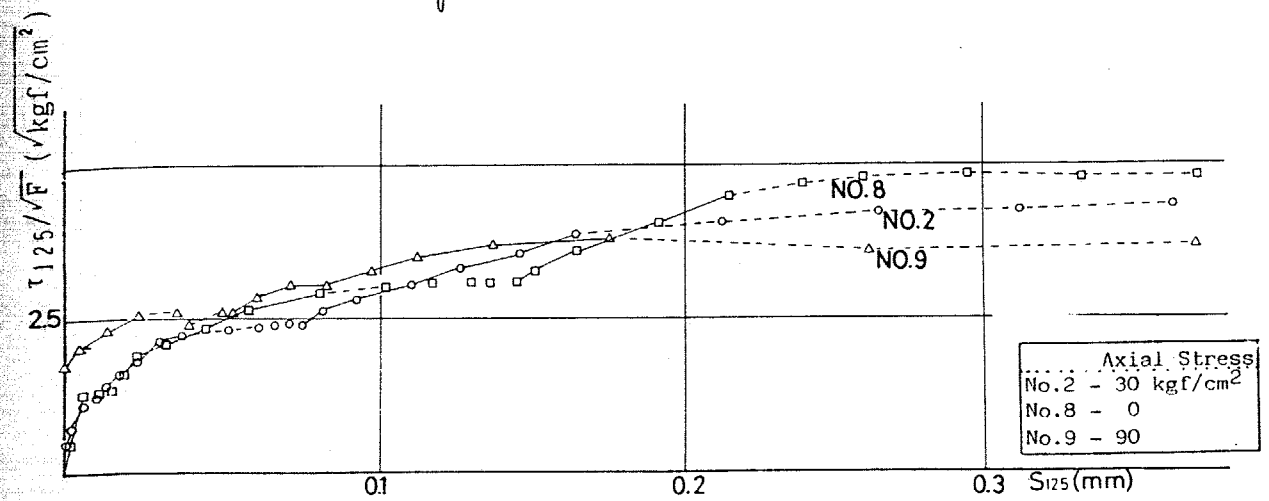
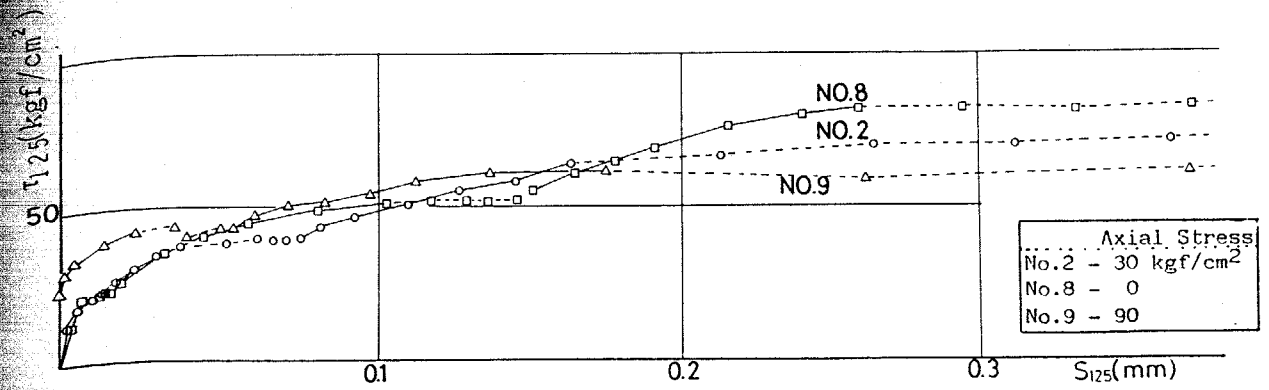


Fig. 4.29. $\tau_{125} - S_{125}$ 関係 (軸力の影響)

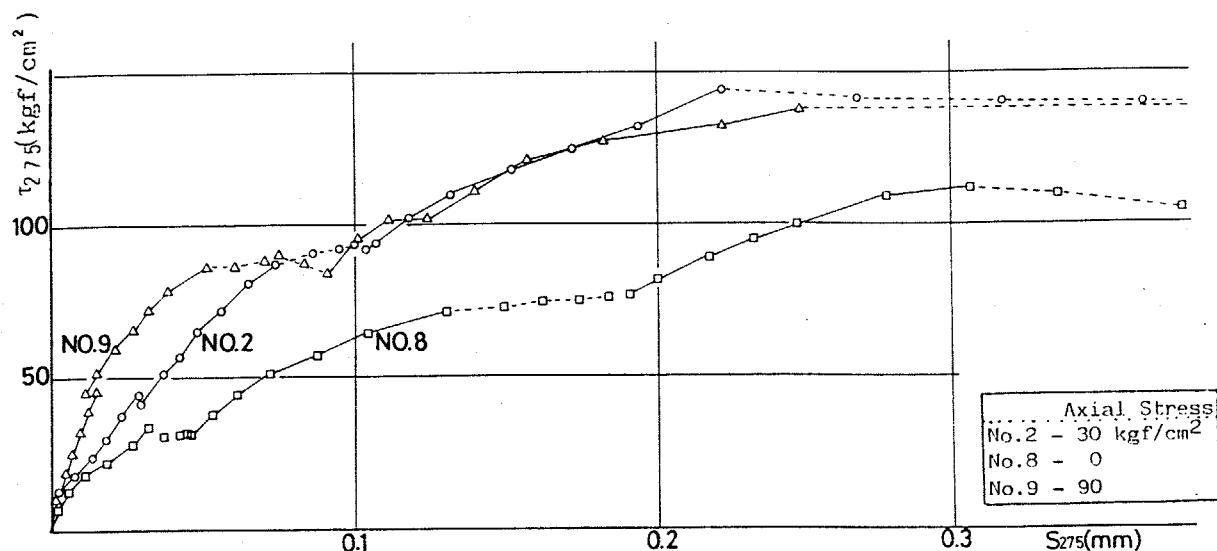
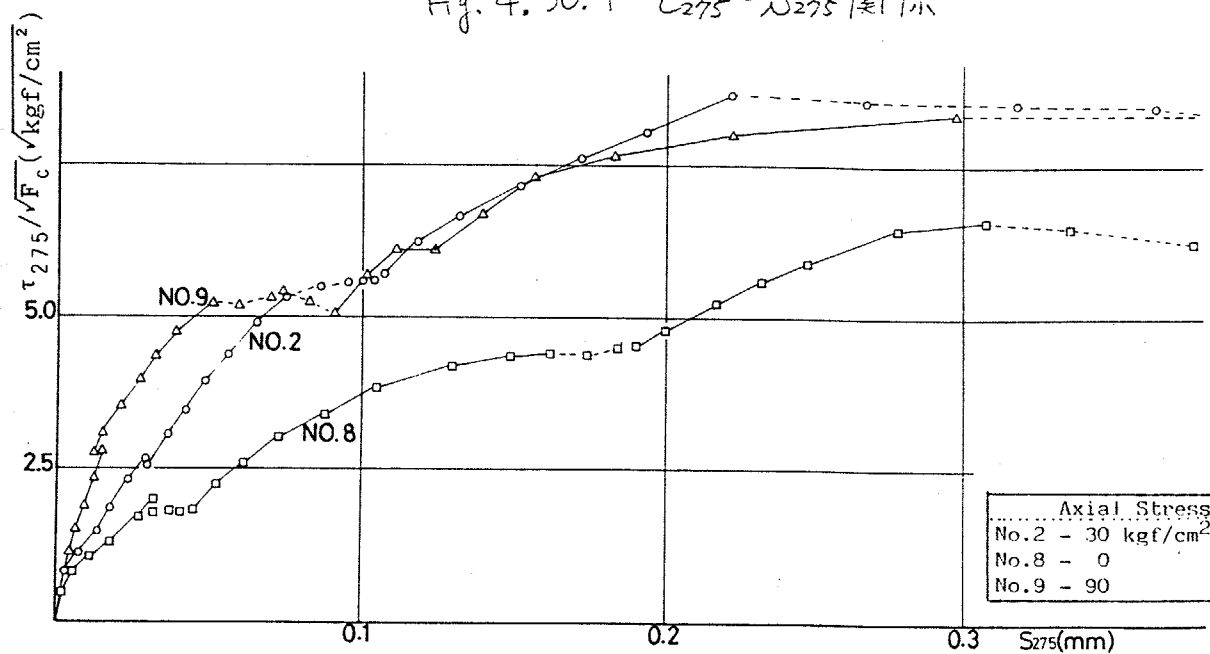
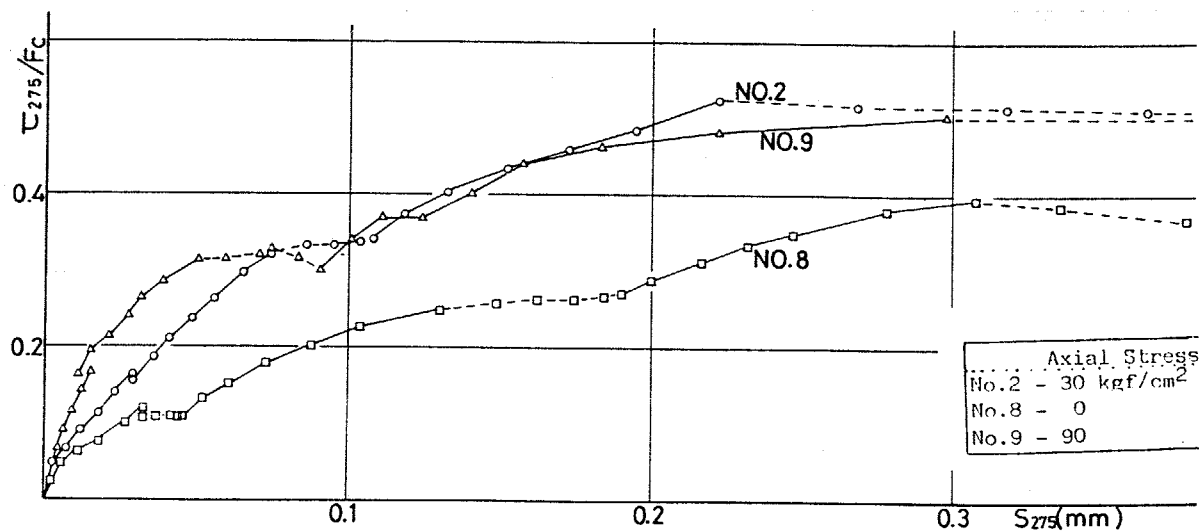
Fig. 4.30.1 $\tau_{275} - S_{275}$ 関係Fig. 4.30.2 $\tau_{275} / \sqrt{F_c} - S_{275}$ 関係

Fig. 4.30.3 $\tau_{275} / F_c - S_{275}$ 関係
 Fig. 4.30 $\tau_{275} - S_{275}$ 関係 (軸力の影響)

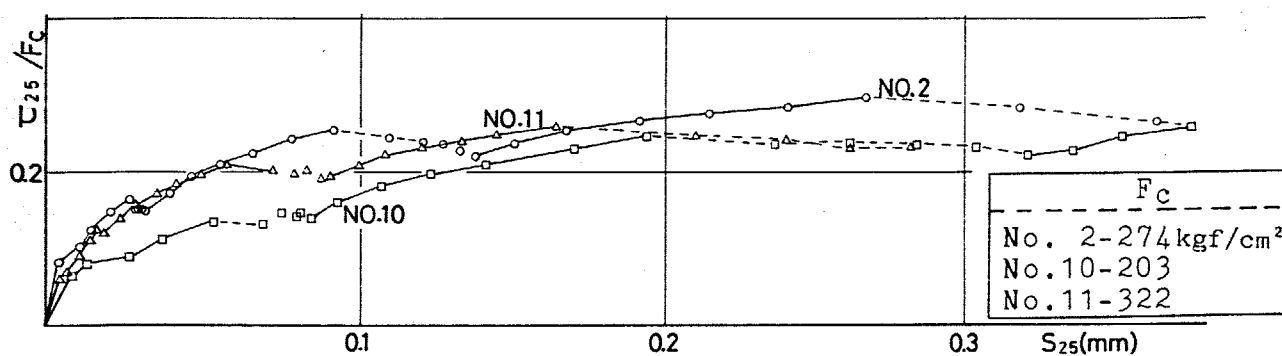
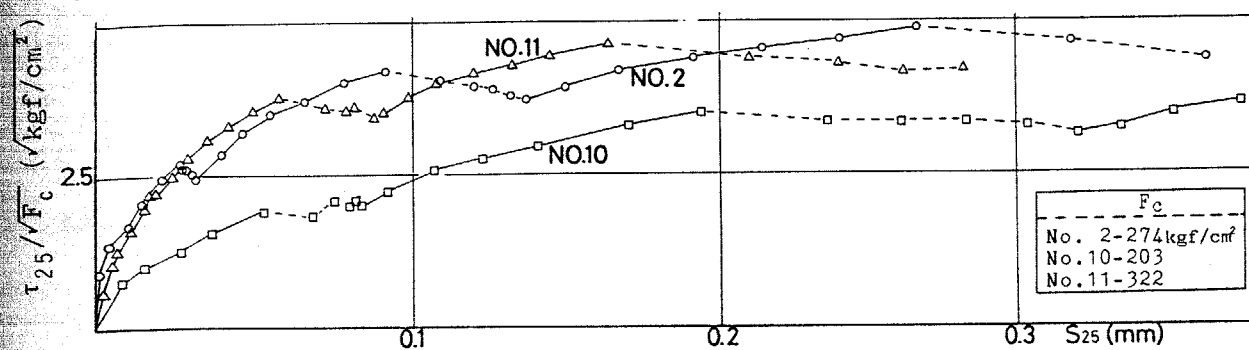
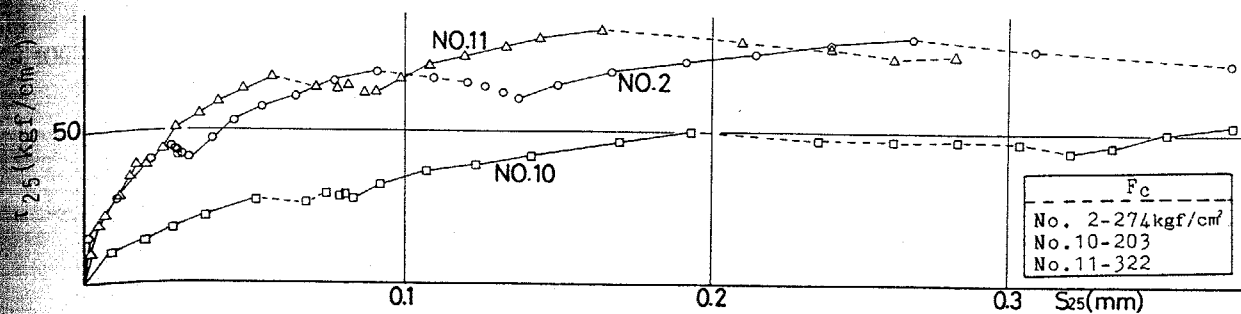
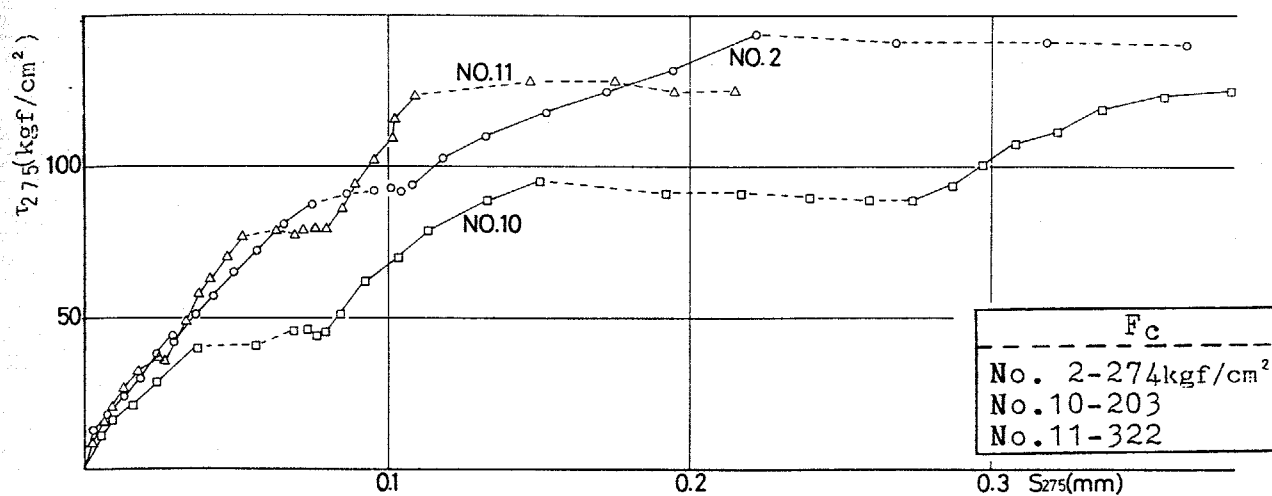
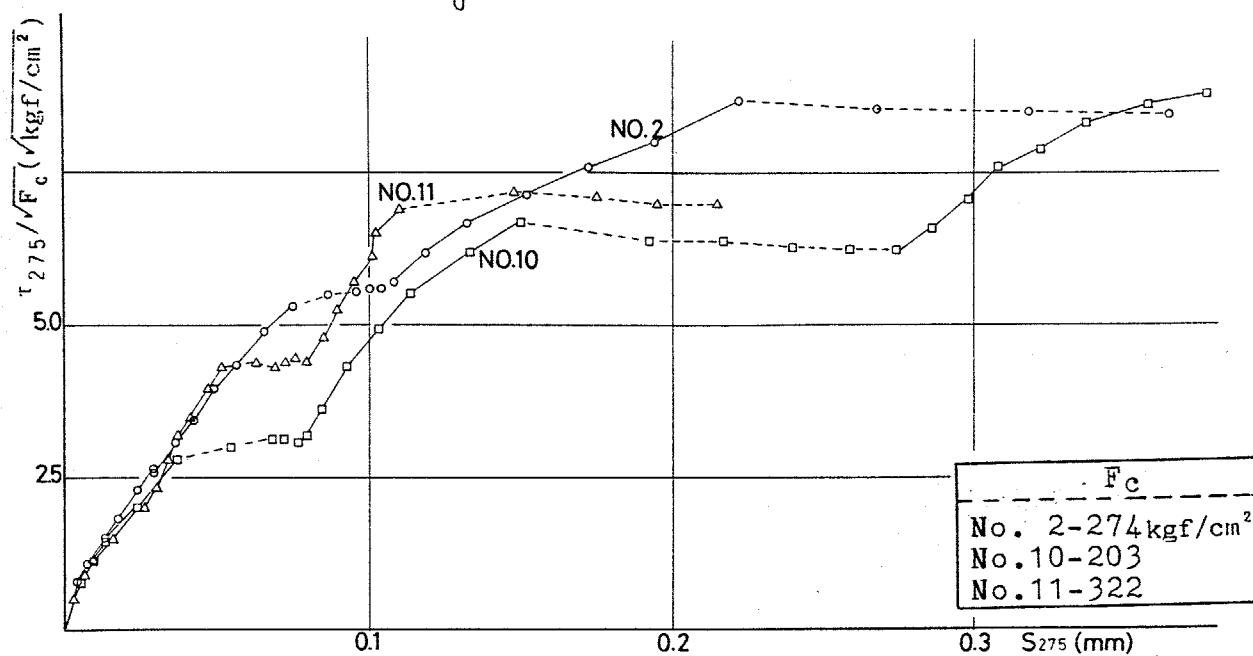
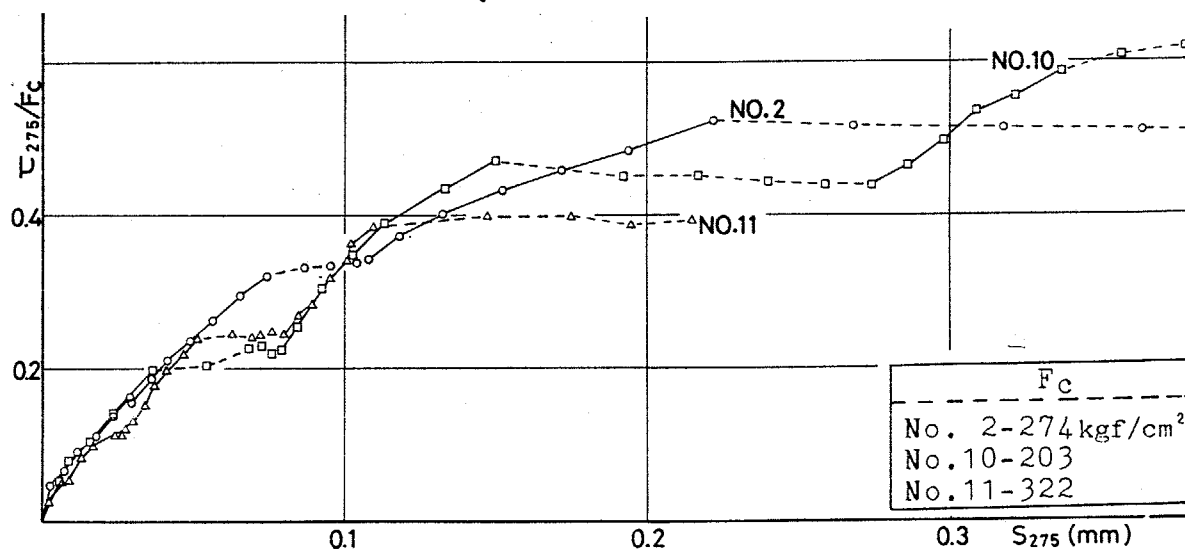
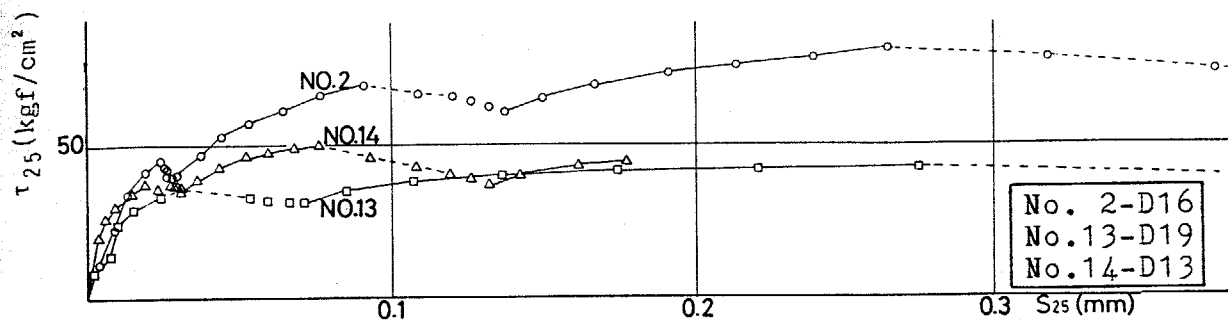
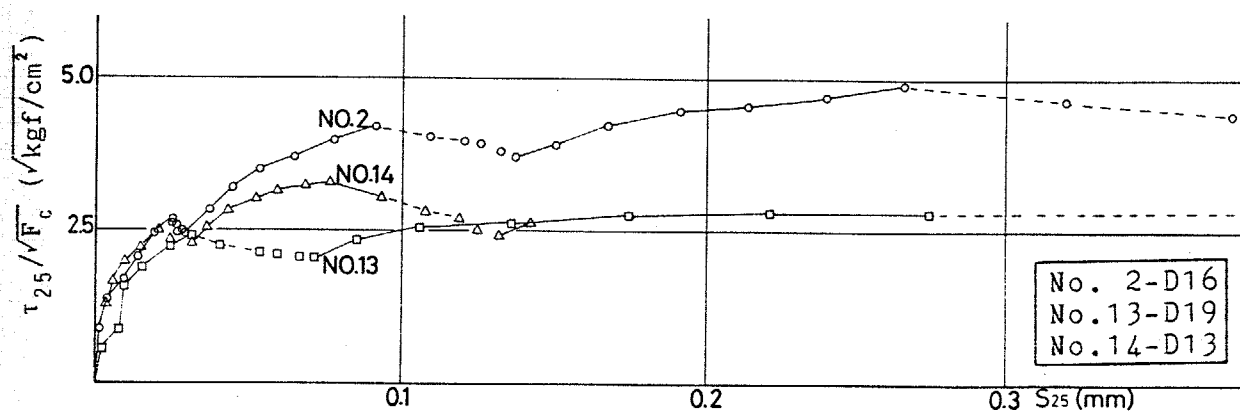
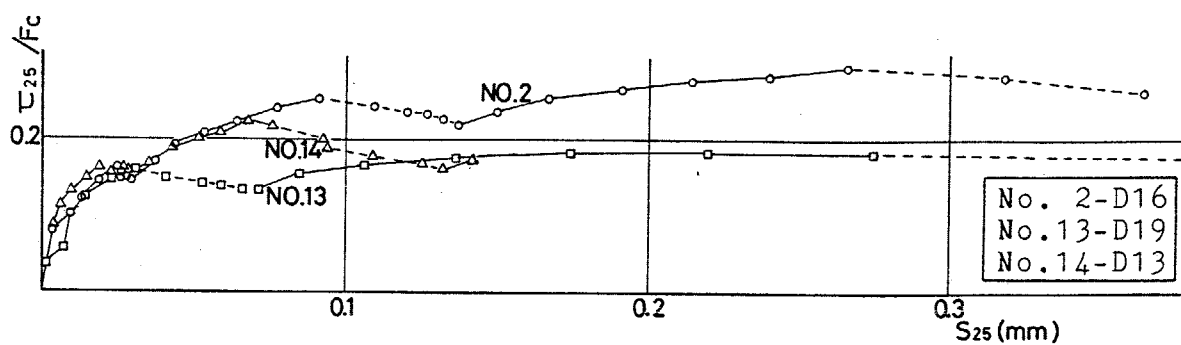
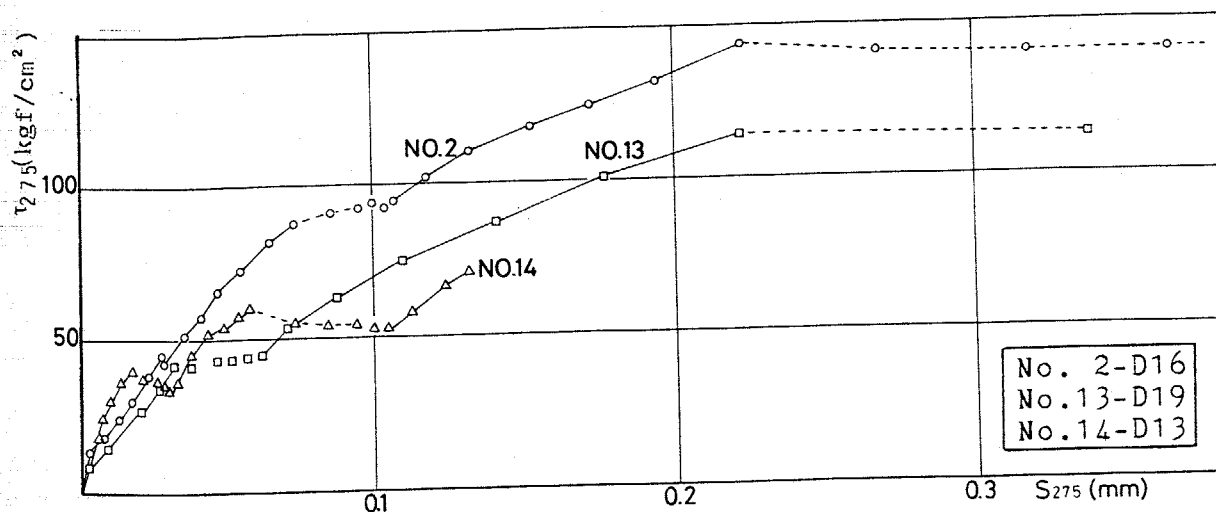
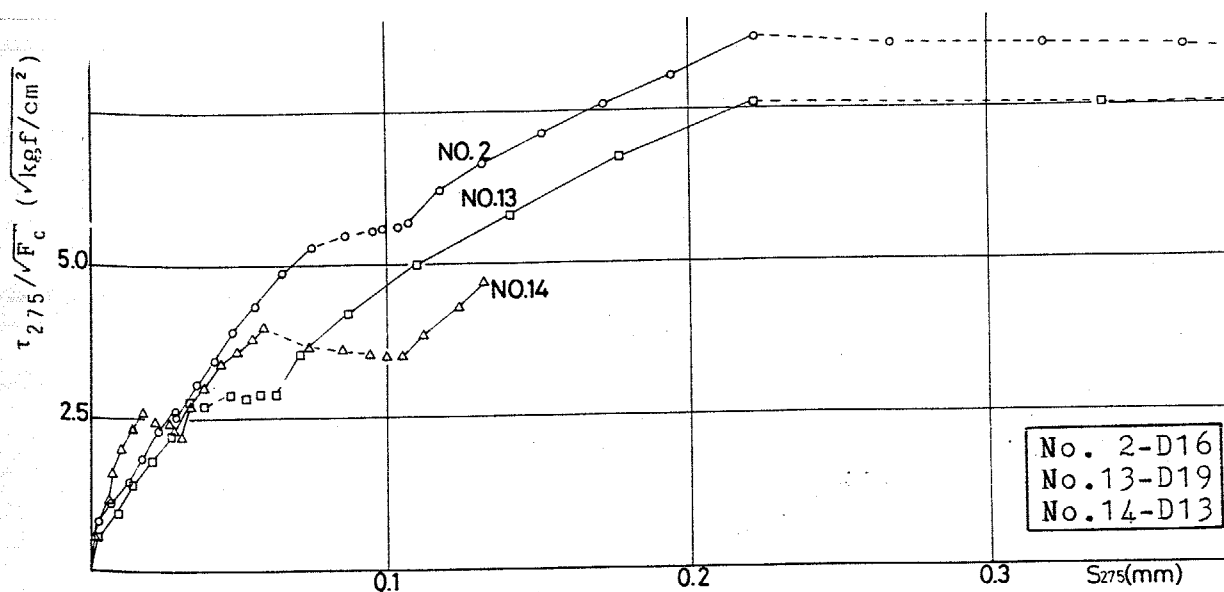
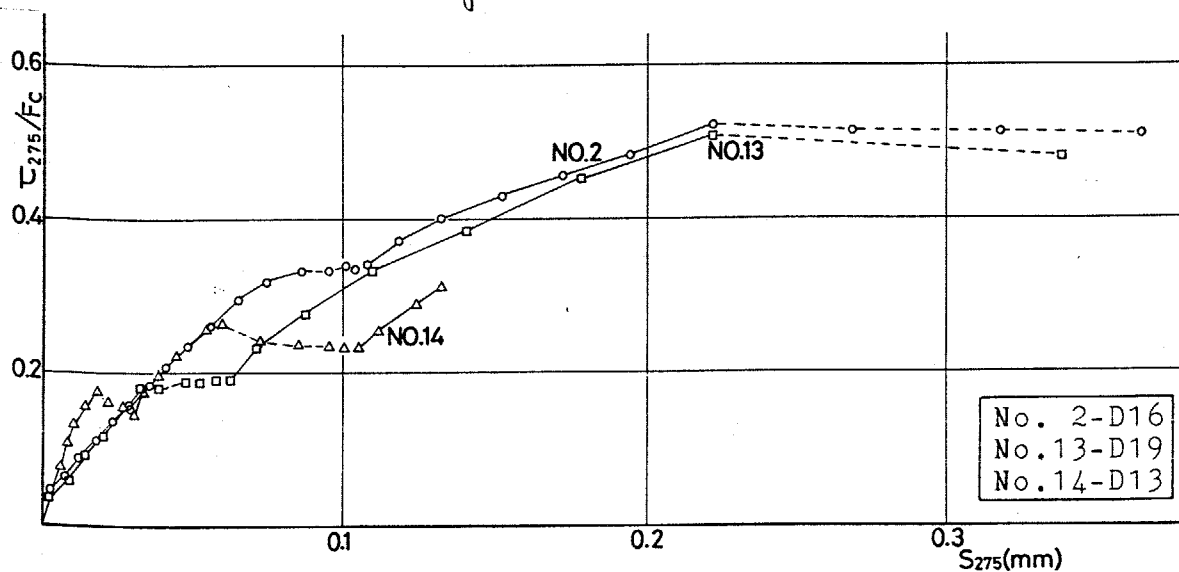


Fig. 4.31 $\tau_{25} - S_{25}$ 関係 (コンクリート強度の影響)

Fig. 4.32.1 $\tau_{275} - S_{275}$ 関係Fig. 4.32.2 $\tau_{275}/\sqrt{F_c} - S_{275}$ 関係Fig. 4.32.3 $\tau_{275}/F_c - S_{275}$ 関係Fig. 4.32 $\tau_{275} - S_{275}$ 関係 (コンクリート強度の影響)

Fig. 4.33.1 $\tau_{25} - S_{25}$ 関係Fig. 4.33.2 $\tau_{25}/\sqrt{F_c} - S_{25}$ 関係Fig. 4.33.3 $\tau_{25}/F_c - S_{25}$ 関係Fig. 4.33 $\tau_{25} - S_{25}$ 関係 (鉄筋径の影響)

Fig. 4.34.1 $\tau_{275} - S_{275}$ 関係Fig. 4.34.2 $\tau_{275} / \sqrt{F_c} - S_{275}$ 関係Fig. 4.34.3 $\tau_{275} / F_c - S_{275}$ 関係Fig. 4.34 $\tau_{275} - S_{275}$ 関係 (鉄筋径の影響)

4.5 まとめ

本章においては、柱はり接合部内に通し配筋された主筋の付着特性を明らかにするための基礎資料として、一端で押込み力、他端で引抜き力を同時に受ける鉄筋の付着実験を行った。

その結果、鉄筋に作用している外力条件によって、鉄筋の応力（鉄筋に作用している外力）と抜け出し量の関係は異なった性状を示した。特に、押込み力と引抜き力を同時に受けると、引抜き力だけの場合よりも、拔出し量が大きく、繰返しによる拔出し量の増加も著しかった。

接合部端面近傍での局所的な付着応力とすべりの関係は、接合部中央部付近でのものとは異なり、引抜き力を受けるときには剛性低下も大きく、最大付着応力度も小さいのに対し、押込み力を受けているときには付着剛性の低下も少なく最大付着応力度も大きくなっており、原点に対し非対称の付着応力・すべり関係となった。多数回の繰返しを受けると、引抜き端での付着剛性と最大付着応力度の低下は、内部に進行し、柱形内部の付着応力・すべり関係は、引抜き端近傍のものとはほぼ同じになり、押込み端のみが高い付着剛性と高い付着応力度を保持していた。

柱軸方向圧縮力は、はり主筋の拔出し量を小さくする効果がある。これは、特に押込み端における付着剛性の低下を柱軸力が押える効果があるためである。しかし、軸力が大きすぎると、付着応力が大きくなったところで、付着破壊を早める可能性があり、

注意する必要があることが判明した。

コンクリート強度が高ければ、拔出し量は少なく、付着剛性の低下も少なかった。付着応力と相対すべりの関係では、付着応力度をコンクリート強度で除して無次元化することにより、コンクリート強度の影響をかなり取り除くことができた。

太径鉄筋(D19)を使用した場合、引抜き端ではD16を使用した場合よりも大きな付着剛性と最大付着応力度の低下がみられたが、押込み端ではあまり違いがみられなかった。

押込み端での付着剛性や最大付着応力度が、接合部内部より高いのは、軸力の影響の仕方などから考えて、鉄筋が圧縮力により膨張するためであろうと考えられるが、柱主筋や帯筋の拘束などコンクリートの拘束の相異の影響もあると考えられる。鉄筋に与える外力条件を変えることなどにより、これらの影響について詳しく調べられると思われるので、今後の課題としたい。

実際の柱はり接合部では、押込み力と引抜き力の関係や鉄筋周辺のコンクリートの応力状態もかなり異なっている。柱面におけるはりの回転変形が圧縮鉄筋の応力に影響することから、拔出し力と押込み力が相互に影響しあう複雑な状態であるので、それとの関係についても研究を進める必要がある。

第 5 章 曲げせん断を受けるはり主筋の付着性状

5. 1 はじめに、

前章まで、一軸引張、および、引抜き形の付着実験により、種々の応力状態における主筋の付着性状に関する実験を行ってきて、鉄筋や周辺のコンクリートの応力状態によって、付着性状が著しく異なることを示してきた。

本章では、まず、曲げモーメントとせん断力を受ける、いわゆる、曲げせん断を受けているはりの主筋の付着性状を明らかにするための、せん断スパン、繰返しなどをパラメーターとした部材実験を行い、また、曲げせん断ひびわれの発生に伴う、ひびわれ近傍の付着性状を調べ、第3章との関連について考察したものである。

さらに、ボンドリンクとクラックリンクを用いた有限要素法により解析を行い、鉄筋コンクリートはりの解析に用いるべきはり主筋の付着応力・すべり関係とひびわれの影響に関するモデル化について考察したものである。

5.2 はり主筋の付着性状に与えるシアスパンの影響

5.2.1 実験概要

(1) 試験体および使用材料 試験体はTable 5.1 に示す6体でシアスパン(A)が40cm, 30cm, 20cmの3種類($A/d \approx 1, 1.5, 2$), 荷重履歴が正負漸増繰返し載荷, 正負多回繰返し載荷の2種類である。試験体の配筋, 断面詳細例をFig. 5.1に示す。主筋にD16, セン断補強筋に6φを使用した。使用材料の力学的性質をTable 5.2, 5.3に示す。セン断補強筋量は試験体が曲げ降伏するように学会規準式を用いて計算し、 $A=20\text{cm}$ のシリーズが6φ@4cm, $A=30\text{cm}$ が6φ@7cm, $A=40\text{cm}$ が6φ@10cmとなっていた。主筋には縦リブに沿って2本の溝を切り、そこにゲージを貼って、付着を損わないようにした。加工後の主筋断面積の欠損は主筋の重量測定, 引張試験における降伏荷重, および, 荷重ひずみ関係の傾き、から計算すると17.7~22.7%となり平均で19.6%の断面欠損となっていた。

(2) 加力方法 加力装置をFig. 5.2に示す。加力は平行ピンを用い逆対称変形となる加力形式を選んだ。セン断力(Q)は押引複動ジャッキ先端のロードセルから検出した。加力履歴をTable 5.4に示す。

(3) 変形測定 変形は両側の柱形の相対変形を測定し、試験体の変形とした。付着応力度は鉄筋のひずみ差から計算し、周長は公称周長とした。すべりは、主筋に銀ロウ溶接された9mm角の角

ら計算した付着応力度 ($\tau_a = Q/\psi_d$) は $Q=1.5$ 材, 3.0 材, 4.5 材でそれぞれ、 8.5 kgf/cm^2 , 17.0 kgf/cm^2 , 25.5 kgf/cm^2 であり、試験体中央部付近の付着応力度はほぼこれと等しいことから、材端から 25 cm 以上離れれば平面保持もほぼ成立していると考えられる。危険断面近傍では $Q=3.0$ 材以後一定の値となり頭打ちの現象を示している。 $A=40$, $C-5$ では、繰返しにより部材全長にわたってひずみが引張側へ寄っているものの、付着応力度分布には、多数回繰返しの影響はあまりみられない。

(3) 付着応力度分布 ($A=30 \text{ cm}$) Fig. 5.8, 5.9 に $A=30 \text{ cm}$ の場合について示す。 $A=30$, $C-1$ では、柱面に曲げひびわれが発生した後、危険断面圧縮側に向う斜めひびわれが発生した。 $Q=2.0$ 材時の τ_a は 11.3 kgf/cm^2 であるが、実験結果では、ひびわれ位置での付着応力度が乱れており、中央部近くでは τ_a よりも大きな値となっていた。付着応力度は約 30 kgf/cm^2 で頭打ちとなり、圧縮側の付着応力度が大きくなっていき、付着応力度 30 kgf/cm^2 となる範囲が広がっていた。 $A=30$, $C-5$ では、ひびわれが細かく発生し、付着応力度が部材全体に一樣となり、 $15 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ 程度になってしまっており、多数回繰返しの影響が、かなり顕著になった。

(4) 付着応力度分布 ($A=20 \text{ cm}$) Fig. 5.10, 5.11 に $A=20 \text{ cm}$ の場合を示す。材端に曲げひびわれが発生し、主筋降伏後、圧縮縁同士を結ぶ大きな斜めひびわれが発生した。 $Q=3.0$ 材時の τ_a は 17.0 kgf/cm^2 であり、実験の付着応力度もそれとほぼ等しく、かつ

棒鋼と角棒鋼より 25mm 材軸に よった位置に埋めこんだボルトとの相対ずれとして規定した。

5. 2. 2 実験結果および検討

(1) 荷重変形関係 各試験体の荷重と部材角の関係をシアスパンごとに比較して Fig. 5.3 ~ 5.5 に示す。変形は相対変形をクリヤスパン長さで除した部材角 (R) で表わした。 $A=40\text{cm}$ の場合降伏荷重は 4.5 ~ 5.0 材, 最大荷重は 6.3 ~ 7.1 材であり、繰返し回数の影響はほとんどみられない。 $A=30\text{cm}$ の場合、降伏時の変形が、C-1 よりも C-5 の方がやや大きく、 $A=20\text{cm}$ の場合降伏時の変形も C-1 より C-5 の方が大きく、降伏荷重も C-5 の方がやや低いなど、繰返し回数の影響がややみられる。最大耐力にも、シアスパンの短いものには、繰返し回数の影響がみられる。

(2) 付着応力度分布 ($A=40\text{cm}$) Fig. 5.6, 5.7 に $A=40\text{cm}$ の場合のひびわれ図, 主筋の付着応力度分布, 主筋のひずみ分布を示す。ひびわれ図は最終ひびわれ状態を、付着応力度分布, ひずみ分布は各繰返しのピーク時のものを示す。 $A=40$, C-1 では、柱面に曲げひびわれが発生し、その後材端から約 20cm 離れた位置に発生した曲げひびわれが圧縮側柱面に向って伸展していった。荷重 3 材 では、反曲点位置でほぼひずみ 0 であるが、徐々にひずみ 0 の位置が圧縮側にずれていっている。 $Q=4.5$ 材での繰返しにより、主筋は部材全長にわたって引張ひずみとなった。曲げ理論か

様分布となっているが、 $Q=6.0$ 材時には、 μ びわれの影響を受けて凹凸がみられるようになっている。 $Q=9.0$ 材時の τ_a は、 $5.1 / \text{kgf/cm}^2$ であるのに対し、実験結果はそれよりもかなり小さな付着応力度であり、 $Q=6.0$ 材時には部材全長にわたって引張 μ ずみとなっている。 $A=20$, $C-5$ では、 $Q=3.0$ 材, 6.0 材, 9.0 材で付着応力度分布にほとんど差がなく、また、最大付着応力度も 20 kgf/cm^2 程度になり、多数回繰返しにより付着劣化が部材全長にわたって生じた。

(5) 付着応力すべり関係、試験体内部の局所的な付着応力とすべりの関係を Fig. 5.12 ~ 5.14 に示す。 $A=40 \text{ cm}$ の場合、 $P4$ では、最大付着応力度が約 25 kgf/cm^2 であり、主筋降伏時の $\tau_a = 28 \text{ kgf/cm}^2$ とほぼ一致しているのに対し、 $P3$ では繰返しに伴って付着劣化が急激に進行している。 $C-1$ と $C-5$ では、あまり差はみられず、多数回繰返しの影響はあまりみられない。 $A=30 \text{ cm}$ の場合、 $C-1$ では、 $P4$ での最大付着耐力は 25 kgf/cm^2 であるのに対し、 $P3$ での付着劣化がかたより早くから生じている。 $C-5$ では $P4$ での付着劣化が著るしくみられ、 $P3$, $P4$ とも 10 kgf/cm^2 程度しかない。これは、すべり測定のためにあけた穴の影響で、 μ びわれがすべり割定位置に発生した影響もあるとは考えられるが、多数回繰返しによる付着劣化が著るしい。 $A=20 \text{ cm}$ の場合、 $P4$ も $C-1$, $C-5$ ともに付着応力度が低く約 10 kgf/cm^2 程度しかなく、付着劣化が材中央部にも早くからおよんでいる。

日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」における短期許容付着応力度を計算すると、設計規準強度 ($F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$) に対しては 31.5 kg/cm^2 となり、実験時のコンクリート強度 (246 kg/cm^2) から計算すると 35.0 kg/cm^2 となる。これに対し、今回の実験では、危険断面付近において、いずれの試験体もかなり低い付着応力度ですバリが増大している。また、 $A = 30 \text{ cm}$, 20 cm とシアスパンが短い場合には、試験部中央でも付着応力度が $20 \text{ kg/cm}^2 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ と短期許容応力度以下ですバリが増大している。このことから、現行規準によって部材内で（せん断力を受けている部分で）主筋定着をする際には、付着破壊を生じ主筋が抜け出してしまう可能性があることとなり、シアスパンが短い場合には注意する必要がある。

Table 5.1 試験体一覧

Shear Span	Gradually Increasing and Cyclic Loading	Large Number of Cyclic Loading
20 cm	A=20,C-1	A=20,C-5
30 cm	A=30,C-1	A=30,C-5
40 cm	A=40,C-1	A=40,C-5

Shear Span = Clear Span / 2

Table 5.2 使用鉄筋の力学的性質

Bar	Yield Strength	Maximum Strength	Young's Modulus	Elongation	Sectional Area of Grooved Bar
D16	3.66 tf/cm ²	6.18 tf/cm ²	1880. tf/cm ²	25.0 %	1.60 cm ²
6 ϕ	2.85	3.69	1790.	26.6	-

Table 5.3 コンクリートの力学的性質

Age of Test	Maximum Strength	Strain at Maximum Strength	Young's Modulus
28 days	241 kg/cm ²	0.300 %	191 tf/cm ²
48	249	0.285	174
55	249	0.264	197
28*	273	0.216	242

* Standard Curing

Table 5.4 荷重履歴

Name of Specimen	Loading Hysteresis
A=40,C-1	One cycle at Q=1.5, 3.0, 4.5 tf, R=1/100, 2/100, 3/100 rad.
A=40,C-5	Five cycle at Q=1.5, 3.0, 4.5 tf, R=1/100 rad. and one cycle at R=2/100, 3/100 rad.
A=30,C-1	One cycle at Q=2.0, 4.0, 6.0 tf, R=1/100, 2/100, 3/100 rad.
A=30,C-5	Five cycle at Q=2.0, 4.0, 6.0 tf, R=1/100 rad. and one cycle at R=2/100, 3/100 rad.
A=20,C-1	One cycle at Q=3.0, 6.0, 9.0 tf, R=1/100, 2/100, 3/100 rad.
A=20,C-5	Five cycle at Q=3.0, 6.0, 9.0 tf, R=1/100 rad. and one cycle at R=2/100, 3/100 rad.

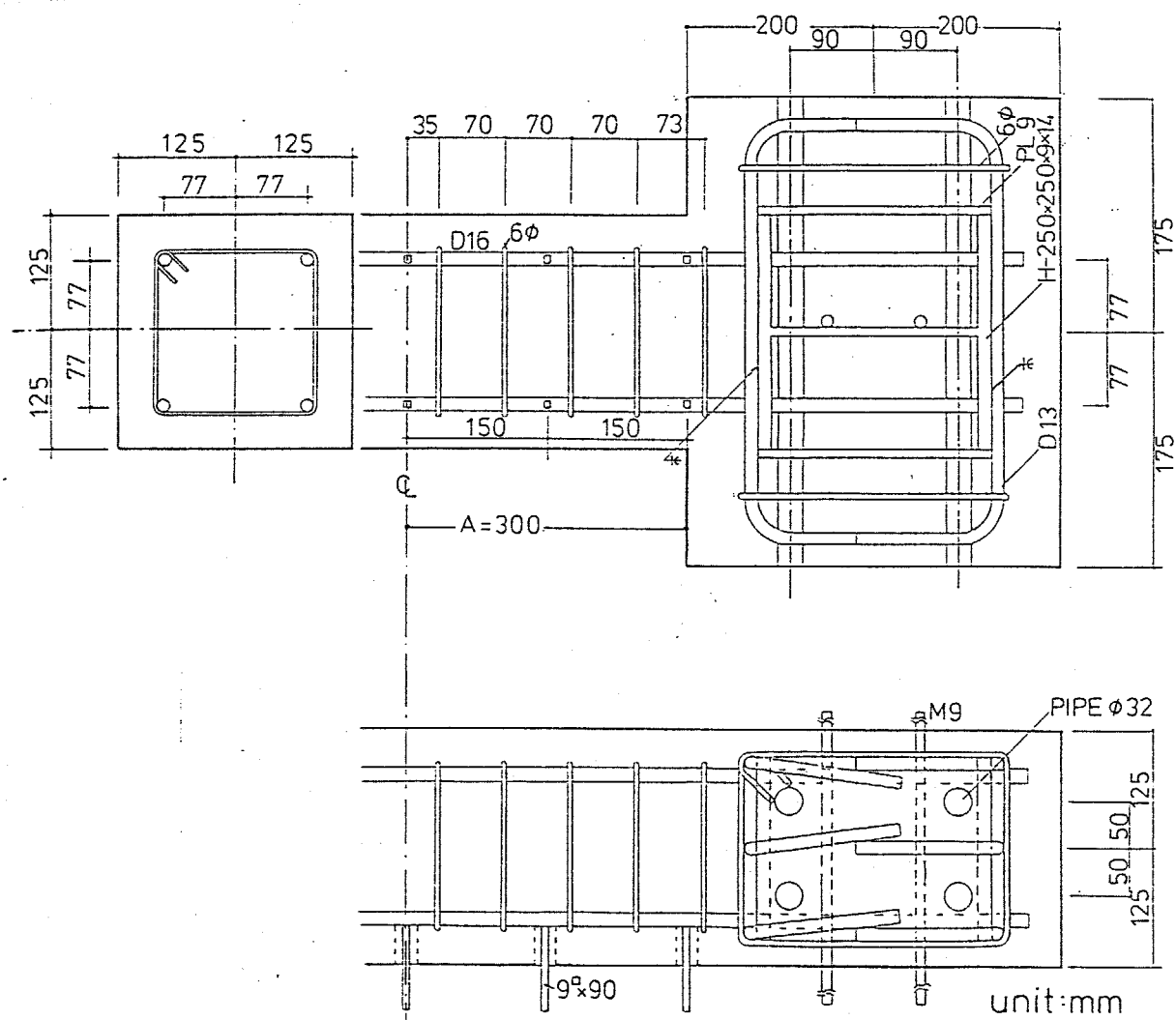


Fig. 5.1 試験体配筋例 (A=30cm)

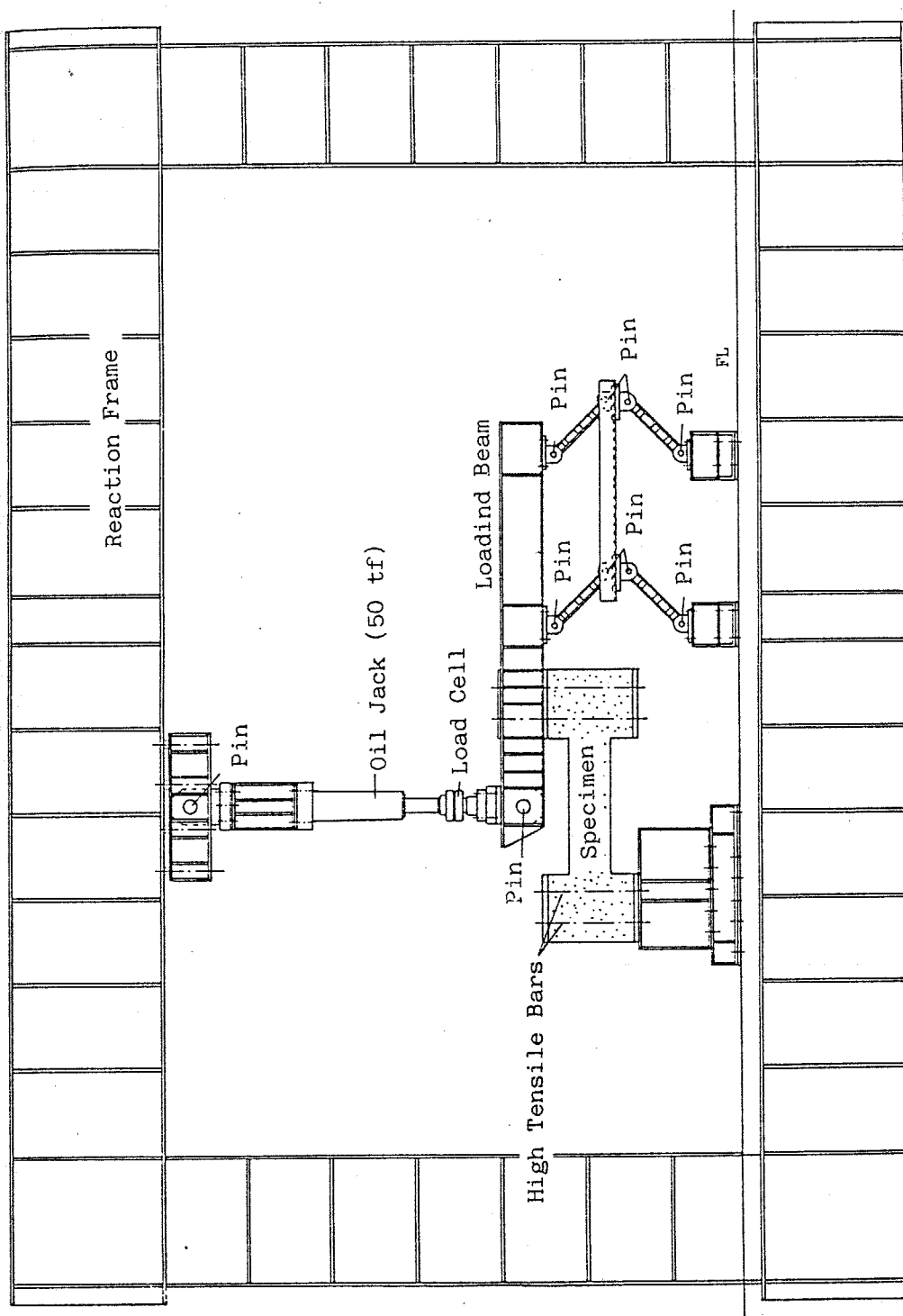


Fig. 5.2 加力装置

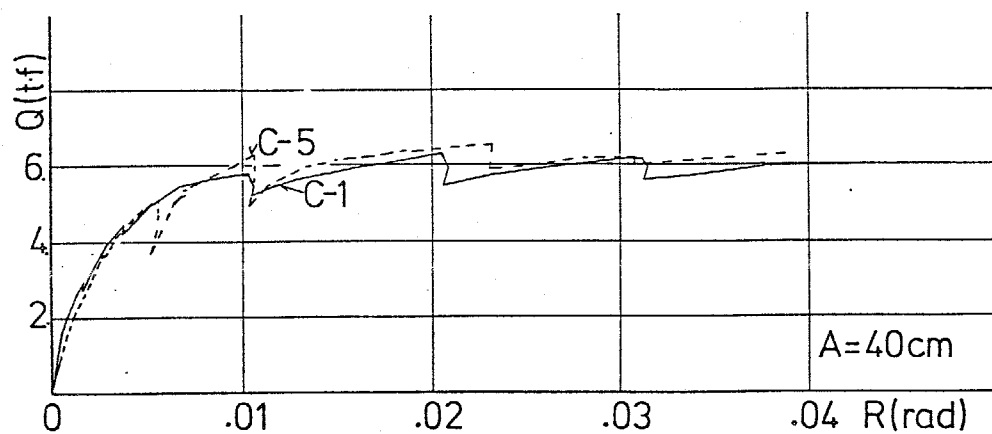


Fig. 5.3 荷重部材角關係 $A=40\text{cm}$

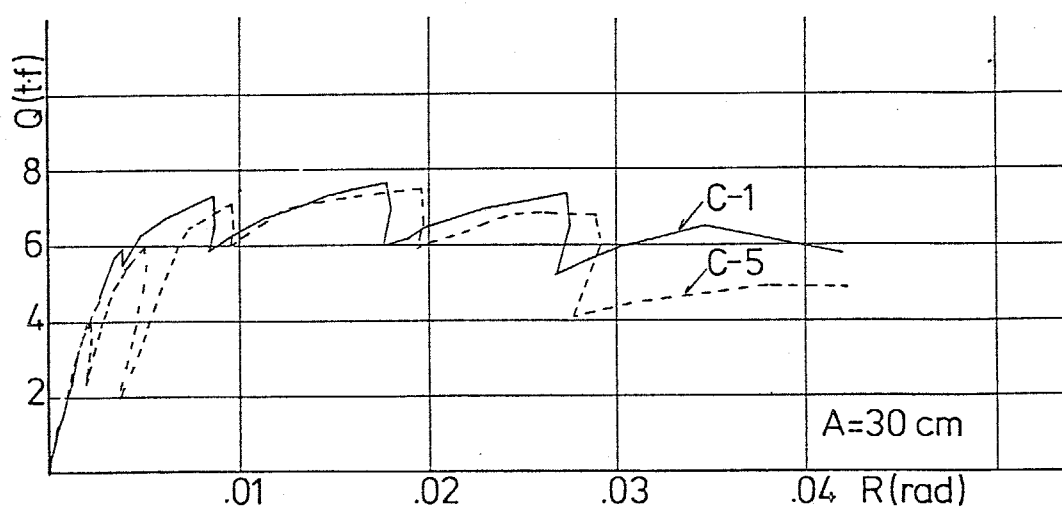


Fig. 5.4 荷重部材角關係 $A=30\text{cm}$

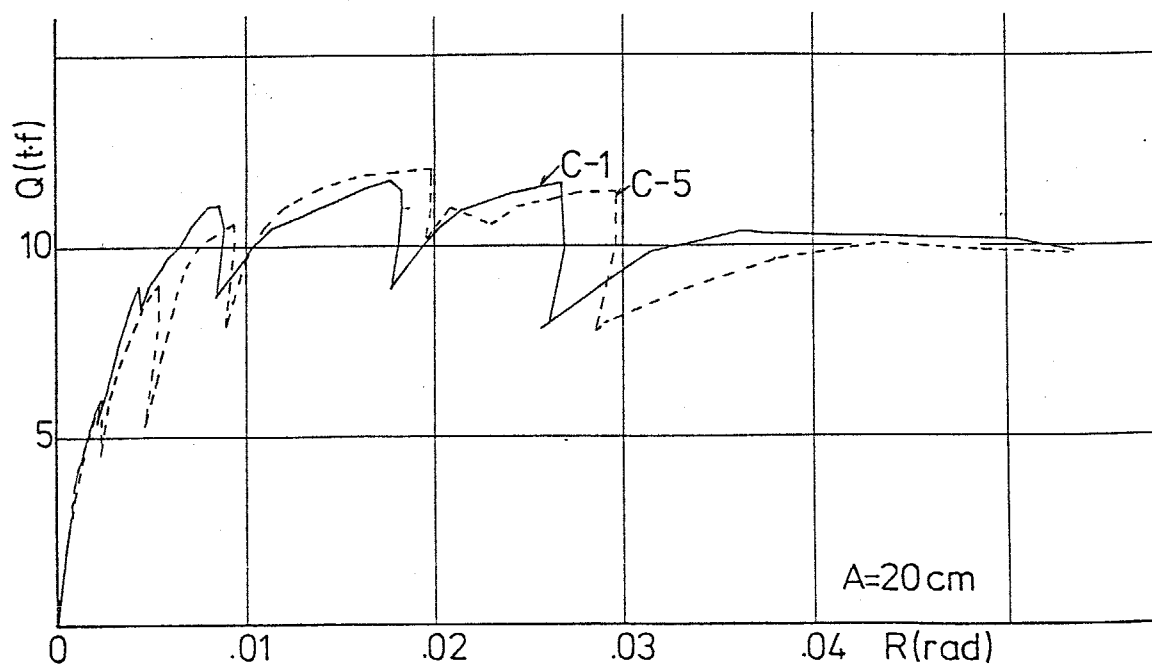


Fig. 5.5 荷重部材角關係 $A=20\text{cm}$

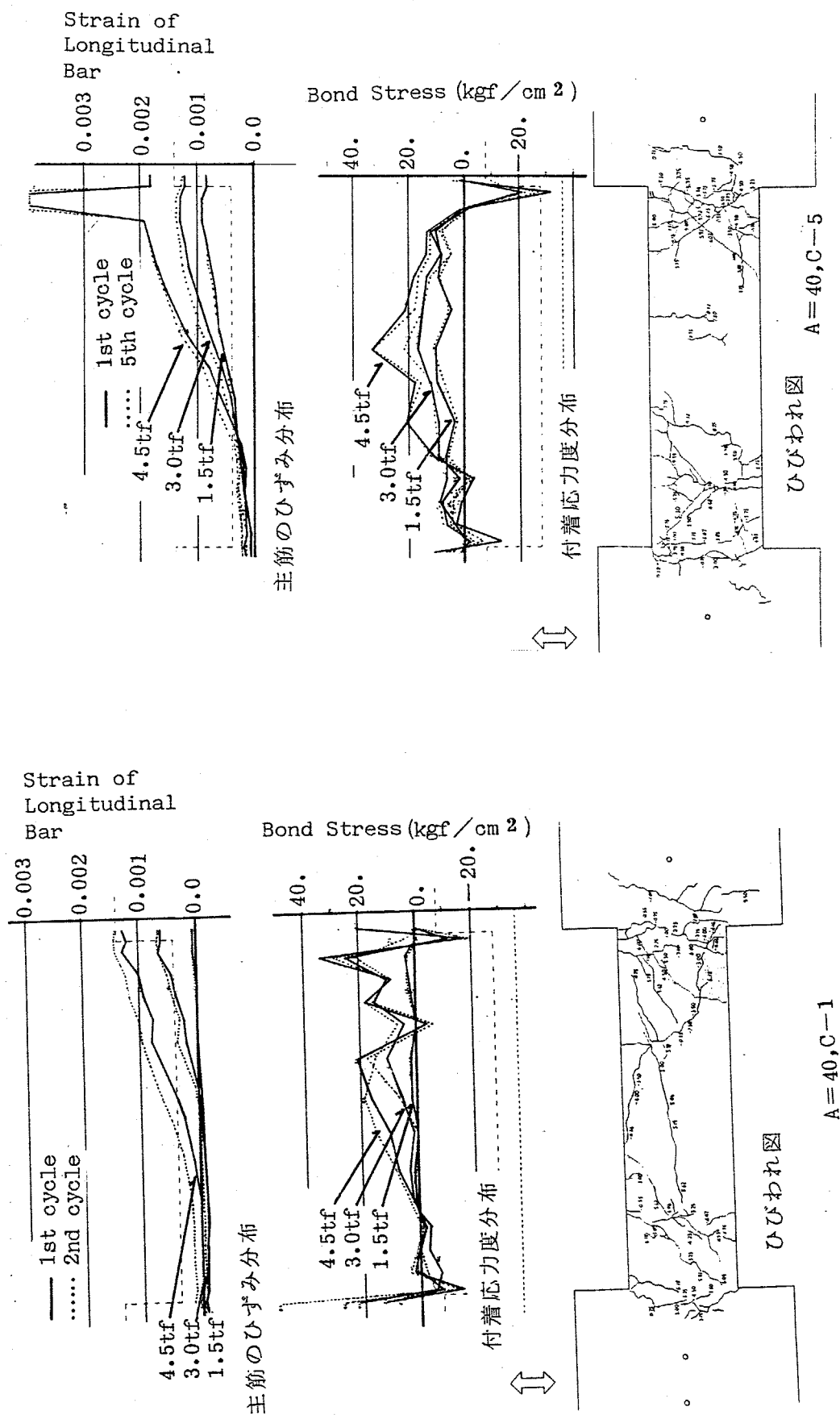


Fig. 5.7

Fig. 5.6

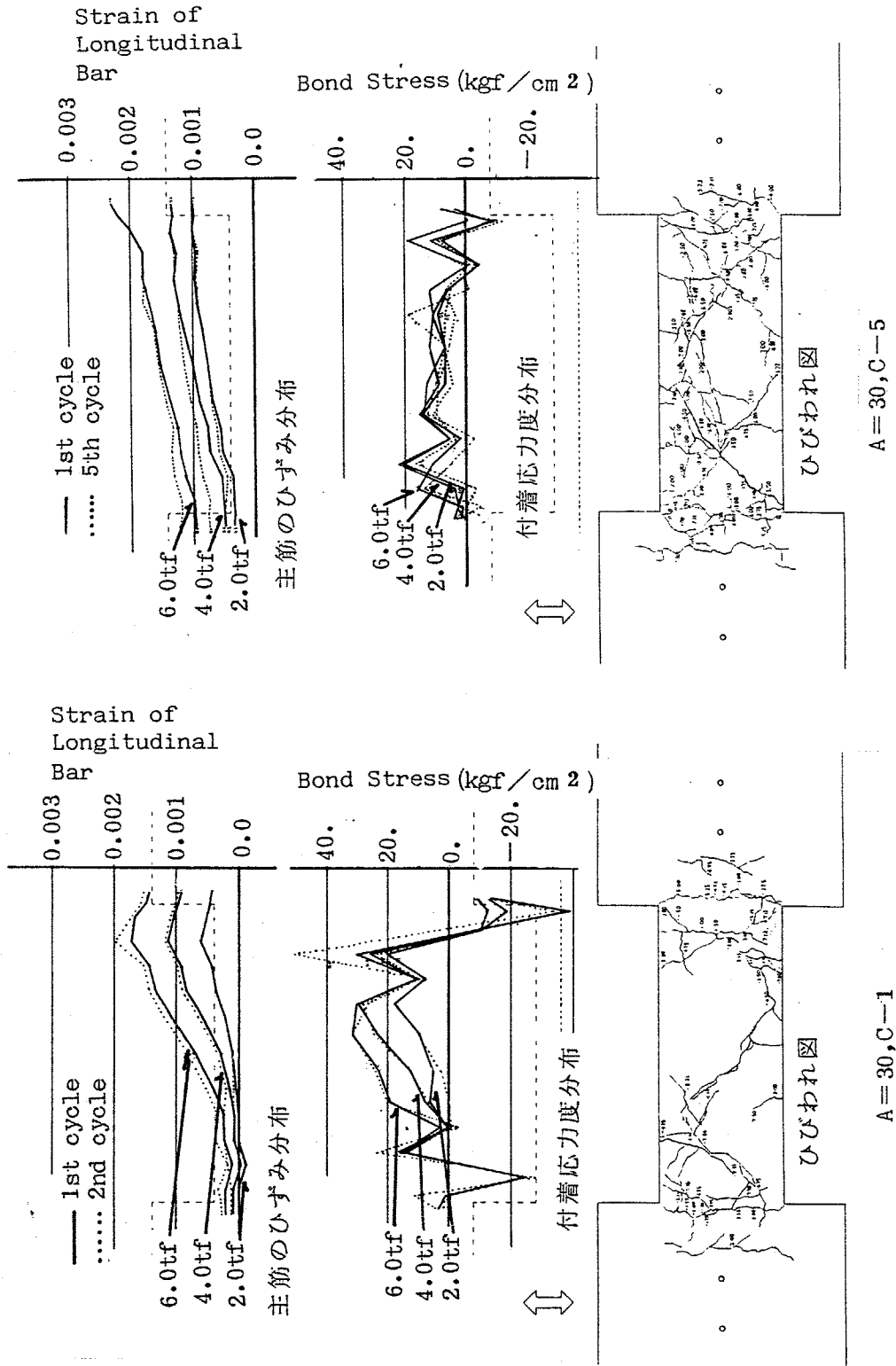


Fig. 5.9

Fig. 5.8

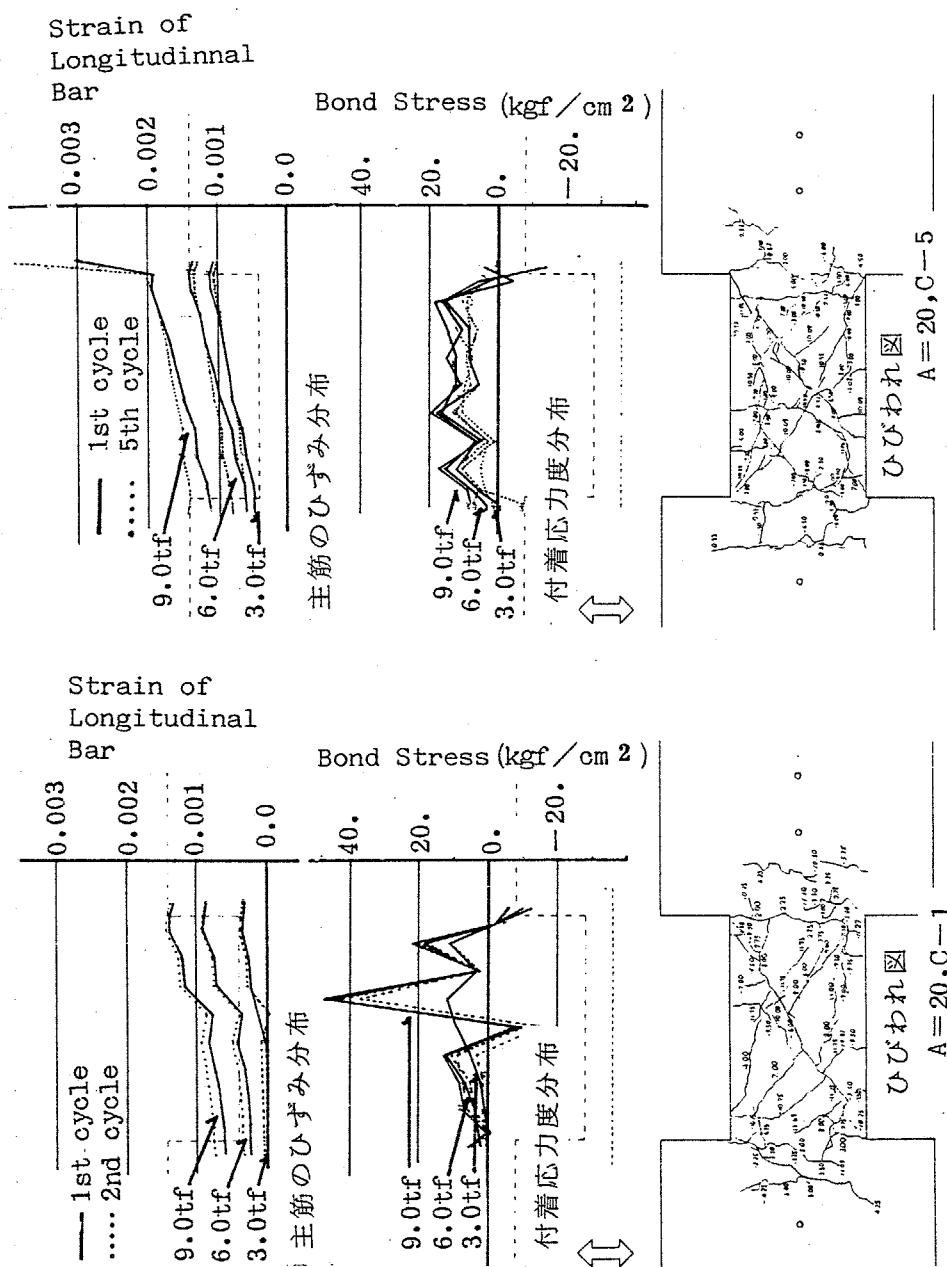


Fig. 5.10

Fig. 5.11

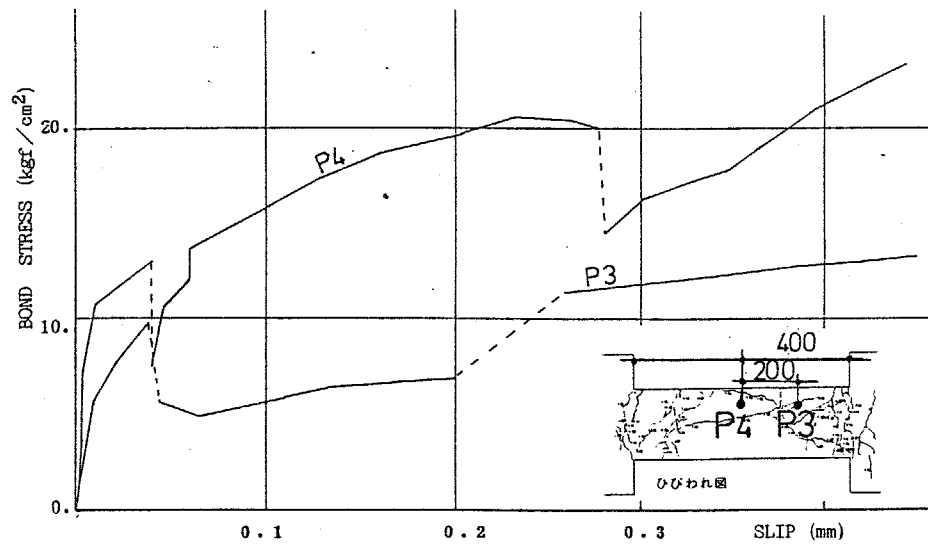


Fig. 5.12.1 A=40, C-1

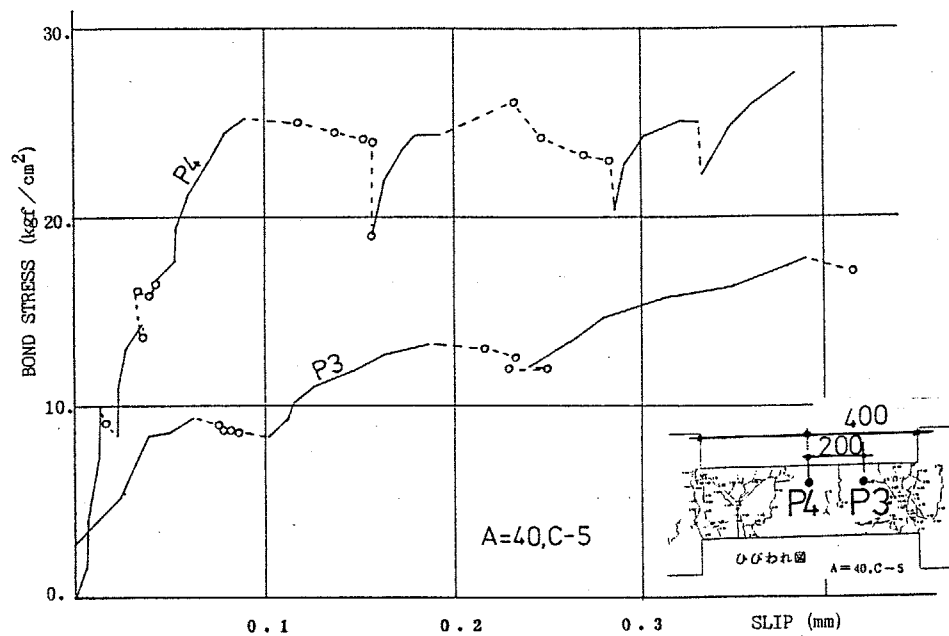


Fig. 5.12.2 A=40, C-5

Fig. 5.12 付着応力すべり関係 A=40cm

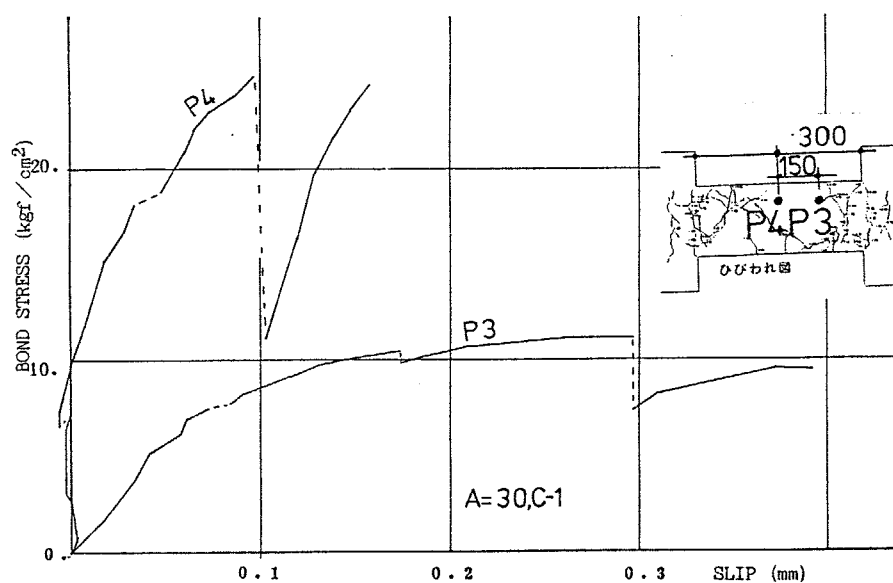


Fig. 5.13.1 A=30, C-1

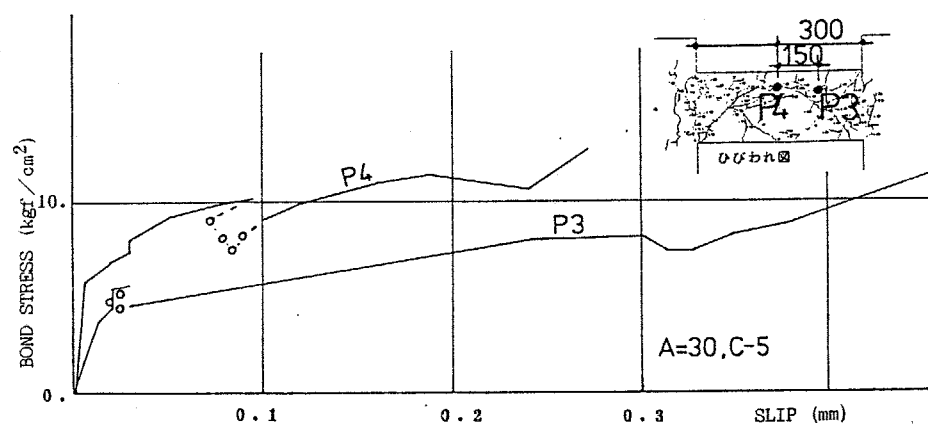


Fig. 5.13.2 A=30, C-5

Fig. 5.13 付着応力すべり関係 A=30

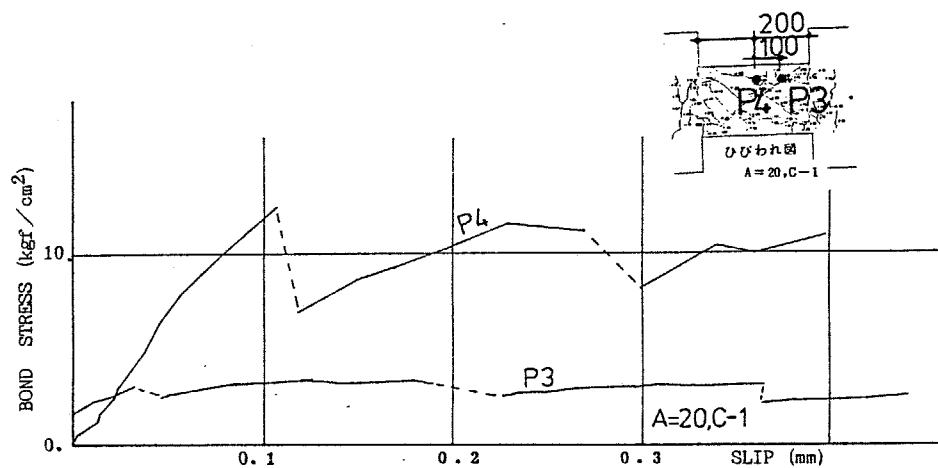


Fig. 5.14.1 A=20, C-1

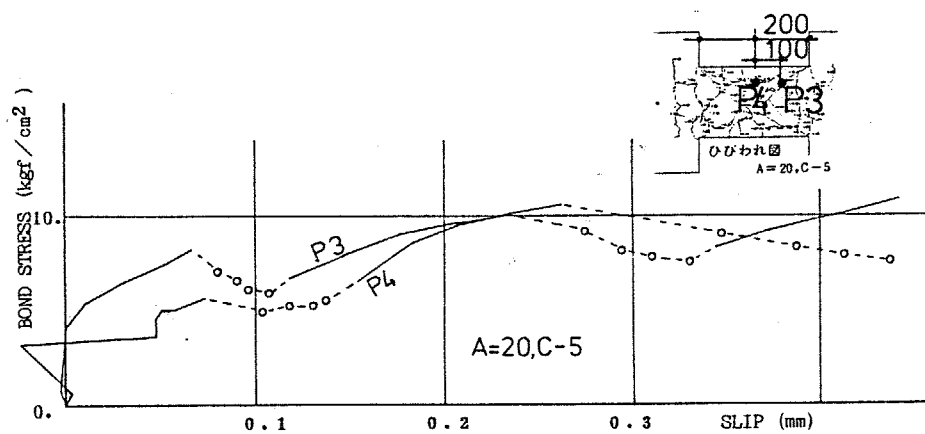


Fig. 5.14.2 A=20, C-5

Fig. 5.14 付着応力すべり関係 A=20

3 はり主筋のムビわれ近傍における付着性状

3.1 試験体および使用材料

前節のシアスパン比を変化させた実験において、シアスパンが長い場合には部材全体にわたって付着劣化が生じ、シアスパンが短い場合には、材端部のはりせいと同じ長さぐらいの範囲では、ムビわれの間隔も短かくあまり大きな付着応力度になっておらず、はりせい以上離れたところでは、ほぼ平面保持が成立すると考えられるもよいであろうと考えられた。

本節の実験では、危険断面から約はり有効せいだけ離れた位置に発生する曲げせん断ムビわれ近傍のはり主筋の付着性状をシアスパンの長い場合について調べ、第3章の付着実験との関連について調べたものである。試験体の一覧を Table 5.5 に示す。ムビわれ近傍での付着劣化の様子を調べるために、引張縁から引張主筋までの曲げムビわれは予め発生させておくこととした。Broms⁵⁻³⁾によれば、本試験の場合、ムビわれ間隔は、D13を使用した場合で約 9 cm, D19 を使用した場合で約 13 cm となる。また、はり有効せいが 20.2 cm であることも考慮して、ムビわれ間隔は 10 cm を標準とし、柱面位置を含め 3 本のムビわれを入れておくこととし、比較として、ムビわれのないもの、間隔 20 cm と中央のムビわれをなくしたものも実験した。引張主筋には、2 本の D19, 2 本の D16, 3 本の D13 の 3 種類とし、また、主筋にはムビれメーシを貼布するため溝を切削したものをを用いたので、この 3 種類の主筋

の断面積と降伏点の積がなるべく等しくなるように溝の大きさを調節した。主筋の溝切形状の詳細をFig. 5.15に示す。使用材料の力学的性質、加工後の断面積をTable 5.6, 5.7に示す。試験体の配筋例もFig. 5.16に示す。試験体は、試験部分、柱形部分、グリー部分からなっており、加力は単純ばり形式で行うが、実際には片持ばり形式の加力形式となっている。主筋は両端でプレート、および、片形鋼に溶接され定着されている。予め発生させておくひびわれは、厚さ0.5 mmの鉄板を設置しておくことで表わした。試験体の破壊形式は曲げ破壊となるようにした。

5.3.2 加力および変形の測定

加力装置をFig. 5.17に示す。加力は一方向漸増くり返し载荷とした。

相対変形は、柱形に固定したゲージホルダーに取り付けた電気式変位計により支点位置で測定した。

主筋のひずみはFig. 5.18に示す位置で測定した。コンクリートのひずみは、試験体の表面でFig. 5.18に示すようにコンタクトゲージで測定した。

主筋の付着応力度はひずみの差から計算し、主筋とコンクリートの局所的な相対すべりは、主筋のひずみとコンクリートのひずみを試験体端部から積分し、その差として計算した。

5.3.3 荷重変形関係および主筋の付着応力度分布

Fig. 5.19にD16-0の荷重と変形の関係を示す。図中の破線は、

計算値で、曲げひびわれモーメントと降伏点剛性を菅野式^{5.4)}で、降伏モーメントを梅村博士の ϵ 関数法で計算し、直線で結んだものである。Fig.5.20に、D16-0の、 $P=8t$ 時のひびわれ図、 $P=4t, 6t, 8t$ 時の主筋のひずみ分布、付着応力度分布を示す。 $P=2.0t$ で柱面位置にひびわれが発生し、 $P=2.6t$ で柱面から約14cm離れた位置に第2ひびわれが発生、さらに、 $P=6t$ で柱面から約32cm離れた位置に第3ひびわれが発生している。主筋のひずみ分布から見て、第2ひびわれが変形に対し支配的なひびわれとなっている。 $P=4t$ で、この位置での付着応力度が約 40 kgf/cm^2 となっており、曲げ耐力から計算した付着応力度 τ_a ($\tau_a = Q/\psi_j$) $= 11.4 \text{ kgf/cm}^2$ よりもかなり大きな値となっている。荷重が増加しても、この付着応力度は増加せず頭打ちの状態となり、支点側の付着応力度が徐々に増加してきている。

Fig.5.21, 5.22にD16-20の場合について示す。柱面位置の第1ひびわれと、そこから20cm離れた第2ひびわれは、 $P=4.6t$ で同時に進展を始め、第2ひびわれは、柱面圧縮域に向うように斜めに進展し、 $P=5t$ で遂に引張縁方向にも進展し、主筋を横切った。このため、第2ひびわれ近くでは、5cm間隔で2本のひびわれが主筋を横切り、付着応力度分布が乱れている。D16-0と同様、このひびわれ近くでの最大付着応力度は約 40 kgf/cm^2 となっている。

Fig.5.23, 5.24にD16-10の場合について示す。Fig.5.25, 5.26にD19-10の場合を、Fig.5.27, 5.28にD13-10の場合について示す。

D13-10では、主筋のひずみ分布、付着応力度分布については、隅筋と中央筋とについて示す。

D16-20に比べ、柱面近傍のひびわれ間隔が狭いので、付着応力度分布が柱面近傍で凹凸が著しいものの、いずれの試験体もD16-20と同様の傾向を示しており、主筋径の違いによる影響はみられない。これは、主筋降伏強度と断面積の積を等しくしたためとも考えられる。

また、小倉ら³⁻³⁾の実験では、主筋が3本配置の場合、隅筋の最大付着応力がかなり低く、野口³⁻²⁾の実験でも隅筋の方が中央筋よりもやや后荷重時のひずみが大きいと報告されているが、本実験では、そのような傾向はみられなかった。これは、小倉らの実験では、かぶり鉄筋径の1.5倍、野口の実験では2.0倍であるのに対し、本実験では2.5倍と大きかったためと考えられる。

5.3.4 ひびわれ近傍での付着応力すべり関係

Fig.5.29にD16-20の第2ひびわれ近傍での付着応力すべり関係を、主筋降伏まで示す。ひびわれ近くのP13, P12での付着劣化は著しく、また、P14, P15では、Fig.5.22に示したように付着応力度が35~40 kgf/cm²で頭打ちの傾向がみられ、P16では、まだ最大付着応力度に達していないと思われる。初期の剛性は、P12~P16でほぼ同じとなっている。

Fig.5.30にD19-10, Fig.5.31にD13-10についての第3ひびわれ近傍での付着応力すべり関係を示す。D13-10では、付着応力度

があまり大きくなならないうちに主筋に降伏が生じているものの、いずれも傾向的に相異はみられない。

最大付着応力度とムビわれからの距離の関係を Fig. 5.32 に示す。縦軸は P14 の最大付着応力度で無次元化している。第3章の結果とほぼ同様の結果となっており、ムビわれからの影響を受けるのも、鉄筋径の 3.5 ~ 4.0 倍の範囲内である。しかし、基準とした最大付着応力度が第3章では $100 \sim 120 \text{ kgf/cm}^2$ であるのに対し、本実験では 40 kgf/cm^2 しかない。これは、せん断力、主筋のダボ作用などの影響であると考えられるので、せん断補強筋量、シアスパンなどにより変化するものと考えられる。

Table 5.5 試験体一覧 (ムビわれ近傍の付着実験)

No.	Name of Specimen	Longitudinal Tensile Bar	Precrack	Space of Precrack
1	D16-20	2-D16	with two precracks	20cm
2	D16-10	2-D16	with three precracks	10cm
3	D16-0	2-D16	without precrack	—
4	D19-10	2-D19	with three precracks	10cm
5	D13-10	3-D13	with three precracks	10cm

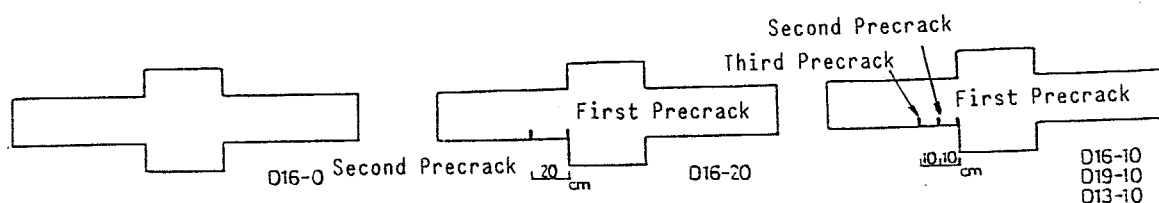
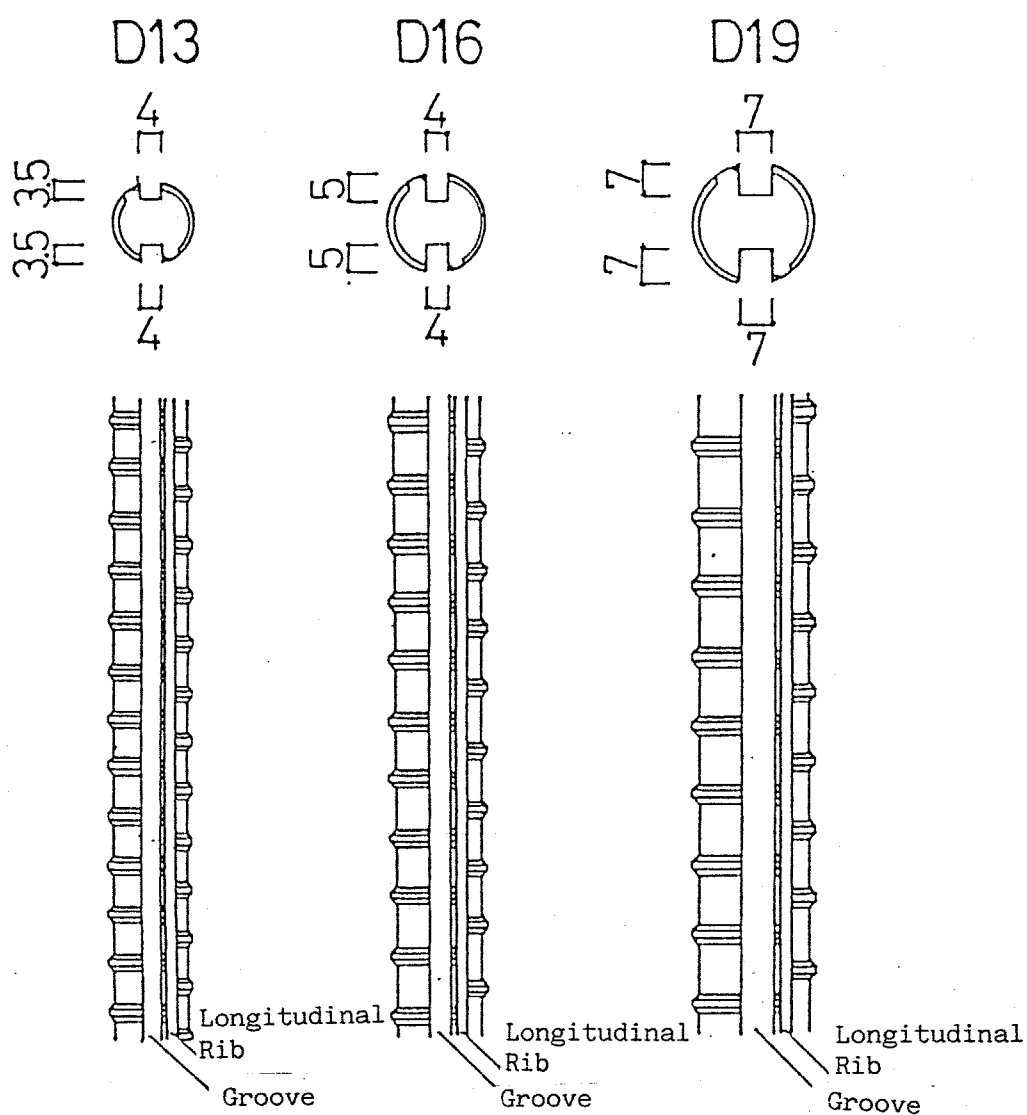


Table 5.6 コンクリートの力学的性状 (ムビわれ近傍の付着実験)

Maximum Strength	Young's Modulus	Tensile Strength
218 kgf/cm ²	230 tf/cm ²	20.1 kgf/cm ²

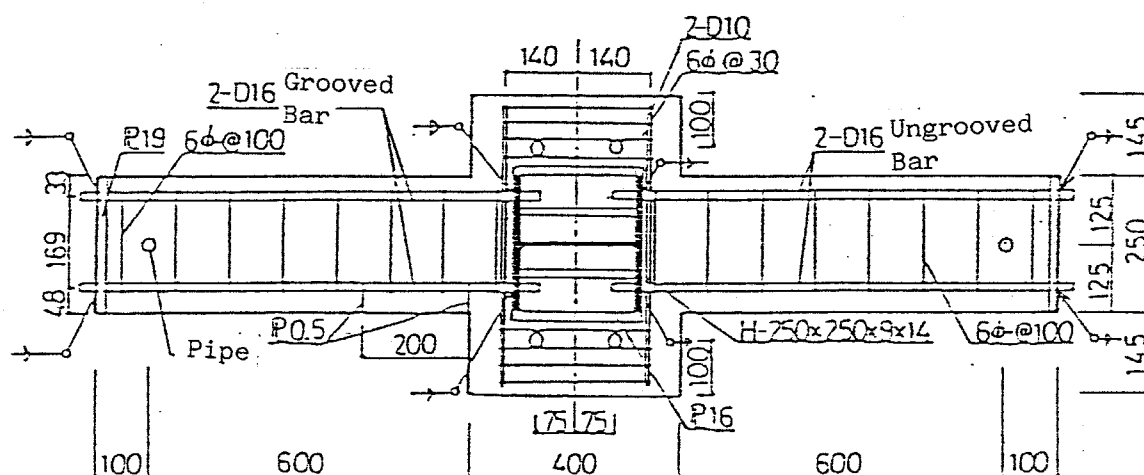
Table 5.7 鉄筋の力学的性質 (ムビわれ近傍の付着実験)

Bar	Ungrooved Bar			Sectional Area of Grooved Bar
	Yield Strength	Maximum Strength	Elongation	
D13	3.86 tf/cm ²	5.68 tf/cm ²	25.4 %	1.03 cm ²
D16	3.88	5.69	25.8	1.61
D19	3.70	5.59	28.0	1.92
6 ϕ	3.53	3.96	21.2	—



unit:mm

Fig. 5.15 使用鉄筋の形状 (UVわれ近傍の付着実験)



unit:mm

Fig. 5.16 試験体配筋例 (D16-20)

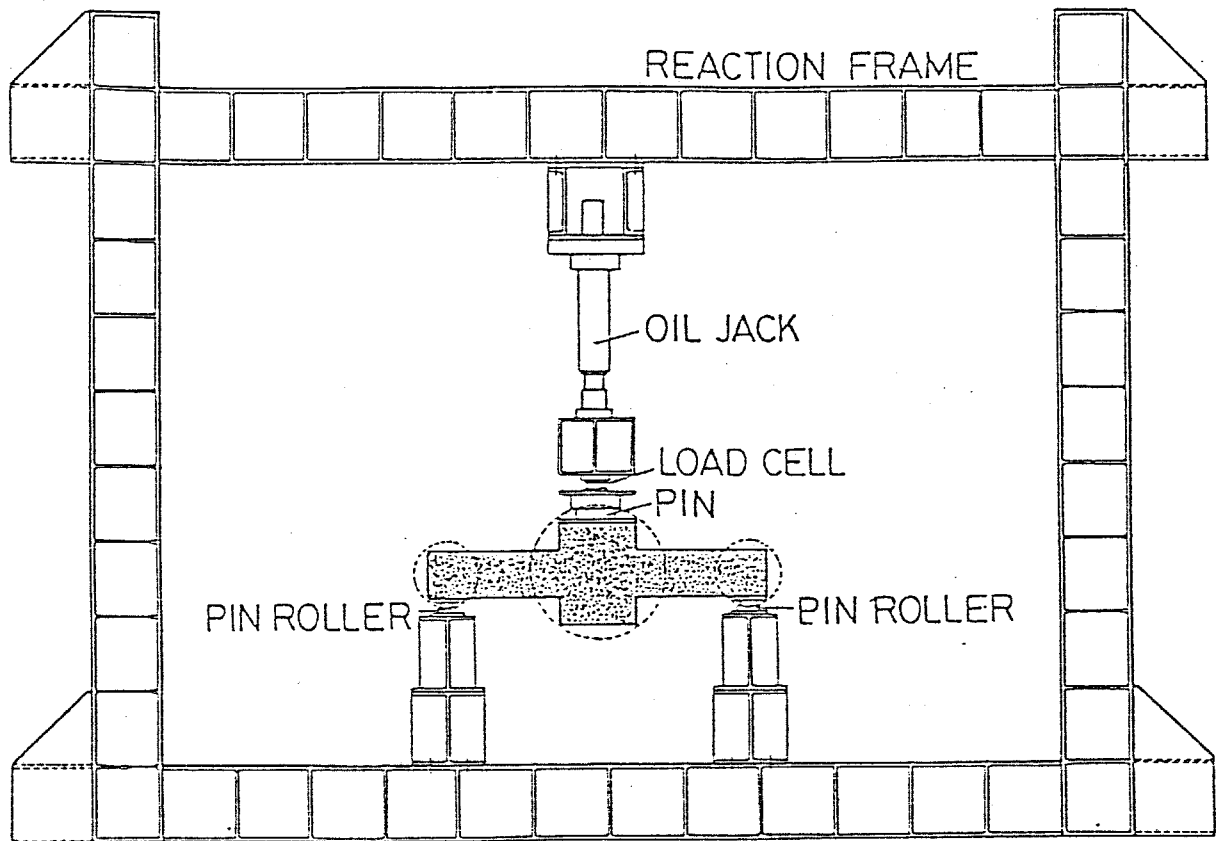
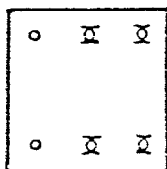


Fig. 5.17 加力装置 (ムビわれ直傍の付着性状)

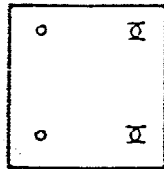
Location Attaching Strain Gage to Longitudinal Bar

○ Nomal Strain Gage

× Gage for Large Strain



D13-10

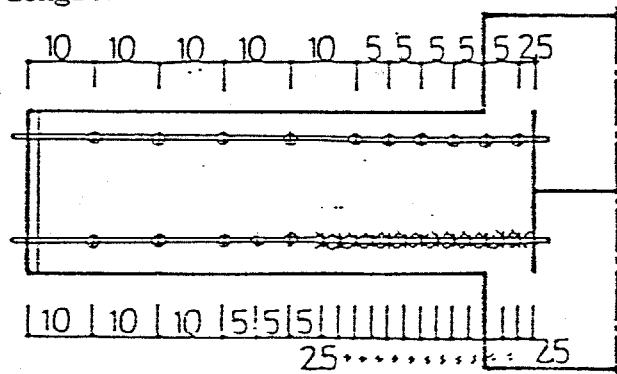


D16-20

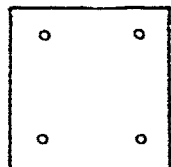
D16-10

D16-0

D19-10



Location Attaching Terminal for Contact Gage to Concrete



unit: cm

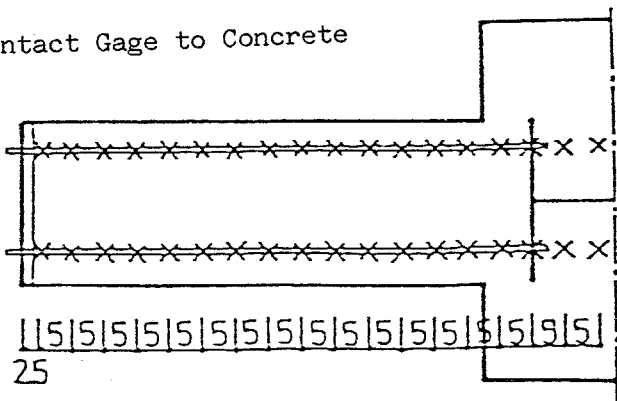


Fig. 5.18 ムずみ測定位置

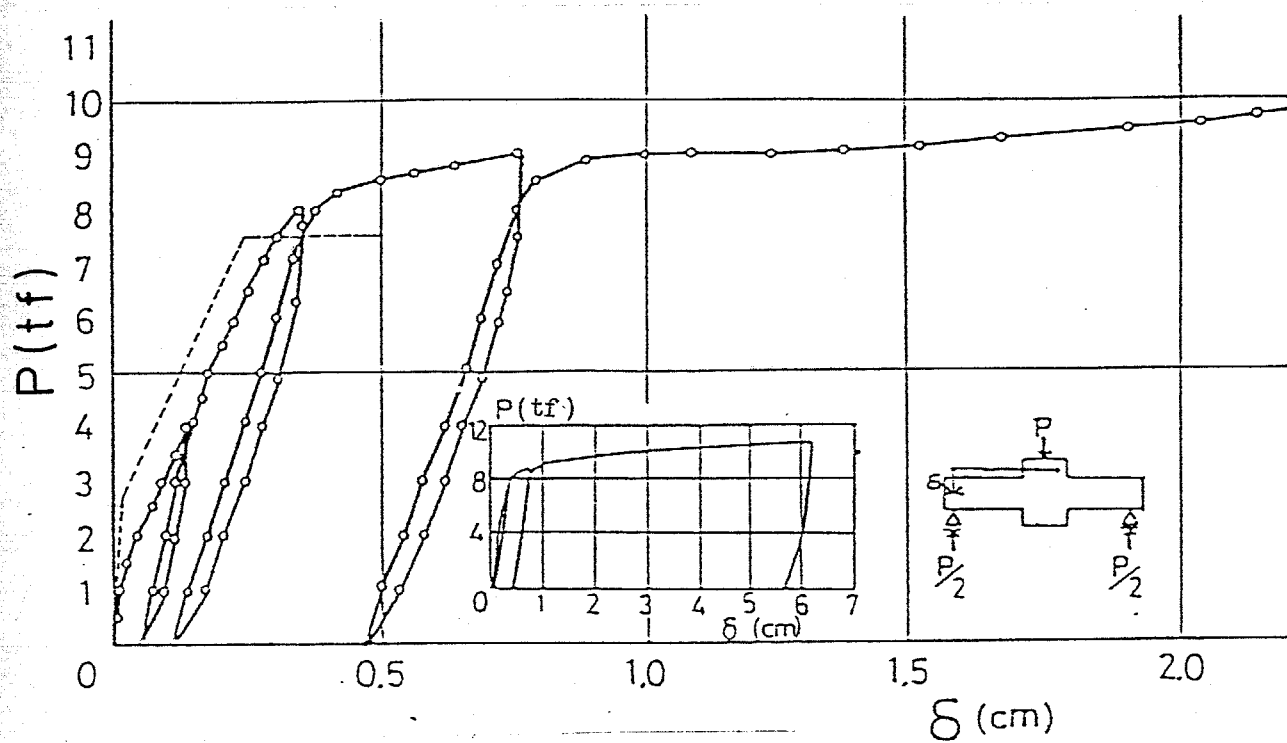
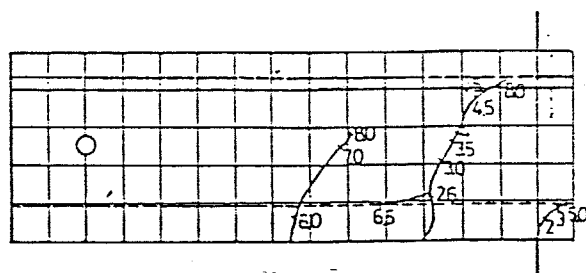


Fig. 5.19 荷重変位曲線 (D16-0)



ひびわれ図 (P=8tf)

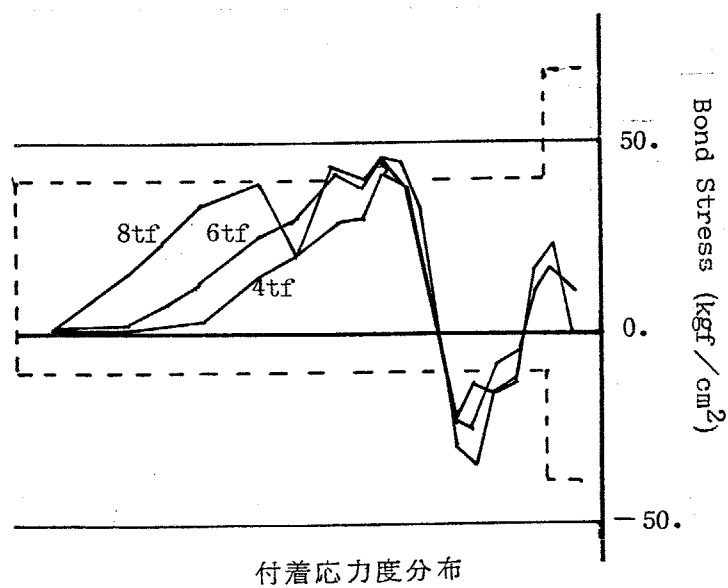
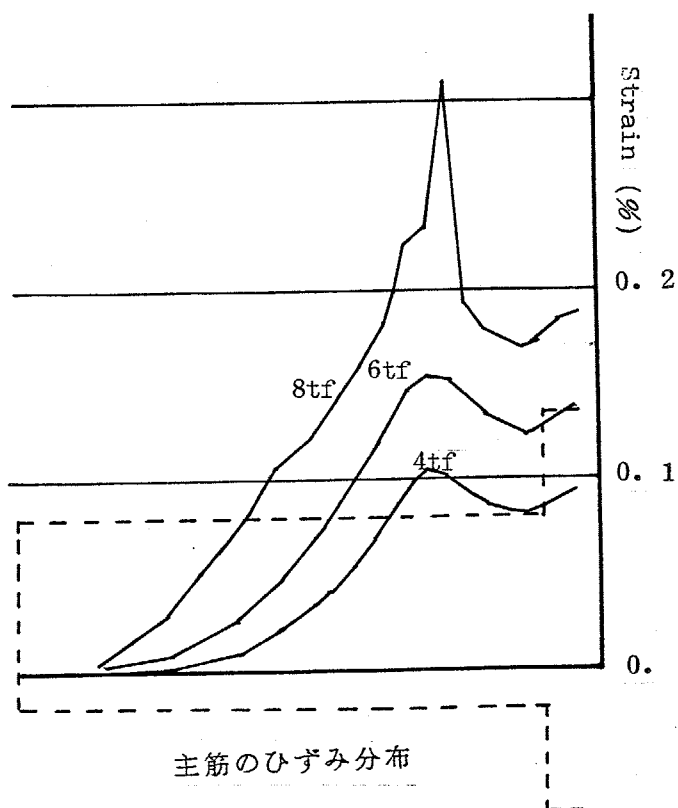


Fig. 5.20 ひびわれ図, ひずみ, 付着応力度分布 (D16-0)

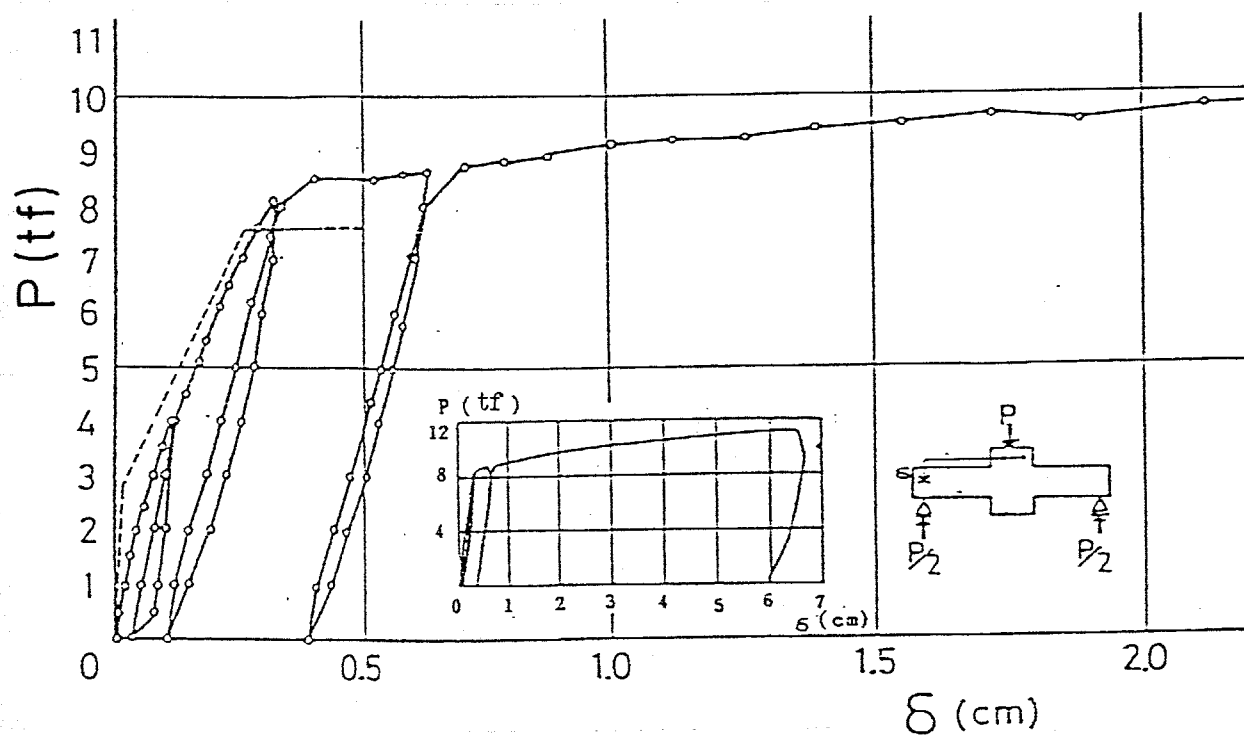
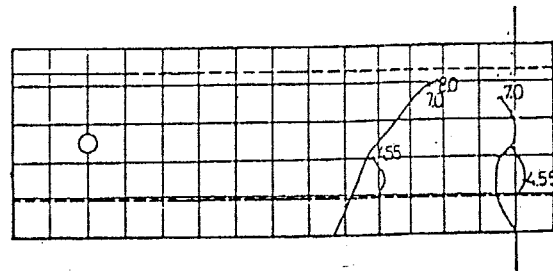
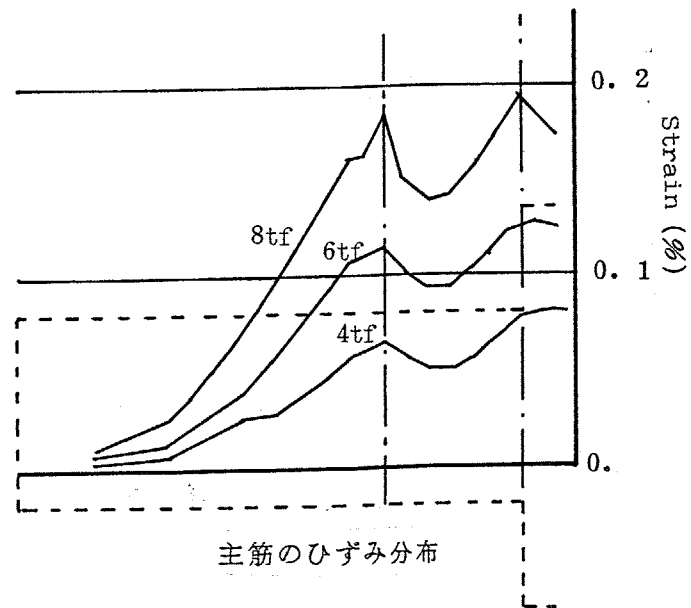
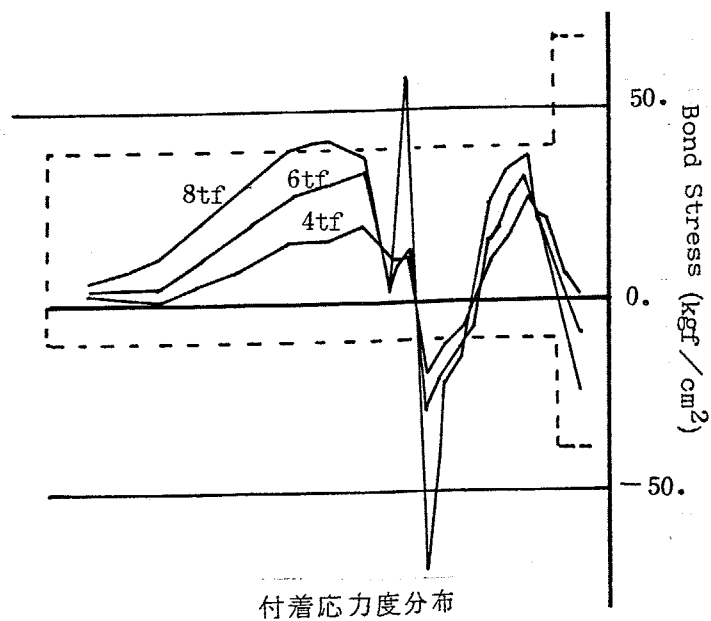


Fig. 5.21 荷重変位曲線 (D16-20)

ひびわれ図 ($P=8\text{tf}$)

主筋のひずみ分布



付着応力度分布

Fig. 5.22 ひびわれ, ひずみ, 付着応力度分布
(D16-20)

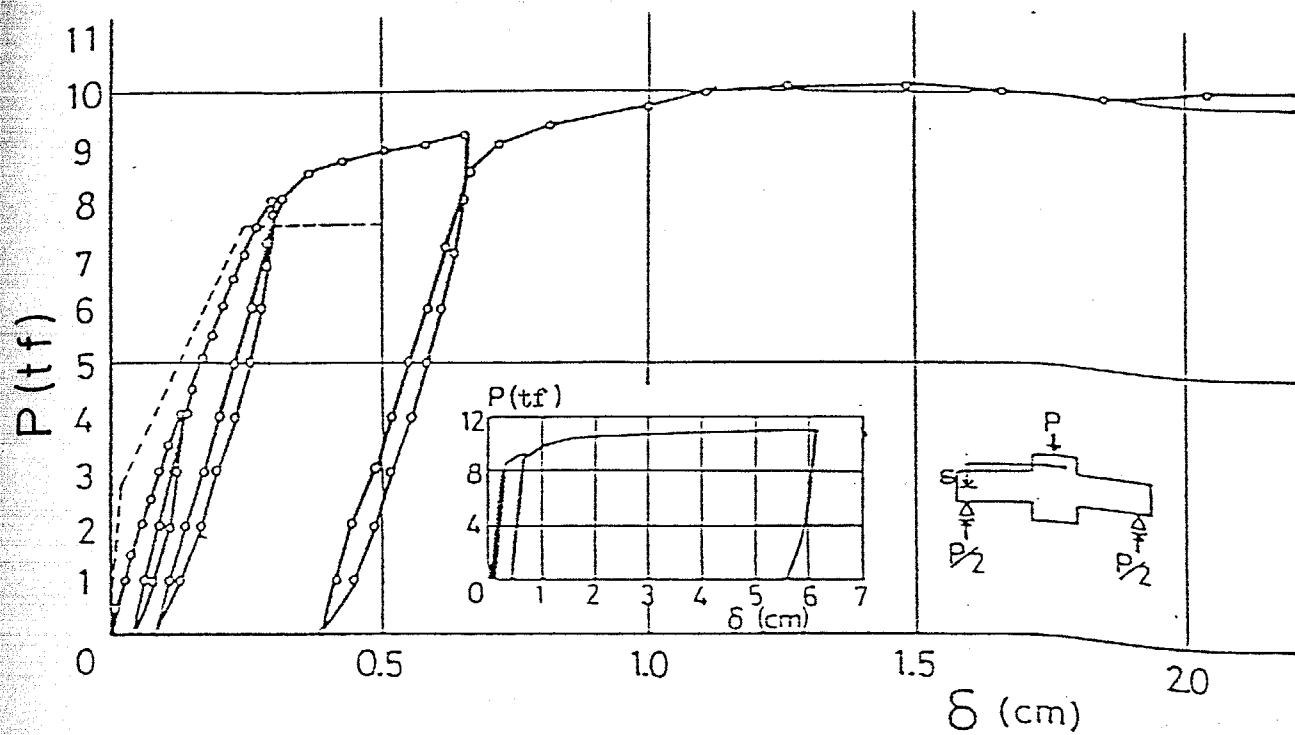
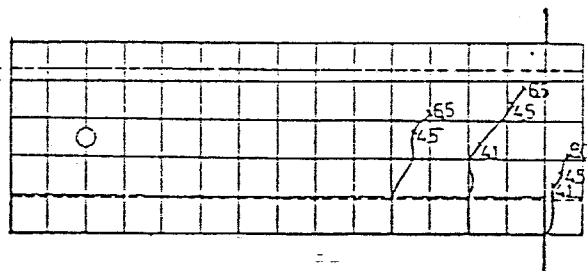


Fig. 5.23 荷重変位曲線 (D 16-10)



ひびわれ図 (P=8tf)

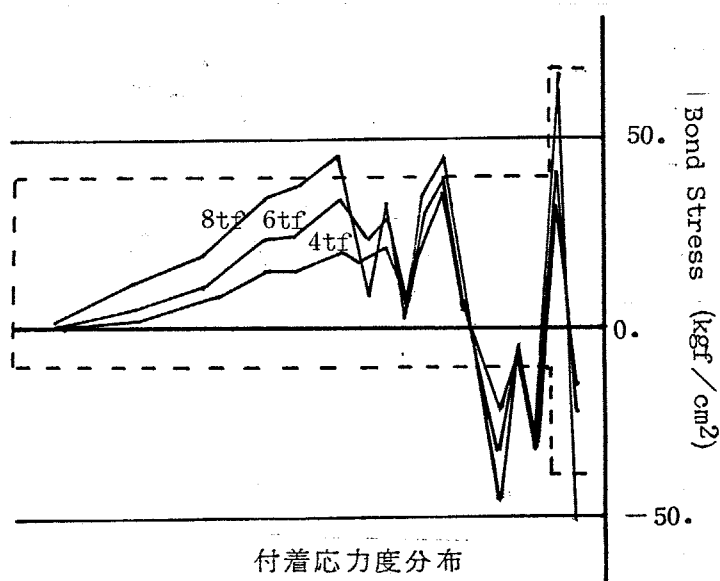
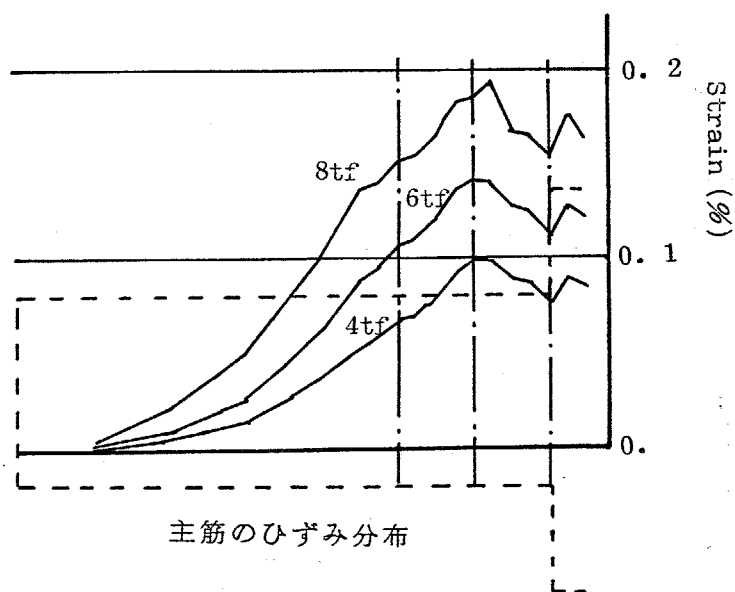


Fig.5.24 ひびわれ, ひずみ, 付着応力度分布
(D16-10)

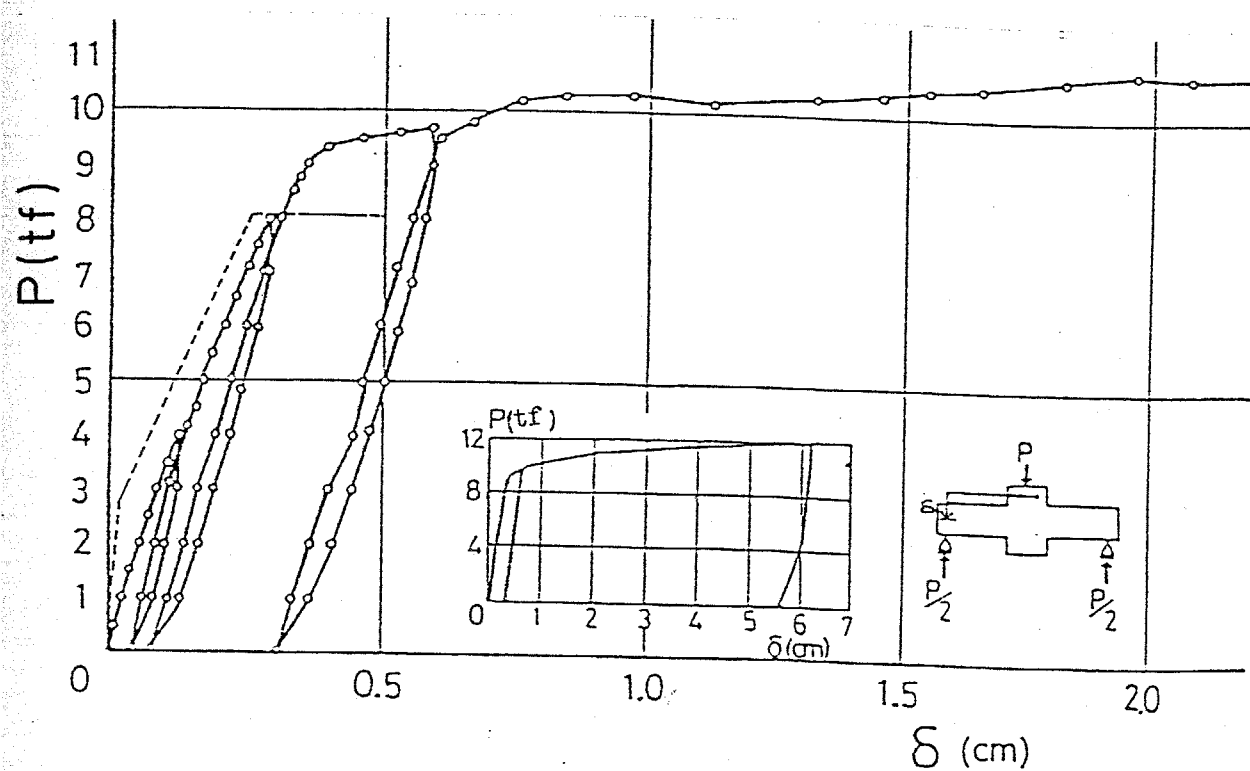
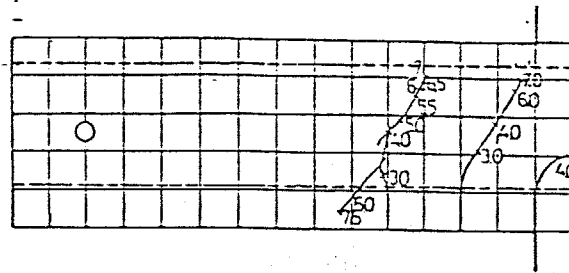
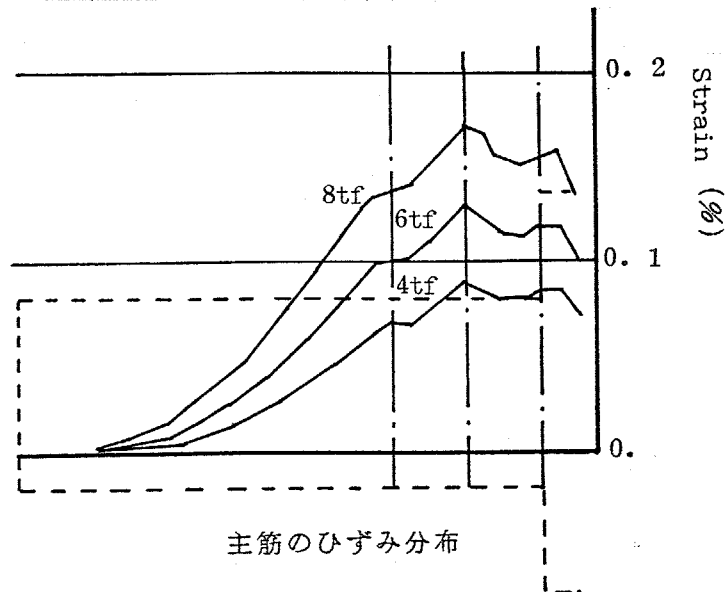
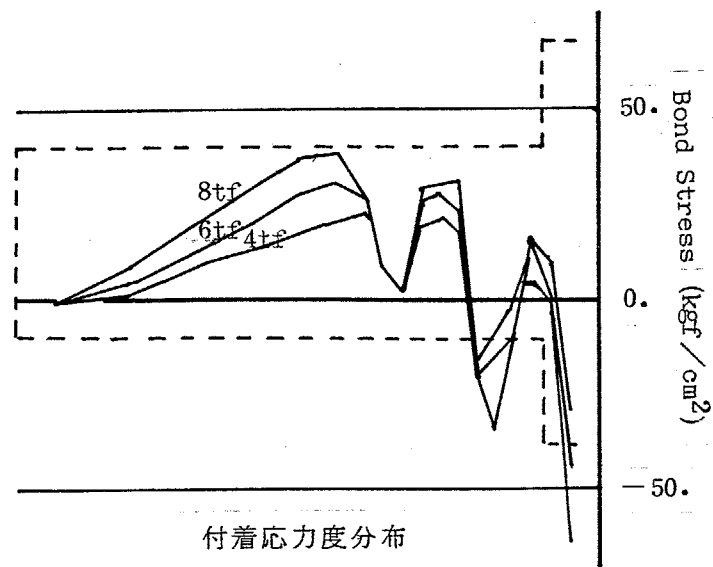


Fig. 5.25 荷重変位曲線 (D19-10)

ひびわれ図 ($P=8\text{tf}$)

主筋のひずみ分布



付着応力度分布

Fig. 5.26 ひびわれ, ひずみ, 付着応力度分布
(D19-10)

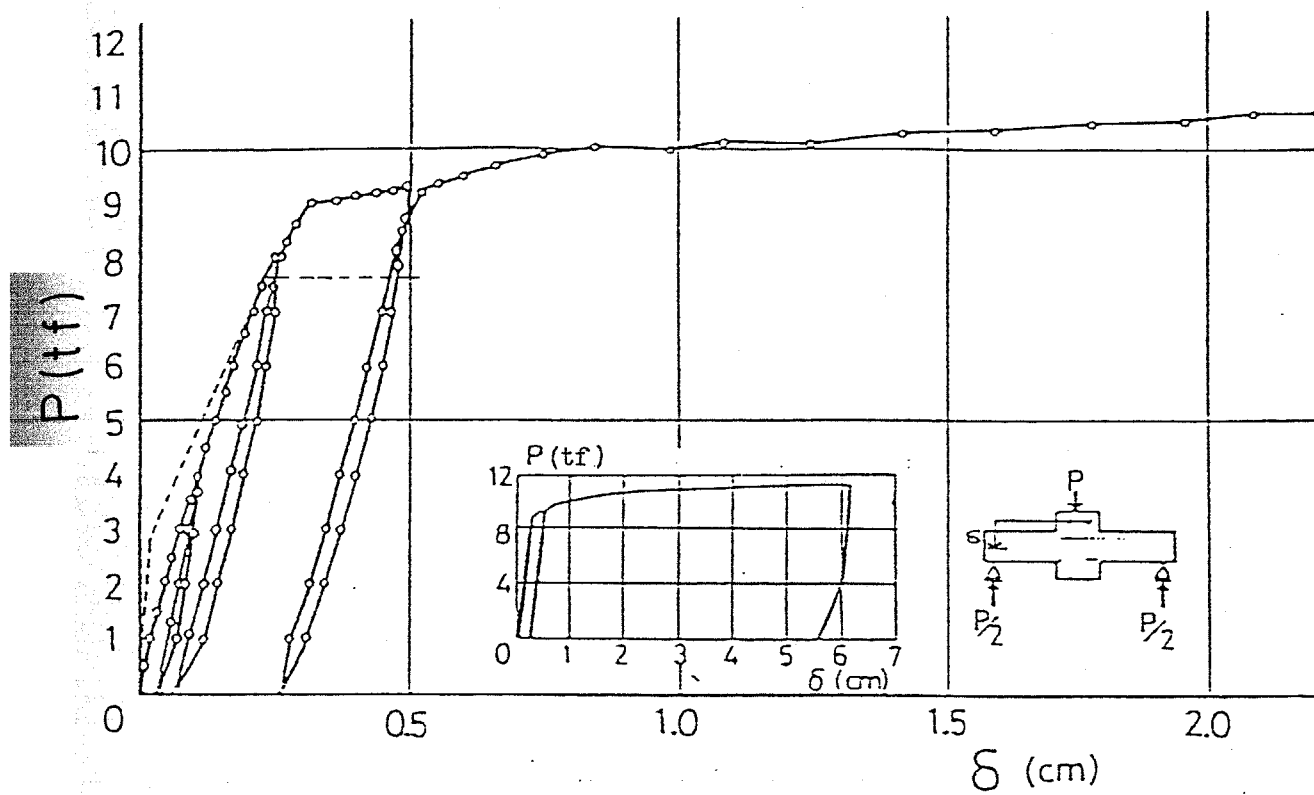
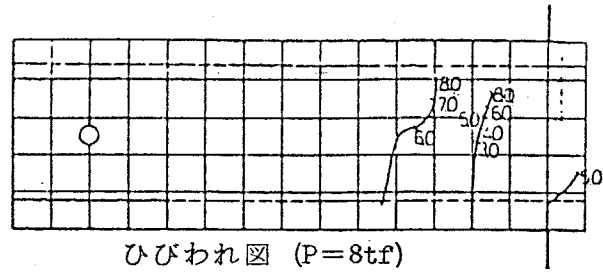


Fig. 5.27 荷重変位曲線 (D 13-10)



中央筋

隅筋

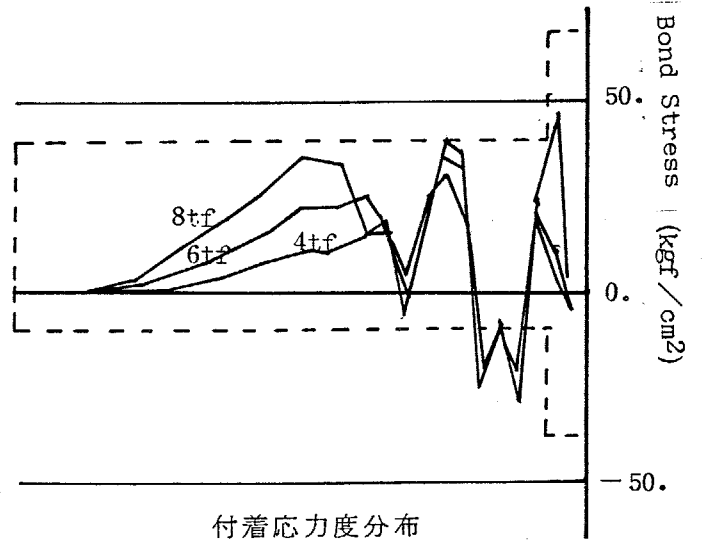
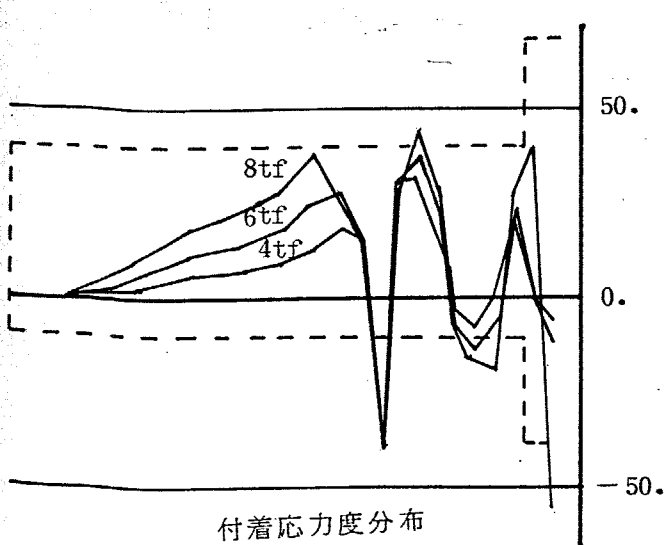
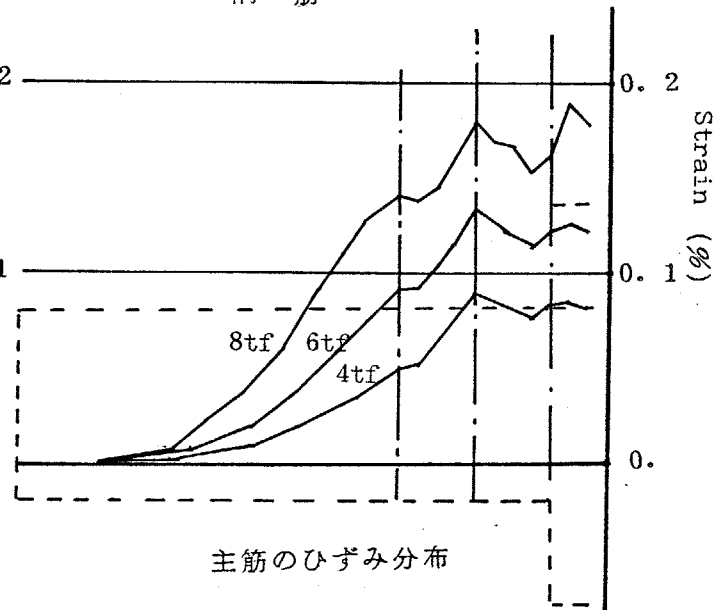
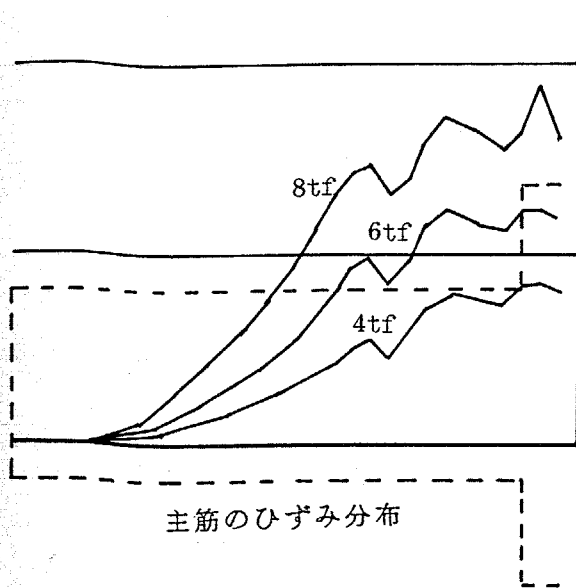


Fig. 5.28 ひびわれ, ひずみ, 付着応力度分布

(D 13-10)

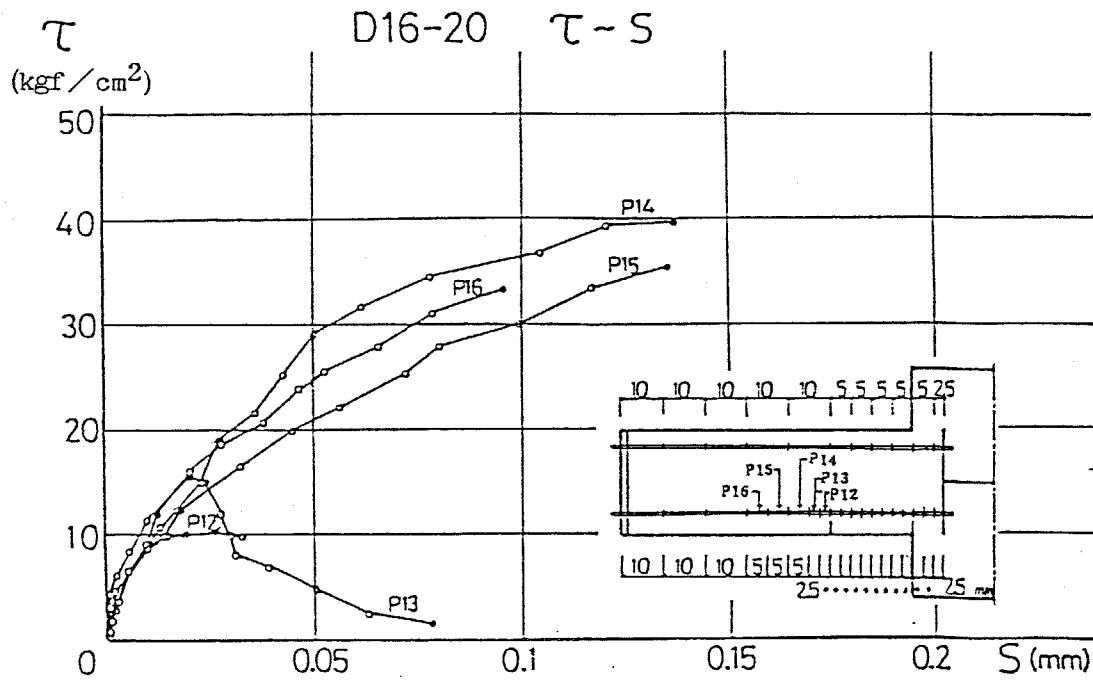


Fig. 5.29 局部付着応力度すべり曲線 (D16-20)

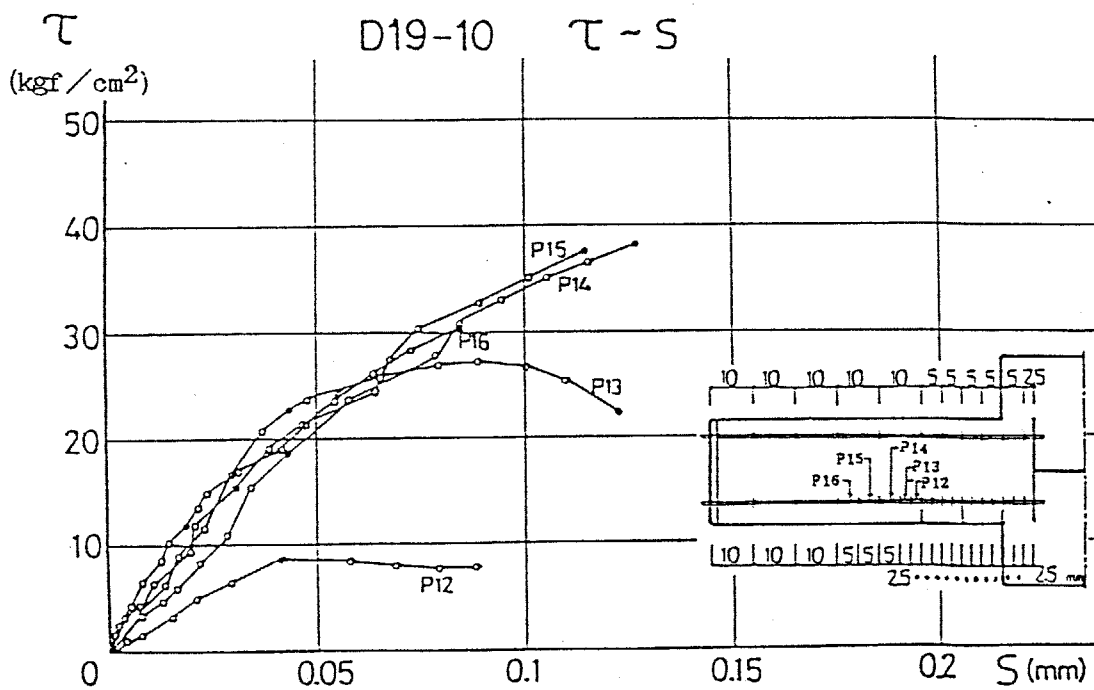


Fig. 5.30 局部付着応力すべり曲線 (D19-10)

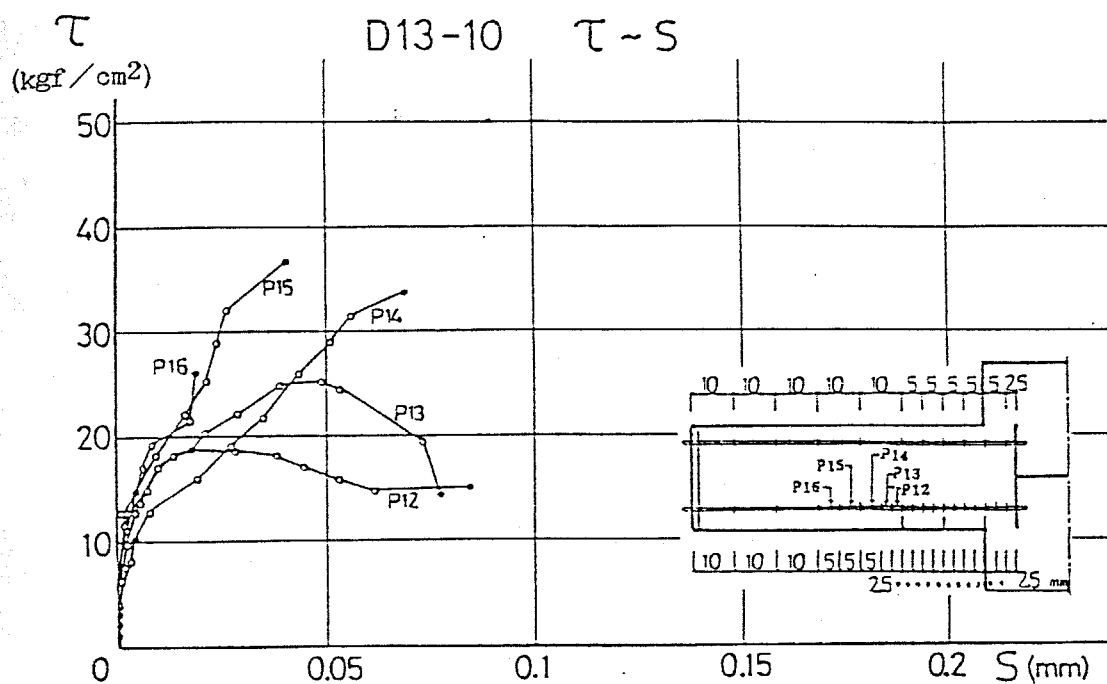


Fig. 5.31 局部付着すべり曲線 (D13-10)

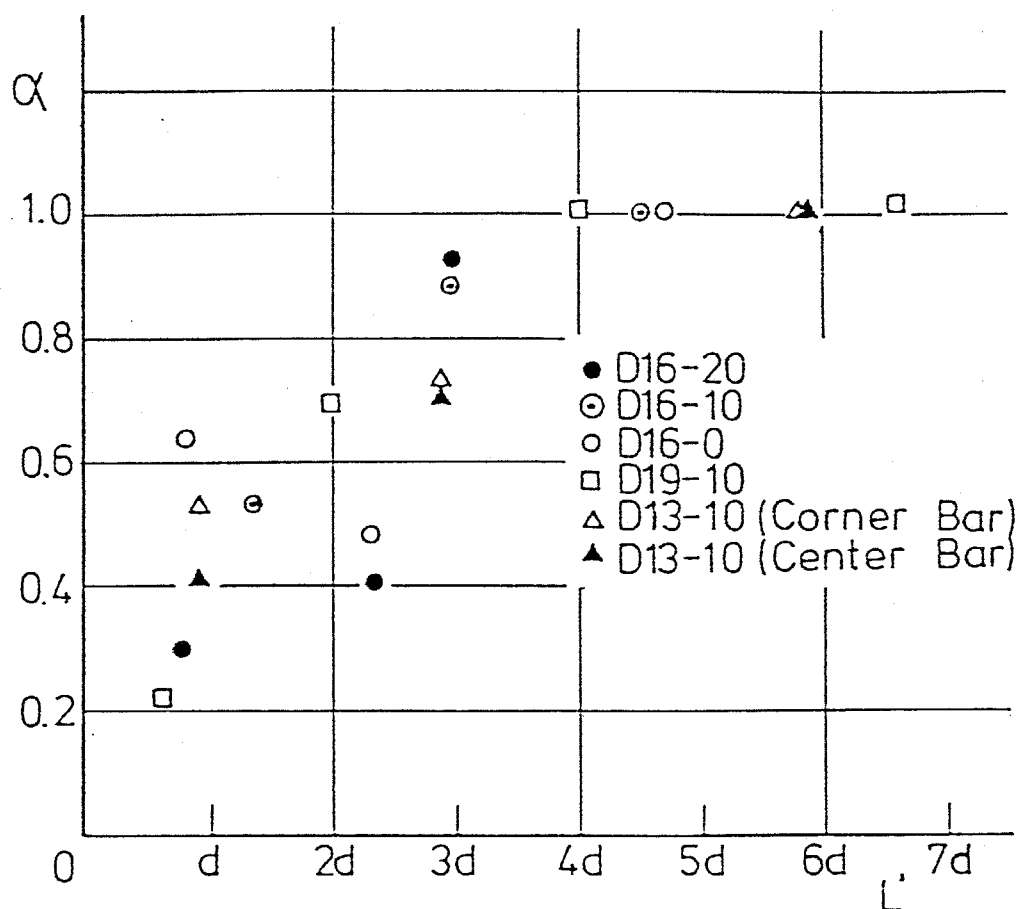


Fig. 5.32 最大付着応力度低下率とムビわれからの距離の関係

5.4 主筋の付着性状に関するはりの解析

5.4.1 解析の概要

ムビわれ近傍での付着剛性や最大付着応力度の低下が、部材の变形やムビわれ分布に与える影響を解析的に検討した。解析の方法は2次元の有限要素法を用い、付着にはボンドリニクを、ムビわれにはクラックリニクを用いており、第2章一軸実験の解析と同じプログラムである。

(1)付着. 付着応力度と相対すべりの関係をFig.5.33に示す3種類とし、それぞれ、解析Ⅰ, Ⅱ, Ⅲとした。解析Ⅰは、第3章の引抜き実験で得られた付着応力と相対すべりの関係をモデル化したもので、ムビわれ近傍の付着劣化を考慮せず部材全域に一樣に適用した場合であり、解析Ⅱは、Ⅰに対し、ムビわれからの距離に応じて第1折れ点, 第2折れ点での付着応力度に α を乗ずることによって低下させた場合である。解析Ⅲは、さらにⅡに対し、基準の最大付着応力度を L' の3節の実験より定めた場合である。Fig.5.34はFig.3.13と3.25および5.32をまとめ、 L' が4d未満のものについて最小2乗法により直線近似したものである。 $\alpha = 0.29L'/d$ となる。

(2)コンクリート 弾性とし、ムビわれはクラックリニクを用いて表わす。シアスパンの短かい試験体を解析する際には、ムビわれの発生位置, 進展にある程度の任意性を持たせるために、仮定ムビわれを多数設けておいた。この際ムビわれが交差した点での

クラックリ尼克はFig. 5.35のように4組設けることとした。このようにした時には、ひびわれの方向も限定されていないので、クラックリ尼克は、ひびわれに対し、直交方向、平行方向の応力による最大主応力がコンクリートの引張強度を越えた時に開くものとした。

(3) 鉄筋、bi-linearであるが、主筋降伏時には解析を打ち切っている。

5. 4. 2 シアスパンの長いはりの解析

解析の対象は、5. 3節のD16-20を選んだ。シアスパン比(a/d)は2.4である。この解析では、付着剛性の仮定の影響、すなわち、解析Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, の相異を調べるために行ったものである。

Fig. 5.37に荷重変形関係の各解析値と実験結果との関係を示す。解析Ⅰは、曲げムビわれ発生後の剛性低下が少なく、主筋降伏時の変形も小さい。ムビわれ近傍の付着劣化を取り入れた解析Ⅱは解析Ⅰに比べ実験結果に近くなっている。ムビわれ近傍の付着劣化を考慮し、さらに、部材実験に基づいて付着応力度すべり度関係を修正した解析Ⅲは、変形0.8mm以後、解析Ⅱに比べて剛性が低下し、実験結果に近づいている。

Fig. 5.38 ~ 5.40に $P=7\text{tf}$ のときの主筋のムずみ分布と付着応力度分布を示す。ムビわれ近傍の付着劣化を考慮していない解析Ⅰは、付着応力度がムビわれ位置で正負逆転し、鋸歯のように変化

しているのに対し、解析Ⅱ，Ⅲでは丸くなり実験結果に近い分布形状を示している。解析Ⅱでは、最大付着応力度が、 50 kgf/cm^2 を越えているのを、解析Ⅲでは 40 kgf/cm^2 に押えたことにより、実験結果により近くなっている。特に、第2ひびわれより支点側での主筋のひずみ分布、付着応力度分布が、解析Ⅲでよく一致している。

5. 4. 3 シアスパンの短かいはりの解析

解析対象は、5. 2節のA=30, C-1を選んだ。シアスパン比(a/d)は1.2である。要素分割をFig. 5.41に示す。ひびわれの位置と方向にある程度自由度も持たせた解析とした。本解析は前節の解析Ⅲが、ある程度せん断応力の大きなものに対しての適用性を検討するために行ったものである。

Fig. 5.42に荷重変形曲線の比較を示す。実験と解析は $P=6. \text{tf}$ まではよく一致している。 $P=6. \text{tf}$ で、圧縮側のコンクリートの最小主応力は、約 240 kgf/cm^2 に達しており、コンクリートの圧縮強度 246 kgf/cm^2 とほぼ等しくなっていた。解析ではコンクリートを弾性としたために、剛性の低下が起きていないものと考えられる。

Fig. 5.43, 5.44に、主筋のひずみ分布と付着応力度分布を示す。実験と解析でひびわれ発生位置が少しずれた為に、付着応力度分布の引張側材端付近でのピークが少しずれているものの、全体に解析はよく実験結果を説明できている。

5.4.4 はり主筋の抜け出し、および、周長の相違が荷重変形関係に及ぼす影響

前項(5.4.2, 5.4.3)で述べたように、解析Ⅲは実験結果とよく一致し、コンクリートが圧壊を起す以前の鉄筋コンクリートはりの解析に対し、有効な方法である。

本項では、管野による降伏点剛性低下式や荒川によるせん断および強度式に対する実験値のばらつきの原因の大きな要素である柱形(スタップ)からの主筋の抜け出しや、主筋径を変えることによる同主筋量に対する周長の相違の影響を解析Ⅲによって調べることとした。

解析の対称は $A=30$ 、および $A=40$ の $C-1$ とし、Fig. 5.45 に示すが、これは、Fig. 5.1 と同じ図である。解析例は 8 例であり、Fig. 5.46 に示す、D16OUT, D10IN, D16IN, D22IN である。

OUT は、主筋の定着をスタップ内の H 形鋼外側フランジで溶接してとったものであり、IN は、スタップ内 H 形鋼内側フランジに定着したものである。D10, D16, D22 は主筋径を表わす。主筋断面積はいずれも同一とした。定着以外の要素分割や材料定数は、前項(5.4.3)と同一である。

主筋定着位置の影響を荷重・変形曲線で比較して Fig. 5.47 に示す。主筋外側定着 D16OUT は、内側定着の IN に比べ、ひびわれ発生後の剛性低下が大きい。 $P=6t$ で圧縮側コンクリートの圧縮主応力度がコンクリートの圧縮応力度を超えたので、計算を打ち切

たが、 $P=6\text{t}$ では、 $D16\text{OUT}$ は、 $D16\text{IN}$ に比べ変形が約15%大きくなっている。

Fig. 5.48に主筋径(周長)の相違が荷重変形曲線に及ぼす影響について示した。周長は $D10\text{IN}$ を1とすると、 $D16\text{IN}$ は0.59、 $D22\text{IN}$ は0.43となる。等断面積であれば、主筋に細径のものを使った方が、せん断ひびわれ強度、 $P=6\text{t}$ での変形ともに小さい。せん断ひびわれが発生し、急激に強度が落ちる時のせん断力、 $D10\text{IN}$ に対し、 $D16\text{IN}$ は1.13倍、 $D22\text{IN}$ は1.29倍となり、 $P=6\text{t}$ での変形は、 $D10\text{IN}$ に対し、 $D16\text{IN}$ は1.03倍、 $D22\text{IN}$ は1.11倍となっている。 $P=6\text{t}$ での変形では、 $D16\text{IN}$ と $D10\text{IN}$ はあまり違わないが、 $D22\text{IN}$ は特に大きくなっている。また、このときの主筋のひびき分布の比較をFig. 5.49に示す。

$D16\text{IN}$ の $P=6\text{t}$ での変位に対する $D16\text{OUT}$ の比1.15と、 $D10\text{IN}$ の $P=6\text{t}$ での変位に対する $D22\text{IN}$ の比1.11とをかけあわせると、1.28となる。従って、降伏点剛性に対し、使用している主筋の種類、柱形の有無等を無視すれば、±15%程度のばらつきが生ずると考えられる。

Fig. 5.50~5.51に $A=40$ の場合の荷重変形関係を示す。Fig. 5.52(1)に定着位置の相違による降伏時変形の比較を示す。主筋の抜け出しによる変位増分をスパン長さで除して、回転増分として表わすと、スパン長さの影響が、あまりみられなくなる。Fig. 5.52(2)に主筋径の影響を示したが、周長がある程度以下になると、急に降伏時変

形が増加し、降伏点剛性が低下することが認められた。

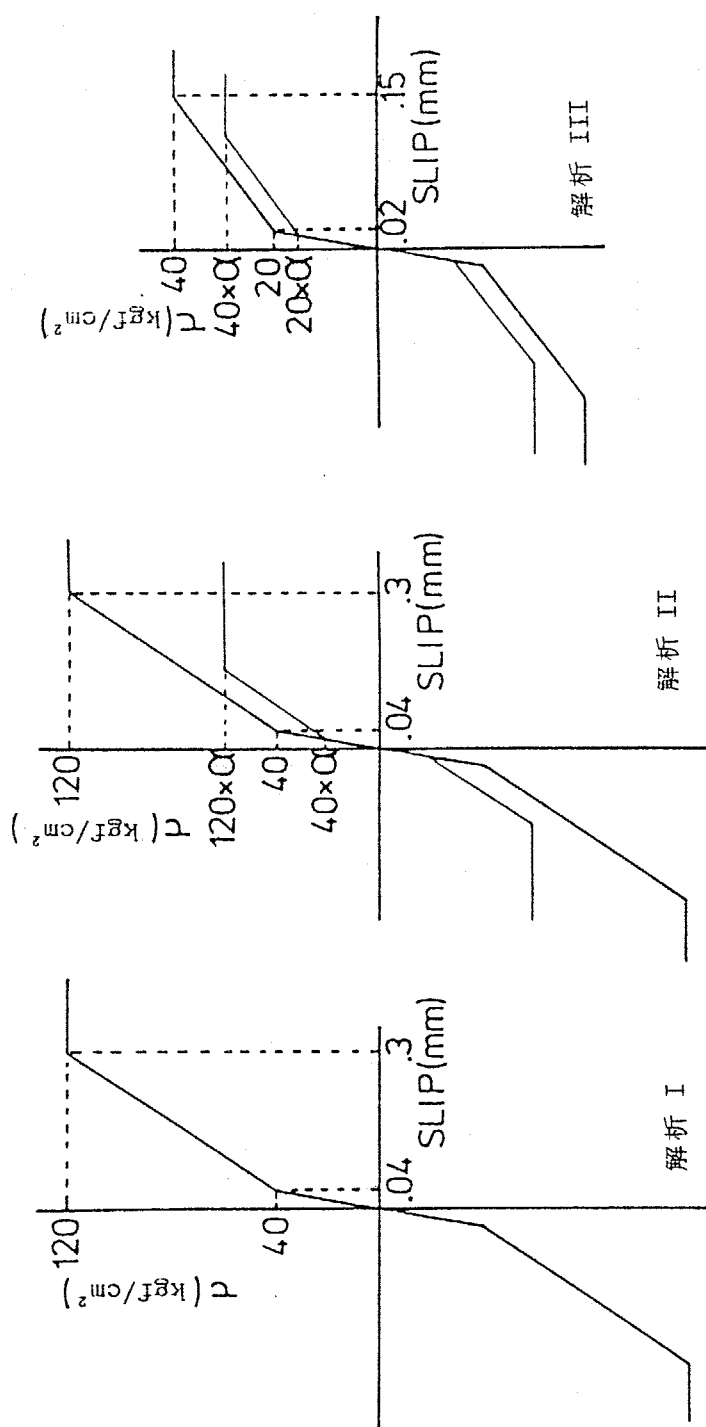


Fig. 5.33. 付着応力すべり関係 (モデル化)

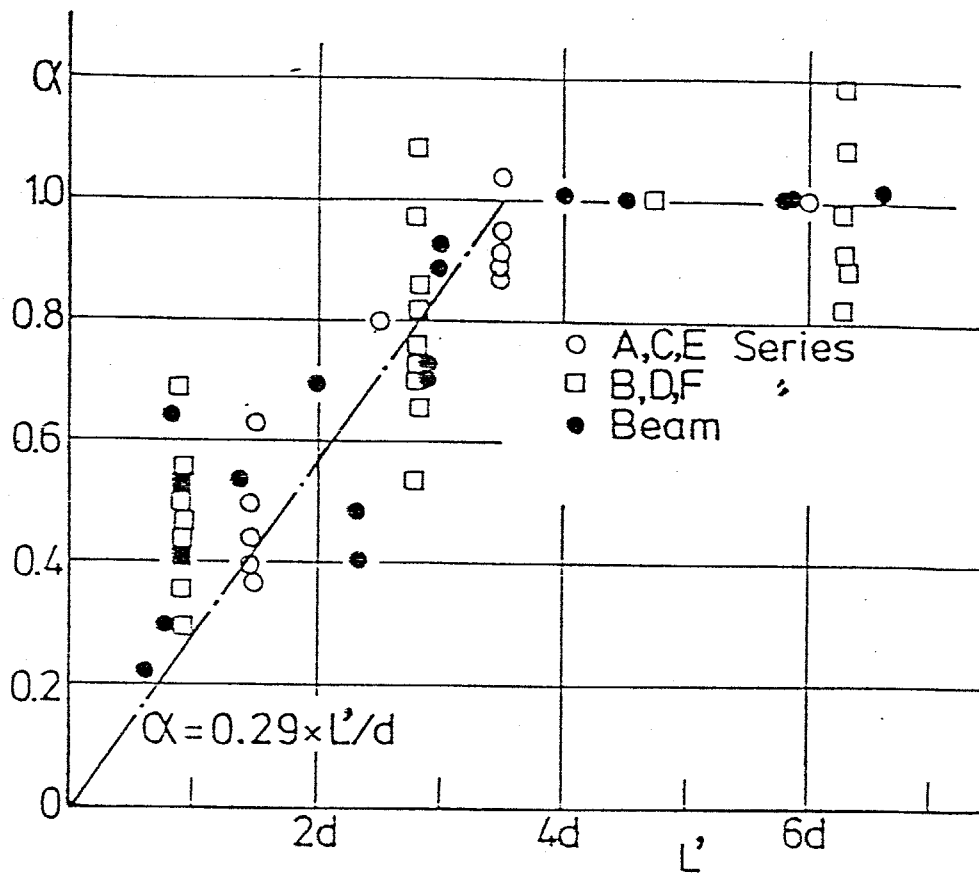


Fig. 5.34 最大付着応力度の低下とムビわれからの距離の関係 (モデル化)

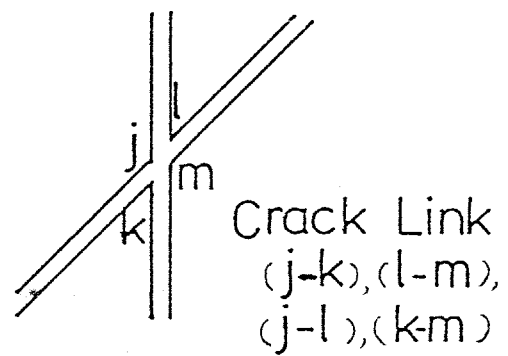


Fig. 5.35. ムビわれ交差点における
クラックリンクの設け方

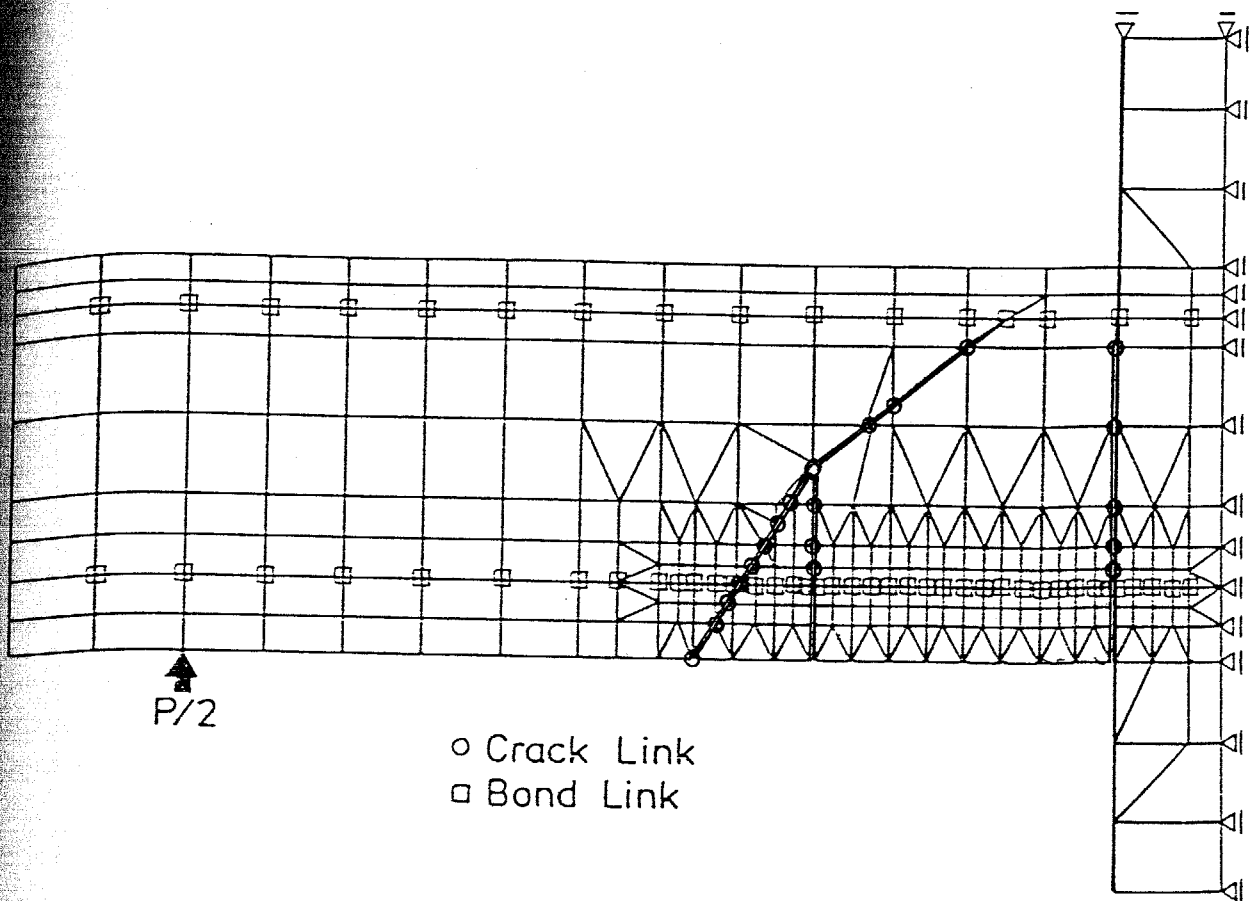


Fig. 5.36 要素分割 (D 16-20)

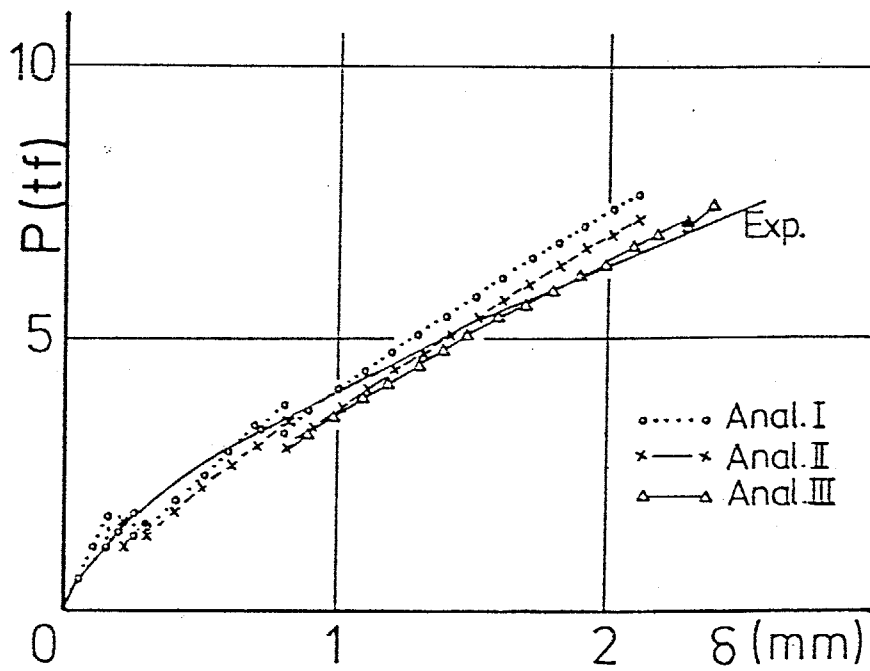


Fig. 5.37 荷重変位曲線比較 (D 16-20)

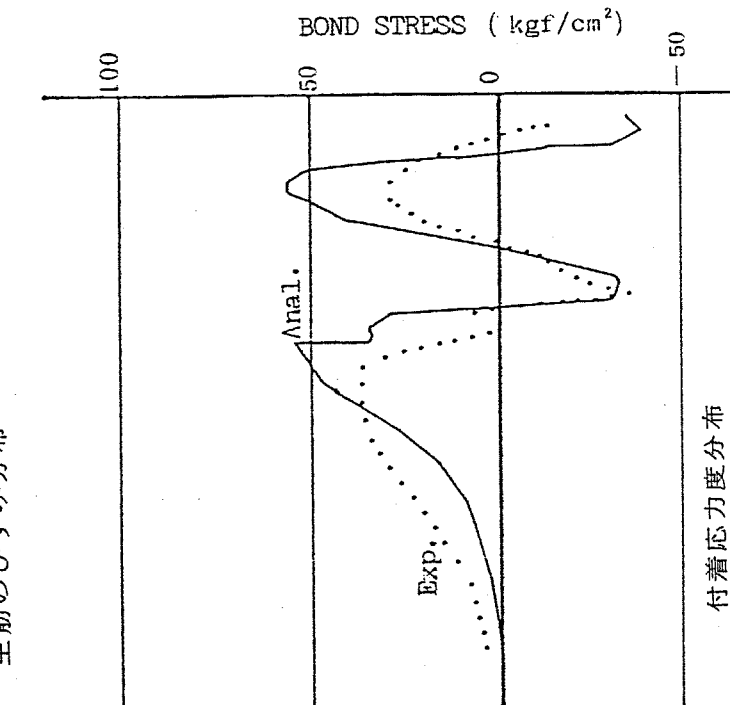
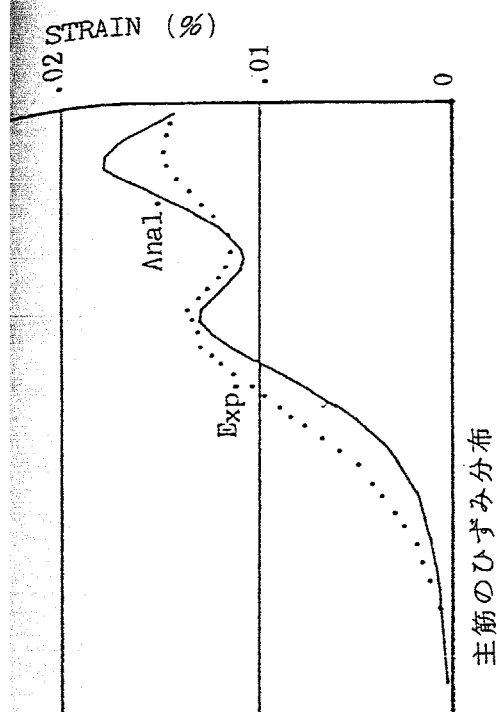


Fig. 5.39 鋼筋の付着応力度分布比較 (解析Ⅱ)

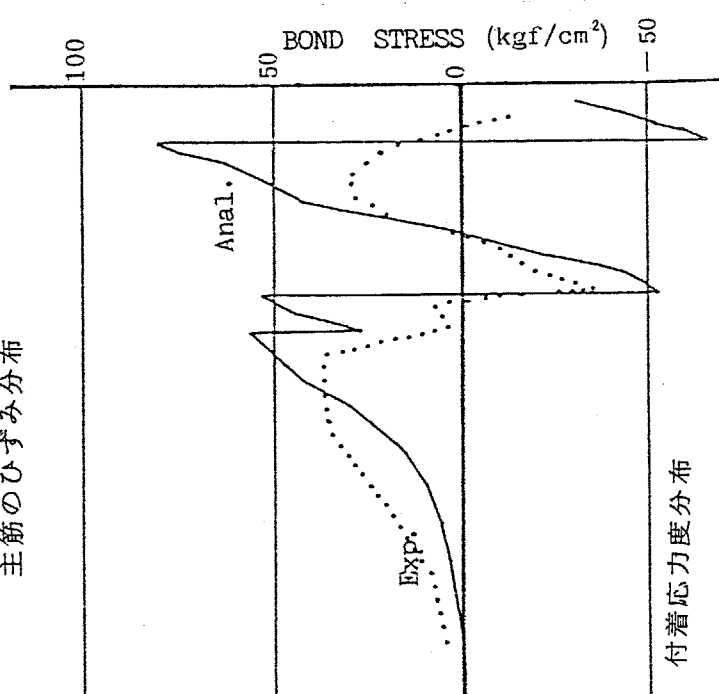
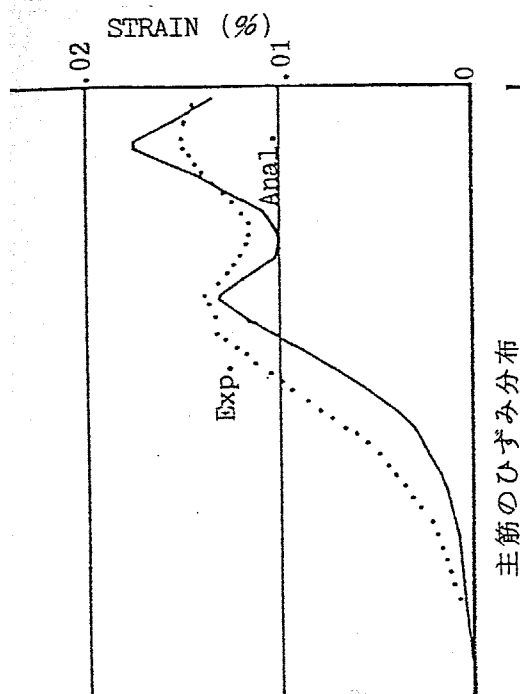


Fig. 5.38 鋼筋の付着応力度分布比較 (解析Ⅰ)

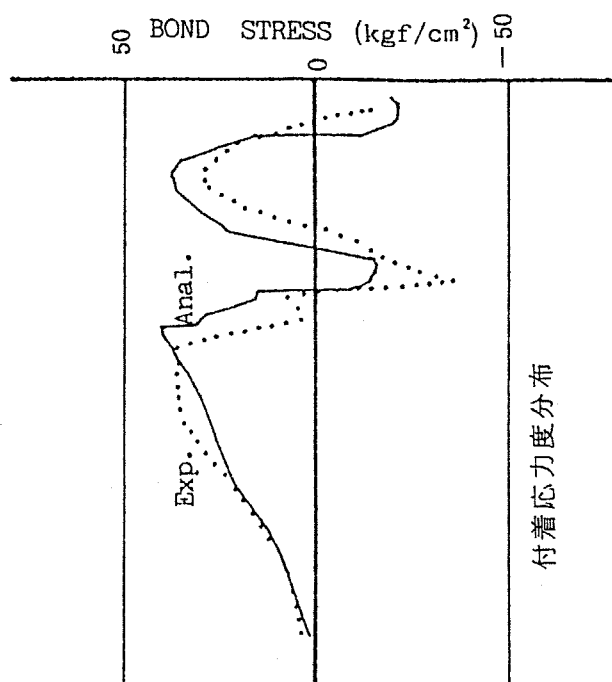
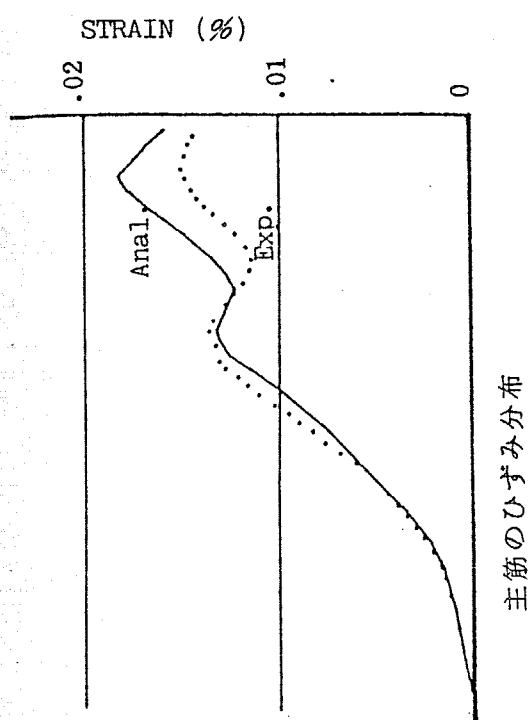


Fig. 5.40 ひずみ・付着応力度分布比較 (解析Ⅳ)

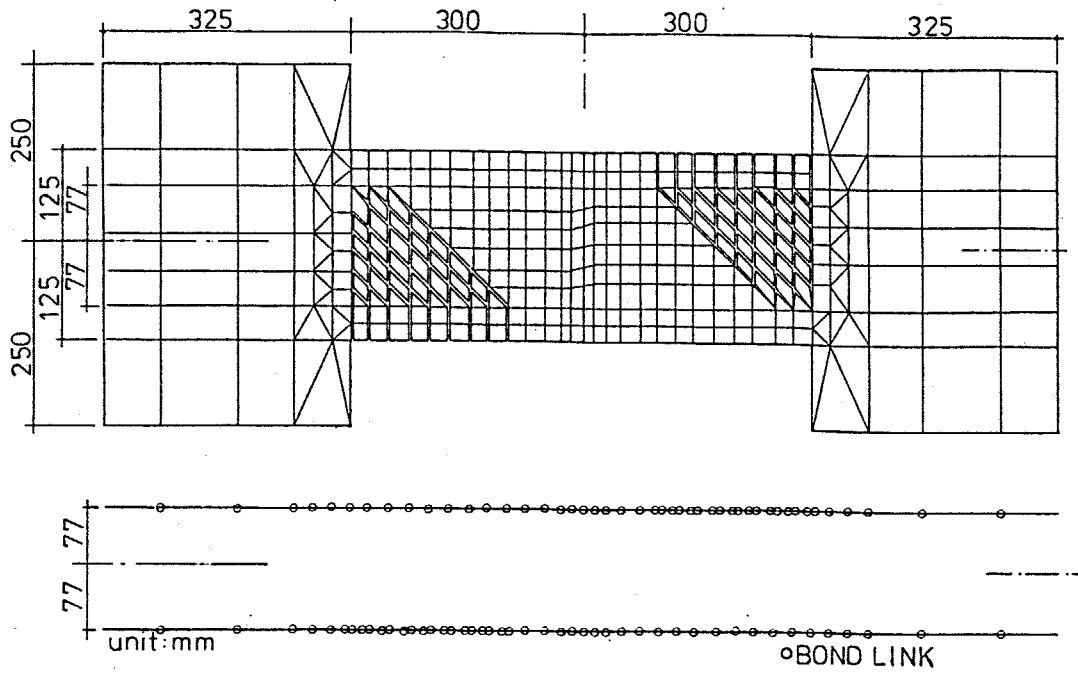


Fig. 5.41 要素分割 (A=30, C-1)

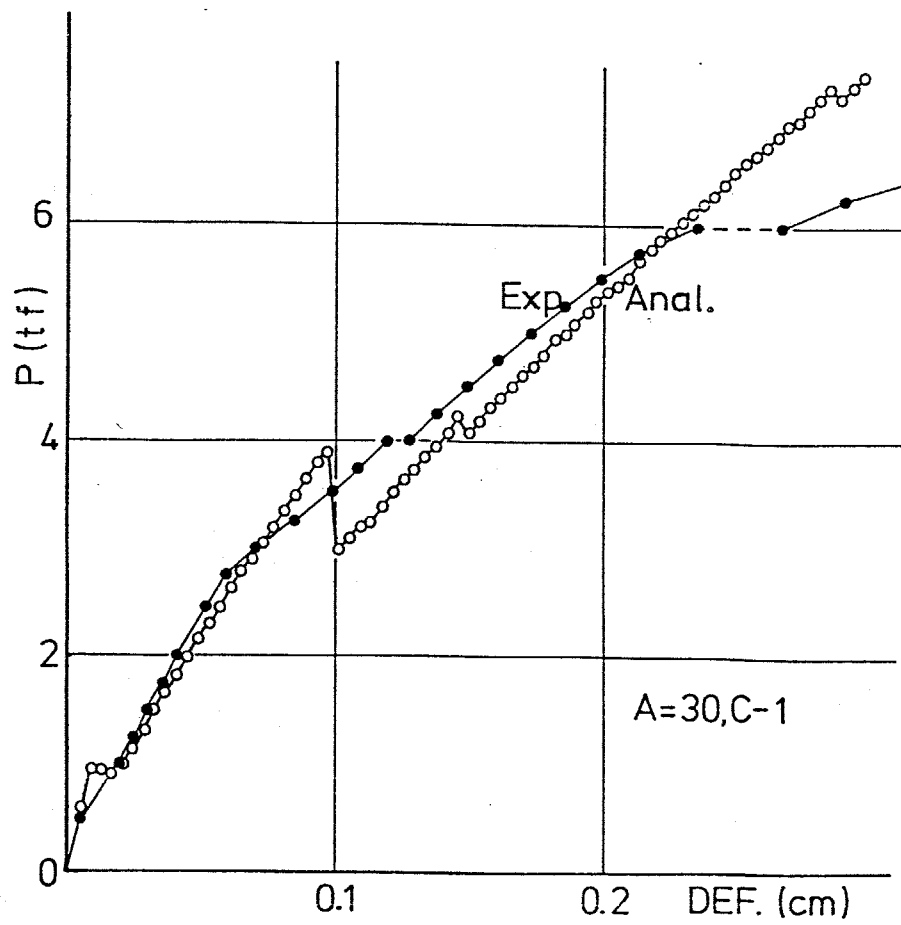


Fig. 5.42 荷重変形曲線の比較(解析Ⅱ)

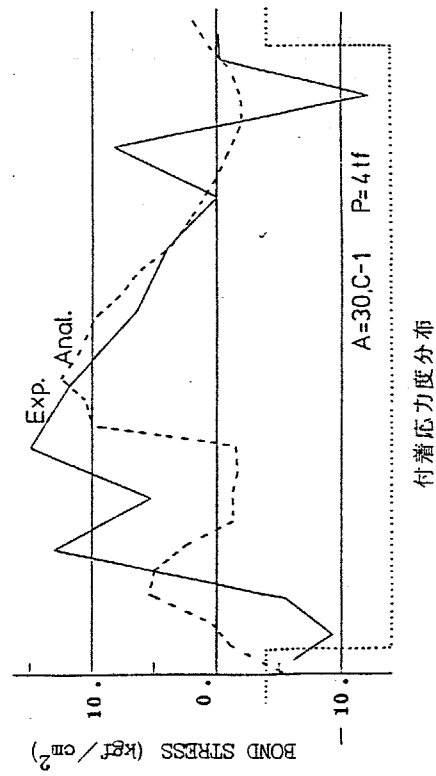
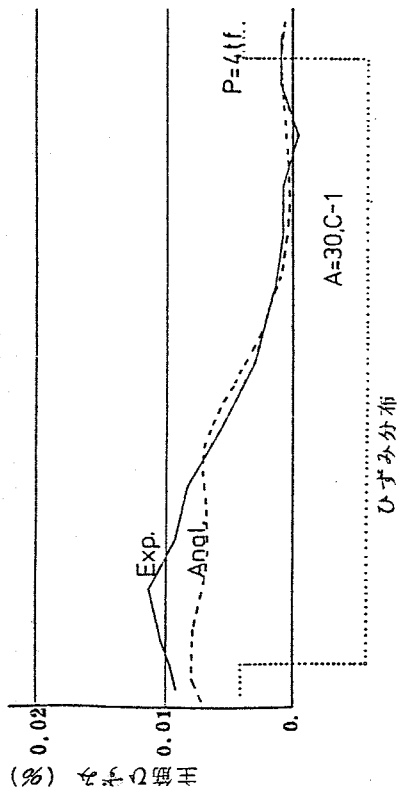
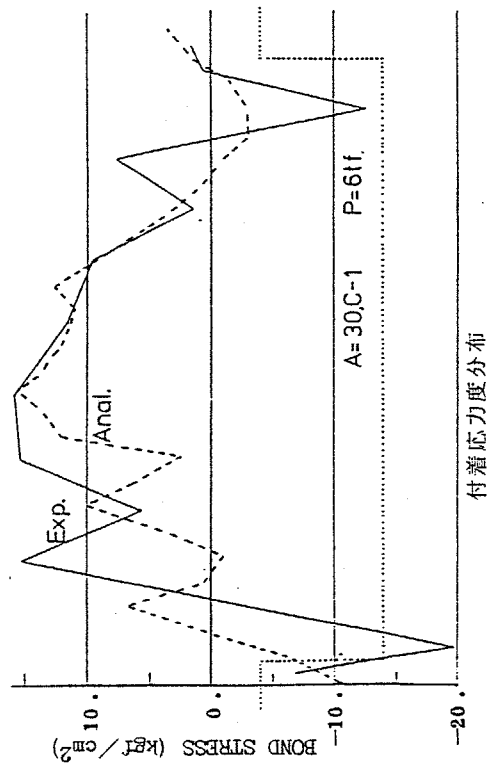
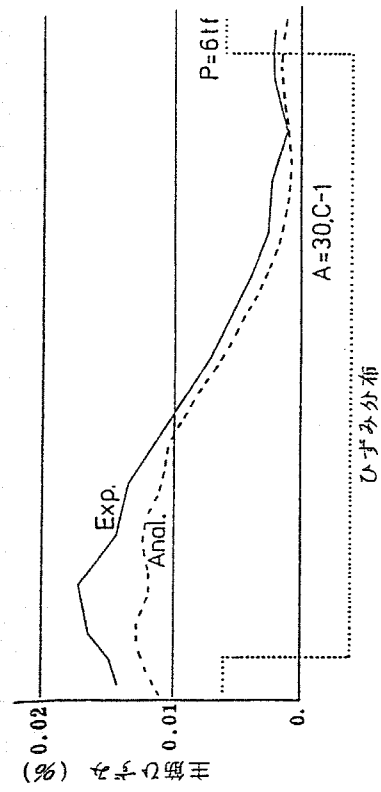


Fig. 5.44 ひずみ分布, 付着応力度分布 (解析Ⅱ)

Fig. 5.43 ひずみ分布, 付着応力度分布の比較 (解析Ⅱ)

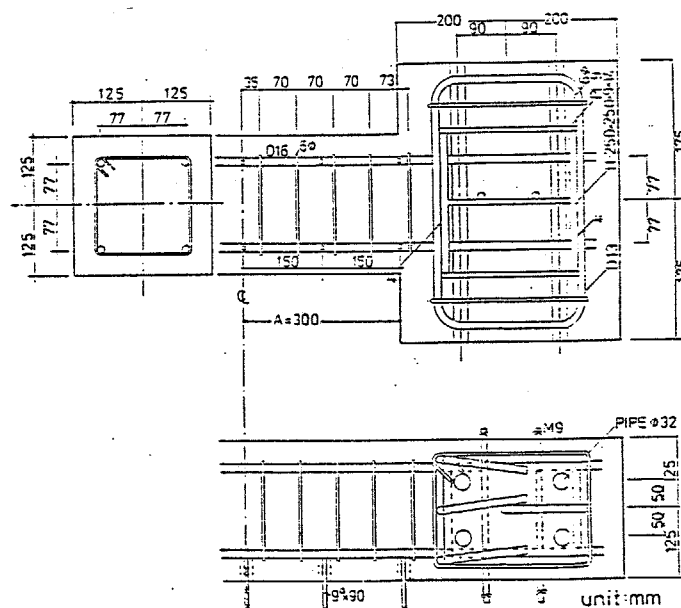
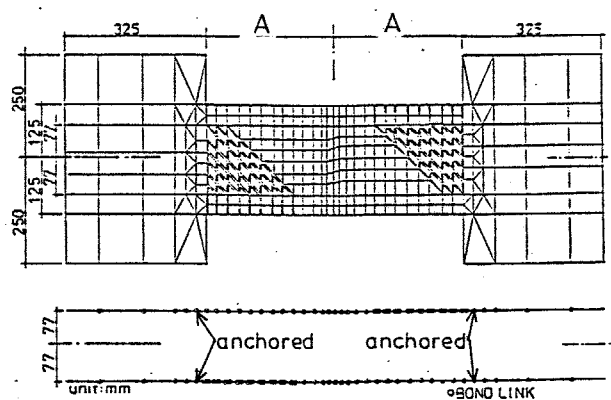
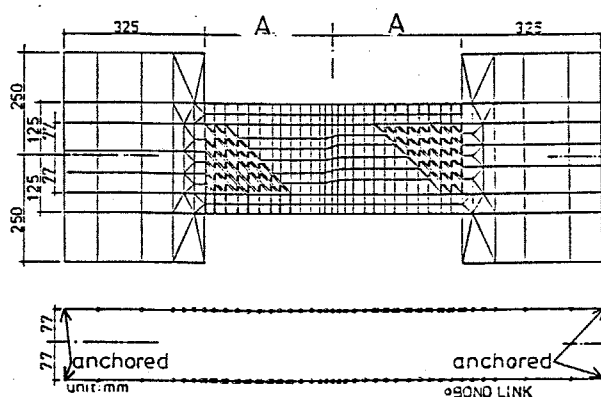


Fig. 5.45 試験体配筋例 (A=30cm)



要素分割

D 10 IN
D 16 IN
D 22 IN



要素分割

D 16 OUT

Fig. 5.46 解析例と要素分割

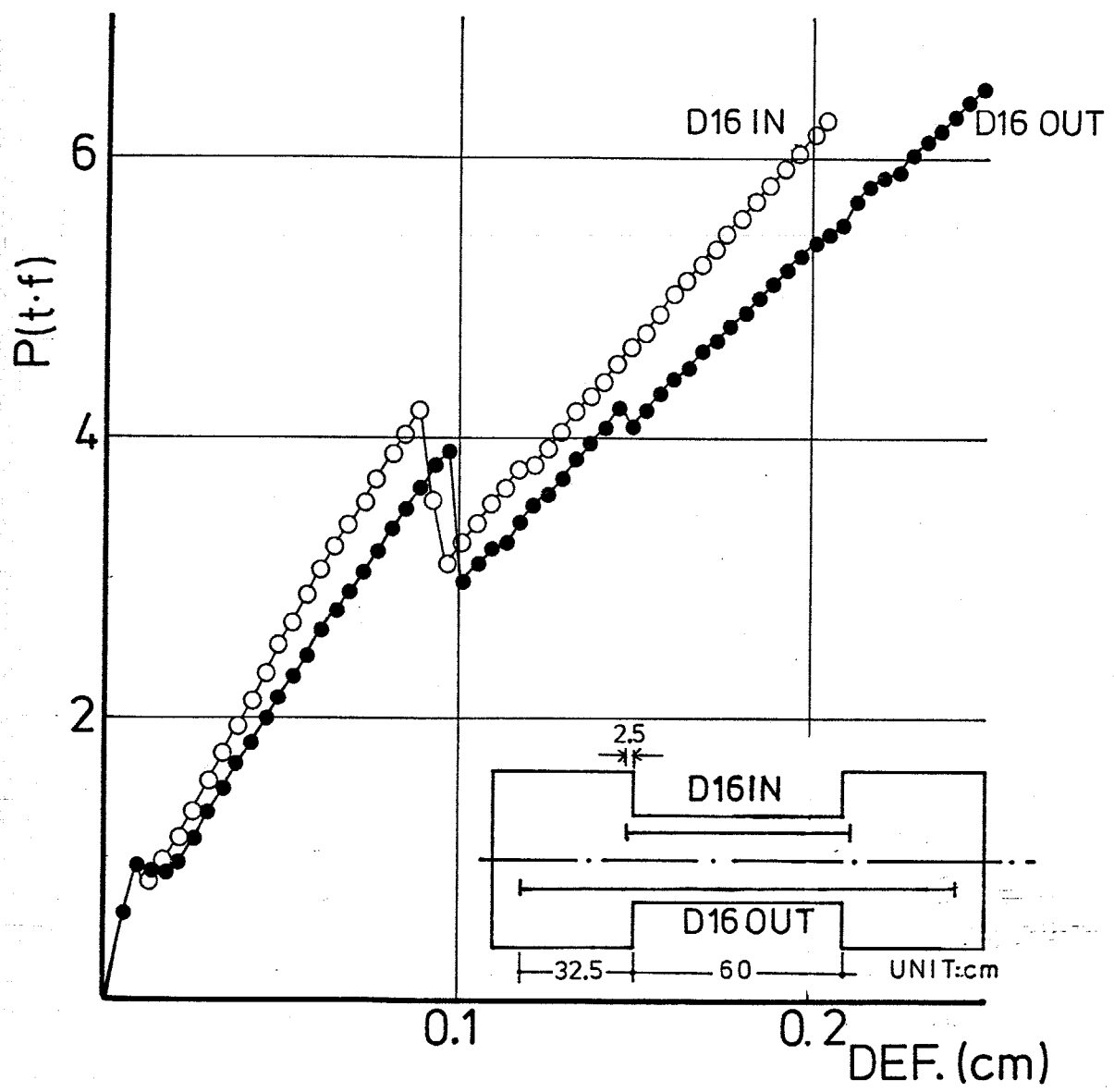


Fig. 5.47 荷重・変形関係の比較(定着位置)

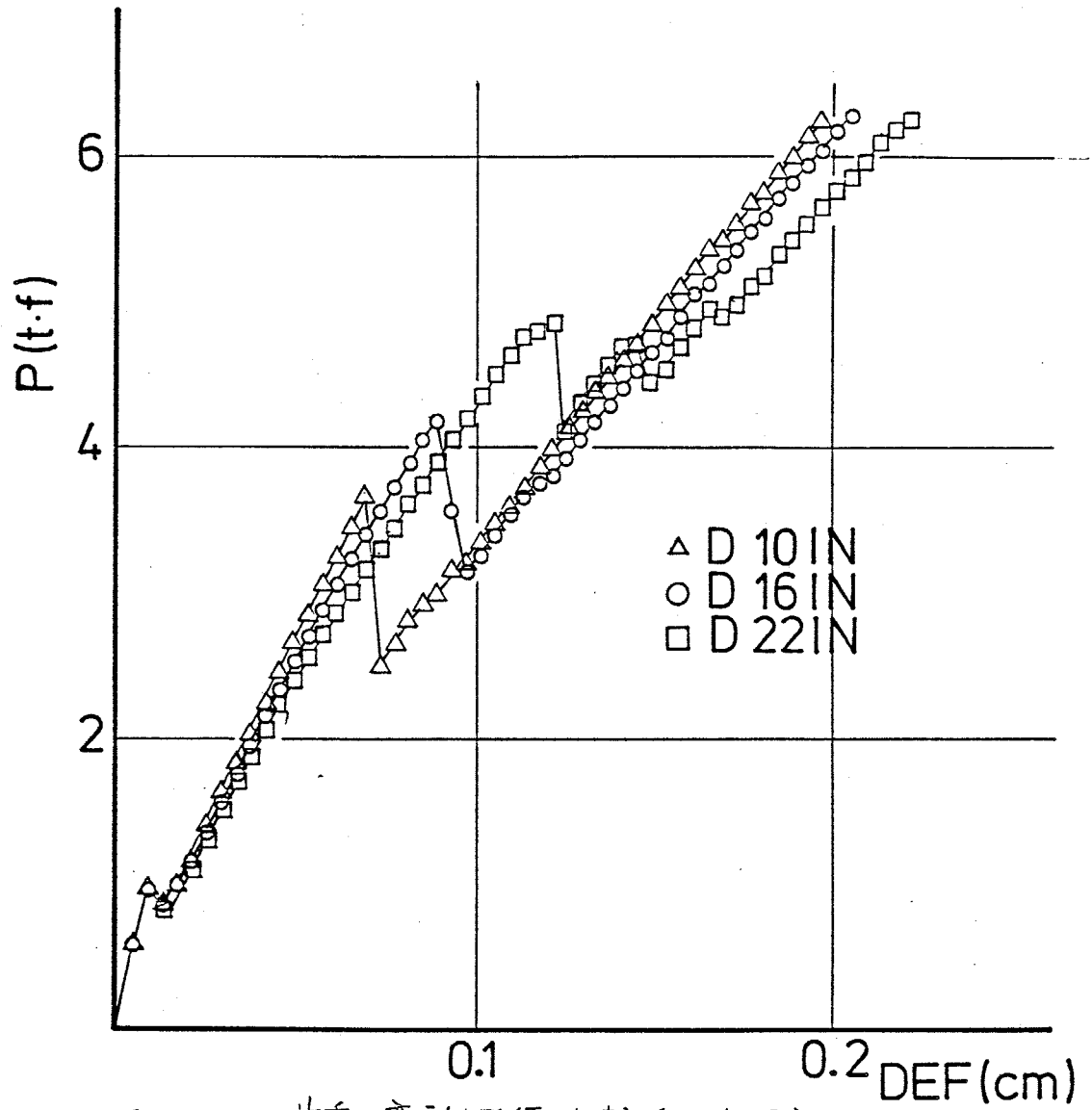


Fig. 5.48 荷重・変形関係比較(主筋径)

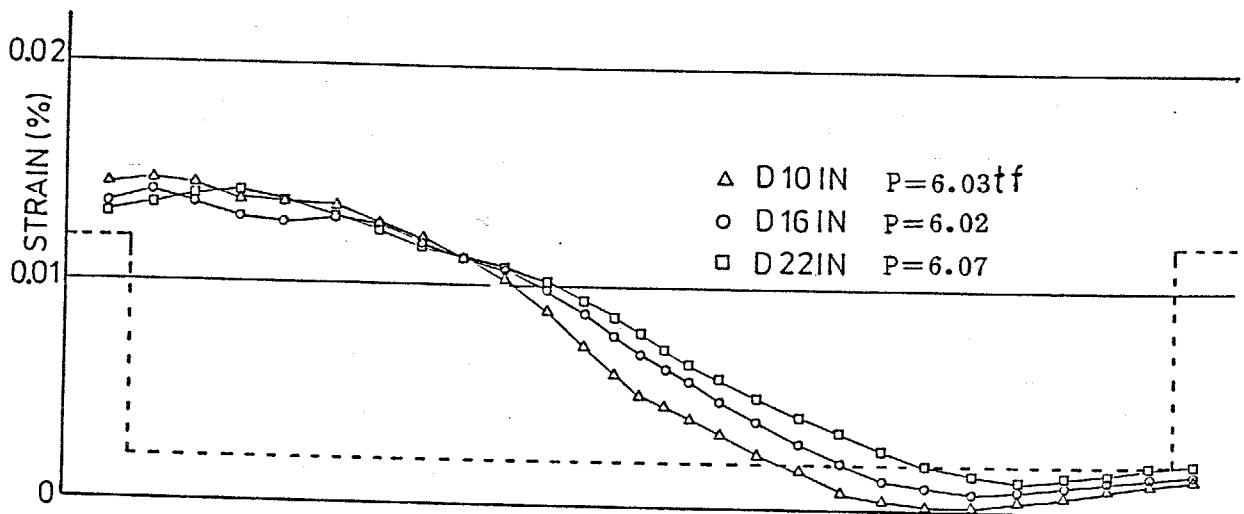


Fig. 5.49 主筋のひずみ分布比較(主筋径)

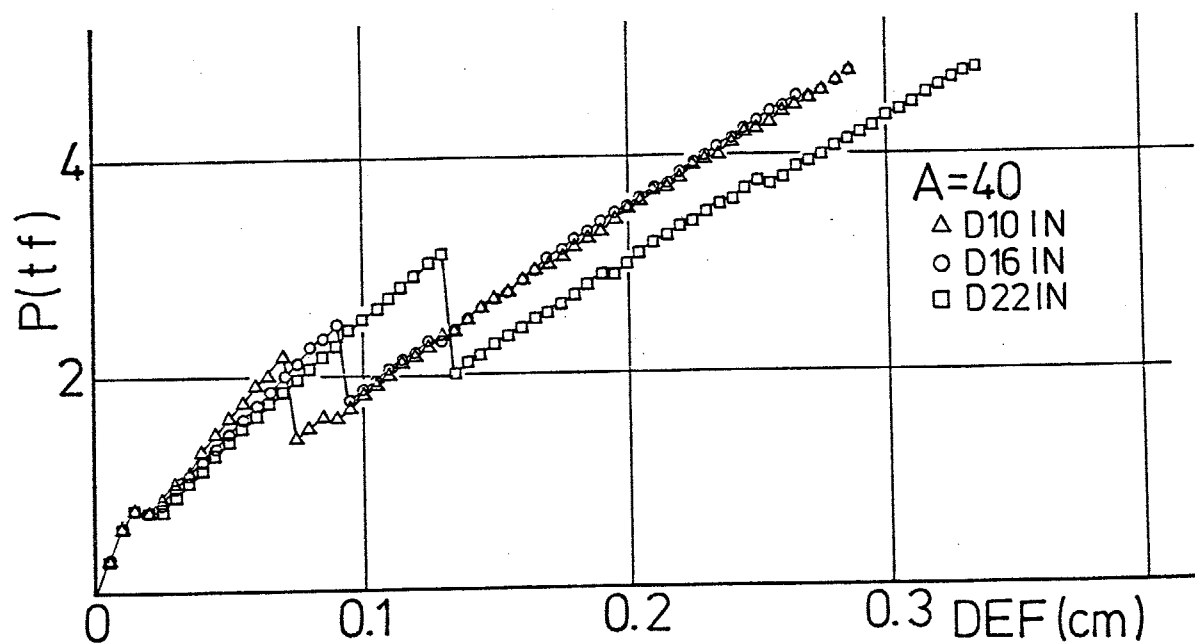


Fig. 5.50. 荷重・変位関係の比較 (主筋径)

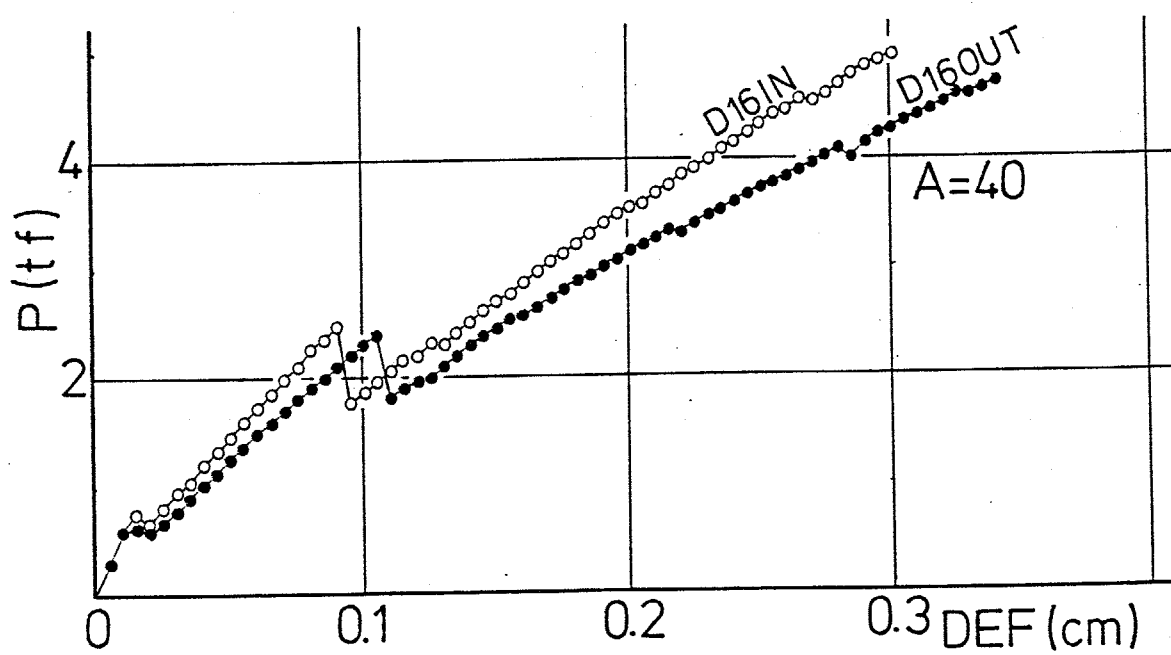
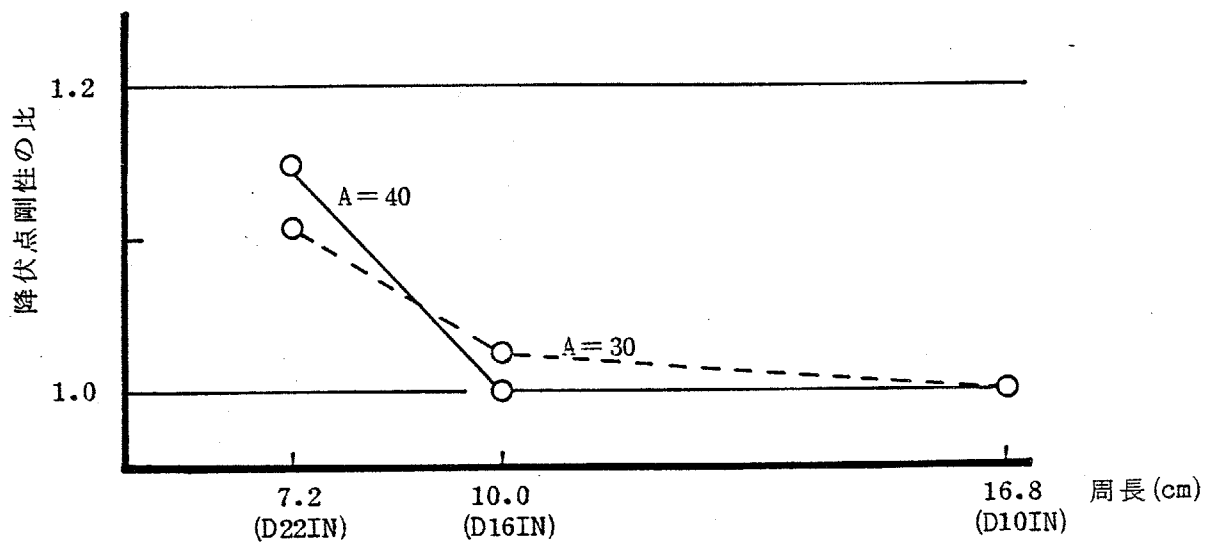


Fig. 5.51 荷重・変位関係の比較 (定着位置)

主筋の抜け出しによる回転変形増分

	D16IN	D16OUT	OUT-IN	$\frac{OUT-IN}{2A}$
A = 40 cm	.270mm	.320mm	.050mm	.63/1000rad.
A = 30	.194	.228	.034	.57/1000

(1). 定着位置の相違による降伏時変位の比較



(2). 主筋径の影響

Fig. 5.52. 降伏点剛性の比較

5.5 まとめ

本章では、曲げせん断を受けるはり部材内部の主筋の付着性状を調べる実験を行い、第3章での実験結果と比較するとともに、主筋の付着応力・すべり関係とひびわれの進展に重点を置いた解析を行っている。

まず、シアスパンを変化させた実験を行った。ひびわれが集中する枝端付近では、シアスパンの長さに関係なく、最大付着応力度、付着剛性ともに低い。枝の中央部では、シアスパンが長い場合には曲げ理論から必要とされる付着応力度を保持しているのに対し、シアスパンが短い場合には最大付着応力度や付着剛性の低下が起る範囲が繰返しにより広がっている。シアスパン長さが短い場合には、曲げ理論から必要とされる付着応力度は保持されず、最大付着応力度は、シアスパン比に関係なく、本実験の場合で40~50 kgf/cm²であり、引抜き実験と比べるとかなり低い値である。シアスパン比が1以下の場合には、加力点間を結ぶ斜めひびわれが発生し、それに伴い応力伝達の機構が変化するので今後さらに検討を加えていきたい。

次に、シアスパンの長い場合について、枝中央部付近での付着応力・すべり関係が曲げせん断ひびわれの発生に伴って受ける影響について調べた。曲げせん断ひびわれの発生に伴う最大付着応力度と付着剛性の低下は、引抜き実験と同様に、ひびわれから鉄筋公称直径の3~4倍の範囲内で生じ、最大付着応力度の低下と

ひびわれからの距離の関係も引抜き実験と同じ傾向である。

はり主筋の付着応力度・すべり関係，ひびわれ位置と最大付着応力度や付着剛性の低下の関係，ひびわれの進展に重点を置いた有限要素法による解析を行ったが、第3章と本章の実験結果に基づいて定めた付着モデルによる解析結果は、実験結果とよく一致し、主筋の付着応力・すべり関係，および、ひびわれの発生と進展を適切に表現すれば、鉄筋とコンクリートの他の特性はかなり簡略化しても、主筋降伏まではかなりよく実験結果を追跡できることがわかり、本解析法の妥当性を確認できた。

さらに、本解析法により、鉄筋コンクリートはりの曲げせん断実験における試験体の柱形の有無，使用鉄筋径の違いが荷重・変形関係に及ぼす影響を試べた結果、本章第2節で用いた試験体の場合、柱形の存在による主筋の抜け出しによって、変形は約15%程度増加し、主筋としてD22を使用した場合にはD10を使用した場合より約11%、D16を使用した場合にはD10を使用した場合より約3%、変形が増大した。

第 6 章 柱はり接合部内を通し配筋されたはり主筋の付着性状

1 はじめに

構造物に水平力が作用すると、はり・柱はり接合部をはさみ、正負逆転したモーメントを受ける。通常、はり主筋は柱はり接合部を貫通した通し配筋となっており、この場合、はり主筋は一端で引張り、他端で圧縮となることから、柱はり接合部内では高い付着応力となり、柱はり接合部からの主筋の拔出し量も多くなり、その結果、はりの剛性が低下することとなる。従って、この接合部からの拔出し量を考慮した解析やはり主筋の拔出し量を把握するための実験がこれまでに行われてきているが、これらの多くは、柱はり接合部からの抜け出し量を柱面位置の主筋のひずみの関数で表わそうとするものや柱はり接合部内の付着応力度一定と考えたものであったことは、第1章で述べた通りである。

柱はり接合部からの主筋の拔出し量を把握するためには、柱はり接合部内部でのはりの付着応力とすべりの関係を明らかにすることが必要であるが、主筋の付着応力とすべりの関係は、主筋の応力状態やコンクリートの応力状態と拘束状態などにより影響を受けること、柱はり接合部内で一様ではないことは、すでに第4章で述べた。

本章は、柱はり接合部を含む十字形試験体ではり実験を行い、柱はり接合部内部のはり主筋の付着性状を調べ、第4章の付着実験結果と比較するとともに、柱はり接合部内部の付着応力・すべ

り関係をモデル化し、第5章で提案した解析法に適用して柱はり接合部を含む十字形試験体を解析し、実験結果と比較検討して、解析法の拡張を試みたものである。

6. 2 柱はり接合部を含む十字形はり実験の概要

6. 2. 1 試験体および使用材料

試験体は Table 6.1 に示す 4 体である。第 4 章の結果から、柱軸力（はり主筋軸に対し直交方向の力）の影響が大きかったことから、柱の平均軸方向圧縮応力度を 0, 30, 90 kgf/cm² とし、主筋に D16 を使用した 3 体と、主筋に丸鋼を使用したもの 1 体である。試験体の断面の詳細と配筋を Fig. 6.1 に示す。使用した鉄筋とコンクリートの力学的性質を Table 6.2, 6.3 に示す。主筋には、みすみ詳細に、付着を損うことなく測定できるように、軸方向に幅深さともに 4mm の溝を切った。コンクリートの打設は平打ちとした。

6. 2. 2 加力および変形の測定

加力装置を Fig. 6.2 に示す。はり変形の測定模式図、荷重 (P_c) とはりせん断力 (P) の関係を Fig. 6.3 に示す。油圧ジャッキで水平荷重 (P_c) を柱に加え、反力フレームに固定した支持脚に、はりをピンローラー支持させた。柱軸力は、反力フレームとは独立に軸力載荷フレームを用いて柱軸心に作用させた。試験体や軸力装置等の重量は、カウンターウェイトを用いてバランスさせた。はりの変形は、柱主筋に溶接したボルトで、ピン、および、ピンローラー支持したゲージホルダーに固定した変位計によりはり支点位置で測定した。はり主筋の柱はり接合部からの抜け出しは、Fig. 6.4 に示すように、接合部内に埋め込んだボルトに固定した電

気式変位計で、柱面から20mmはり部材内へ入った位置で測定した。はり主筋のゝずみは、Table 6.1に示したが、柱内で5cm間隔で測定し、PGG-D16-30のみは、はり部材内においても10cm間隔で測定した。ゝずみゲージは、溝底面に貼布し、リード線も溝内を通し、エポキシ樹脂ではり主筋全長にわたってコーティングした。

載荷履歴は、はり主筋降伏時せん断力(P_y)に対し、 $\frac{1}{2}P_y$, $\frac{3}{2}P_y$, P_y 直前で、それぞれ5回づつの正負交番繰返し載荷とした。

Table 6.1 試験体一覧

Name of Specimen	Longitudinal Reinforcement	Axial Force	Position of Strain Gage
		Sectional Area of Column	
PG -D16- 0	D16	0 kgf/cm ²	A type
PGG-D16-30	D16	30 kgf/cm ²	B type
PG -D16-90	D16	90 kgf/cm ²	A type
PG -R16-30	16φ	30 kgf/cm ²	A type

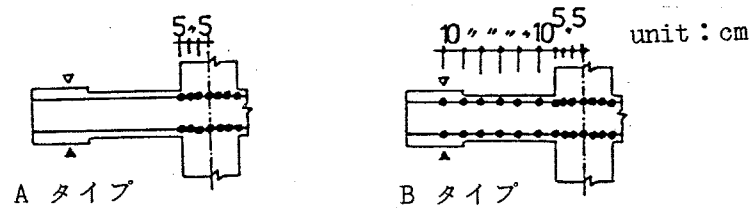


Table 6.2 鉄筋の力学的性質

Bar	Grade	Ungrooved Bar			Sectional Area of Grooved Bar
		Yield Strength	Maximum Strength	Elongation	
D16	SD30	3.62 tf/cm ²	5.54 tf/cm ²	19.0%	1.69 cm ²
16φ	SR24	3.16 tf/cm ²	4.52 tf/cm ²	33.0%	1.60 cm ²
D 6	SD30	3.33 tf/cm ²	5.30 tf/cm ²	21.1%	—

Table 6.3 コンクリートの力学的性質

Name of Specimen	Maximum Strength	Young's Modulus	Strain at Maximum Strength	Tensile Strength
PG -D16- 0	350 kgf/cm ²	288 tf/cm ²	0.21%	20.4 kgf/cm ²
PGG-D16-30	308 kgf/cm ²	298 tf/cm ²	0.19%	22.7 kgf/cm ²
PG -D16-90	350 kgf/cm ²	288 tf/cm ²	0.21%	20.4 kgf/cm ²
PG -R16-30	352 kgf/cm ²	281 tf/cm ²	0.21%	26.8 kgf/cm ²

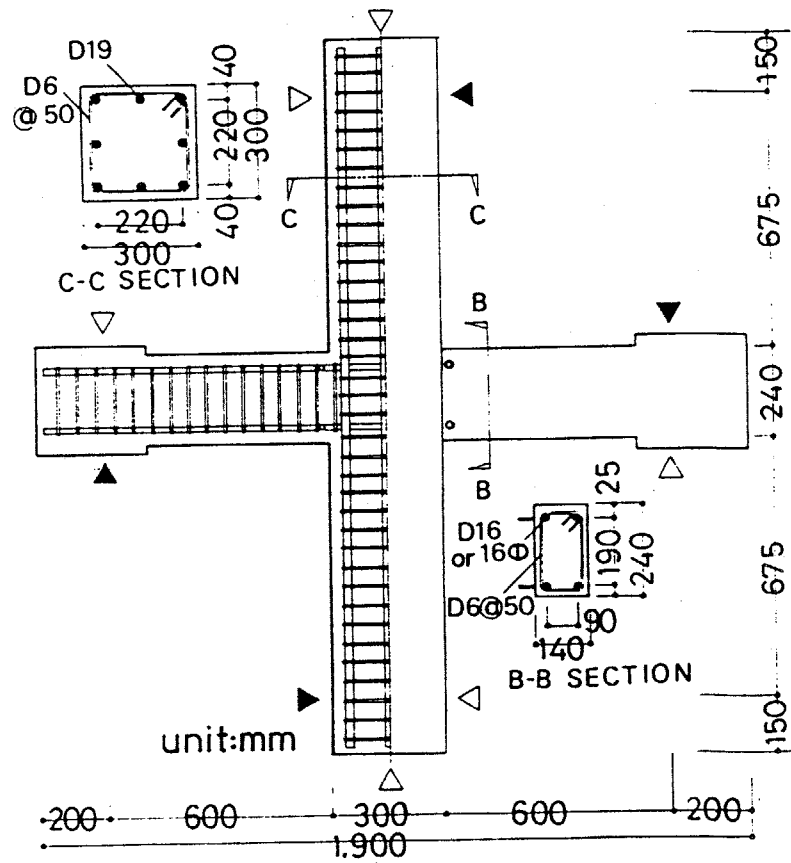


Fig. 6.1 試驗体配筋断面詳細

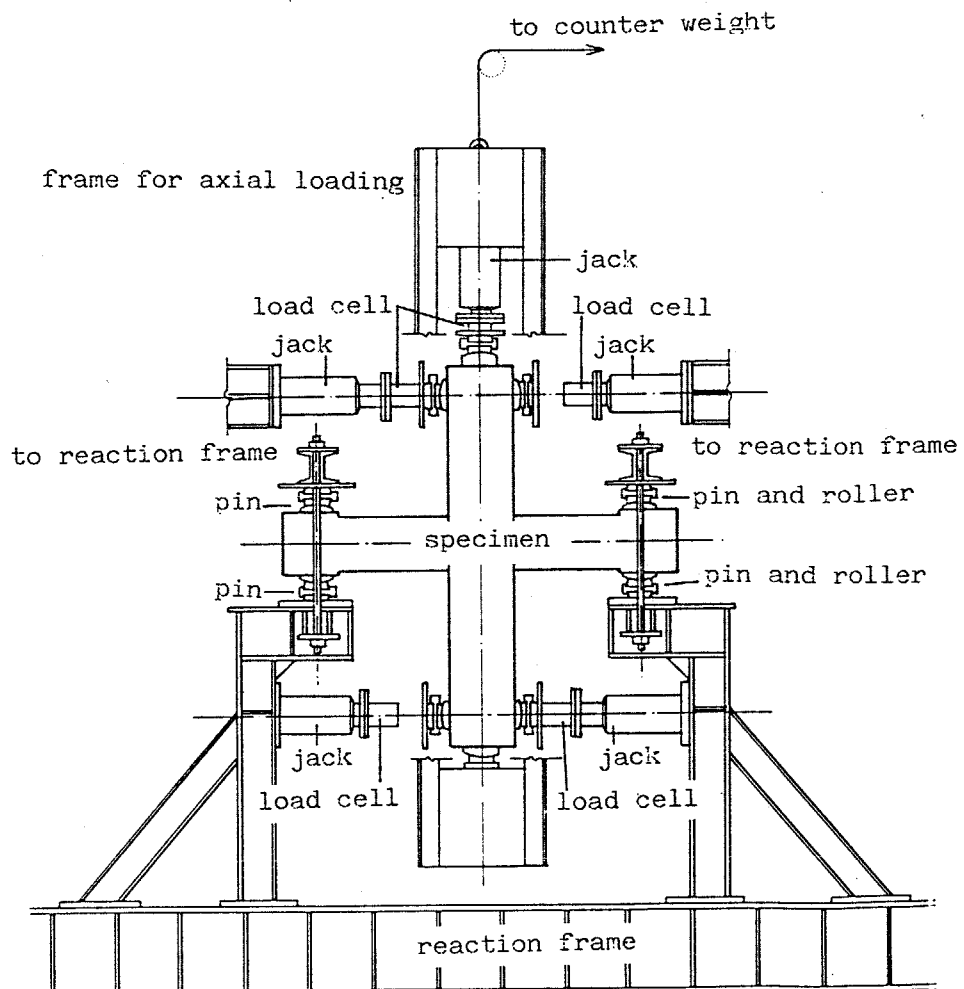


Fig. 6.2 加力装置

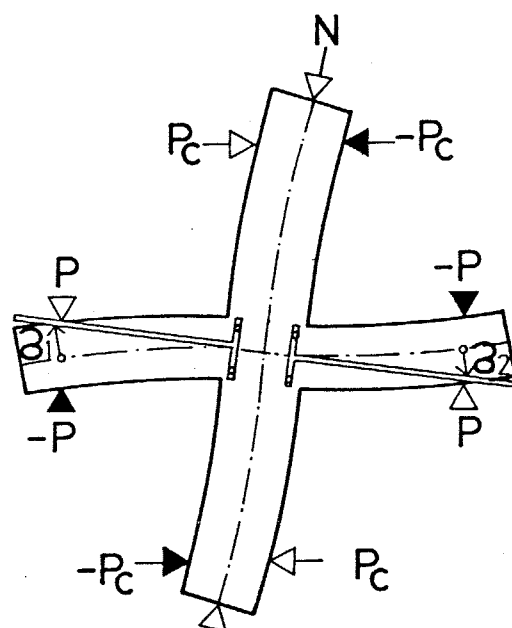


Fig. 6.3 加力・はり変形測定模式図

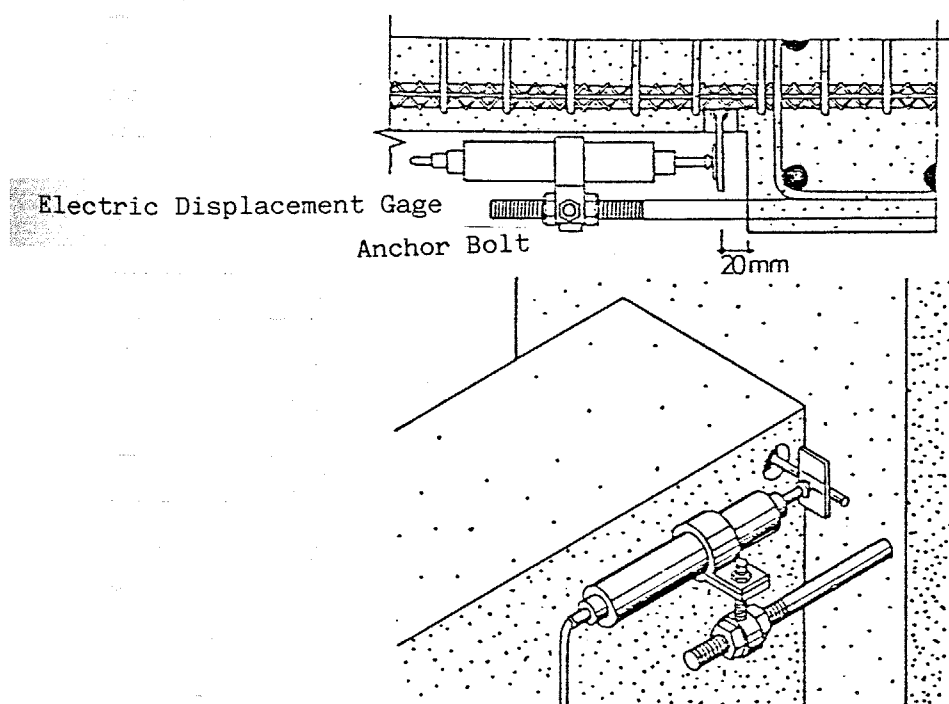


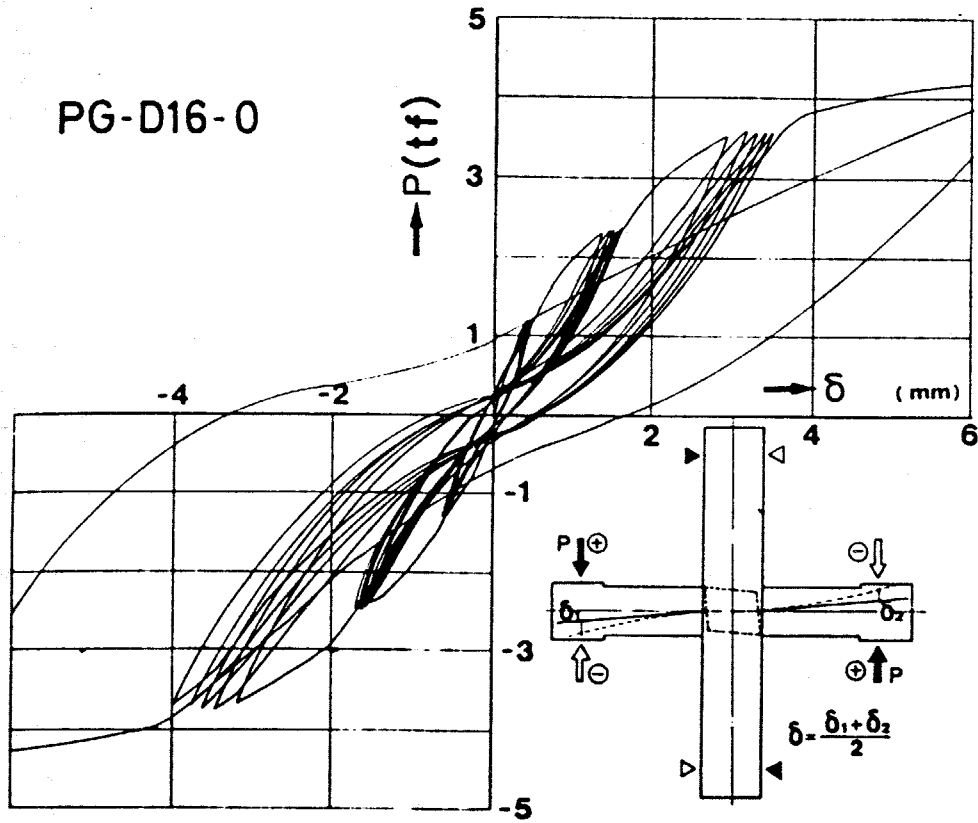
Fig. 6.4 はり筋の抜出し量の測定装置

6.3 はりせん断力変形関係に関する考察

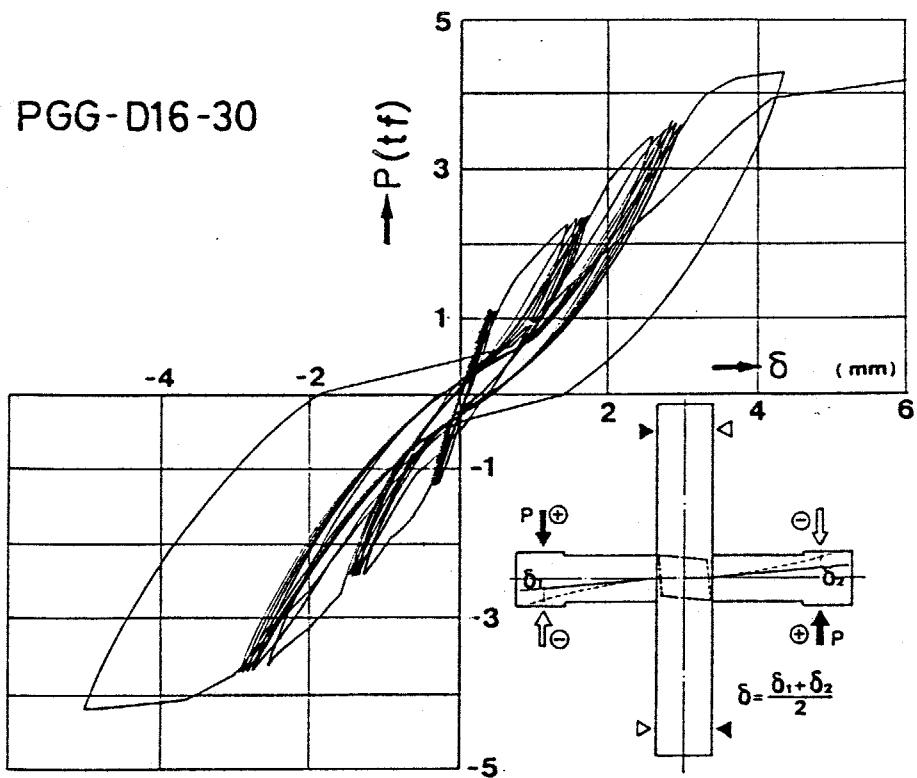
各試験体のはりせん断力変形関係をFig.6.5に示す。全試験体ともはりの曲げ破壊であり、柱に曲ゲムびわれが入ったのは、柱軸力のないPG-D16-0のみであった。柱はり接合部には全試験体ともムびわれが入らなかった。

丸鋼を主筋に用いたPG-R16-30は、異形鉄筋を用いたPGG-D16-30に比べ、曲ゲムびわれ発生後の剛性低下が大きく、第2荷重階($P \approx \frac{2}{3}P_y$)でのくり返しによる変形の増加も大きい。異形鉄筋を用いた3体は、第2荷重階までは、ほとんど差がなく、くり返しの影響もみられない。柱軸力のないPG-D16-0は、第3荷重階でのくり返しによる変形の増加がみられ、はり主筋降伏時の変形も柱軸力のある2体に比べてやや大きかった。柱軸力 90 kgf/cm^2 (PG-D16-90) と 30 kgf/cm^2 (PGG-D16-30) とではほとんど違いはみられなかった。

はりせん断力と柱面位置でのはり主筋のムずみの関係をFig.6.6に示す。丸鋼を用いたものは、第2荷重階の第1サイクルで、すでに、負荷重時にもかかわらず、引張ムずみとなっている。異形鉄筋を用いたものは、正荷重を除荷した時の残留引張ムずみが生じるために、徐々に圧縮ムずみが小さくなっている。負荷重が増加するにつれて、圧縮ムずみが引張側へ移行する傾向は、柱軸力の小さいもの程著るしい。

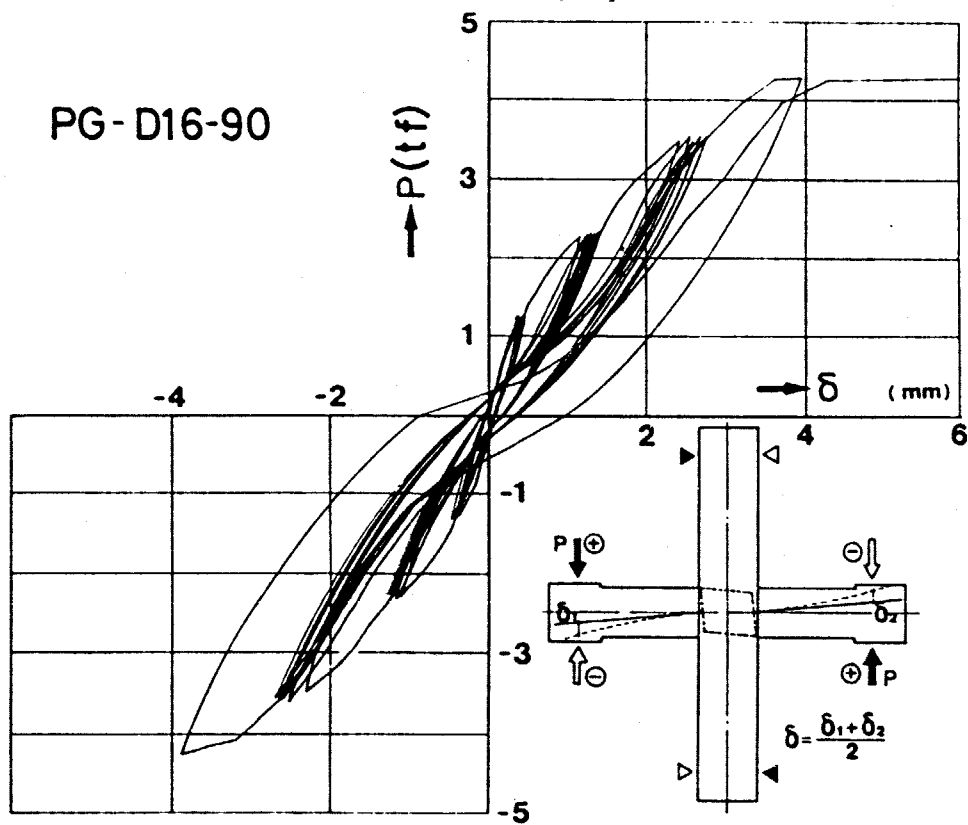


(1) PG-D16-0

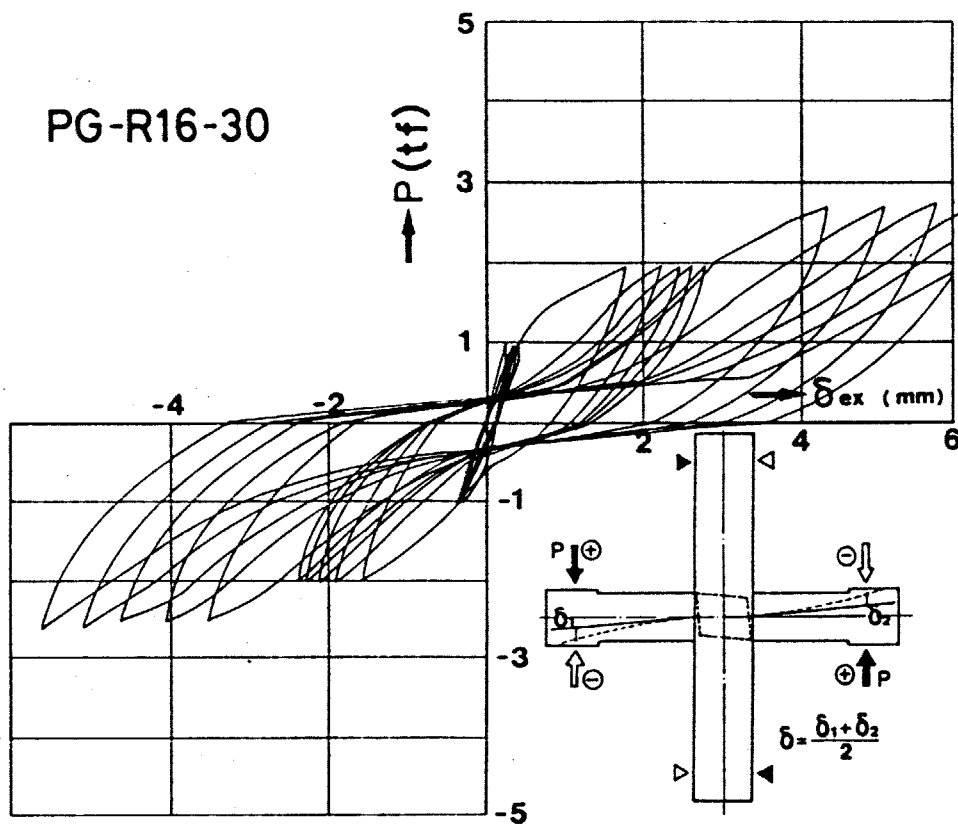


(2) PGG-D16-30

Fig. 6.5 はりせん断力変形関係

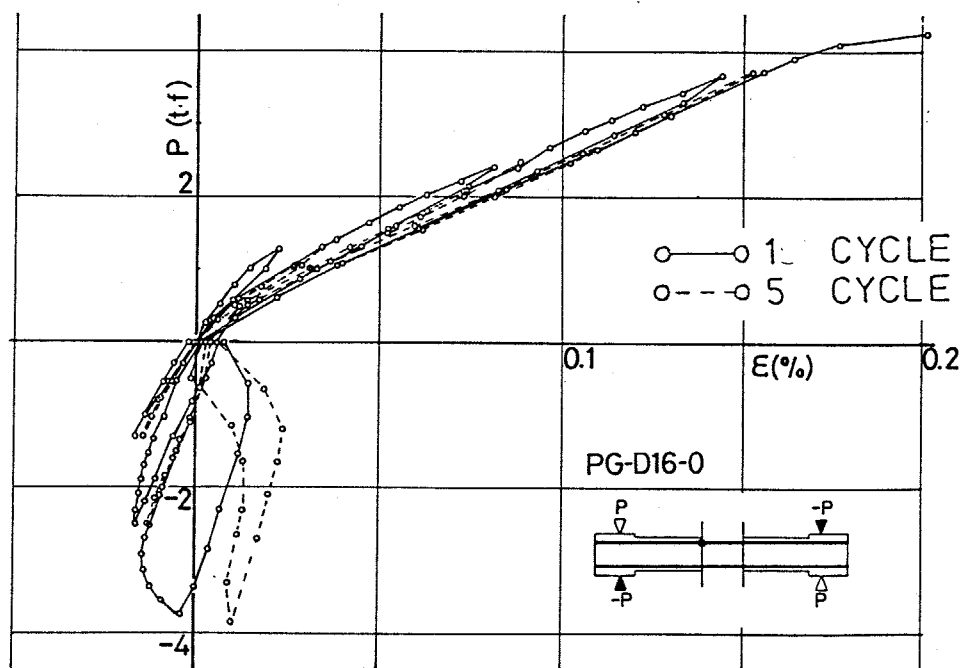


(3) PG-D16-90

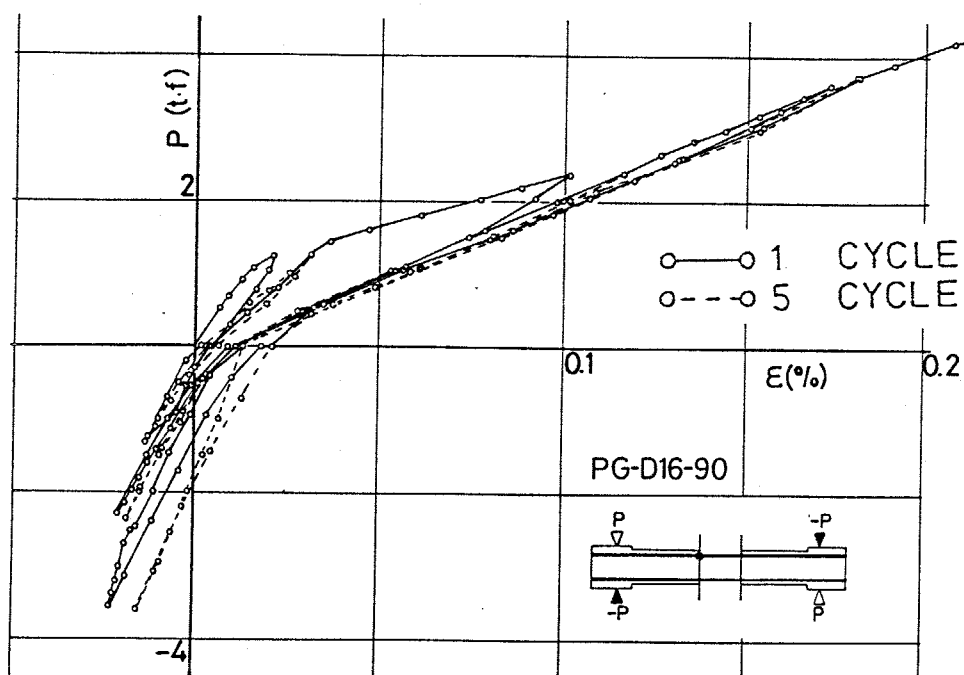


(4) PG-R16-30

Fig. 6.5 ほりせん断力変形関係

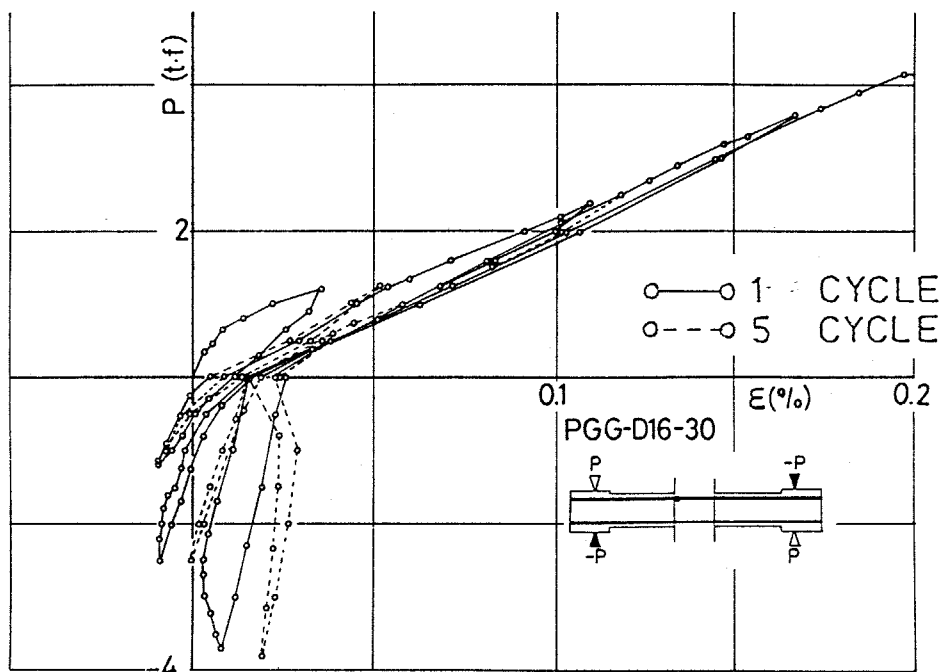


(1) PG-D16-0

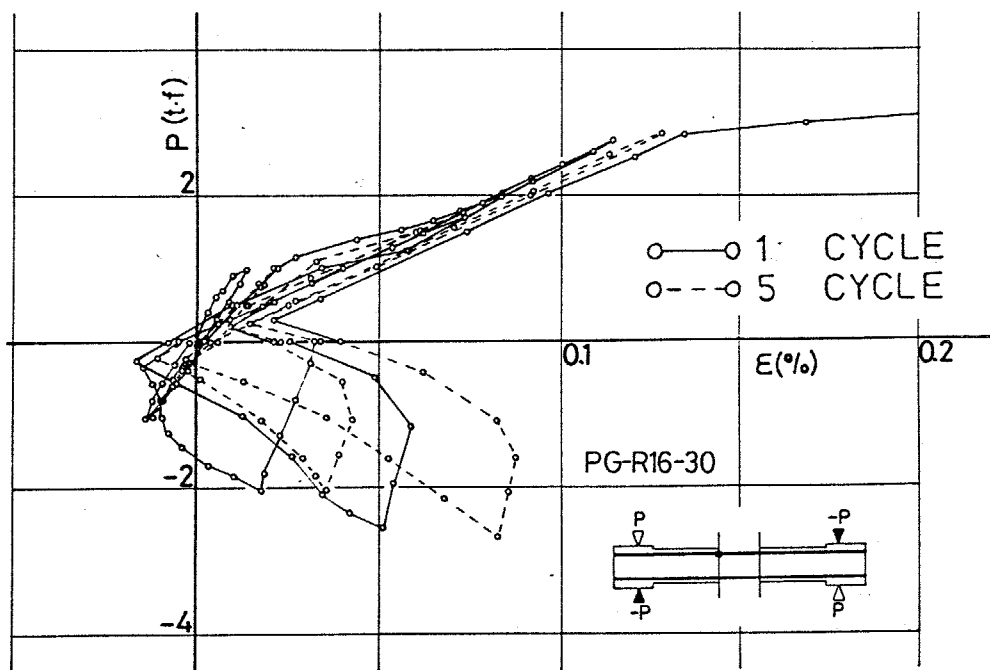


(2) PG-D16-90

Fig. 6.6 はりせん断力主筋ひずみ関係



(3) PGG-D16-30



(4) PG-R16-30

Fig. 6.6 はりせん断力主筋ひずみ関係

4 接合部内におけるはり主筋の付着性状

6. 4. 1 μ ずみ、付着応力度分布

はり主筋の接合部における μ ずみ分布をFig. 6.7に示す。丸鋼を用いたPG-R16-30では、第2荷重階($P \approx P_y$)第1サイクルで、全域引張 μ ずみとなっている。異形鉄筋を用いたものは、荷重増加とともに、 μ ずみ0の点がほぼ中央から圧縮側に移行してきている。従って、今回の実験では、はり主筋は圧縮力と引張力を同時に受ける応力状態から一端引張他端自由という片引き応力の状態へ移行していることになり、しかも、荷重が小さいうちに、片引応力の状態に近くなっていた。

主筋の μ ずみから、その位置での主筋の負担力を求め、主筋周長とゲージ間隔を除すことにより局所的な平均付着応力度(τ)を計算した。周長は公称周長とし、コーティング部分も有効とした。 x は、正荷重時に引張となる側の柱面から、隣り合う2点の μ ずみ測点間中央までの距離とした。柱はり接合部内における付着応力度分布をFig. 6.8に示す。丸鋼を用いたPG-R16-30は、初期から付着応力度がほとんど一樣で、荷重増加に伴う付着応力度の増加も少なく、最大付着応力度が約20 kgf/cm²しかたない。柱軸力のたないPG-D16-0は、第3荷重階($P \approx P_y$)で、付着応力度がほぼ一樣となり、最大付着応力度が35 kgf/cm²程度となっている。PG-G-D16-30とPG-D16-90は、 $x=25$ mm以上になると、付着応力度がほぼ直線的に減少している。 $x=25$ では、共に頭打ちの現象

がみられ、柱軸力 30 kgf/cm^2 の場合で約 40 kgf/cm^2 , 90 kgf/cm^2 の場合
 約 50 kgf/cm^2 で頭打ちとなっている。

6.4.2 付着応力度すバリ関係

Fig.6.4で示したはり主筋の接合部からの拔出し量とはりせん断
 りの関係をFig.6.9に示す。丸鋼を用いたPG-R16-30は、小さな
 せん断力でも拔出し量が大きく、また、くり返しの影響も顕著で
 ある。柱軸力のないPG-D16-0は、PGG-D16-30, PG-D16-
 0に比べ、第3荷重階での拔出し(負荷重時のめり込み)量が大き
 く、くり返しによる増加も大きい。

次に、接合部内のコンクリートのひずみを0として、はり主筋
 の柱面位置での拔出し量(めり込み量)とはり主筋のひずみ分布
 から主筋の局部すバリ量(S_x)を計算した。

柱軸力のないPG-D16-0の付着応力度(τ_x)とすバリ(S_x)
 の関係をFig.6.10に示す。柱幅30cmの間のコンクリートひずみを0
 としたために、すバリ0の原点がくり返しとともに負側にずれて
 しまい、剛性については、はっきりとしたことはいえないが、柱
 軸力が無い場合、 $x=25 \sim 125$ において、いずれも付着応力度が
 $5 \sim 40 \text{ kgf/cm}^2$ ですバリが急に増加を始めており、最大付着応力度
 になっている。

柱軸力が 30 kgf/cm^2 のPGG-D16-30の場合についてFig.6.11に示す。
 $x=25$ の場合、主筋が引張応力となる正側ですバリが大きく、圧
 縮となる負側で小さい。また、 $x=25$ の場合、付着応力度が約40

kgf/cm^2 ですバリが急増していき、 $x = 25 \sim 125$ の場合には、矢印で示した柱面位置での主筋の降伏が発生するまで、付着剛性が急激に低下することはない。

柱軸力 90 kgf/cm^2 の PG-D16-90 の場合を Fig. 6.12 に示すが、 PGG-D16-30 とほぼ同様の傾向がみられる。しかし、 $x=25$ の場合の最大付着応力度がやや大きい。

丸鋼を用いた PG-R16-30 の場合を Fig. 6.13 に示す。この場合、 $x = 25 \sim 125$ いずれも最大付着応力度が約 20 kgf/cm^2 しかなく、また、負側でも大きなバリ（めり込み）がみられる。

先に述べたように、はり主筋は大きな引張力を受けており、あまり大きな圧縮力を受けておらず、むしろ自由端と考えた方が近い応力状態にあった。第4章の実験のうち、一端引抜他端自由で加力した No. 5 (D16-270-片引正負-3-5) の $\tau_x - s_x$ 関係を Fig. 6.14 に示す。PGG-D16-30 の場合に非常に近い $\tau_x - s_x$ 関係となっている。

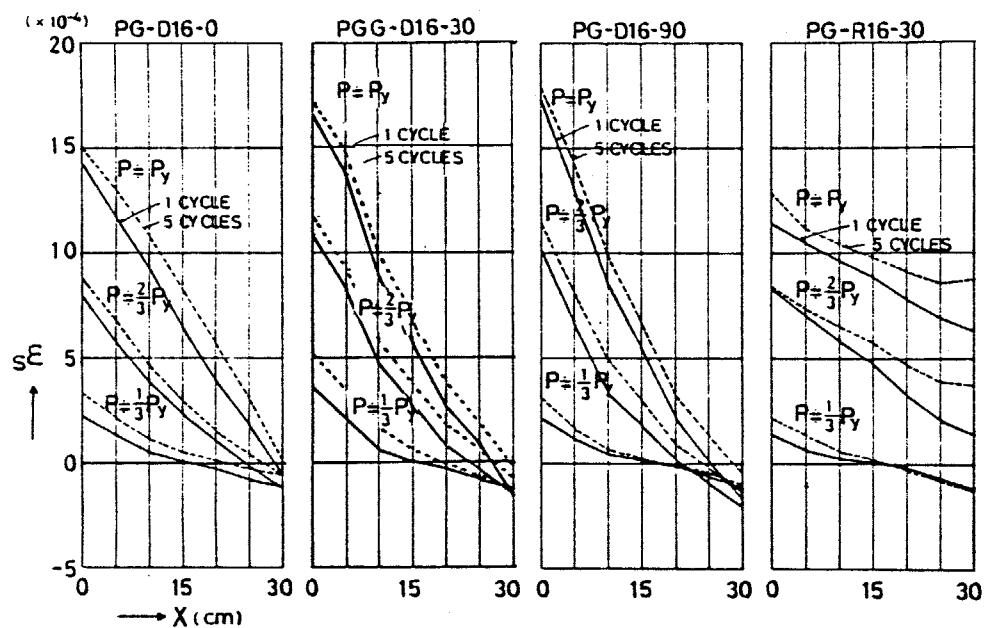


Fig. 6.7 接合部内主筋のひずみ分布

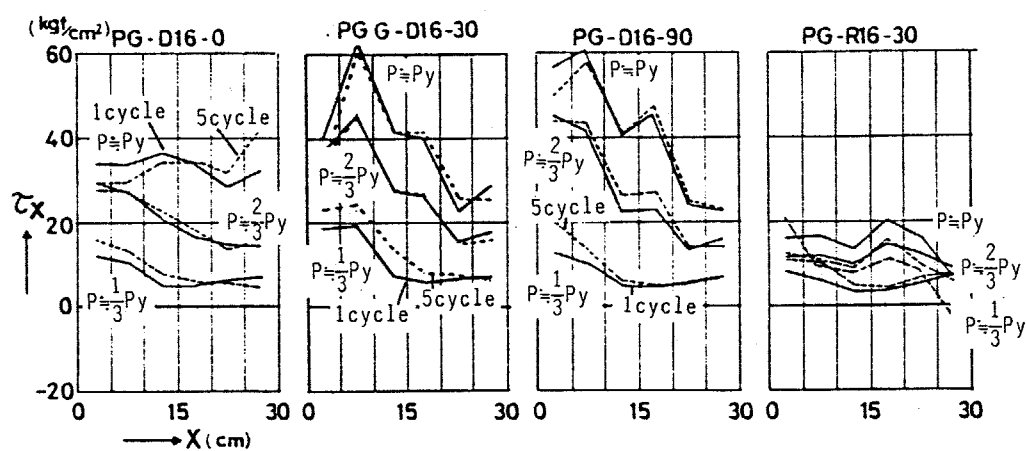
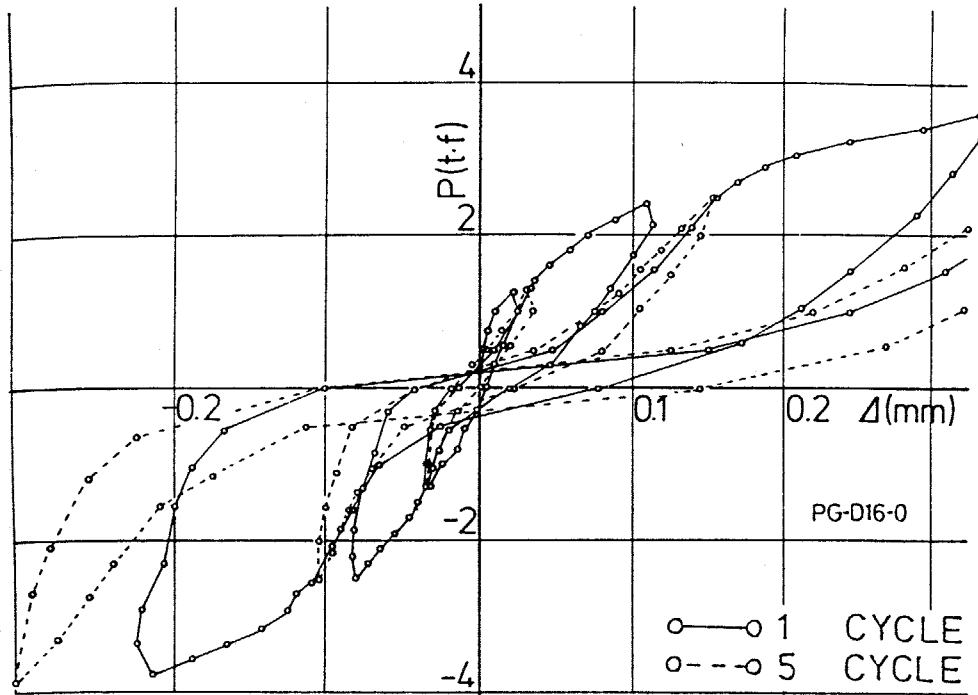
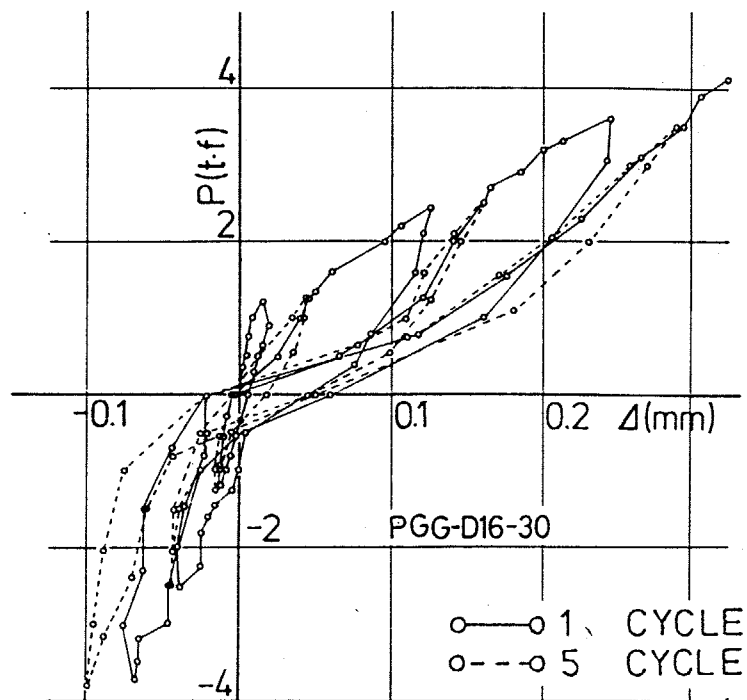


Fig. 6.8 接合部内主筋付着応力度分布

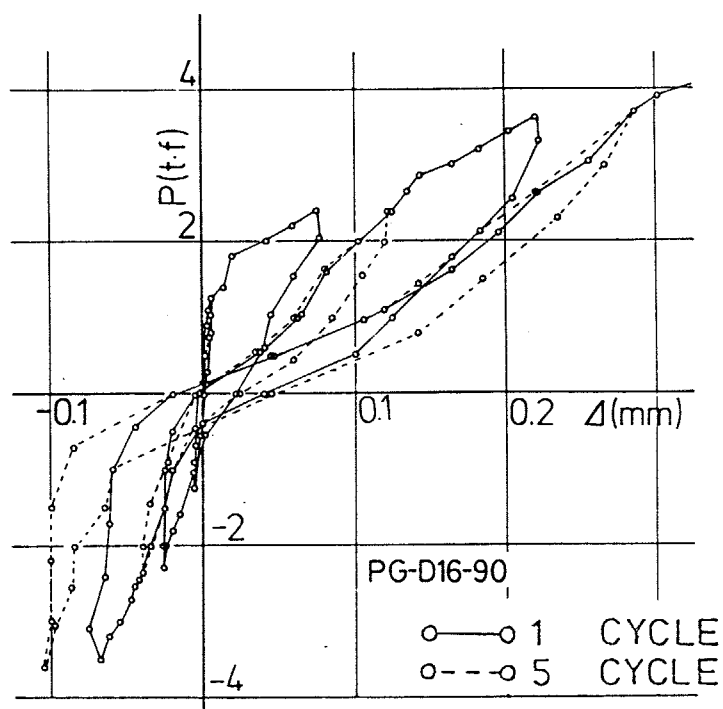


(1) PG-D16-0

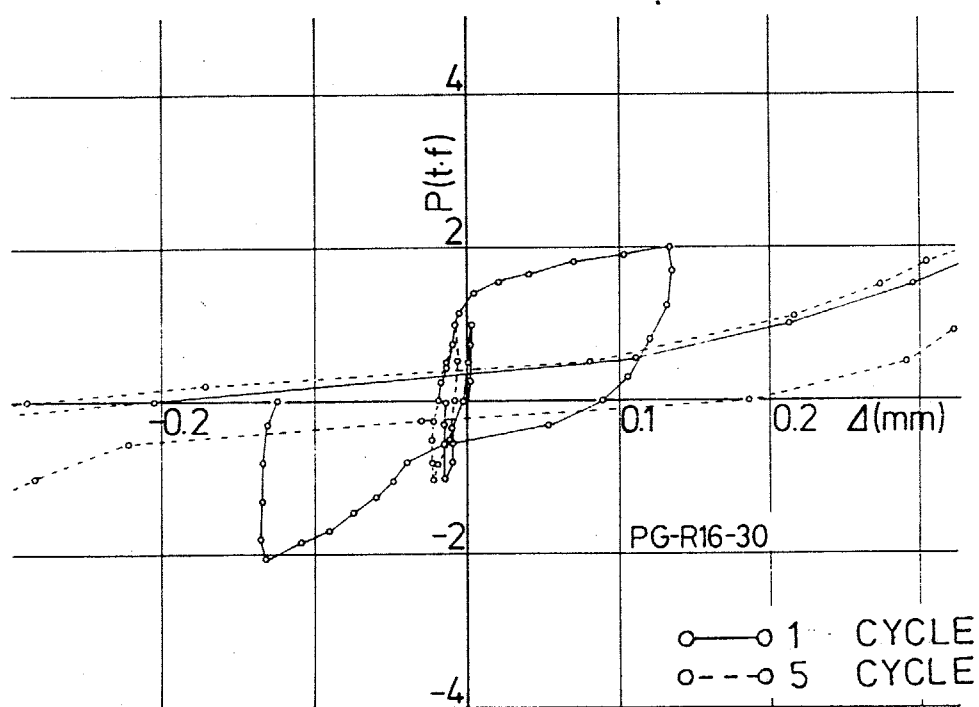


(2) PGG-D16-30

Fig. 6.9 はりせん断力主筋拔出し量関係



(3) PG-D16-90



(4) PG-R16-30

Fig. 6.9 はりせん断力主筋拔出し量関係

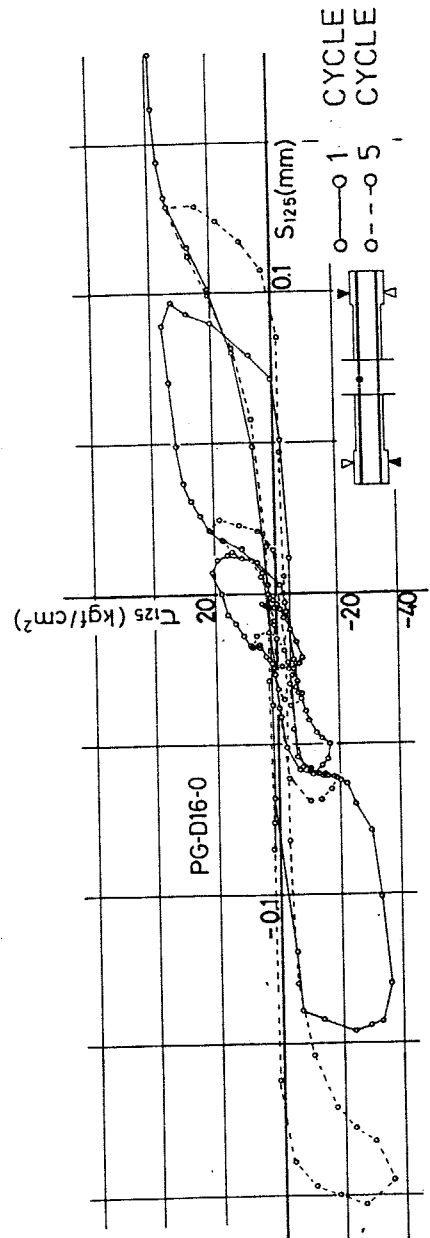
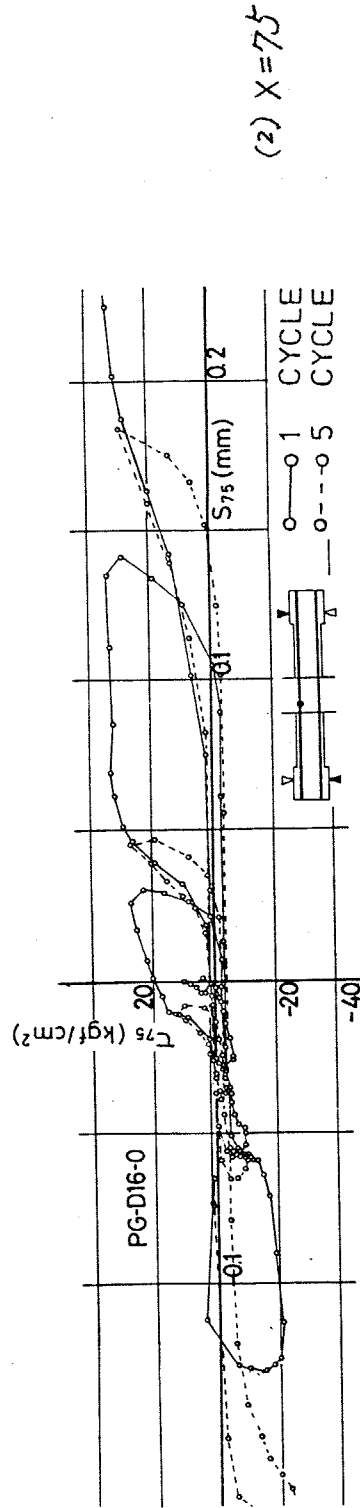
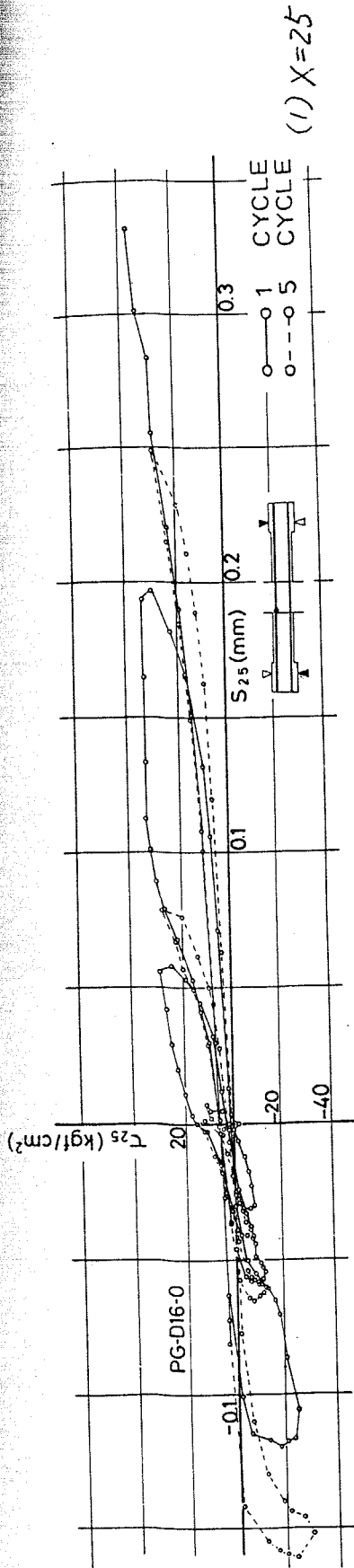


Fig. 6.10

接合部内局部付着
応力度・すべり関
係 (PG-D16-0)

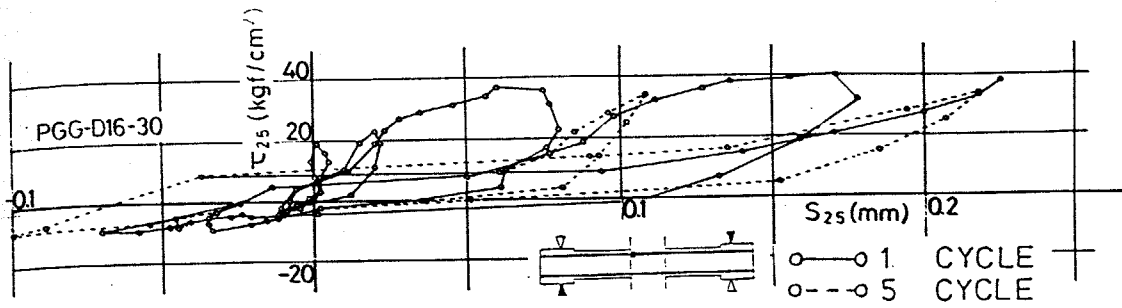
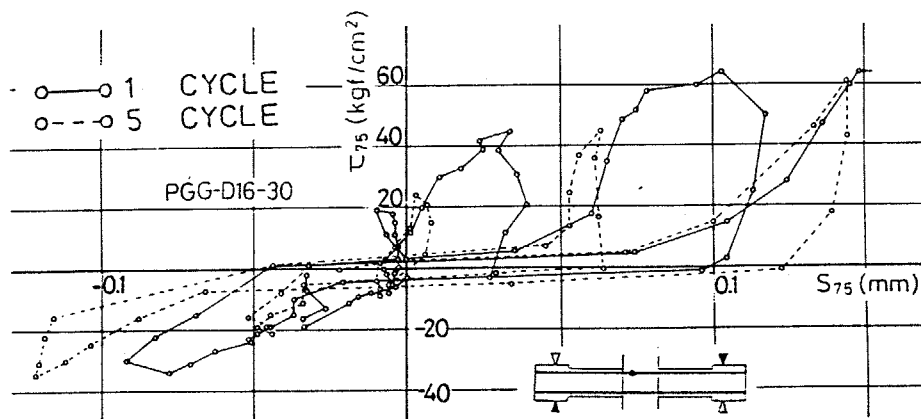
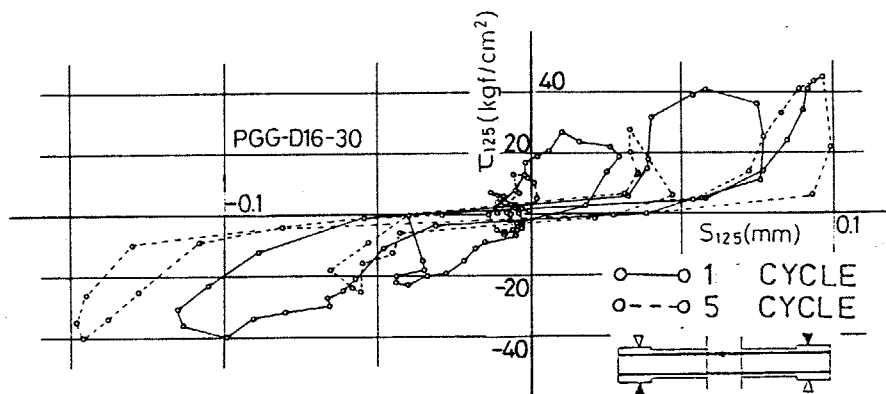
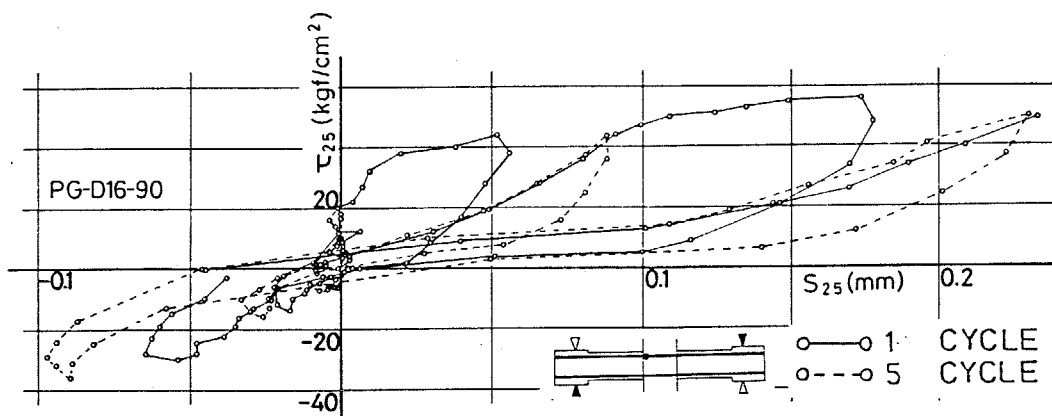
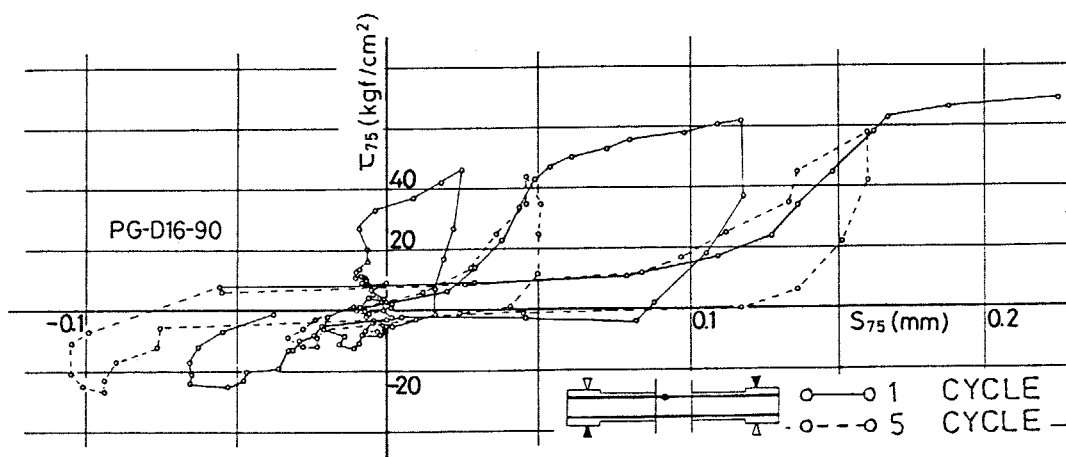
(1) $X=25$ (2) $X=75$ (3) $X=125$

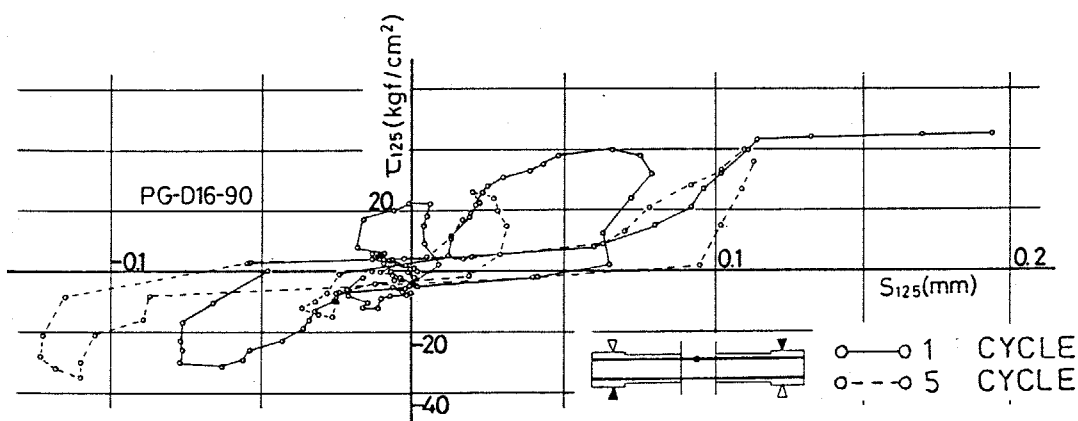
Fig. 6.11 接合部内局部付着応力度すべり関係
(PGG-D16-30)



(1) $X=25$



(2) $X=75$



(3) $X=125$

Fig. 6.12 接合部内局部付着応力度と変位関係
(PG-D16-90)

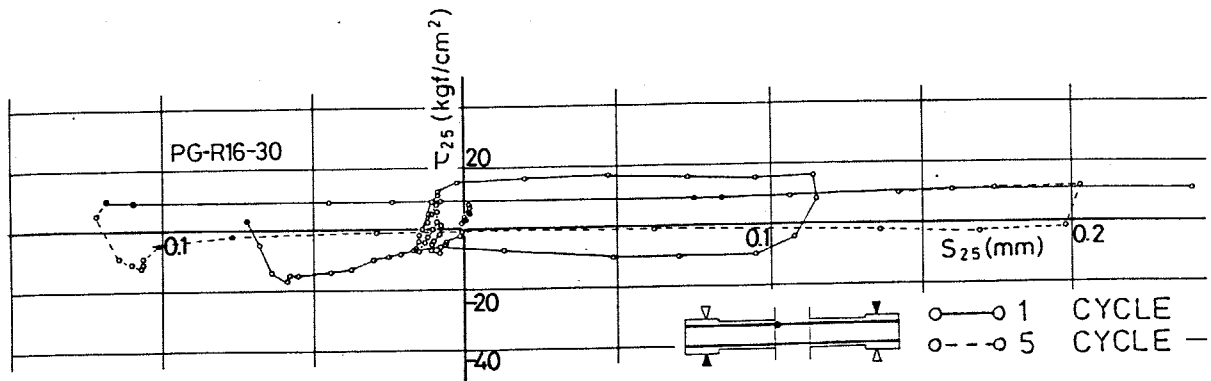
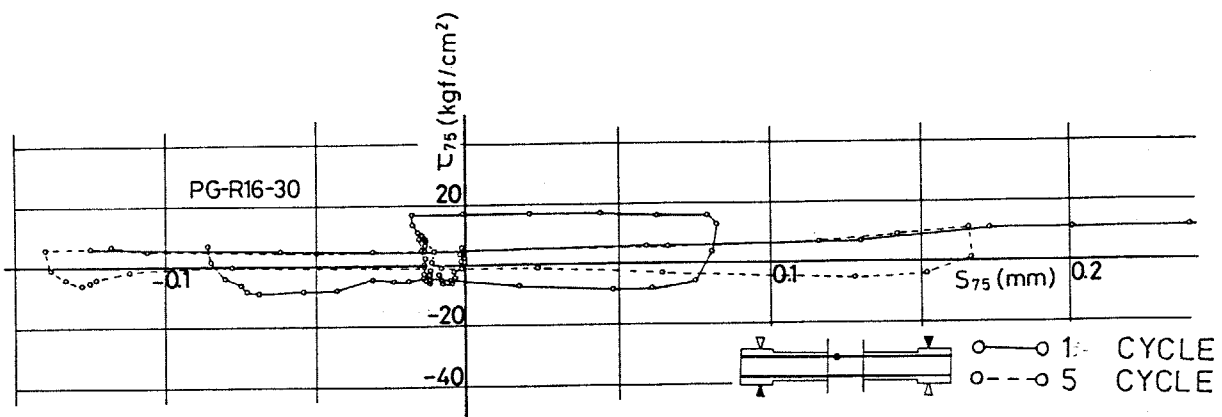
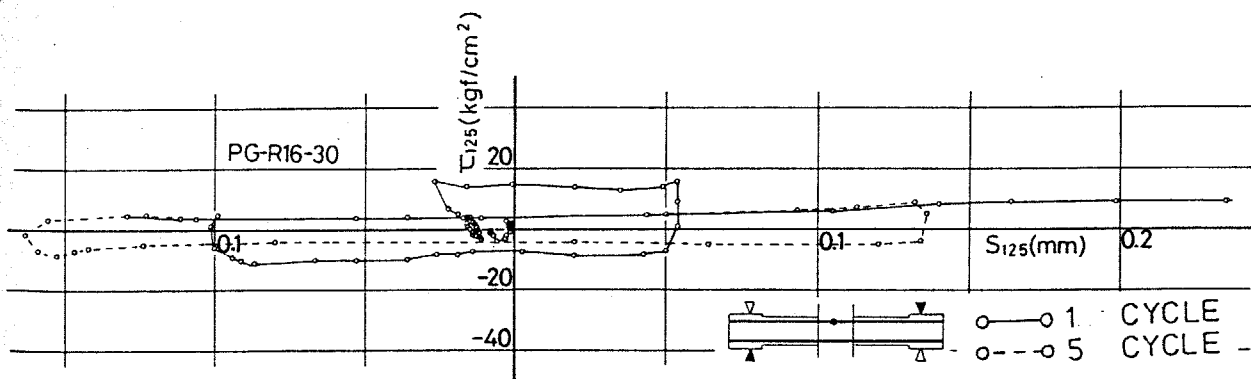
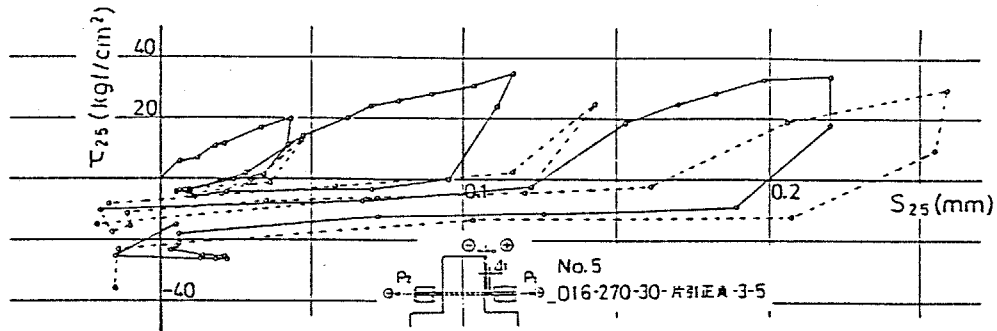
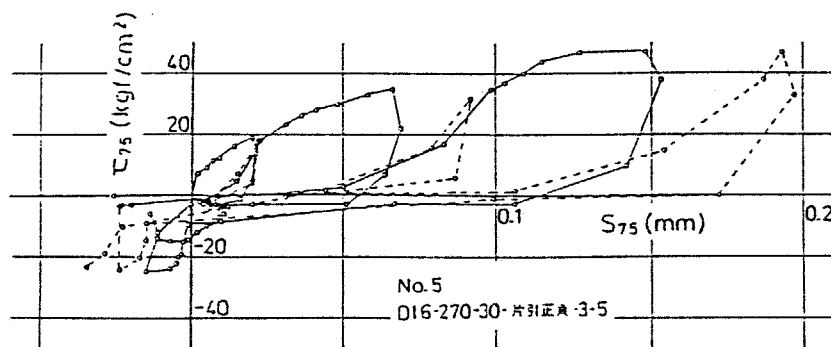
(1) $X=25$ (2) $X=75$ (3) $X=125$

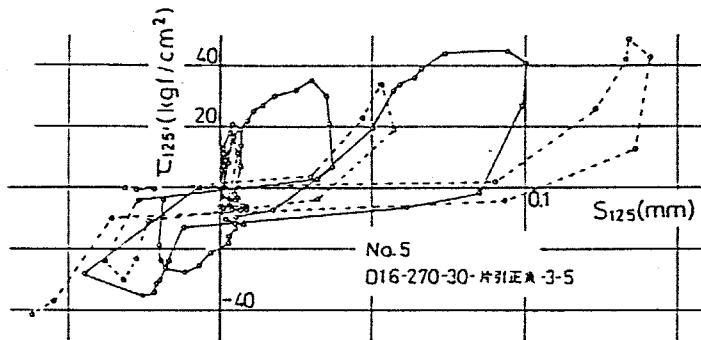
Fig. 6.13. 接合部内局部付着応力度とバリ関係
(PG-R16-30)



(1) $x=25$



(2) $x=75$



○—○ 1st CYCLE
○---○ 5 CYCLE

(3) $x=125$

Fig. 6.14 局部付着応力度すべり関係

(D16-270-30-片引正負-3-5)

6.5 付着応力すべり関係に重点をおいた解析

6.5.1 解析の仮定および対象

前章の解析に引き続き、柱はり接合部内の付着応力すべり関係をモデル化し、標準試験体とした PGG-D16-30 の解析を行った。

解析の方法は前章解析Ⅲを用いた。

要素分割を Fig. 6.15 に示す。節点の離れているのがムビわれを想定した場合で、前章よりもさらに任意性をもたせた。

付着応力とすべりの関係は、部材内と接合部内とで別にした。部材内は前章解析Ⅲ (Fig. 6.16, Model 1, 2) とした。接合部内の付着応力すべり関係は、第4章 No. 5 (D16-270-片引正負-3-5) を基本とし、他の試験体の傾向も考慮して Fig. 6.16 Model 3, 4 のように定めた。Fig. 6.17 に Model 3, 4 と No. 5 の実験結果を比較して示す。No. 5 では、 $x=25, 75, 125$ で $\tau_x - S_x$ 関係が異なり、材端からの距離の影響がみられるが、第4章で述べたように、繰返し回数が多いときには、引抜き端近傍とそれ以外の2種に分類できること、また、前節の実験結果から、 τ_{25} の最大付着応力度のみが 40 kgf/cm^2 で頭打ちとなっており、その他では特に差がみられないことから、上記 Fig. 6.16 のモデルを設定した。

6.5.2 解析結果と実験結果の比較

はりのせん断力と変形の関係を Fig. 6.18 に示す。曲ゲムビわれの発生が解析の方がやや早い。降伏耐力、降伏時の変形はよく一致しており、解析は実験結果と非常によく一致している。

柱面両側でのはり主筋のひずみとはりせん断力の関係をFig. 6.19に示す。ここでも、引張ひびわれの発生荷重がやや違うことの影響はみられるものの、実験結果と解析結果は非常によく一致している。圧縮側鉄筋のひずみは、実験ではくり返しにより引張側へずれ、ジグザクとなから引張側へずれてきているが、解析結果はその包絡線とよく一致し、接合部を通して圧縮鉄筋が徐々に引張ひずみになりつつある現象をよく捉えている。Fig. 6.20は、主筋の接合部からの抜け出し量(めり込み量)とはりせん断力の関係の比較である。P=3.5材でのくり返しにより圧縮側のめり込み量が増大しているのを解析ではとらえることができていないものの、実験と解析はよく一致している。

はり主筋降伏直前での、はり主筋のひずみ分布、付着応力度分布をFig. 6.21, 6.22に示す。付着応力度が最大となる位置、また、圧縮側の柱面位置近くで付着応力度が一定になるなど、解析結果は実験結果と定性的にも定量的にもよく一致している。

P=4.0材の時の解析による変形図をFig. 6.23に示す。実験での最終ひびわれ図をFig. 6.24に示すが、解析では、主となるひびわれの両側に細かくひびわれが入り、てしまっているものの、ひびわれのパターンはよく一致している。

6.5.3 柱はり接合部からの抜け出し量の違いが荷重・変形関係に与える影響に関する解析

前項すでに示したように、本解析法は有効であるので、柱はり

接合部内部の主筋断面積を変えずに周長だけを変えて、接合部内部の付着性状の相違が荷重・変形関係に及ぼす影響を本解析法により検討した。

解析例は2例で、その一覽、および、要素分割を Fig. 6. 25 に示す。また、使用した付着モデルを Fig. 6. 26 に示すが、これは、Fig. 6. 16 と同じである。解析例 Ex-1 と Ex-2 では、柱はり接合部内 (Fig. 6. 25 の中央 30cm の部分) の鉄筋周長のみが異なっている。Ex-2 の接合部内の周長は Ex-1 の接合部内の周長の 0.43 倍である。

荷重・変形関係の比較を Fig. 6. 27 に示す。はり主筋の降伏荷重はほぼ等しいが、その時の変形は、Ex-2 の方が約 11% 多くなっている。

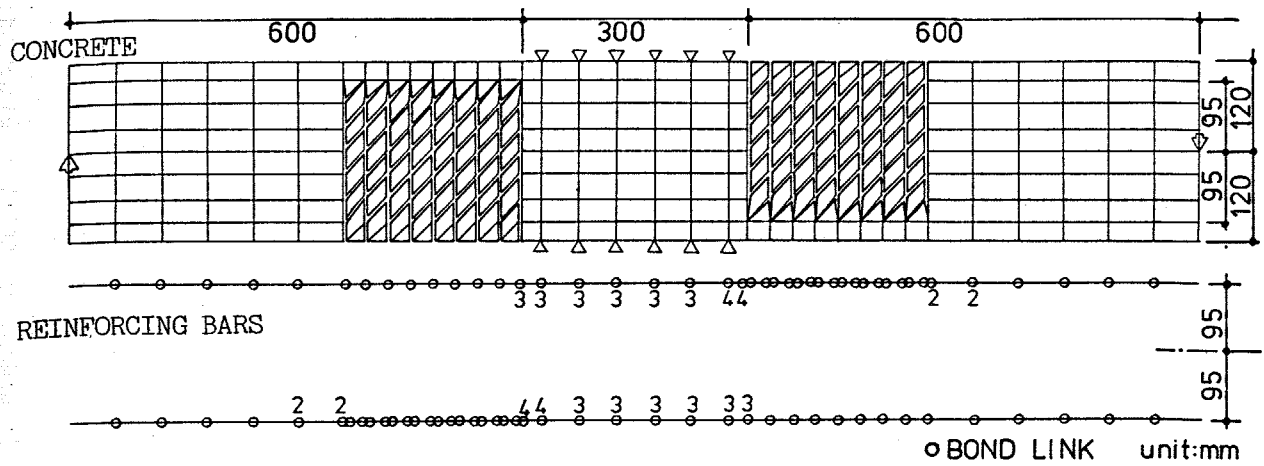


Fig. 6.15 要素分割

Model	KB 1	τ_1	KB 2	τ_2
1	9 tf/cm ³	20 kgf/cm ²	0.6 tf/cm ³	100 kgf/cm ²
2	9	$\alpha \times 20$	0.6	$\alpha \times 100$
3	30	20	2.0	100
4	30	20	2.0	40

$$\alpha = 0.29 \cdot L'/d$$

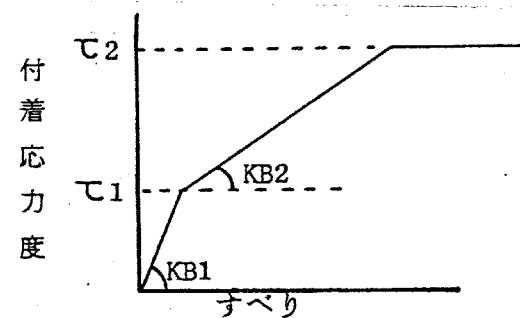


Fig. 6.16 付着応力すべり関係のモデル化

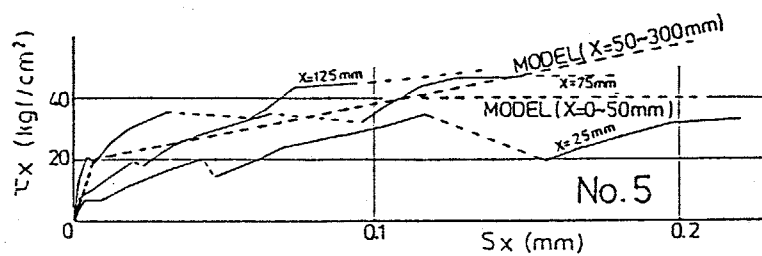


Fig. 6.17 付着応力すべり関係の比較(モデル3, 4)

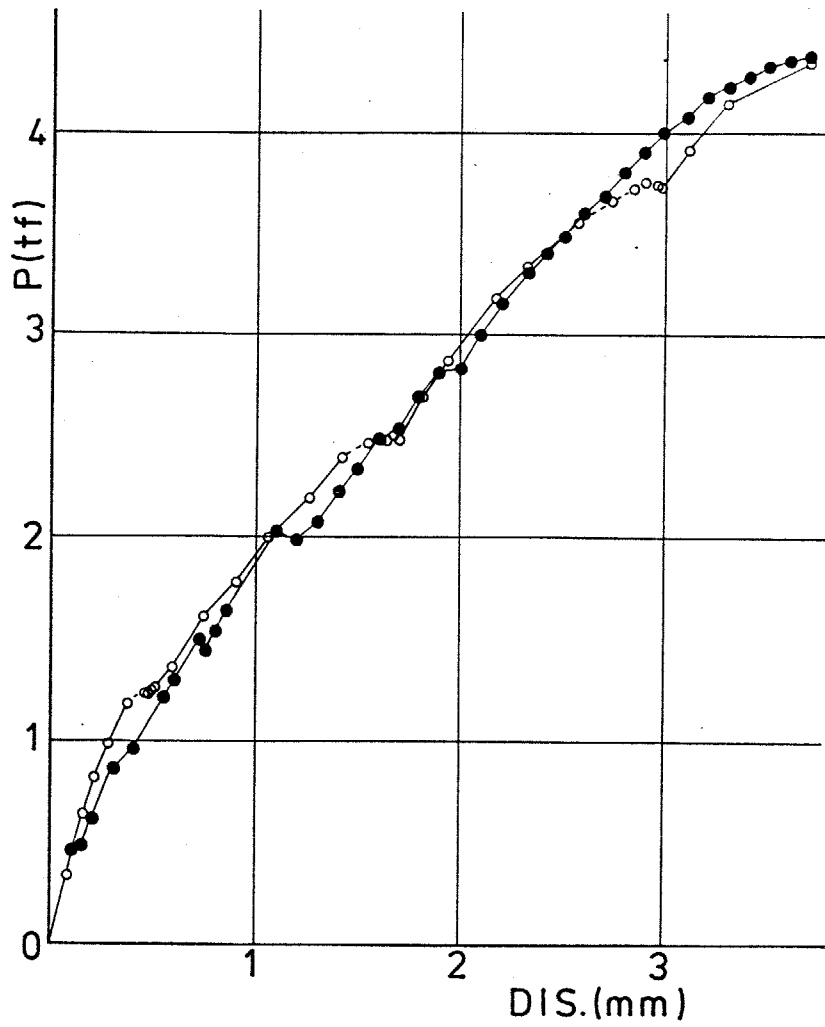


Fig.6.18 荷重変形関係(解析結果と実験結果の比較)

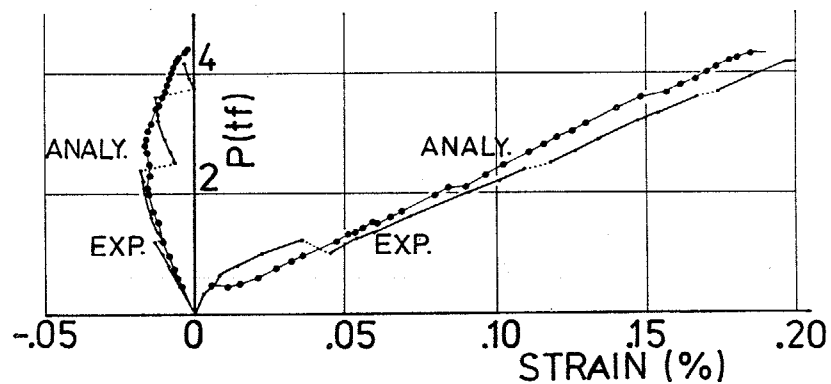


Fig. 6.19 はりせん断力主筋ひずみの関係
(解析結果と実験結果の比較)

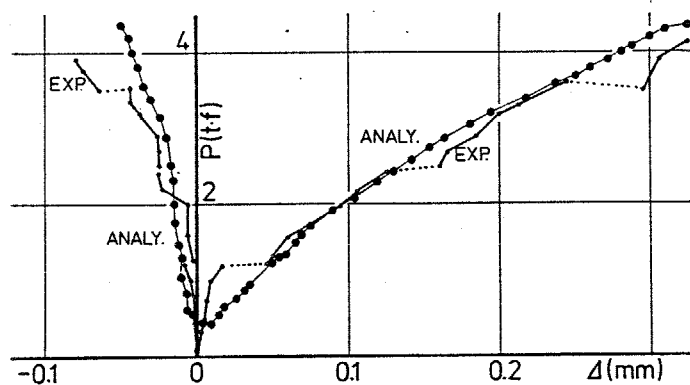


Fig. 6.20 はりせん断力主筋拔出し量関係
(解析結果と実験結果の比較)

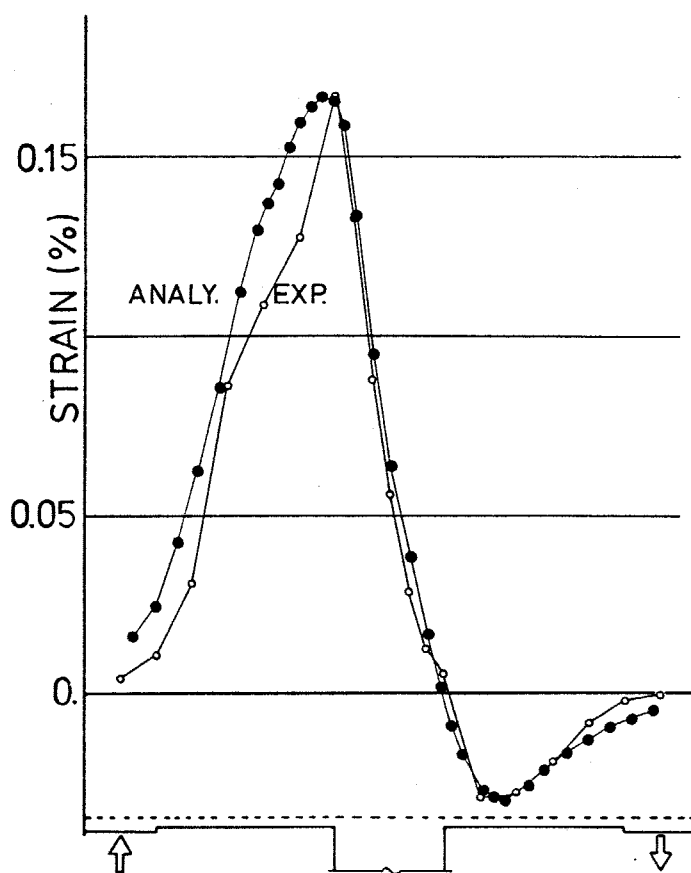


Fig.6.21 主筋 μ ずみ分布 (解析結果と実験結果の比較)

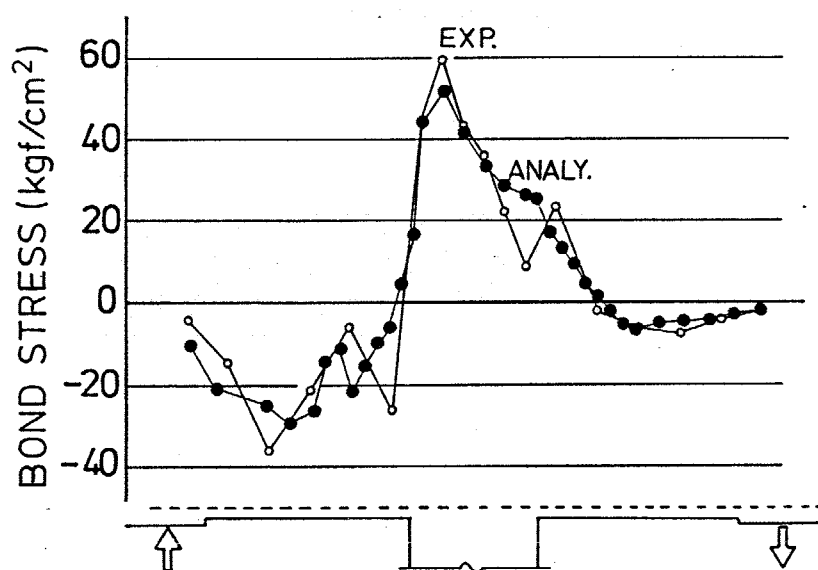


Fig.6.22 付着応力度分布 (解析結果と実験結果の比較)

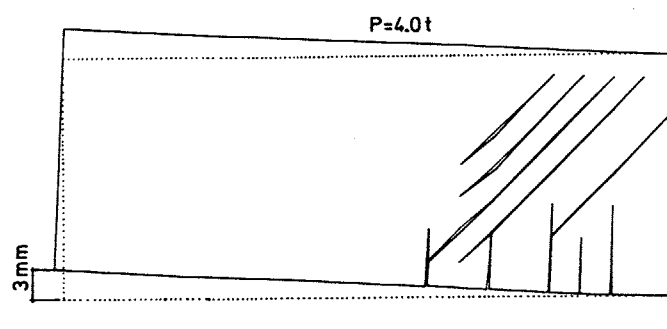


Fig. 6.23. 変形図 (解析結果)

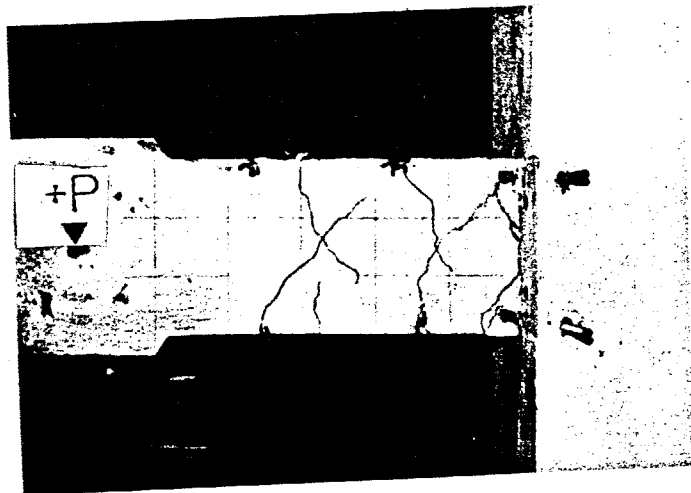


Fig. 6.24 最終ひびわれ図

(実験結果, PGG-D16-30)

柱はり接合部

内の周長

EX-1 16.8 cm

EX-2 7.2 cm

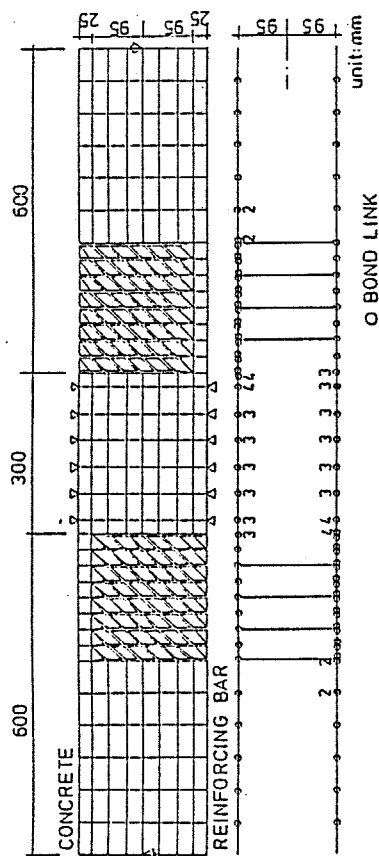


Fig. 6.25 要素分割

Model	KB 1	τ_1	KB 2	τ_2
1	9 tf/cm ³	20 kgf/cm ²	0.6 tf/cm ³	100 kgf/cm ²
2	9	$\alpha \times 20$	0.6	$\alpha \times 100$
3	30	20	2.0	100
4	30	20	2.0	40

$$\alpha = 0.29 \cdot L/d$$

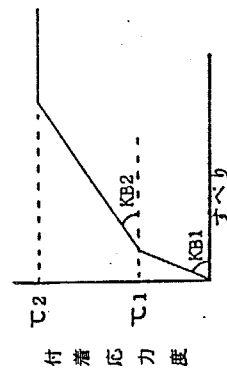


Fig. 6.26 付着応力すべり関係のモデル化

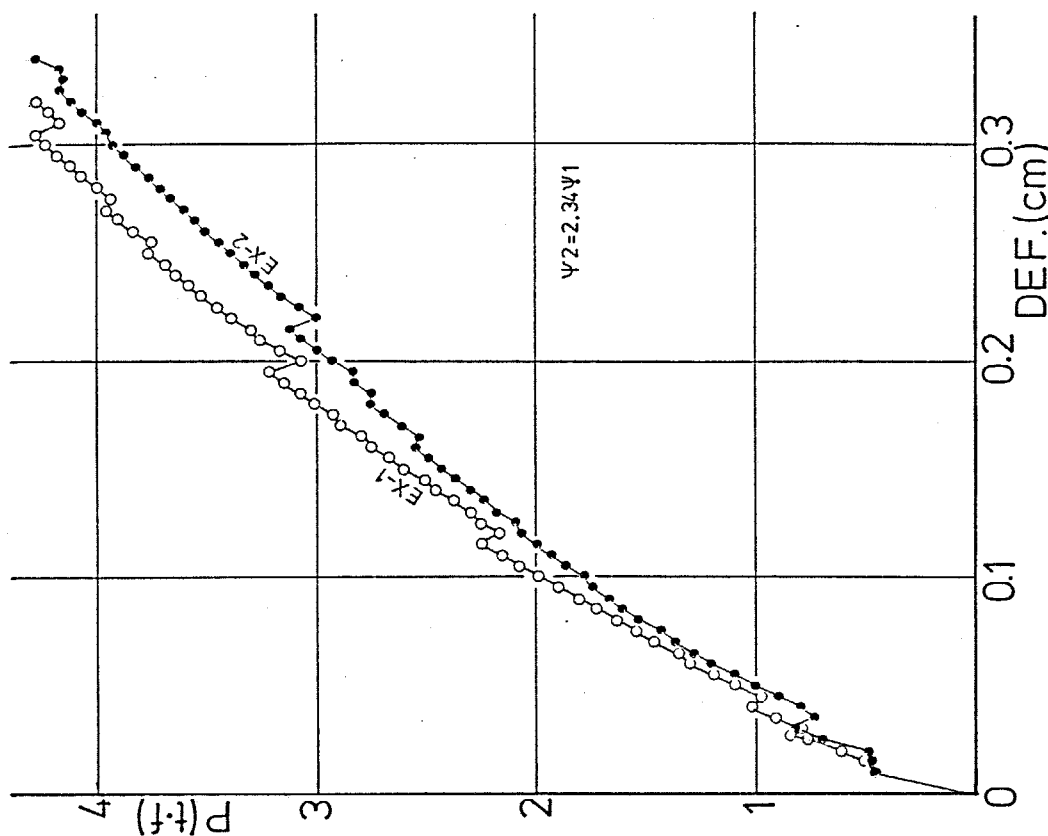


Fig. 6.27 荷重・変形関係の比較

6.6 まとめ

本章においては、柱はり接合部を含む十字形試験体の実験を行った。柱軸方向圧縮力のない試験体では、はり主筋の付着剛性の低下が接合部全域で生じ、柱軸力のあるものは、接合部内部ではあまり生じていない。そのため、柱軸力のない試験体の降伏点剛性は、柱軸力のあるものに比べやや低くなっている。

柱軸力のある試験体でも、引抜き側の柱面近傍での付着剛性の低下が生じているものの、押込み側で、第4章でみられたような高い付着応力度と剛性を示すことはなかった。これは、本実験の場合、引張鉄筋のひずみに比べ圧縮鉄筋のひずみが小さく、一端引張、他端自由の応力状態に近いためと考えられる。

第5章の解析法に、第4章から定めた柱はり接合部内における付着応力・すべり関係を適用して解析を行った結果、荷重変形関係、はり主筋の接合部からの拔出し量、はり主筋のひずみ度とその分布、付着応力度とその分布など、解析結果は実験結果と非常によく一致した。そこで、さらに、柱はり接合部内部の周長の違いが、降伏点変位に及ぼす影響について解析上での比較をしたが本解析例の場合約11%のひらきがあった。

第 7 章 結 論

7. 1 結 論

本論文では、異形鉄筋とコンクリートとの付着作用が部材の復元力特性に与える影響について、(1)通常無視されているひびわれ発生後のコンクリートが、ひびわれ間において、付着によって鉄筋を拘束し、軸方向剛性を高める働きをしていること、(2)せん断力によって生じた主筋の応力差による鉄筋とコンクリートとの相対すべりは、平面保持を成立させず、部材の曲げせん断剛性を低下させること、(3)柱はり接合部からの主筋の抜け出しは、杵端回転角を増大させ、骨組の剛性を低下させること、の3点に分け、実験を主体として検討を加えている。

本論文によって得られた結論を要約し、次に列挙する。

- (1) ひびわれ間のコンクリートが鉄筋コンクリート柱の引張剛性を高めている作用を、みかけの力が鉄筋位置に働いていると置きかえ、このみかけ上の力を鉄筋コンクリート柱の一軸引張圧縮実験結果に基づいて、鉄筋のひずみと鉄筋位置のコンクリートのひずみから一義的に定まるようにモデル化した。このモデルを断面曲げ解析に適用することにより、通常の断面解析と同様の手法で、ひびわれ間のコンクリートの協力も考慮した解析ができることを示した。
- (2) 軸力と曲げモーメントの載荷経路の異なる鉄筋コンクリート柱の実験を行い、曲げ耐力は載荷経路にはほとんど影響されないものの、曲げモーメントと曲率の関係は、載荷経路が異なれ

ば異なってくることを示し、上記解析法によれば、従来の断面解析よりもよくこの性状を説明できることを示すとともに、部材の曲げ性状に及ぼす付着の影響を明らかにした。

- (3) 引抜き形式の付着実験と主筋の付着性状を詳しく調べたはり実験において、ひびわれ近傍の付着性状を調べた結果、付着剛性、最大付着応力度ともに、ひびわれ近傍において低下するがその低下を起す範囲は、ひびわれから鉄筋公称直径の3~4倍の範囲内である。最大付着応力度は、上記範囲内において、ひびわれに近い程直線的に低下する。
- (4) 鉄筋コンクリートはり主筋の最大付着応力度と付着剛性は、ひびわれの集中する枝端近くでの低下が著るしい。シアスパンが長い場合には、ひびわれから少し離れた枝中央部では、(3)で述べたように、最大付着応力度の低下はあまり生ぜずに、曲げ理論から必要とされる付着応力度を保持し平面保持が成立していると考えられるのに対し、シアスパンが短い場合には、部材全長にわたって、最大付着応力度や付着剛性の低下が生じてくる。曲げ理論から考えれば、シアスパンが短い程主筋の付着応力度が高くなるはずであるが、本実験では、シアスパンによらずほぼ同じ最大付着応力度であった。また部材実験で得られた最大付着応力度は、引抜き実験で得られたものに比べかなり低い値であった。
- (5) 一端で押込み力を他端で引抜き力を同時に受ける主筋の付着

実験を行った結果、鉄筋に押込み力と引抜き力を同時に作用させた場合には、引抜き力だけの場合より拔出し量はかなり大きくなり、繰返しによる抜け出し量の増加も著しくなった。引抜き端近傍での最大付着応力度や付着剛性の低下は、引抜き実験やはり部材実験と同様の性状を示したが、押込み端では付着剛性の低下も少なく、最大付着応力度も高いために、接合部端面近傍の付着応力・すべり関係は繰返しを受けると原点に関して非対称の関係となる。多数回の繰返しを受けると、最大付着応力度と付着剛性の低下は、引抜き端のみではなく接合部中央付近まで進行し、押込み端以外はほぼ同じ付着応力・すべり関係となる。

材軸方向圧縮力は、はり主筋の拔出し量を小さくする効果がある。これは、押込み端における付着剛性の低下を柱軸方向圧縮力が押えているためであった。しかし、柱軸方向圧縮力が大きすぎると、押込み端での付着剛性の急激な低下を早める可能性があり注意を要する。

コンクリート強度が高ければ、拔出し量も少なく、付着剛性の低下も少ない。

- (6) 柱はり接合部を有する十字形はり実験により、柱はり接合部内の付着応力・すべり関係を調べた結果、柱軸方向力のない場合、はり主筋の最大付着応力度や付着剛性の低下は、接合部全域で生ずるのに対し、柱軸力がある場合には、最大付着応力度

と付着剛性の低下は引抜き端近傍のみにとどまっている。そのため、柱軸力のない試験体のはりの降伏点剛性は柱軸力のあつた試験体と比べやや低くなつてゐる。

- (7) 引抜き付着実験、一端で押込み力、他端で引抜き力を同時に受ける主筋の付着実験、はりの曲げせん断実験、柱はり接合部を含む十字形はり実験において検討した。部材内部におけるはり主筋の付着応力・すべり関係とひびわれの影響、および、柱はり接合部内部におけるはり主筋の付着応力・すべり関係をモデル化した。このモデルを用い、主筋軸方向の位置による付着剛性の相異と、クラックリングを用いたひびわれの発生位置と方向とに重点を置き、材料の他の力学的特性は簡略化して行う有限要素法による解析法を提案した。荷重・変形関係、はり主筋のひずみ度とその分布、はり主筋の付着応力度とその分布、はり主筋の柱はり接合部からの拔出し量などの解析結果は、実験結果と非常によく一致し、本モデル化、および、解析法の妥当性を明らかにすることができた。

- (8) さらに、上記解析法により、鉄筋コンクリートはり実験における試験体の柱形の有無、使用主筋径の相違が、せん断力と相對変位に及ぼす影響を調べた。本解析例の場合、柱形の有無により変位が約15%、使用主筋径の相違により変位が約10%変動することから、実験結果を設計に用いる場合や実験結果同士を比較する場合には注意を必要とすることを指摘した。

7. 2 今後の研究課題

- (1) 本論文では、繰返し加力の影響も含めた包絡線として、一方向加力の扱いをして検討を加え解析を行ってきた。本論文で行った解析法を応用して、繰返し加力に伴う逆S字形の復元力特性の解明など、さらに検討を加えていく必要がある。
- (2) 部材内部での主筋の最大付着応力度は、引抜き付着実験で得られた最大付着応力度よりも低い値であった。これは、コンクリートがせん断応力を受けていること、主筋のダボ作用によるこじり等の影響と考えられるが、この原因については今後解明していく必要がある。
- (3) 主筋押込み端での付着剛性と最大付着応力度がともに高いのは、鉄筋軸と直交方向の圧縮力の影響等から考え、鉄筋が圧縮力による膨張するためと考えられるが、周辺コンクリートの拘束の条件の違いによる影響もあると考えられるので、今後解明していきたい。
- (4) 今回解析において、コンクリートの圧縮剛性を弾性としたが、今後、部材の変形限界、せん断圧縮破壊等の解明や、高軸圧縮力を受ける柱の復元力特性等、コンクリートの圧縮性状が部材の性状に支配的な場合の付着の影響を解明するためには、2軸あるいは3軸応力下でのコンクリートの性質の解明やモデル化等、さらに検討していく必要がある。

本論文に関連する発表論文リスト

•

本論文に関連した発表論文リスト

- (1) Hayashi, S., Kokusho, S., Teramoto, E. and Osanai, T., "Study of the Bending Behavior of Reinforced Concrete Columns under Changing Axial Forces", Bulletin D'Information N°132, AICAP/CEB Symposium, Rome, Mai 1979.
- (2) 林静雄, 黒正清治, "変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性状に関する研究", 第1回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1979年5月
- (3) Hayashi, S., Kokusho, S., Teramoto, E. and Osanai, T., "Study of the Bending Behavior of Reinforced Concrete Columns under Variable Axial Forces", Transactions of the JCI 1979, Dec. 1979
- (4) 林静雄, 黒正清治, 寺本英治, "変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性状に関する実験研究(その1 実験および断面曲げ解析)", 日本建築学会論文報告集, 第289号, 1980年3月
- (5) 林静雄, 黒正清治, 小山内亨, "変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性状に関する実験研究(その2 付着実験および付着を考慮した断面曲げ解析)", 日本建築学会論文報告集, 第312号, 1982年2月
- (6) 森本敏幸, 林静雄, 黒正清治, 吉田俊夫, "押込み力と引抜き力を同時に受けるはり主筋の付着性状に関する実験研究", 日本建築学会論文報告集, 第322号, 1982年12月

林静雄，森本敏幸，黒正清治，"柱はり接合部内に通し配筋されたはり主筋の付着に関する実験"，第5回コンクリート工学会年次講演会講演論文集，1983年5月

Hayashi, S., Morimoto, T. and Kokusho, S., "The Bond Behavior of Reinforcing Bars through the Interior Beam Column Joint", Transactions of the JCI, Vol. 5, Dec. 1983.

林静雄，吉田弘行，黒正清治，"ひびわれ近傍における異形主筋とコンクリートの付着性状に関する実験研究"，日本建築学会論文報告集，条件付採用

林静雄，森本敏幸，黒正清治，"柱はり接合部内に通し配筋されたはり主筋の付着性状に関する実験と解析"，日本建築学会論文報告集，投稿中

本論文に関連した口頭発表論文

- (1) 林静雄, 黒正清治他, "変動軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に関する実験研究", 日本建築学会大会, 1975
- (2) 林静雄, 黒正清治他, "変動軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に関する実験研究", 日本建築学会大会, 1978
- (3) 鬼沢浩二, 林静雄, 黒正清治, "付着剛性を考慮した鉄筋コンクリート部材の変形解析", 日本建築学会大会, 1979
- (4) 小山内亨, 林静雄他, "曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材の付着すべりに関する実験研究", 日本建築学会大会, 1980
- (5) 吉田弘行, 林静雄, 黒正清治, "異形鉄筋とコンクリートとの付着に関する基礎的研究", 日本建築学会大会, 1981
- (6) 林静雄, 森本敏幸, 黒正清治, "柱はり接合部内に通し配筋されたはり主筋の付着性状に関する基礎的研究", 日本建築学会北陸支部研究発表会, 1982
- (7) 林静雄, 森本敏幸, 黒正清治, "押込み力と引抜き力を同時に受ける鉄筋コンクリートはり主筋の付着性状に関する実験", 日本建築学会大会, 1982
- (8) 吉田弘行, 林静雄他, "異形鉄筋とコンクリートの付着に関する基礎的研究", 日本建築学会大会, 1982
- (9) 林静雄, 黒正清治, "曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材における付着性状に関する実験", 日本建築学会北陸支部

研究発表会，1983

- (10) 林静雄，黒正清治，“はり主筋の付着すべり性状におよぼす
シアスパンの影響”，日本建築学会大会，1983.

参考文献リスト

- 1-1) 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎, "鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究", 日本建築学会論文報告集, 第131号, 第132号, 第134号, 第139号, 1967
- 1-2) 長嶋俊雄, "異形鉄筋とコンクリートの付着に関する研究", 東京工業大学修士論文, 1973
- 1-3) Bresler, B. and Bertero, V., "Behavior of Reinforced Concrete under Repeated Load", Proc. of the ASCE, ST6, 1968
- 1-4) Ma, S., Bertero, V and Popov, E., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beam", EERC 76/2, Univ. of California, Berkeley, 1976
- 1-5) 森田司郎, 角徹三, "繰返し荷重下における鉄筋とコンクリートの付着特性に関する研究" 日本建築学会論文報告集 第289号, 1975
- 1-6) 谷資信, 東浦章他, "鉄筋とコンクリートの付着に関する研究", 日本建築学会大会, 1975
- 1-7) 中島享, 山本康弘, "鉄筋コンクリートの付着応力度の履歴とみじわれの復元性に関する研究", 土木学会論文報告集 第219号, 1973
- 1-8) 大喜多一晃, 黒正清治他, "鉄筋とコンクリートのくり返し加力下における付着性状に関する実験研究", 日本建築学会大会, 1970

- 1-9) Viwathanatepa, S., Popov, E. and Bertero, V., " Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks ", EERC 72/22, Univ. of California, Berkeley, 1979
- 1-10) 後藤幸正, 大塚浩司, " 引張を受ける異形鉄筋周辺のコンクリートに発生するひびわれに関する実験的研究 ", 土木学会論文報告集, 第294号, 1980
- 1-11) 池田尚治, " 鉄筋コンクリート部材における鉄筋とコンクリートとの応力伝達に関する研究 ", 土木学会論文報告集, 第307号, 1981
- 1-12) 山尾芳秀, 周礼良, 岡村甫, " 定着長さ・コンクリート強度が局部付着応力-すべり関係に及ぼす影響 ", 第5回コンクリート工学講演論文集, 1983
- 1-13) 角徹三, " 異形鉄筋ふれ近傍コンクリートの変形性状 ", 日本建築学会大会, 1983

- 2-1) 堀孝司, 角田亨志雄, 能町純雄, "RC部材引張部材の剛性評価の方法に関する研究", 第2回コンクリート工学講演論文集, 1980
- 2-2) Labib, F. and Edwards, A., "An Analytical Investigation of Cracking in Concentric and Eccentric Reinforced Concrete Tension Members", Proc. of Instn Civ. Engrs, Part 2, 1978
- 2-3) 谷資信, 野村設郎他, "鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性", 日本建築学会論文報告集, 第262号, 1977.
- 2-4) 佐藤良一, 青柳征夫他, "付着を考慮した鉄筋コンクリート引張部材の変形解析", 土木学会年次講演会, 1979, 1980
- 2-5) 佐藤稔雄, 白井伸明他, "RC耐震壁の履歴特性と非弾性解析", 日本建築学会大会, 1980
- 2-6) 森田司郎, 須藤英司, "引張-圧縮応力履歴下のコンクリートの応力-ひずみ関係", 日本建築学会大会, 1978
- 2-7) Tassios, T. and Yannopoulos, P., "Analytical Studies on Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading Based on Bond Stress-Slip Relationships", ACI Journal, May-June 1981
- 2-8) Somayaji, S. and Shah, S., "Bond Stress Versus Slip Relation and Cracking Response of Tension Members", ACI Journal, May-June 1981

- 3-1) 山本泰稔, 石鍋元章, "高強度太径異形鉄筋の付着性状について", 日本建築学会大会, 1962
- 3-2) 野口博, "鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する研究", 日本建築学会論文報告集, 第233号, 第234号, 1975
- 3-3) 但木孝男, 小倉弘一郎, 亀田登与三郎, "異形鉄筋の割裂付着強度に関する研究", 日本建築学会大会, 1975
- 3-4) 滝口克己, "付着のあるRC部材と付着のないRC部材の変形特性", 日本建築学会論文報告集, 第262号, 1977
- 3-5) 池田尚治, 宇治公隆, "鉄筋コンクリートはりのせん断両荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究", 土木学会論文報告集, 第293号, 1980
- 3-6) 石橋一彦, 園部泰寿, "繰返し荷重を受けら鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究", 日本建築学会大会, 1972

- 3-7) 中田慎介, "付着特性を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究", 日本建築学会大会, 1971
- 3-8) 多田利正, 武田寿一, "鉄筋コンクリート部材における末端塑性ヒンジの変形特性と隣接定着域の付着劣化過程に関する解析的研究" 日本建築学会関東支部研究報告集, 1980
- 3-9) 松浦誠, 山本春行, "鉄筋コンクリートはり・柱部材の非線形および時間依存性挙動", 日本建築学会論文報告集, 第322号, 1982
- 3-10) 小阪義夫, 谷川恭雄, 山田和夫, "エンドクロニク理論による鉄筋コンクリート非弾性解析", 日本建築学会論文報告集第326号, 1983
- 3-11) 市之瀬敏勝, "付着すバリを考慮した鉄筋コンクリート骨組の解析法", 日本建築学会論文報告集, 第327号, 1983
- 3-12) 坂田弘安, 黒正清治, 和田章, "鉄筋コンクリート部材の付着を考慮した曲げ弾塑性解析", 日本建築学会大会, 1983
- 3-13) 密川栄志, 青山博之, "鉄筋のすバリを考慮したRC部材の解析", 日本建築学会大会, 1974

- 3-14) Ngo, D. and Scordelis, A., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Vol. 64, No. 3, 1967
- 3-15) Nilson, A., "Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method", ACI Journal, Vol. 65, No. 9, 1968
- 3-16) 日本建築学会鉄筋コンクリート第3小委員会, "鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 シリーズ" 11, 12, 13, 付着特性", 建築雑誌, Vol. 94, No. 1158 1979
- 3-17) 黒正清治, 滝口克己, "有限要素法による鉄筋コンクリート部材の二次元非線形解析", 日本建築学会論文報告集, 第189号, 1971, 第200号, 1972
- 3-18) 野村設郎, 佐藤和英, 小野英雄, "有限要素法による鉄筋コンクリート部材の繰返し履歴の解析", 日本建築学会大会, 1978
- 3-19) Plauk, G. and Hees, G., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams with Special Regard to Bond Behaviour", TABSE Colloquium, Delft, Netherland, 1981
- 3-20) 野口博, "有限要素法による鉄筋コンクリートの非線形解析(異形鉄筋とコンクリートの付着)", 日本建築学会論文報告集, 第258号, 第261号, 1977
- 3-21) Committee on Concrete and Masonry Structures, "State of the Art Report on Finite Element Method on Reinforced Concrete", ASCE, 1983

- 4-1) 坪井善勝, 矢代秀雄, "仕口における鉄筋の付着に関する実験的研究", 日本建築学会論文報告集, 第57号, 1957
- 4-2) 黒正清治, 長縄裕行他, "鉄筋コンクリート構造梁・柱接合部に関する実験研究", 日本建築学会大会, 1974
- 4-3) 東洋一, 大久保全陸, 大和田義正他, "はり柱接合部の影響を考慮したRC柱の強度・変形に関する実験的研究", 日本建築学会大会, 1975
- 4-4) 小倉弘一郎, 亀田登与三郎他, "鉄筋コンクリート柱はり接合部を通じての柱部材曲げ耐力劣化に関する実験的研究" 日本建築学会大会, 1980
- 4-5) Marques, J and Jirsa, J, "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints", ACI Journal, No. 5 1975
- 4-6) 森田司郎, 角徹三, "鉄筋コンクリート柱・はり接合部におけるはり軸筋の接合部からの抜け出しについて", 日本建築学会大会, 1972
- 4-7) 山田稔, 河村広他, "鉄筋コンクリートスラブ付3軸直交型柱梁接合部材の弾塑性変形性状に関する研究", 日本建築学会大会, 1975
- 4-8) 山口育雄, 東端泰夫他, "RCはり柱接合部のU型定着法に関する研究", 日本建築学会大会, 1976
- 4-9) 多田利正, 武田寿一他, "RC柱はり接合部補強法に関する実験的研究", 日本建築学会大会, 1977

- 4-10) 石橋一彦, 上村智彦他, "太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究", 日本建築学会大会, 1977.
- 4-11) Bertero, V., Popov, E. and Forzani, B., "Seismic Behavior of Lightweight Concrete Beam-Column Subassemblages", ACI Journal Jan.-Feb. 1980
- 4-12) 若林實, 南宏一他, "鉄筋コンクリート造柱はり接合部における梁主筋の定着機構に関する実験的研究", 日本建築学会大会, 1982
- 4-13) 浜田大蔵, 上村智彦他, "鉄筋コンクリート構造物の梁柱接合部に関する実験的研究", 日本建築学会大会, 1979
- 4-14) 石橋一彦, 園部泰寿, "繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着に関する研究", 日本建築学会大会, 1973

- 4-15) 角徹三他, "接合部からの主筋の抜け出しを考慮した鉄筋コンクリート骨組の変形解析", 第5回コンクリート工学講演論文集, 1983
- 4-16) 野口博他, "鉄筋コンクリート柱はり接合部の非線形有限要素解析", 日本建築学会大会, 1981

- 5-1) 小林克己, 黒正清治, 滝口克己, "Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Members Subjected to Bi-Axial Bending Moments", Bulletin D'Information, AICAP-CEB Symposium, Rome, 1979.
- 5-2) 吉田弘行, 黒正清治他, "異形鉄筋とコンクリートの付着に関する基礎的研究", 日本建築学会大会, 1981
- 5-3) Broms, B. and Lutz, A. "Effects of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members", Journal of ACI, Nov. 1965
- 5-4) 菅野俊介, "鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究", コンクリートジャーナル, No. 2 1973